



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



Thèse

Préparée au sein du Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée
Présentée pour l'obtention du diplôme de :

Doctorat en Sciences en Génie civil
Option : Géotechnique

Sous le Thème :

**Étude numérique du comportement des fondations superficielles
soumises aux différentes charges et reposant sur des sols en pente
renforcée.**

Présentée par :

HAMIDI Ahmed

Devant le jury composé de :

M. LAHBARI Nouredine	Prof.	Université de Batna2	Président
M. ABBECHÉ Khelifa	Prof.	Université de Batna2	Rapporteur
M. YAHIAOUI Djarir	MCA.	Université de Batna2	Examineur
M. MAMENE Belgacem	MCA.	Université de Khenchela	Examineur
M. MESSOUDENE Ibrahim	MCA.	Université de B.Bouarreridj	Examineur
M. BOUSTRID Abdelaziz	MCA.	Université de Khenchela	Examineur

REMERCIEMENT

Cette thèse est un travail de recherche de longue haleine dont l'élaboration n'aurait pas abouti sans le soutien de nombreuses personnes que je tiens, ici, à remercier profondément.

Mes remerciements vont, tout d'abord, à mon directeur de thèse le Professeur **ABBECHÉ KHELIFA** qui m'a offert la possibilité de faire cette thèse et qui m'a dirigé durant ces années passées.

Je tiens à lui exprimer l'hommage de ma profonde gratitude et je le remercie surtout pour sa grande disponibilité, sa capacité et sa volonté à partager ses connaissances. Je tiens aussi à le remercier pour la confiance qu'il m'a témoignée, les encouragements et l'aide précieuse qu'il m'a apportés et surtout ses conseils qui m'ont été particulièrement utiles et pertinents pour l'élaboration de ce travail.

Je voudrais également adresser mes vifs remerciements au Président du Jury qui a accepté de juger ce travail.

Je tiens aussi à exprimer ma gratitude aux membres du jury, pour leurs lectures critiques du manuscrit et pour leurs remarques très constructives qui ont, j'en suis sûr, enrichi la thèse de manière significative.

À ma famille, sans elle, rien de tout cela n'aurait été possible.

Il m'est particulièrement agréable de remercier enfin toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

ملخص

تعتبر قدرة تحمل الأساسات السطحية واحدة من أهم المشاكل في مجال الهندسة الجيوتقنية . حيث تم تكريس عمل مهم لها على مدار قرن تقريباً, كما انه تم تطوير عدة طرق من قبل الباحثين من أجل تحسين القدرة الاستيعابية للأساسات السطحية. في كثير من حالات الإنشاء للأساسات السطحية ، نعثر على طبقات من التربة ضعيفة المقاومة. من بين الحلول لهذه المشاكل نجد تغير جزء من التربة تحت الأساس باستعمال رمل مسلح بالمشبكات الأرضية إلا أن آلية التسليح لا تزال متضحة.

في هذا العمل نقوم بعرض نتائج دراسة عددية لأساس شريطي يرتكز على منحدر من الرمل المدعم بطبقات من المشبكات الأرضية يسند على طبقة من الطين اللين ,هذا الأخير يتعرض لأحمال مختلفة (حمل عمودي على شكل هبوط. حمل مركزي مائل. حمل عمودي لا مركزي) . واستناداً على طريقة ,العناصر المنتهية, باستخدام برنامج الحساب " Plaxis2D . قمنا بإجراء دراسة بارامترية من أجل تقييم تأثير بعض العوامل على قدرة تحمل التربة و التي تم أخذها بعين الاعتبار كما يلي:

عدد طبقات المشبكات الأرضية (N)، المسافة بين العناصر المدعمة (h / B)، المسافة بين قاعدة الأساس وأول طبقة تدعيم (u / B)، تغير ميل المنحدر الرملي (β) ، تغير عمق التسليح (H / B) ، تغير زاوية الاحتكاك الخاصة بالرمل (ϕ) ، تغير موضع الحمل الأمامي وميل الأحمال العمودية بالنسبة لمركز الأساس الشريطي.

نتائج هذا التحليل اظهرت تحسناً في قدرة التحمل عندما نرفع من سمك طبقة الرمل المدعم مهما كان ميل منحدر الرمل وكثافته، . كما لاحظنا أنه هناك تحسناً في قدرة التحمل إذا كان التباعد العمودي للعناصر المدعمة ضعيفاً ، وهذا مهما كانت نوعية الأحمال ، كما لاحظنا أيضاً أن أسطح التمزق الناتج عن المنحدرات غير المدعمة أوسع وأعمق من أسطح التمزق في التربة المدعمة. كما أظهرت النتائج التي تم الحصول عليها أن قدرة تحمل الأساس تحت تأثير حمل لا مركزي يقع بعيداً عن مركز الأساس أقل من قدرة تحمل نفس الأساس الخاضع لحمولة مركزية.

الكلمات الدالة : أساس شريطي رمل ، الطين اللين قدرة التحمل المشبكات الأرضية ،منحدر ، حمل مركزي مائل ، حمل عمودي لا مركزي.

RÉSUMÉ

La capacité portante des fondations superficielles est considérée parmi les problèmes le plus importants dans le domaine de la géotechnique, car des travaux importants lui ont été consacrés. Depuis près d'un siècle plusieurs méthodes ont été développées par les chercheurs, et ce afin d'établir, valider et améliorer le calcul de la capacité portante des fondations superficielles. Stabiliser un sol, au sens large du mot, consiste à modifier les propriétés du sol en vue d'améliorer ses performances techniques. Ces derniers temps, l'objectif du renforcement d'un sol, au-dessous des fondations superficielles est d'améliorer la capacité portante et le tassement des fondations.

Dans ce travail nous présentons les résultats d'analyse numérique basées sur l'approche des éléments finis, en utilisant le code de calcul Plaxis2D. Une étude paramétrique à été réalisée, afin d'évaluer l'effet de certain paramètres sur le comportement d'une semelle filante soumise aux différentes charges (charge verticale sous forme de déplacement, charge verticale centrée et excentrée, charge centrée et inclinée), et reposant sur une pente de sable renforcé par géogrilles au-dessus d'une couche d'argile molle. Dans cette étude les différentes paramètres qui ont été pris en considération sont : le nombre des couches de géogrilles (N), l'espacements verticaux entre les éléments de renforcement u/B et h/B , la variation de la pente du sable (β), la profondeur de renforcement (H/B) et la variation de l'angle de frottement du sable (φ), la variation de la position de la charge, et l'inclinaison de la charge par rapport au centre de la semelle.

Les résultats d'analyse montrent une amélioration sur la capacité portante par apport à la profondeur de renforcement quelque soit la pente du sable, et sa densité (lâche, moyennement dense et dense). Comme on à constaté que une amélioration sur la capacité portante, si le nombre des éléments de renforcement importantes c'est-à-dire l'espacement verticale est faible, quelque soit le type de chargement, ainsi de suite, on note aussi que les surfaces des ruptures obtenues pour les pentes non renforcées sont plus larges et plus profondes que celles du sol renforcé.

Mots clés : Semelle filante, sable, argile molle, capacité portante, géogrilles, pente, charge excentrée, charge inclinée.

ABSTRACT

The bearing capacity of surface foundations is considered to be one of the most important problems in the area of geotechnical engineering, since important work has been devoted to it. For nearly a century, several methods have been developed by researchers in order to establish, validate and improve the calculation of the bearing capacity of surface foundations. Stabilizing soil, in the broadest sense of the word, involves modifying soil properties to improve its technical performance. In recent times, the goal of strengthening a soil below the surface foundations has been to improve the bearing capacity and compaction of the foundations.

In this work we present the results of numerical analysis based on the finite element approach using the calculation code Plaxis2D. A parametric study has been carried out in order to evaluate the effect of certain parameters on the behavior of a strip footing subjected to different loads (vertical load in the form of displacement, vertical load centered and eccentric, load centered and inclined), and resting on a slope of sand reinforced by geogrids above a layer of soft clay. In this study the different parameters that were taken into account are: the number of geogrid layers (N), the vertical spacing's between the reinforcing elements (u / B) and (h / B), the variation of the slope of the sand (β), the depth of reinforcement (H / B) and the variation of the sand friction angle (ϕ), the variation of the position of the load and the inclination of the load by contribution to the center of the footing.

The analysis results show an improvement in the bearing capacity by adding to the reinforcement depth whatever the slope of the sand and its density (loose, moderately dense and dense). As it has been found that an improvement in the bearing capacity if the number of important reinforcing elements, that is to say the vertical spacing is small, whatever the type of loading, so on it is also noted that the surfaces of ruptures obtained for unreinforced slopes are wider and deeper than those of the reinforced soil.

Key words: Strip footing, sand, soft clay, Bearing capacity, Geogrids, Slope, Eccentric load, and inclined load.

SOMMAIRE

REMERCIEMENT	VI
ملخص.....	VI
RÉSUMÉ	VI
ABSTRACT	VI
LISTE DES TABLEAUX	VI
LISTE DES FIGURES.....	X
LISTE DES SYMBOLES.....	VI
INTRODUCTION GENERALE.....	16
CHAPITRE1: APERÇUS BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES FONDATIONS SUPERFICIELLES.	
1.1. Introduction.....	19
1.2. Mode de travail d'une fondation	19
1.3. Mécanisme de rupture du sol sous une fondation.....	20
1.4. Phénomène interne et mécanismes de rupture d'une fondation Superficielle non renforcés.....	21
1.4.1. Un mécanisme général.....	22
1.4.2. Un mécanisme de cisaillement localisé.....	23
1.4.3. Un mécanisme de rupture par poinçonnement.....	24
1.5. Les méthodes de calcul de la portance des fondations Superficielles.....	24
1.5.1. Équilibre limite	25
1.5.2. Analyse limite	26
1.5.3. Les méthodes dérivées des essais en place.....	29
1.5.4. Théorie de Prandtl (1920).....	30
1.5.5. Théorie de Terzaghi (1943).....	35
1.5.6. Méthodes de Meyerhof.....	38
1.5.7. Méthode Hansen Brinch (1970).....	39
1.5.8. Méthodes de Vesic (1973).....	40
1.5.9. A. Caquot et J. Kerisel	40
1.6. Capacité portante des fondations en pente	43
1.6.1 Fondation sur la surface d'une pente (Solution de Meyerhof (1957)	45
1.6.2. Fondation au sommet d'une pente ((Solution de Meyerhof (1957).....	47
1.6.3. Solution de Hansen (1970) et Vesic (1975).....	49
1.6.4. L'approche d'équilibre limite et d'analyse limite.....	49
1.6.5. Solution des efforts caractéristiques.....	50
1.7. Conclusions.....	48
CHAPITRE 2 : FONDATIONS SUPERFICIELLES REPOSANTES SUR SOLS RENFORCES PAR DES MATERIAUX GEOSYNTHTIQUE.	

2.1. Introduction	49
2.2. Fondations reposant sur un sable renforcé par géo grille (sols horizontaux).....	55
2.3. Fondations reposant sur un sable en pente renforcé par géo grille.....	61
2.4. Fondations reposant sur un sable en pente renforcé par géo grille au dessus d'une argile molle.....	70
2.5. Fondations reposant sur un sable renforcé par géo grille soumise à des charges excentrées et/ou inclinées.....	72
2.6 Conclusions	76
CHAPITRE 3 : APERÇUS SUR L'OUTIL NUMÉRIQUE UTILISÉ.	
3.1. Introduction.....	77
3.2. Notations	77
3.2.1 Tenseur de contrainte	77
3.2.3. Contraintes principales	79
3.2.4. Invariants	79
3.2.5. Tenseur déviateur et tenseur sphérique.....	79
3.2.6. Convention de signe	80
3.2.7. État plan de contrainte	80
3.2.8. Tenseur de contrainte dans coordonnées cylindriques(r, φ, z),.....	80
3.2.9. Tenseur de déformation	81
3.3. Comportement élastique linéaire	83
3.3.1. Élasticité linéaire isotrope de Hooke	83
3.4. Comportement plastique	84
3.4.1 Définition de la plasticité	84
3.4.2. Surface de charge	84
3.4.3. Règle d'écoulement plastique	85
3.4.4. Critères de plasticité usuels en mécanique des sols	86
3.5. Présentation de logiciel Plaxis	92
3.5.1. Définition de logiciel PLAXIS	92
3.5.2. L'historique de développement du logiciel PLAXIS	93
3.5.3. Différents type d'analyse utilisées par plaxis	93
3.5.4. Type d'éléments finis utilisés par plaxis	94
3.5.5.Éléments d'interfaces	94
3.5.6. Différents modèles de comportements utilisés par PLAXIS	95
3.5.7. Les différents types de comportement des matériaux (Material type).....	95
3.5.8. Conclusion.....	97
CHAPITRE 4 : ÉTUDE NUMÉRIQUE DU COMPORTEMENT D'UNE SEMELLE FILANTE SOUMISE AUX DIFFÉRENTES CHARGES.	
4.1. Introduction	98
4.2. Procédures de modélisation des comportent de la semelle filante.....	98
4.2.1. Les maillages et conditions aux limites	100
4.2.2.Étapes de Calcul et incrément de charge	101

4.3. Validation du modèle en éléments finis	102
4.4. Comportements d'une semelle filante soumise à une pression verticale.	106
4.4.1. L'effet de nombre des éléments de renforcement (N).....	106
4.4.2. Effet de la profondeur de renforcement	108
4.4.3. L'effet de la pente β	111
4.4.4. L'effet de l'angle de frottement interne φ	113
4.4.5. L'effet de l'espacement vertical entre les éléments de renforcement.....	116
4.4.6. Conclusions	118
4.5. Comportements d'une semelle filante soumise à une charge verticale excentrée.....	118
4.5.1. Effet d'excentricité de la charge sur BCR	118
4.5.2. L'effet de l'espacement vertical entre les éléments de renforcement.....	120
4.5.3. L'effet de l'excentricité sur le déplacement horizontale de la pente.....	121
4.5.4. L'effet de l'excentricité sur la Mécanisme de rupture.....	121
4.5.5. Comparaisons des résultats obtenus par plaxis	121
4.5.6 Conclusion.....	124
4.6. Comportements d'une semelle filante soumise à une charge centrée et inclinée	124
4.6.1. L'effet des éléments de renforcement sur les déplacements horizontaux.....	125
4.6.2. Effet de l'inclinaison de la charge (δ).....	125
4.6.3. L'effet de l'inclinaison de la charge sur le mécanisme de rupture	127
4.6.4. Conclusion	129
CONCLUSION GÉNÉRALE.....	130
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	131

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 : Valeurs de la distance limite d_{lim}	44
Tableau 1.2 : Valeur du facteur de portance $N_{\gamma\beta}$	45
Tableau 2.1 : Propriétés mécanique des matériaux de renforcement utilisées.....	59
Tableau 1.3 : Facteurs de la capacité portante, Saran et al (1989).....	59
Tableau 2.2 : Propriétés physiques et mécaniques de géogridde et ancrés.....	64
Tableau 2.3 : Les différentes propriétés mécaniques et physiques du sable étudié.....	65
Tableau 2.4 : Propriétés physiques et mécaniques de géogridde.....	69
Tableau 3.1 : Valeurs des paramètres de compressibilité et de gonflement.....	90
Tableau 4.1 : Propriétés Physico-mécaniques du sol étudié.....	100
Tableau 4.2 : Propriétés Physico-mécaniques de la geogridde.....	100
Tableau 4.3 : Caractéristiques des maillages des différents modèles en EF étudiées.....	101
Tableau 4.4 : Résultats du calcul du facteur de portance du a la cohésion d'une semelle filante soumise à une pression vertical uniforme.....	103
Tableau 4.5 : Programme d'essais numériques réalisés.....	105

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Types des fondations superficielles.....	20
Figure 1.2 : Variation de la capacité portante en fonction de la profondeur D dans le sol.....	20
Figure 1.3 : Notations Courbe de chargement (vertical et centré) d'une fondation superficielle.....	21
Figure 1.4 : Mécanisme de rupture d'une semelle rigide adopté par (Vesic 1968, Coduto 2001, Merifield 2005).....	23
Figure 1.5: Mécanisme de rupture théorique d'un sol homogène supportant une semelle filante.....	23
Figure 1.6 : Particularités des calculs de stabilité dans l'approche cinématique de l'analyse limite.....	28
Figure 1.7 : Définitions de la rupture pour le calcul en déplacements, l'analyse limite et l'analyse d'équilibre limite.....	29
Figure 1.8 : Mécanisme de rupture d'une fondation de base lisse (Prandtl (1920)).....	31
Figure 1.9 : État d'équilibre de la zone de prandtl d'une fondation de base lisse (Prandtl (1920)).....	31
Figure 1.10 Contraintes principale mineure et majeure.....	33
Figure 1.11 : Mécanisme de rupture d'une fondation de base lisse sur un sol purement cohérent.....	34
Figure 1.12 : Contraintes dans le cas d'un sol purement cohérent.....	35
Figure 1.13 : Surface de rupture du sol sous une charge ultime d'une semelle filante rigide d'après Terzaghi (1943).....	36
Figure 1.14 : Capacité portante. Principe de superposition (méthode « c-φ »).....	37
Figure 1.15 : Champs de ligne glissement pour une fondation rugueuse continue.....	38
Figure 1.16: Facteurs de capacité portante de Hansen (1970).....	39
Figure 1.17: Détermination du terme de surface.....	41
Figure 1.18 : Déterminations du terme de profondeur.....	42
Figure 1.19: Nature de la zone plastique sous une fondation filante rugueuse située sur une pente.....	45
Figure 1.20: Variation du facteur de la capacité portante de Meyerhof N_{cq} pour un sol purement cohérent (fondation sur une pente).....	46
Figure 1.21: Variation du facteur de la capacité portante de Meyerhof Pour le sol grenu.....	46
Figure 1.22: Fondation filante au sommet d'un talus.....	47
Figure 1.23: Variation du facteur de la capacité portante de Meyerhof $N_{\gamma q}$ pour un sol purement cohérent (fondation sur une pente).....	47
Figure 1.24: Facteur de la capacité portante de Meyerhof $N_{\gamma q}$, pour le sol grenu, (fondation sur une pente).....	48
Figure 2.1: Mécanisme de base impliquée dans la fonction de renfort.....	50
Figure 2.2: Courbe contrainte-déformation avec l'essai de cisaillement de la boîte (a) sable dense avec des inclusions.....	50

Figure 2.3 : Type de fonctionnement de renforcement: (a) membre de la traction; (b) le membre tendu (Fluet, 1988).....	51
Figure. 2.4. Type de fonctionnement de géogrilles.....	52
Figure 2.5 : Modes de rupture des fondations sur sol renforcées avec l'effet de la frontière rigide.....	52
Figure. 2.6 : Modes de rupture des fondations sur sol renforcées avec l'effet de membrane.....	53
Figure. 2.7 : Modes de rupture des fondations sur sol renforcées avec l'effet de confinement.....	53
Figure 2.8: Nature générale des courbes chargement- tassement avec et sans renforcement.....	54
Figure 2.9 : Différents paramètres géométriques des sols renforcés.....	54
Figure 2.10: Principe de renforcement des fondations.....	59
Figure2.11 : Model réduite de simulation de problème	60
Figure 2.12 : Schéma de principe de simulation du problème.....	61
Figure 2.13 : Mécanisme de rupture d'une semelle filante reposant sur un sol en pente.....	61
Figure 2.14 : Vue schématique des paramètres de test.....	62
Figure 2.15 : Vue schématique de l'appareil expérimentale.....	63
Figure.2.16 : Effet de renforcement sur la réponse de la pente.....	65
Figure 2.17: Résultats expérimentaux et numériques d'essai: (a) ga315; (B) ga15c) gg 3751; et (d) gg175.....	65
Figure 2.18 : a) Facteur de portance du BCR en fonction la profondeur d'ancrage U des différentes type de geogrille ;b) Courbe de chargement pour différentes type de geogrille.....	66
Figure 2.19 : L'effet du nombre de couches de géo grille: (a) les courbes de chargement ; et (b) la variation du facteur de portance BCR pour défèrent type de geogrille.....	66
Figure 2.20 : L'effet du nombre de couches de géogrille: (a) le facteur de la capacité BCR; et (b) courbes de chargement de différentes espacement verticale de geogrille.....	67
Figure 2.21: Vue schématique de l'appareil expérimental.....	68
Figure 2.22 : Tracés vectoriels du mouvement d'un sol en pente : (a) non renforcé; (b) renforcé.....	70
Figure2.23 : Géosynthétique utilisé dans le modèle (géogrille CE 121).....	71
Figure2.24 : Déplacement vertical et rotation sous une fondation reposant sur sol renforcé et soumise à une charge excentrée.....	73
Figure 2.25 : Mode de rupture présumé sous une fondation filante sur du sable renforcé par géogrilles.....	74
Figure2.26 : Paramètres géométriques étudiés dans les essais du modèle de laboratoire.....	75
Figure 2.27 : Principaux paramètres de renforcement de la semelle rectangulaire chargée inclinée et excentrée sur le sable renforcé par géo-grille.....	76
Figure 3.1 : États de contraint d'un élément solide dans le plans XYZ	78
Figure 3.2 : États de contraint d'un élément solide dans le plans (r , φ , z)	80
Figure3.3: Représentations du critère de Von Mises : (a) – dans le plan déviatorique, (b) – dans l'espace des contraintes principales.....	87
Figure 3.4 : Représentations du critère de Drucker-Prager : (a) – dans le plan déviatorique, (b) – dans l'espace des contraintes principales.....	88
Figure 3.5 : Représentations du critère de Mohr-Coulomb : (a) – dans le plan déviatorique, (b) – dans l'espace des contraintes principales.....	89
Figure 3.6 : Détermination de la pression de pré-consolidation.....	90
Figure 3.7 : Surface de charge du sol avec écrouissage.....	92
Figure 3.8 : Exemples de problèmes en déformations plane et axisymétrique.....	93

Figure 3.9 : Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.....	94
Figure 3.10 : Distribution des nœuds et des points de contrainte dans les éléments d'interface et connexion avec les éléments de sol.....	95
Figure 4.1 : Principaux paramètres de renforcement de la semelle avec charge verticale.....	99
Figure 4.2 : Principaux paramètres de renforcement de la semelle avec charge excentrée.....	99
Figure 4.3 : Principaux paramètres de renforcement de la semelle avec charge inclinée centrée.....	99
Figure.4.4 : Principe de maillage de différentes modèles étudiées.....	101
Figure 4.5 : Principe de simulation pour la validation des modèles en EF.....	102
Figure 4.6 : Courbe de chargement d'une argile molle de $C_u=20$ kPa et $E_u =5$ MPa cas d'une semelle filante.....	104
Figure 4.7 : Courbe de chargement d'une argile ferme de $C_u =50$ kPa et $E_u =20$ MPa cas d'une semelle filante.....	104
Figure 4.8 : Courbe de chargement d'une argile raide avec $C_u=200$ kPa et $E_u =40$ MPa cas d'une semelle filante.....	104
Figure 4.9 .Variation du facteur d'amélioration de portance BCR en fonction de nombre des éléments de -renforcement pour un sable lâche $h/B=0.25$; $H/B=3$	107
Figure 4.10 :Variation du facteur d'amélioration de la portance BCR en fonction de nombre des éléments de renforcement pour un sable lâche $h/B=0.50$; $H/B=3$	107
Figure 4.11 : Variation du facteur d'amélioration de la portance BCR en fonction de nombre des éléments de renforcement pour un sable lâche $h/B=0.75$; $H/B=3$	107
Figure 4.12 : Variation du facteur d'amélioration de la portance BCR en fonction de nombre des éléments de renforcement pour un sable moyennement dense $h/B=0.25$; $H/B=3$	107
Figure 4.13 : Variation du facteur d'amélioration de la portance BCR en fonction de nombre des éléments de renforcement pour un sable moyennement dense $h/B=0.50$; $H/B=3$	107
Figure 4.14 : Variation du facteur d'amélioration de la portance BCR en fonction de nombre des éléments de renforcement pour un sable moyennement dense $h/B=0.75$; $H/B=3$	107
Figure 4.15 : Variation du facteur d'amélioration de la portance BCR en fonction de nombre des éléments de renforcement pour un sable dense $h/B=0.25$; $H/B=3$	108
Figure 4.16 : Variation du facteur d'amélioration de la portance BCR en fonction de nombre des éléments de renforcement pour un sable dense $h/B=0.50$; $H/B=3$	108
Figure 4.17 : Variation du facteur d'amélioration de la portance BCR en fonction de nombre des éléments de renforcement pour un sable dense $h/B=0.75$; $H/B=3$	108
Figure 4.18 : Variation du facteur d'amélioration de la portance BCR en fonction de la profondeur de renforcement pour un sable lâche $h/B=0.25$	109
Figure 4.19 : Variation du facteur d'amélioration de portance BCR en fonction de la profondeur de renforcement pour un sable lâche $h/B=0.50$	109
Figure 4.20 : Variation du facteur d'amélioration de la portance BCR en fonction de la profondeur de renforcement pour un sable lâche $h/B=0.75$	109
Figure 4.21 : Variation du facteur d'amélioration de portance BCR en fonction de la profondeur de renforcement pour un sable moyennement dense $h/B=0.25$	109
Figure 4.22 : Variation du facteur d'amélioration de la portance BCR en fonction de la profondeur de renforcement pour un sable moyennement dense $h/B=0.50$	110

Figure 4.23 : Variation du facteur d'amélioration de portance BCR en fonction de la profondeur de renforcement pour un sable moyennement dense $h/B=0.75$	110
Figure 4.24 : Variation du facteur d'amélioration de la portance BCR en fonction de la profondeur de renforcement pour un sable dense $h/B=0.25$	110
Figure 4.25 : Variation du facteur d'amélioration de la portance BCR en fonction de la profondeur de renforcement pour un sable dense $h/B=0.50$	110
Figure 4.26 : Variation du facteur d'amélioration de la portance BCR en fonction de la profondeur de renforcement pour un sable dense $h/B=0.75$	110
Figure 4.27 : Variation du facteur réducteur de portance (i_β) en fonction de la pente du talus pour un sable lâche $h/B=0.25$	112
Figure 4.28 : Variation du facteur réducteur de portance (i_β) en fonction de la pente du talus pour un sable lâche $h/B=0.50$	112
Figure 4.29 : Variation du facteur réducteur de portance (i_β) en fonction de la pente du talus pour un sable lâche $h/B=0.75$	112
Figure 4.30 : Variation du facteur réducteur de portance (i_β) en fonction de la pente du talus pour un sable moyennement dense $h/B=0.25$	112
Figure 4.31 : Variation du facteur réducteur de portance (i_β) en fonction de la pente du talus pour un sable moyennement dense $h/B=0.50$	112
Figure 4.32 : Variation du facteur réducteur de portance (i_β) en fonction de la pente du talus pour un sable moyennement dense $h/B=0.75$	112
Figure 4.33 : Variation du facteur réducteur de portance (i_β) en fonction de la pente du talus pour un sable dense $h/B=0.25$	113
Figure 4.34 : Variation du facteur réducteur de portance (i_β) en fonction de la pente du talus pour un sable dense $h/B=0.50$	113
Figure 4.35 : Variation du facteur réducteur de portance (i_β) en fonction de la pente du talus pour un sable dense $h/B=0.75$	113
Figure 4.36 : Taux de réduction de la capacité portante en fonction de la pente (β) Avec $u/B=h/B=0.25$, $\varphi=35^\circ$	113
Figure 4.37 : Facteur d'amélioration de portance BCRF en fonction de l'angle de frottement du sable, $N=4$; $h/B=0.25$; $u/B=0.25$	114
Figure 4.38 : Variation du facteur d'amélioration de portance BCRF en fonction de l'angle de frottement du sable, $N=4$; $h/B=0.50$; $u/B=0.25$	115
Figure 4.39 : Variation du facteur d'amélioration de portance BCRF en fonction de l'angle de frottement du sable, $N=4$; $h/B=0.75$; $u/B=0.25$	115
Figure 4.40 : Taux d'amélioration de la capacité portante en fonction de l'angle de frottement (φ) Avec $u/B=h/B=0.25$, $\beta=35^\circ$	115
Figure 4.41 : Variation du facteur d'amélioration de portance BCR en fonction de l'espacement verticale des éléments de renforcement pour un sable lâche , $\varphi=30^\circ$; $u/B=0.25$	117
Figure 4.42 : Variation du facteur d'amélioration de portance BCR en fonction de l'espacement verticale des éléments de renforcement pour un sable moyennement dense, $\varphi=35^\circ$; $u/B=0.25$	117
Figure 4.43 : Variation du facteur d'amélioration de portance BCR en fonction de l'espacement verticale des éléments de renforcement pour un sable dense, $\varphi=40^\circ$; $u/B=0.25$	117

Figure 4.44 : Variation du facteur d'amélioration de portance (BCR) en fonction des espacements verticaux (u/B), avec $h/B=0.25, H/B=3, \varphi=35$	117
Figure 4.45 : Variation du facteur d'amélioration de la capacité portante EBCR en fonction de l'excentricité de la charge u/B= 0.25	119
Figure 4.46 : Variation du facteur d'amélioration de la capacité portante EBCR en fonction de l'excentricité de la charge avec u/B= 0.50	119
Figure 4.47 : Variation du facteur d'amélioration de la capacité portante EBCR en fonction de l'excentricité de la charge u/B= 0.75.....	119
Figure 4.48 : Variation de facteur d'amélioration BCR en fonction u/B, h/B=0.25.....	120
Figure 4.49 : Variation de facteur d'amélioration BCR en fonction de l'espacement verticale des éléments de renforcement h/B. H/B=1.75, h/B=0.25.....	120
Figure 4.50 : Variation des déplacements horizontaux en fonction de taux de chargement d'un sable renforcé.....	122
Figure 4.51 : Champ de vecteur de déplacement pour sable renforcé et non renforcé pour deux excentricités différentes (E=+0.375B ; E=-0.375B).....	123
Figure 4.52 : Comparaison des résultats obtenus par plaxis2D et ceux obtenus par les littéralistes.....	123
Figure 4.53 : Variation de la charge de rupture en fonction du déplacement vertical.....	125
Figure 4.54 : Variation des déplacements horizontaux en fonction de nombre de renforcements en geogridde (N) h/B = u/B =0.25.....	125
Figure 4.55 : Variation du facteur d'amélioration de la capacité portante en fonction de nombre de couche de geogridde u/B=0.25.....	126
Figure 4.56 : Variation du facteur d'amélioration de la capacité portante en fonction de nombre de couche de geogridde u/B=0.50.....	126
Figure 4.57 : Variation du facteur d'amélioration de la capacité portante en fonction de nombre de couche de geogridde; u/B=0.75.....	127
Figure 4.58 : Mécanisme de rupture cas $\delta=+5^\circ$	127
Figure 4.59 : Mécanisme de rupture cas $\delta=+10^\circ$	128
Figure 4.60 : Mécanisme de rupture cas $\delta=+20^\circ$	128
Figure 4.61 : Mécanisme de rupture cas $\delta=-5^\circ$	128
Figure 4.62 : Mécanisme de rupture cas $\delta=-10^\circ$	129

LISTE DES SYMBOLES

B	Largeur de la fondation.		
L	Longueur de la fondation.	u	à un tassement donné. La distance entre la base de la fondation et la première nappe.
c	Cohésion du sol	h	La distance entre les nappes de renforcement.
D_f	Encastrement de la fondation.	b	La largeur des nappes de renforcement.
q	Charge appliquée	d_r	La profondeur de renforcement
q_u	Capacité portante ultime.	L	La longueur des nappes de renforcement
D_r	Densité relative.	N	Le nombre des nappes de renforcement
Q_u	Charge limite	C_C	Coefficient de courbure.
Sc, Sq, Sy	Coefficients de forme des fondations	Cu	Coefficient d'uniformité (Cu)
dq, dy	Coefficients de profondeur	GBF	Géogrille biaxiale forts
i_β	Facteur de réduction de la capacité portante	GU	Géogrille uni axiale.
Ks	Le coefficient de résistance au cisaillement par poinçonnement	GN	Geonet.
EA	Rigidité normale	GB	Géogrille biaxiale faible.
EI	Rigidité de flexion	D₁₀, D₅₀, D₆₀	La taille des particules.
E	Module d'Young.	e	l'excentricité de la charge
G	Module de cisaillement	δ	L'inclinaison de la charge verticale
K₀	Coefficient des terres au repos	BCRF	Facteur de portance du a l'angle frottement
N_c	Terme de cohésion	EBCR	Facteur de portance du à l'excentricité de la charge
N_q	Terme de profondeur	IBCR	Facteur de portance du à l'inclinaison de la charge
N_γ	Terme de surface	N_{lim}	Nombre des éléments de renforcement
γ	Poids volumique du sol		Limite
δ_u	Déplacement unitaire		
ε	Déformation		
τ	Contrainte de cisaillement (tangentielle).		
ν	Coefficient de Poisson.		
σ	Contrainte		
σ_n	Contraintes normales		
φ	Angle de frottement interne du sol		
φ_u	Angle de frottement ultime		
ψ	Angle de dilatance du sol		
s	Tassement		
i_c, i_q et i_γ	Coefficients d'inclinaison de la charge		
B/L	Rapport de dimensions		
A	La Surface de la fondation		
ζ_γ, ζ_c et ζ_q	les facteurs d'influence du substratum		
d_{lim}	La distance limite entre la fondation et la tête du talus		
β	Angle de la pente du talus		
BCR	Rapport de capacité portante par rapport à la charge ultime.		
BCR_s	Rapport de capacité portante correspondante		

INTRODUCTION GENERALE.

Les ouvrages de génie civil sont souvent placés sur des pentes. L'étude de la capacité portante d'une pente chargée est très importante car elle est plus susceptible de se rompre que d'autres types de structures en terre. Lorsque la semelle est placée sur une pente, sa capacité portante diminuée par rapport au sol plat. La stabilité de la pente peut être améliorée de différentes manières, par exemple en modifiant la géométrie de la surface de la pente, en utilisant un renforcement du sol ou en installant des structures de retenue continues ou discrètes, telles que des murs ou des pieux. Les géosynthétiques se sont révélés être un moyen efficace de stabiliser les glissements de terrain actifs, ainsi que sur les pentes marginalement stables et instables. La performance des structures dépend de la stabilité des pentes, tandis que la stabilité des pentes dépend des charges appliquées. Par conséquent, la stabilité des pentes lorsque la semelle est construite au bord des pentes, est l'un des problèmes majeurs dans le domaine de la géotechnique.

Au cours des quatre dernières décennies, l'application des matériaux géosynthétiques ont été reconnues comme une technique courante pour améliorer la capacité portante ultime des sols et de réduire le tassement des fondations superficielles. Dans cet aspect plusieurs travaux de recherche ont été traités, Sujit Kumar (2001); Dash et al. (2003); Boushehrian and Hataf (2003); Ghosh et al (2005); Bera et al (2005); Patra et al. (2005, 2006). ; Sommers (2009); Madhavi (2009);Elsawwaf(2010); Abu-farsakh (2013); Manash (2014); Boussadia (2014);Qiming Chen (2015); Sadoglu (2015), Roma Sahu(2015); Nabil Nagy (20015); Sridhar (2017); Benmebarek(2018). Donc, Le succès réalisé dans le renforcement des sols de faible encaissements par des geogrilles, comme l'argile molle qui à été fait l'objet d'une description par plusieurs chercheurs. Tsukada (1993) ; Alawaji 2001; Maharaj (2003) ; Naeini (2012). Les recherches faites par Tsukada et al (1993), ont été consacrés au renforcement des fondations des chaussées par des geogrilles. La distribution des pressions ainsi que celle le tassement lié directement à l'épaisseur, et la configuration des couches des sols renforcés ont été rapportées par ces chercheurs. Alawaji (2001), il à été étudié l'effet du renforcement d'un bloc de sable au dessous d'un sol affaissable, il signale que le taux de réduction de l'affaissement atteint un seuil de 75% (après le renforcement). Maharaj (2003), il à été étudié le comportement des semelles filantes construites sur une couche d'argile renforcée. Il constate que le tassement était réduit avec l'augmentation de la taille des armatures, la rigidité et le nombre des couches de renforcement. Naeini (2012), il à été étudié l'effet des éléments de renforcement sur le comportement d'une semelle filante reposante sur une couche d'argile molle en pente, il signale que pour les pentes renforcées et non renforcées, la capacité portante augmente avec l'augmentation de la distance entre le bord de la pente et la fondation.

La majorité des travaux qui ont été réalisés se sont penchés sur l'étude du comportement des fondations construites sur des sables en pente, Huang et al (1994); (2001); yoo (2001); El sawwaf (2005); Saeed (2009), Sommers (2009), Choudhary (2010); El sawwaf(2011); Turker et al. (2014); Altalhe (2015); Dhiraj (2017); Abedi (2019) ; Mansouri(2019). Ce pendant, peu de travaux ont été consacrés à l'analyse du comportement de fondations superficielles reposantes sur un sol frottant renforcés par des géo grilles et situées au dessus d'une couche argile molle en pente. Dans cette aspect, Ellasswaf (2007), à étudié l'effet de renforcement sur le comportement d'une semelle filante construit sur une couche de sable renforcé et située au dessus d'une couche d'argile molle en pente, il à été signalé que l'effet des éléments de renforcement sur le comportement de la semelle dépende de son emplacement par rapport à la crête de la pente, et les éléments de renforcement son plus efficaces lorsque la semelle placée sur la crête de la pente.

En ce qui concerne le chargement d'excentricité, ont été réalisés quelques travaux de recherche sur déférentes type des semelles renforcées en geogrille. El sawwaf (2009) ,il à été effectué une série de teste sur un modèle réduit d'une semelle filante reposant sur une couche de sable renforcé par géogrille, et soumise à une charge verticale excentrée, ce dernier, il constate que l'effet du renforcement sur le rapport de la portance(BCR) est plus important lorsque les valeurs

de l'excentricité, et les densités relatives sont plus faibles. Sadoglu et al. (2009), à effectué une étude expérimentale sur une semelle filante reposante sur une couche de sable renforcé par geogridde, et soumise à une charge excentré, il rapporte que le renforcement augmente la capacité portante par rapport aux cas non renforcées, et cette contribution devient beaucoup plus faible avec l'augmentation de l'excentricité de la charge. Turker et al. (2014) ; shau (2016), ont été fait une étude expérimentale de l'effet de l'excentricité de la charge verticale sur le comportement d'une semelle filante reposante sur une couche de sable renforcé par geogridde au bord d'une pente, il signale que un décroissement de la capacité portante quand l'excentricité de la charge augment. Ehsan Badakhshan (2015), il à été fait une étude expérimentale de l'effet de l'excentricité de la charge verticale sur le comportement d'une semelle circulaire reposante sur un sable renforcé par geogridde, il constate que il ya une accroissement du facteur de portance (BCR) quand l'excentricité de la charge est faible par rapport au centre de la semelle, et un décroissement du (BCR) quand l'excentricité de la charge augmente. Dhiraj 2017, à effectué une série d'analyses par la méthode des éléments finis de l'effet de l'excentricité de la charge verticale sur le comportement d'une semelle filante reposante sur un sable en pente renforcé par géogridde. Il à été constaté que, le facteur de portance (BCR) de la semelle diminue avec l'augmentation de l'excentricité de la charge. Mansouri (2019), il à été fait une étude expérimentale sur un modèle réduite d'une semelle filante reposant sur un sable renforcé par geogridde. Les résultats de ces tests indiquent que une réduction considérable de la capacité portante quand l'excentricité de la charge augmente, et le déplacement de la semelle dépend du niveau de la charge appliquée, la densité relative du sable, et l'excentricité de la charge.

En ce qui concerne le chargement d'excentricité, ont été réalisés quelques travaux de recherche sur différentes type des semelles renforcées en geogridde. Jawdat (2017), il à été fait une étude expérimentale sur un modèle réduit d'une semelle filante reposant sur une couche de sable renforcé par géogridde, et soumise à une charge inclinée et excentrée, l'objectif principal est d'examiné l'effet de l'inclinaison de la charge sur la variation de la capacité portante, le tassement et le déplacement horizontale de la semelle, les résultats de cette investigation montrent que le renforcement augmente la capacité portante par rapport aux cas non renforcées, et cette contribution devient beaucoup plus faible avec l'augmentation de l'inclinaison de la charge.

Le but de ce travail est s'intéresse aux quelques situations relatives à la construction des fondations superficielles sur un sable renforcé au dessus d'une argile molle en pente.

Dans ce cas, deux problèmes majeurs se manifestent ; réduction de la capacité portante de la couche d'argile et le potentiel de rupture de la pente elle-même, sous l'effet de différentes type de chargement (verticale, excentrée, inclinée). L'étude portera sur la variation des paramètres incluant la profondeur du sable renforcé, La position et le nombre des nappes de géogriddes, l'angle de frottement des sables renforcés, et la variation de l'angle de pente.

Pour atteindre à ce but, la démarche s'articule autour d'une introduction générale, quatre chapitres, et une conclusion générale.

- Le premier chapitre est consacré à l'analyse bibliographique de la capacité portante des fondations superficielles.
- Le deuxième chapitre synthétise l'état et le comportement de fondations superficielles reposant sur des sols renforcés.
- Dans le troisième chapitre on a présenté la méthode des éléments finis et l'outil de calcul (Plaxis) ainsi que les modèles de comportement utilisés dans ce code de calcul et ayant une relation avec notre étude.
- Le quatrième chapitre est consacré à l'étude numérique du comportement des fondations superficielles soumise aux différentes charges et reposants sur des sols en pente renforcés. Enfin, des conclusions générales relatives aux résultats acquis sont présentées.

CHAPITRE 1

APERÇUS BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES FONDATIONS SUPERFICIELLES.

1.1. Introduction

Les fondations superficielles sont des fondations faiblement encastées qui reportent les charges au niveau des couches superficielles de terrains. Les fondations profondes reportent les charges dans les couches profondes, mais aussi dans, les couches superficielles, qu'elles traversent. Pour différencier ces deux types de fondations on est amené à définir la notion de profondeur critique qui est la profondeur au-dessous de laquelle la résistance sous la base de la fondation n'augmente plus. Les fondations superficielles ont leurs bases au-dessus de cette profondeur critique.

Les éléments géométriques définissant une fondation superficielle sont :

- B, largeur de la fondation ;
- L, longueur de la fondation ;
- D, encastrement ou la profondeur de la base de fondation par rapport au terrain naturel ;

Une fondation est dit superficielle si $D < 4.B$.

Si $D > 10B$la fondation est dit profonde.

Si $4 B < D < 10B$la fondation est dit semi profonde.

Pour les fondations superficielles (Figure1.1) on distingue :

- les semelles filantes, généralement de largeur B négligeable devant la longueur L (couramment $L/B > 10$ pour fixer les idées) ;
- les semelles isolées, B et L sont comparables quelques mètres ; cette catégorie inclut les semelles carrées ($B/L = 1$), rectangulaires ($L/B < 5$) et les semelles circulaires (de diamètre B) ;
- les radiers ou dallages, de dimensions B et L importantes ; cette catégorie inclut les radiers généraux.

1.2. Mode de travail d'une fondation :

Le mode de travail d'une fondation et son interaction avec le sol conduit à introduire la notion de profondeur critique P_c que l'on peut définir en première approximation comme étant la fiche seuil (Figure 1.2) au delà de laquelle, la capacité portante q_1 de la fondation n'augmente plus. Les fondations superficielles ont justement leur base située au-dessus de cette profondeur critique. Les fondations profondes ont leur base située au-dessus de cette profondeur critique. Les fondations superficielles travaillent essentiellement grâce à la résistance du sol sous la base. Pour les fondations profondes il y'a également lieu de considérer en outre la résistance du sol le long du fût, c'est -à-dire le frottement latéral.

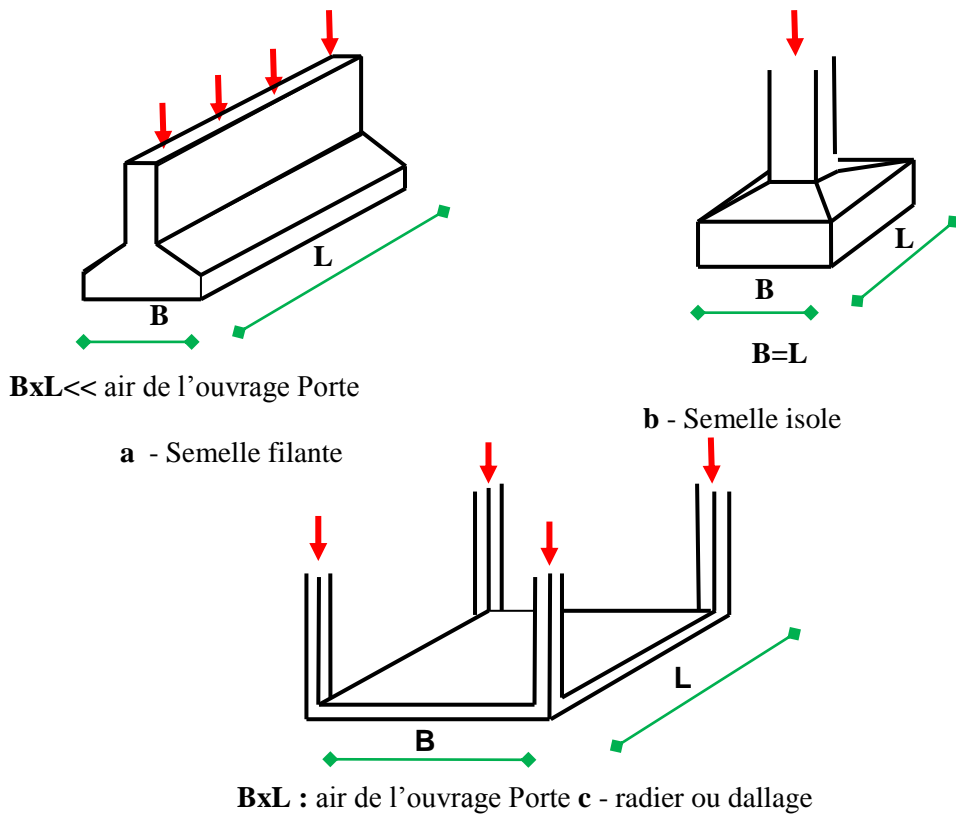


Figure 1.1 : Types des fondations superficielles.

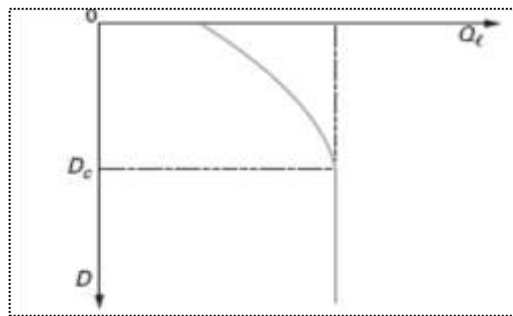


Figure 1.2 : Variation de la capacité portante en fonction de la profondeur D dans le sol.

1.3. Mécanisme de rupture du sol sous une fondation

Les notions de la capacité portante et le tassement sont clairement illustrées sur la figure 1.3 qui représente une courbe typique obtenue lors du chargement d'une fondation superficielle. Appliquons une charge monotone croissante, d'une manière quasi statique, à une fondation posée à une profondeur D donnée, et relevons le tassement (s) obtenu en fonction de la charge appliquée Q .

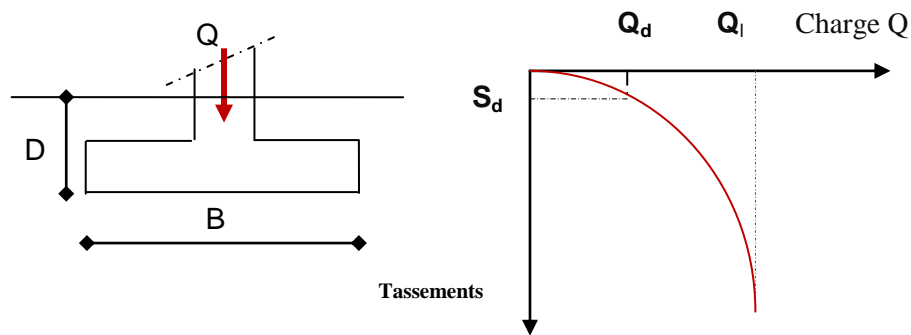


Figure 1.3 : Notations Courbe de chargement (vertical et centré) d'une fondation superficielle.

Au début du chargement, le comportement est sensiblement linéaire, c'est-à-dire que le tassement croît proportionnellement à la charge appliquée. Puis le tassement n'est plus proportionnel (on peut dire qu'il y a création et propagation de zones de sol plastifiées sous la fondation). À partir d'une certaine charge Q_L , il y a un poinçonnement du sol ou tout du moins un tassement qui n'est plus contrôlé. Le sol n'est pas capable de supporter une charge supérieure (on peut dire que l'on a atteint l'écoulement plastique libre).

Cette charge (Q_L) est la capacité portante de la fondation (on parle aussi souvent de charge limite, de charge de rupture ou encore de charge ultime).

Le dimensionnement correct de la fondation d'un ouvrage consiste, à s'assurer que l'on reste en deçà de cette charge limite, avec une certaine marge quantifiée par un coefficient de sécurité, et que les tassements correspondants sont admissibles (point Q_d , s_d sur la figure 1.3).

1.4. Phénomène interne et mécanismes de rupture d'une fondation Superficielle non renforcés

Les études théoriques relatives à l'état d'équilibre plastique sous les semelles filantes conduisent aux conclusions générales suivantes :

Au cours de passage d'un état à l'autre, la répartition des réactions du sol sur la base de la semelle et l'orientation des contraintes principales dans le sol subissent des variations. La transition s'opère à partir des bords extérieurs de la fondation et s'étend comme il est indiqué sur la figure (1.5) qui s'applique à une semelle filante reposant sur un massif homogène de sable.

Lorsqu'on exerce un effort vertical poussé jusqu'à la rupture sur une semelle horizontale ancrée à faible profondeur dans un matériau meuble, des surfaces de cisaillement apparaissent dans l'assise. L'ensemble des observations ayant trait à la rupture des fondations superficielles conduisent à penser qu'il existe, à ce moment-là, un coin de sol qui reste lié à la fondation (résultat d'observations sur modèles réduits) dont la pointe est tournée vers le bas et qui refoule le sol de part et d'autre de la fondation. C'est le cas des sols relativement résistants. De la pointe partent des surfaces de rupture courbes inclinées d'abord vers le bas et qui se redressent ensuite vers le haut pour atteindre la surface libre. Lorsque l'enfoncement continue, on observe en surface autour de la semelle un gonflement du sol qui a été refoulé.

Quand le sol est très compressible, un tassement relativement important est nécessaire pour que le refoulement apparaisse.

D'une façon générale, le phénomène est d'autant plus net que l'assise est moins déformable.

Pour les sols cohérents, l'application du chargement est accompagnée d'une augmentation de la pression interstitielle. Mais comme la vitesse de chargement est souvent supérieure à la vitesse nécessaire pour la dissipation de ces surpressions, il est raisonnable de supposer que l'enfoncement s'effectue à volume constant (en conditions non drainées).

Pour les sols pulvérulents, l'application du chargement entraîne une variation de volume due à la réorganisation des grains (des enchevêtrements ou compaction des grains selon les niveaux de contraintes atteints). La charge de rupture (ou capacité portante) peut être estimée par des calculs relativement simples en supposant connus les paramètres de résistance des sols au voisinage de la fondation.

Cependant, de très nombreux facteurs peuvent affecter cette valeur, comme : des phénomènes se produisant au cours de la construction (soulèvement du fond de fouille après une excavation, gonflement ou ramollissement des argiles, effets du gel, etc.) ou des interactions avec d'autres constructions à proximité (battage de pieux, vibrations, excavation de tranchée, creusement de galeries, rabattement de la nappe phréatique, etc.).

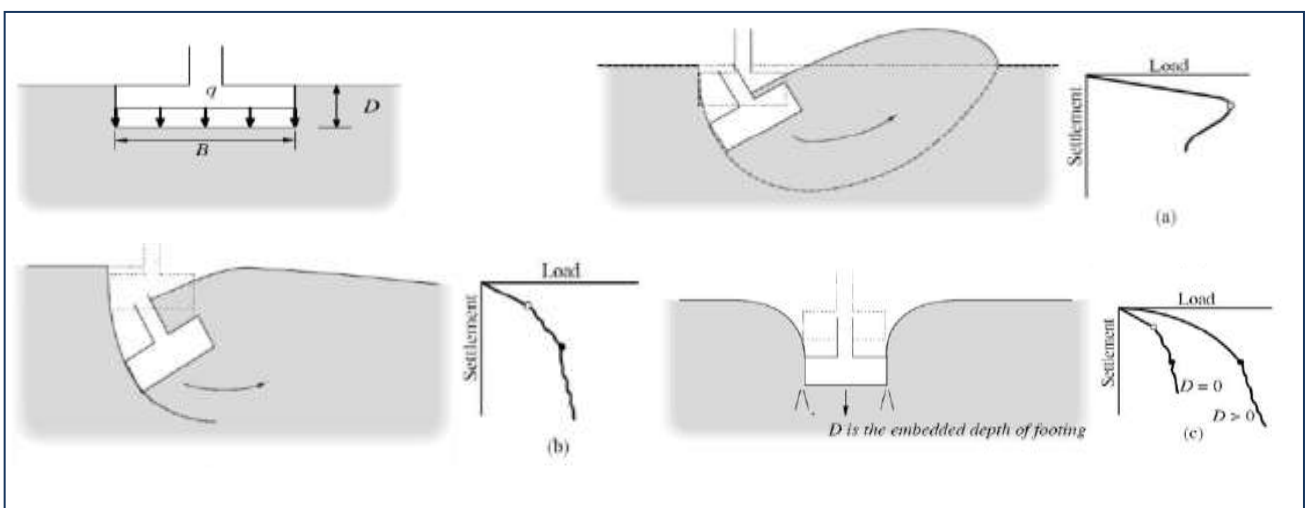
Les résultats d'essais sur des semelles rigides (Vesic 1963) montrent qu'il existe trois mécanismes potentiels de rupture mobilisant un volume limité de sol.

1.4.1. Un mécanisme général : Caractérisé par la formation d'un coin sous la base de la fondation, qui refoule le sol latéralement selon des lignes de glissement débouchant à la surface. L'enfoncement de la fondation provoque généralement un soulèvement du sol d'autant plus net que la structure est moins déformable. C'est le cas pour les sols relativement résistants figure (I.4a) et figure (1.5). Dans le sol, on constate trois zones de perturbation :

Zone I : Il se forme sous la base de la semelle un poinçon rigide qui s'enfonce dans le sol en le refoulant de part et d'autre jusqu'à la surface. Le sol de cette zone est dans un état surabondant.

Zone II : Le sol de ces parties est complètement plastifié et il est refoulé vers la surface. Les déplacements et les efforts de cisaillement sont importants, donc la rupture est généralisée.

Zone III : Les zones externes sont peu perturbées et ne sont soumises qu'à des contraintes beaucoup plus faibles qui ne le mettent pas en rupture.



a) Un mécanisme général, b) Un mécanisme de cisaillement localisé c) Une rupture par poinçonnement

Figure 1.4 : Mécanisme de rupture d'une semelle rigide adopté par (Vesic 1968, Coduto 2001, Merifield 2005).

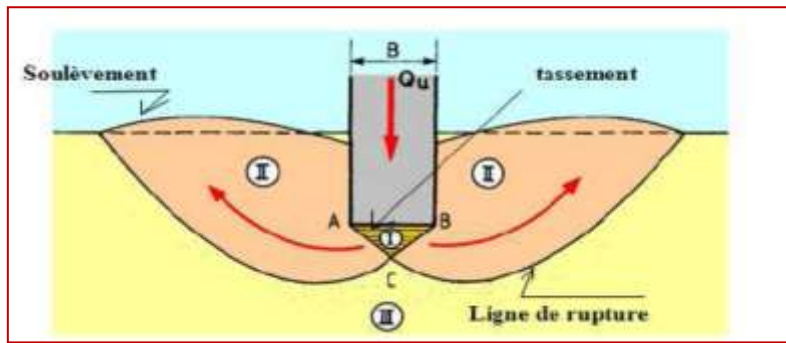


Figure 1.5: Mécanisme de rupture théorique d'un sol homogène supportant une semelle filante.

1.4.2. Un mécanisme de cisaillement localisé : qui ne s'étend qu'au voisinage immédiat de la fondation. Il y a également soulèvement du sol, mais après un enfoncement très important. C'est le cas pour les sols très compressibles, comme des sables lâches (figure 1.4-b).

1.4.3. Un mécanisme de rupture par poinçonnement : La fondation pénètre verticalement dans le massif, sans perturber le sol qui n'est pas directement sous la fondation (figure 1.4-c).

Vesic (1973) a proposé une distribution du mécanisme de rupture suivant la densité du sol et le rayon hydraulique comme il est indiqué sur la figure 1.6. La nature de la rupture du sol sous charge ultime est une fonction de plusieurs facteurs tels que la résistance et la compressibilité relative du sol, la profondeur d'encastrement (D_f) par rapport à la largeur de la fondation B , et le rapport largeur - longueur (B/L) de la fondation. Cela a été expliqué clairement par Vesic (1973), qui a mené plusieurs essais réalisés sur modèles réduits au laboratoire dans le cas d'un sable. La conclusion de ses résultats est montrée dans la figure 1.6. Dans cette figure D_f est la densité relative du sable, et le rayon hydraulique (R) de la fondation qui est défini comme suit :

$$R = A/P$$

Où : A : la Surface de la fondation = $B \times L$; P : Périmètre de la fondation = $2(B+L)$.

On remarque dans la figure (1.6), pour $D_f/R \geq 18$, la rupture par poinçonnement se traduit quelle que soit la valeur de la densité relative du sable.

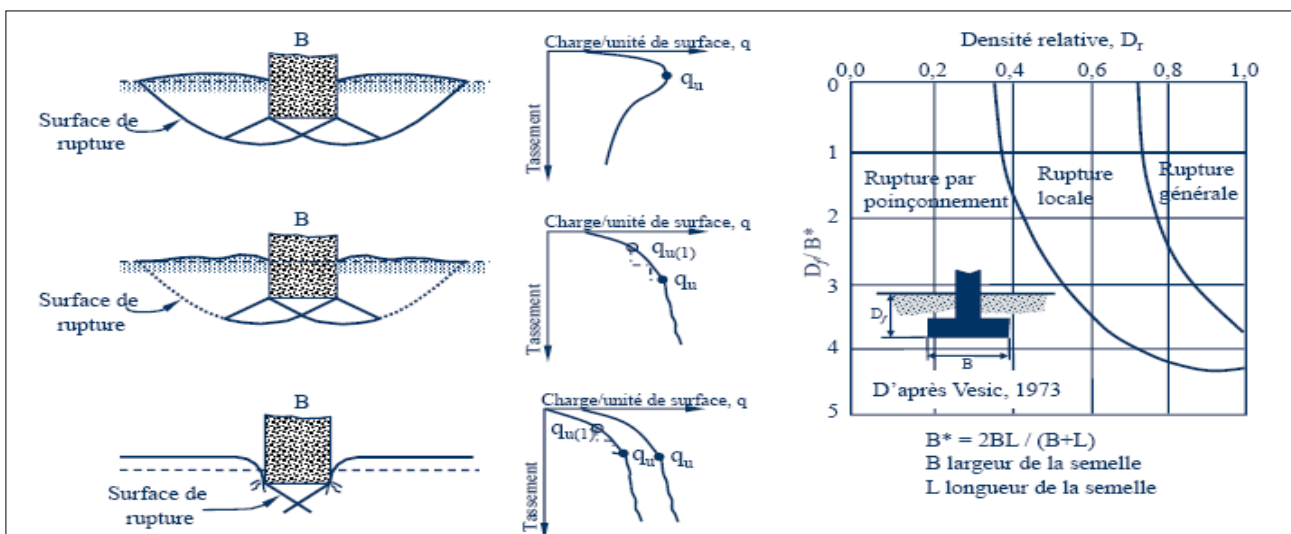


Figure 1.6: Nature de rupture dans un sable en fonction de la densité relative D_r et D_f/R . (Vesic 1963 modifier par DeBeer 1965).

1.5. Les méthodes de calcul de la portance des fondations Superficielles.

L'évaluation de la capacité portante d'une fondation superficielle constitue l'un des problèmes majeurs en géotechnique. De nombreuses méthodes ont été développées pour le calcul de la capacité portante d'une fondation superficielle filante, posée sur un sol horizontal; ces méthodes ont une allure identique puisqu'elles suivent la superposition des trois termes introduite par Terzaghi (1943).

On trouve la méthode d'équilibre limite (Terzaghi, 1943), la méthode des caractéristiques ou ligne de glissement (Sokolovski, 1960), la méthode d'analyse limite (Michalowski, 1997) et les méthodes numériques, qui sont basées en général sur la méthode des éléments finis ou la méthode des différences finies (de Borst et Vermeer, 1984 ; Frydman et Burd, 1997). Terzaghi (1943) est le premier qui a proposé une expression générale pour l'évaluation de la capacité portante des fondations superficielles, cette expression prend la forme :

$$q_u = 0.5\gamma B N_\gamma + c N_c + q N_q \quad (1.1)$$

Avec: q_u = contrainte de rupture (capacité portante) ; B = largeur de fondation; γ = poids volumique du sol ; q surcharge verticale latérale à la fondation ; C = cohésion du sol sous la base de la fondation ; N_γ , N_c et N_q = facteurs de portance ne dépendant que de l'angle de frottement interne ϕ du sol sous la base de la fondation.

La stabilité des fondations superficielles et celle des autres ouvrages géotechniques peuvent être analysées de quatre façons différentes :

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

1.5.1. Équilibre limite :

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

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

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum f_i = 0 \quad (Forces) \\ \sum m_i = 0 \quad (Moments) \\ charge \leq resistance \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} (1.2a) \\ (1.2b) \end{array}$$

$$\sum \text{div } \vec{\sigma} + \vec{f}_i = \vec{0} \quad \sigma \text{ satisfait les conditions aux limites en forces et contraintes} \quad (1.3a)$$

$$\text{contraintes } \sigma \leq \text{résistance} \quad (1.3b)$$

Les équations (1.2a) et (1.2b) s'appliquent aux cas où les sols et les ouvrages sont traités comme des solides soumis à des forces F_i et à des moments M_j . Les équations (1.3 a) et (1.3b) s'appliquent dans les cas où l'on utilise la mécanique des milieux continus (contraintes σ et forces volumiques f_i). Dans les deux cas, l'analyse d'équilibre limite définit l'équilibre dans un contexte de stabilité. Les conditions aux limites imposées aux déplacements ne sont pas prises en compte explicitement, mais elles sont intégrées de fait dans la géométrie des blocs dont on analyse l'équilibre.

La formulation de l'analyse d'équilibre limite en termes de contraintes trouve ses précurseurs dans les travaux de Rankine (1856) et de Levy (1867), Resal (1903, 1910), Massau (1905) Caquot (1934) et Frontard (1936).

La résolution des équations (1.2a) et (1.2b) a fait l'objet de nombreuses recherches et est facilitée notamment par la méthode dite des caractéristiques (Sokolovskij, 1960).

L'analyse d'équilibre limite est la méthode d'analyse de stabilité la plus couramment utilisée en géotechnique.

1.5.2. Analyse limite :

L'évolution des concepts de la mécanique depuis le 18^{ème} siècle a permis le développement d'une autre stratégie d'analyse de stabilité appelée « analyse limite ». L'analyse limite utilise notamment les concepts de travaux virtuels et équilibre statique (Lagrange, 1788) et le principe du travail plastique local maximal (Kazinczy, 1914 ; Kist, 1917 ; Gvozdev, 1938 ; Markov, 1947 ; Hill, 1948, 1950 ; Drucker et Prager, 1952). L'analyse cinématique régularisée qui sera évoquée plus loin, s'appuie de plus sur les travaux de Moreau (1966) et Nayrolles (1970).

La grande différence entre l'analyse limite et l'analyse d'équilibre limite réside dans la prise en compte de la cinématique des déformations dans l'analyse de rupture.

L'analyse des déformations permet d'une part de raisonner en termes de travail des forces internes et externes, et plus seulement en termes d'équilibres de forces, et d'autre part, de tenir compte directement des conditions aux limites sur les déplacements.

L'analyse limite admet que les sols et autres matériaux ont un comportement élastique (ou rigide) parfaitement plastique, avec une loi d'écoulement plastique associée. Notons que cette loi d'écoulement plastique associée n'est utilisée que pour calculer les puissances virtuelles de la déformation du matériau à l'état limite de contraintes, ce qui est aussi la base du calcul à la rupture (Salençon, 1996 ;).

Des présentations détaillées ont été données par Salençon (1974, 1983, 1996) Chen (1975) et Christiansen (1996). Deux théorèmes limites ont été établis, qui définissent deux approches des charges limites par valeurs supérieures et par valeurs inférieures :

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

statique, consiste donc à chercher des champs de contraintes qui vérifient les conditions d'équilibre statique et les critères de résistance des matériaux et équilibrent la plus grande charge extérieure possible.

La méthode cinématique a connu une plus grande popularité que la méthode statique et de nombreuses bornes supérieures ont été proposées pour la portance des sols. Les mécanismes de rupture correspondant à ces bornes supérieures comportent des surfaces de discontinuité, où la vitesse de déplacement instantané fait un angle (φ) avec la surface de contact (figure.1.6a) et des zones de déformation plastique, où la loi d'écoulement plastique associée détermine la géométrie et l'extension de la rupture (figure.1.6b). L'angle entre la vitesse de déplacement et la surface de discontinuité explique la forme de spirale logarithmique des surfaces de rupture dans de nombreux modèles de calcul à base de blocs.

On ne peut comparer directement les analyses d'équilibre limite et les calculs d'analyse limite, qui ne résolvent pas les mêmes équations et posent différemment le problème de l'équilibre limite. Même si l'analyse limite paraît plus proche des concepts modernes de la mécanique, elle comporte aussi des approximations fortes qui peuvent l'éloigner de la réalité des sols, tandis que la force de l'analyse d'équilibre limite réside dans le choix de mécanismes de rupture inspirés des modes de rupture observés et la grande expérience acquise dans son utilisation (Magnan et Droniuc, 2000).

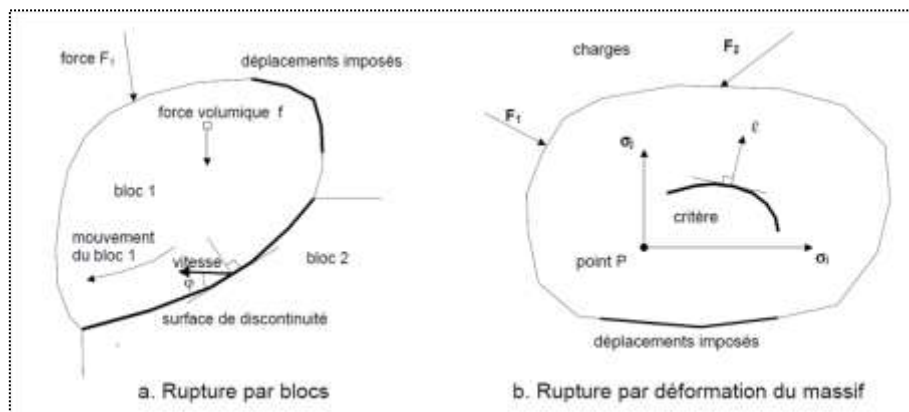


Figure 1.6 : Particularités des calculs de stabilité dans l'approche cinématique de l'analyse limite.

- **Les calculs en déformations :**

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

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

Les calculs d'équilibre limite et d'analyse limite supposent que l'instabilité ne dépend pas de l'état initial du sol et de sa réponse aux faibles valeurs des charges. Dans les calculs en déplacements, la rupture est au contraire définie sur la courbe (les courbes) de variation des déplacements en fonction de la charge et/ou du temps (figure 1.7).

L'approche en déplacements des calculs de stabilité est à la fois la plus naturelle, car elle suit l'évolution des terrains et des ouvrages depuis leur état initial jusqu'à la rupture (ou ce qui est défini conventionnellement comme la rupture), et la plus exigeante car elle nécessite de connaître la déformabilité des matériaux en plus de leur résistance. Les paramètres de déformabilité des sols sont particulièrement sensibles aux conditions de prélèvement des carottes pour les essais de laboratoire et aux conditions d'exécution des essais en place. Mais on rencontre aussi des difficultés pour spécifier l'état initial des contraintes dans le sol, qui conditionne l'étendue de la plage élastique avant d'atteindre le critère de plasticité et le passage à un mode de déformation différent.

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

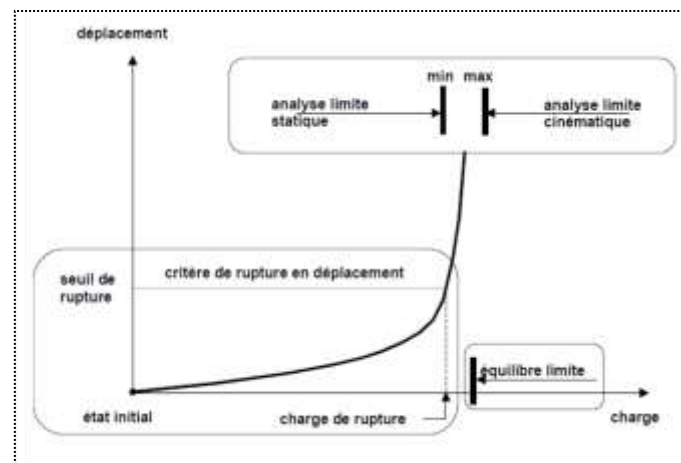


Figure 1.7 : Définitions de la rupture pour le calcul en déplacements, l'analyse limite et l'analyse d'équilibre limite.

1.5.3. Les méthodes dérivées des essais en place.

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

$$q_{max} = k(p_1 - p_0) - q_0 \quad (1.4)$$

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

Ces méthodes sont très souvent utilisées pour l'étude des ouvrages courants. Les méthodes de calcul qui ont résisté aux épreuves de la pratique et du temps sont toutes accompagnées d'un « mode opératoire » ou de facteurs correctifs qui les ont adaptées à l'expérience.

Les facteurs de la capacité portante des fondations superficielles sont nombreux et variés. Les calculs distinguent :

- la forme des fondations (semelles filantes, carrées, rectangulaires ou circulaires),
- l'inclinaison du sol ou de la fondation (sol horizontal, sol incliné, bord de talus, fondation inclinée),
- la géométrie et les propriétés mécaniques du sol (sol homogène, sol stratifié, sol cohérent, sol cohérent et frottant),
- les conditions de contact entre semelle et sol (contact rugueux, contact lisse),
- les caractéristiques de la charge appliquée (charge verticale centrée, excentrée, inclinée),
- l'influence de l'eau (présence d'une nappe à différentes profondeurs).

Cette partie est consacrée à une recherche bibliographique pour les théories et les méthodes de calculs ainsi que les pressions à appliquer sur les fondations, de façon à garantir leur stabilité.

Les méthodes dites de calcul à l'équilibre limite reposent sur une hypothèse de mécanisme de rupture, à priori suivant des surfaces de glissement, et l'analyse de la stabilité de la partie du massif délimitée par ces surfaces de rupture.

D'un point de vue conceptuel, l'inconvénient principal de ces méthodes est qu'elles peuvent conduire à des solutions qui sont supérieures aux charges limites réelles sur les ouvrages (Coussy et Salençon, 1979) Comme on le verra par la suite, les méthodes existantes aboutissent dans le cas des fondations à des résultats très dispersés. Cette dispersion nous paraît provenir des hypothèses faites, d'une part, sur les lignes de glissement, qui sont souvent très éloignées de celles observées expérimentalement, et, d'autre part, sur l'état des contraintes dans le massif, qui est normalement très difficile à caractériser.

1.5.4. Théorie de Prandtl (1920).

a) Matériau sans cohésion ($c = 0$).

Le problème bidimensionnel d'un sol pulvérulent non pesant, d'angle de frottement interne φ et chargé normalement à sa surface par deux répartitions uniformes tel que:

($P = q_0$ et $q = \gamma D$), a été résolu pour la première fois par Prandtl (1920).

Prandtl (1920) a donné son mécanisme de rupture le plus accepté et le plus utilisé ensuite par les autres auteurs. Le mécanisme de rupture sous la fondation considère que la base de la fondation est lisse. Il subsiste une zone, limitée par deux lignes de glissement frontières, dans laquelle on fait l'hypothèse qu'une famille des lignes de glissement est formée de droite qui passent toutes par le point S , frontière en surface entre les deux charges P et q figure 1.8).

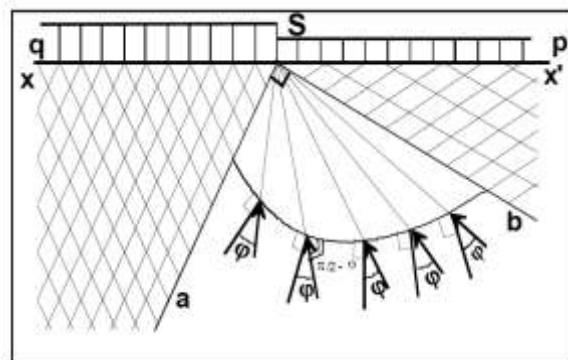


Figure 1.8 : Mécanisme de rupture d'une fondation de base lisse (Prandtl (1920)).

Dans ces conditions, l'autre famille de lignes de glissement est constituée de courbes, qui font un angle de $(\pi/2 - \varphi)$, constant, avec le faisceau précédent. Il s'agit

$$\rho = \rho_0 e^{\theta \tan \varphi} \quad (1.5)$$

Cette zone aSb est appelée saut de Prandtl (Figure. 1.9)

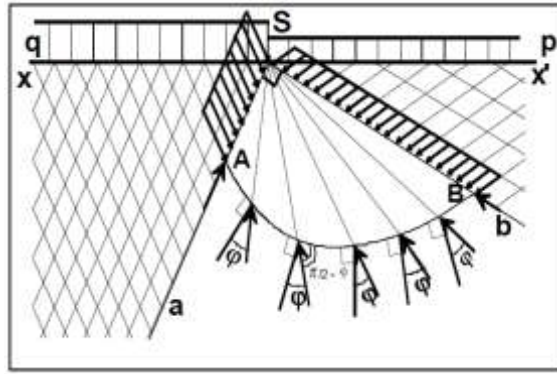


Figure 1.9 –État d'équilibre de la zone de prandtl d'une fondation de base lisse (Prandtl (1920).

On isole maintenant le bloc SAB (figure. 1.9), SA et SB sont des portions de ligne de glissement appartenant à la même famille : les contraintes qui s'y exercent font un angle φ avec les normales à ces segments, et par conséquent un angle $(\pi/2 - \varphi)$ avec ceux-ci ; ces contraintes ont donc même direction que les lignes de glissement de l'autre famille.

Dans les zones xSa et x'Sb, l'état des contraintes est homogène. Soient : σ_A : la contrainte critique qui s'exerce sur SA
 σ_B : la contrainte critique qui s'exerce sur SB.

Les contraintes qui agissent sur l'arc AB sont toutes dirigées vers S. on peut traduire l'équilibre du bloc SAB en écrivant que le moment en S de l'ensemble des forces appliquées est nul.

Soit :

$$\sigma_A * SA * \left(\frac{SA}{2}\right) * tg\varphi = \sigma_B * SB * \left(\frac{SB}{2}\right) * tg\varphi \quad (1.6)$$

Mais SA fait un angle de $(\pi/4 - \varphi/2)$ avec la verticale, alors que SB fait avec celle-ci un angle de $(\pi/4 + \varphi/2)$ SA et SB sont donc perpendiculaires. (Fig. 1.9). On a alors:

$$SB = SA e^{\left(\frac{\pi}{2}\right)tg\varphi} \quad (1.7)$$

$$\sigma_A = \sigma_B e^{\pi tg\varphi} \quad (1.8)$$

Mais on peut également relier P à σ_A et q à σ_B , dans la zone xSa, P est la contrainte principale majeure ; en revanche, dans la zone

x'Sb, q est la contrainte principale mineure. (Figure. 1.10) . Il en résulte :

$$\sigma_B = q tg\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (1.9)$$

$$P = \sigma_A tg\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (1.10)$$

Par conséquent :

$$P = q tg^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) e^{\pi tg\varphi} \quad (1.11)$$

On a ainsi trouvé une solution statiquement admissible, mais on n'a pas la certitude que cette solution est cinématiquement admissible.

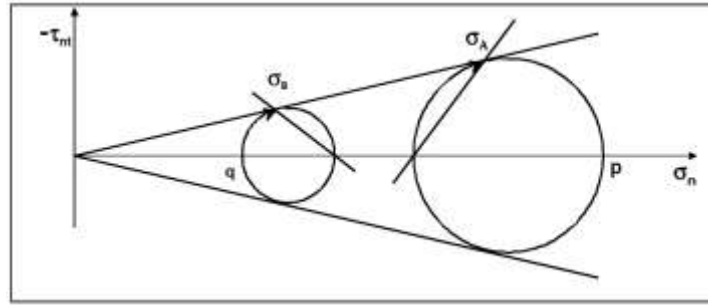


Figure 1.10 Contraintes principales mineure et majeure.

b) Matériau avec cohésion ($c \neq 0$ et $\varphi \neq 0$) :

Puisque $\varphi \neq 0$ on peut appliquer le théorème des états correspondants. La solution précédente est obtenue en contraintes fictives sur un matériau fictif ($\varphi, c=0$), c'est à dire

$$P' = q' \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) e^{\pi \operatorname{tg} \varphi} \quad (1.12)$$

Si l'on repasse en contraintes réelles :

$$P + H = (q + H) \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) e^{\pi \operatorname{tg} \varphi} \quad (1.13)$$

Et comme $H = C \operatorname{cotg} \varphi$

$$P = q \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) e^{\pi \operatorname{tg} \varphi} + C \operatorname{cotg} \varphi \left[\operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) e^{\pi \operatorname{tg} \varphi} - 1 \right] \quad (1.14)$$

On note habituellement :

$$N_q = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) e^{\pi \operatorname{tg} \varphi} \quad (1.15)$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{cotg} \varphi \quad (1.16)$$

La solution s'écrit alors :

$$P = q N_q + C N_c \quad (1.17)$$

c) Matériau purement cohérent ($c \neq 0$ et $\varphi = 0$).

Dans ces conditions, le théorème des états correspondants n'est plus applicable, et il faut procéder directement. Le schéma de la figure 1.8 prend l'aspect représenté sur la figure 1.11. Les lignes de glissement forment un réseau de droites orthogonales dans les zones xSa et x'Sb. Dans la région aSb, la deuxième famille recoupe sous un angle droit le faisceau des lignes droites de glissement qui passent toutes par S. Elle est donc constituée d'arcs de cercle.

Les segments SA et SB ainsi que l'arc AB sont des lignes de glissement, par conséquent les contraintes qui s'y exercent ont toutes une composante tangentielle dont la valeur absolue est égale à la cohésion c .

Si l'on écrit la nullité en S, du moment des forces appliquées au bloc SAB, on obtient le résultat recherché, comme on a présenté dans le cas précédent.

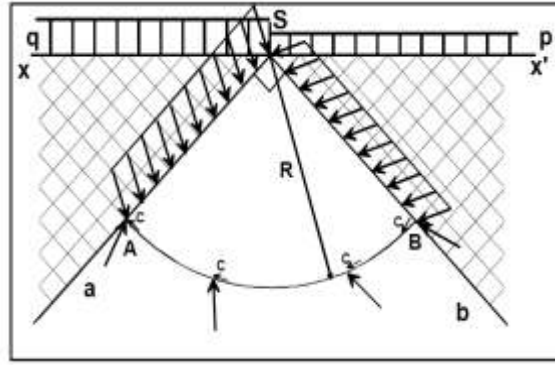


Figure 1.11 : Mécanisme de rupture d'une fondation de base lisse sur un sol purement cohérent.

On note σ_{vA} et σ_{vB} les contraintes normales, respectivement sur SA et SB, et si l'on remarque que le moment en S des contraintes normales AB est nul, on obtient :

$$SA * \frac{SA}{2} * \sigma_{nA} = SB * \frac{SB}{2} * \sigma_{nB} + \int_B^A CR ds = 0 \text{ (intégrale entre A et B)} \quad (1.19).$$

$$\sigma_{nA} * R^2/2 = \sigma_{nB} R^2/2 + c\pi R^2/2 \quad (1.20)$$

Soit:

$$\sigma_{nA} = \sigma_{nB} + c\pi \quad (1.21)$$

En observant que comme $q_{un} > \gamma D$, l'état d'équilibre est actif dans la partie xSA et passif dans la partie x'SB, il en résulte, dans le plan de Mohr, la configuration suivante (figure. 1.12), et on a donc :

$$\sigma_{nB} = q + c \quad (1.22)$$

$$P = \sigma_{nA} + c \quad (1.23)$$

$$P = q + c + c\pi + c \quad (1.24)$$

$$P = q + (2 + \pi)c \quad (1.25)$$

On obtient ainsi $N_q = 1$ et $N_c = \pi + 2$. Ces valeurs sont identiques à celles qui résultent d'un calcul de limite lorsque, dans les expressions générales précédentes, on fait tendre (φ) vers zéro, C'est-à-dire à :

$$N_q = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\pi tg \varphi} \quad (1.26)$$

Cette formule est quelque fois appelée formule de *Prandtl Caquot*, car ces deux auteurs l'ont publiée, indépendamment l'un de l'autre vers (1920).

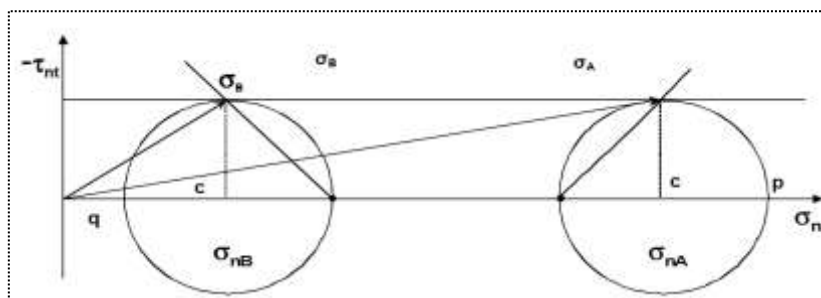


Figure 1.12 Contraintes dans le cas d'un sol purement cohérent.

1.5.5. Théorie de Terzaghi (1943).

L'équation générale de la capacité portante développée par Terzaghi (1943) a été utilisée pendant une longue période et continue toujours à être utilisée par certains ingénieurs. Son développement est inspiré des études déjà établies par Rankine (1857) et Prandtl (1920). Le modèle bidimensionnel utilisé par Terzaghi (figure 1.13) se présente par une semelle filante avec une largeur $2B$ et une profondeur d'ancrage de la base de la semelle par rapport à la surface du sol de D .

Terzaghi a également utilisé une semelle à base rugueuse et une semelle à base lisse, le bloc abc se déplace verticalement vers le bas, le bloc bcf caractérisé par la courbe spirale (cf) est considéré en état de rupture par cisaillement le long de cette courbe, et le bloc bfg est considéré être dans un état d'équilibre plastique de Rankine. Terzaghi a supposé que le sol au dessus du niveau de la base de la semelle est remplacée par une surcharge $= \gamma \cdot D$

La rupture peut être analysée mathématiquement dans le cas d'un phénomène plan pour une semelle horizontale supportant une charge centrée et ancrée dans un milieu homogène présentant à la fois du frottement et de la cohésion et dont la surface libre est également horizontale.

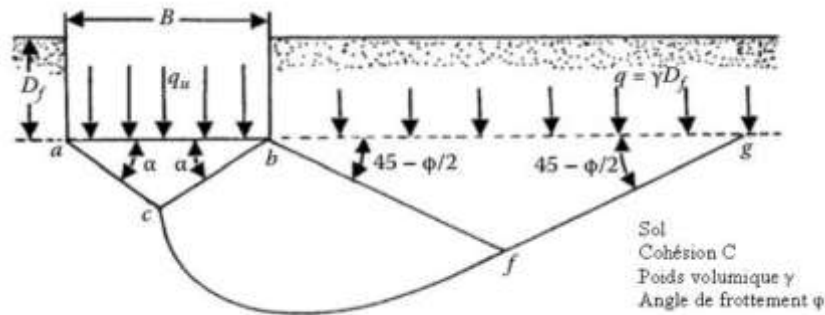


Figure 1.13 : Surface de rupture du sol sous une charge ultime d'une semelle filante rigide d'après Terzaghi (1943).

C'est à partir de ces considérations que Terzaghi (1948) a émis l'hypothèse de la charge maximum que l'on peut appliquer sur une fondation à la surface d'un sol pouvait être obtenue en utilisant le principe de superposition, on considère donc un phénomène plan et on étudie la stabilité du seul milieu situé au dessous de la surface libre fictive constituée par le plan de fondation. Pour obtenir la résistance totale, on ajoute plusieurs systèmes d'équilibre limite. Le massif défini plus haut est considéré comme pesant sans surcharge, puis comme non pesant mais chargé par les terres se trouvant de part et d'autre de la fondation ; enfin, si le milieu possède une cohésion, le théorème des états correspondants montre que cette dernière agit comme une surcharge hydrostatique. Ces trois éléments constituent respectivement les termes de surface, de profondeur et de cohésion de la résistance de sol à la rupture.

Donc, la résistance limite de la fondation ou la capacité portante sera :

$$Q_u = Q_t = Q_\gamma + Q_q + Q_c \quad (1.27)$$

Où :

Q_γ : Résistance du sol pulvérulent sous le niveau de la semelle (Figure 1.14-a) avec γ_2 poids spécifique des terres sous le niveau de la semelle ;

Q_q : l'action des terres situées au-dessus du niveau des fondations qui sont supposées agir comme une surcharge $\gamma_1 \cdot D$ sur un milieu pulvérulent non pesant, (Figure 1.14-b), avec γ_1 : poids spécifique des terres au-dessus du niveau de la semelle ;

Q_c : l'action de la cohésion, où charge de rupture (Figure 1.14-c).

Et la contrainte de rupture :

$$q_u = q_l = q_\gamma + q_q + q_c \quad (1.28)$$

Avec :

$$Q_i = q_i \cdot B \quad (1.29)$$

Sokolovski a montré, en comparant les résultats obtenus par la méthode exacte d'une part et par la superposition des états de l'hypothèse de Terzaghi(1948), que l'erreur faite est cependant peu importante.

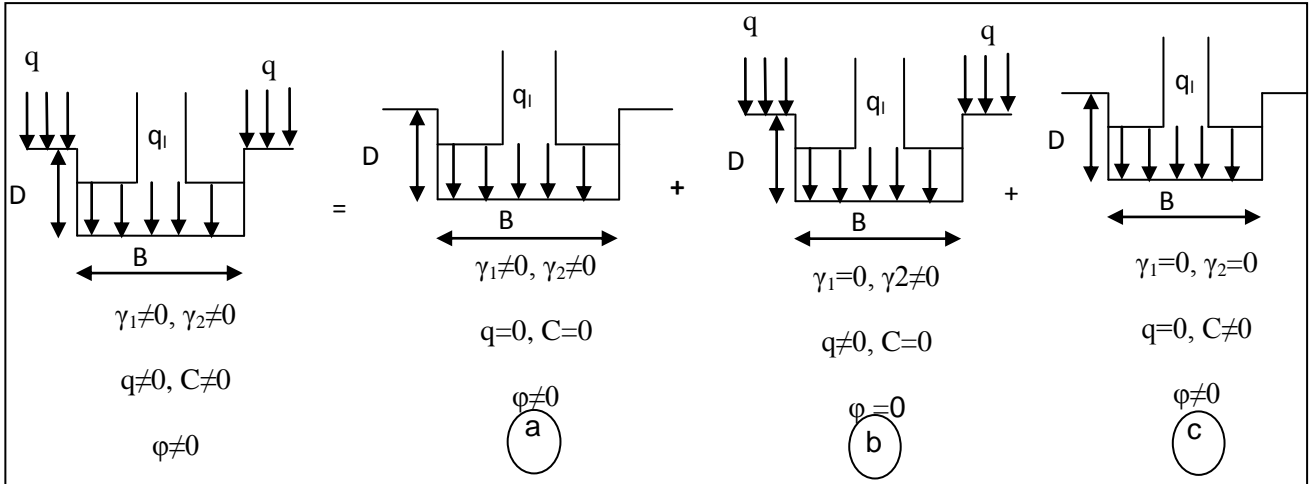


Figure 1.14 : Capacité portante. Principe de superposition (méthode « c-φ »)

De nombreux auteurs ont résolu le problème en faisant des hypothèses différentes sur la rugosité de la semelle et la forme de la zone en équilibre limite, c'est-à-dire sur l'allure des surfaces de glissement. Bien que les valeurs numériques soient parfois assez différentes, Toutes ces études conduisent à la formule générale suivante :

$$q_l = \frac{1}{2} \cdot i_\gamma \cdot \gamma_1 \cdot \zeta_\gamma \cdot f_\gamma B N_\gamma(\varphi) + i_c \cdot \zeta_c \cdot f_c \cdot C N_c(\varphi) + i_q \cdot \zeta_q \cdot f_q (q + \gamma_2 D) N_q(\varphi) \quad (1.30)$$

Avec

- $N_\gamma(\varphi)$, $N_c(\varphi)$ et $N_q(\varphi)$ sont les facteurs de portance, ne dépendant que de l'angle de frottement interne φ du sol sous la base de la fondation ;
- f_γ, f_c, f_q sont des coefficients dépendant de la forme de la fondation ;
- i_γ, i_c et i_q sont des coefficients minorateurs dus à l'effet d'inclinaison de la charge ;
- ζ_γ, ζ_c et ζ_q sont les facteurs d'influence du substratum ;

Les trois termes de cette formule correspondent à ceux définis précédemment :

- le premier terme ($1/2 \gamma_1 B \cdot N_\gamma(\varphi)$) est le terme de surface (ou de pesanteur), car il est fonction de la largeur de la fondation B et du poids volumique γ_1 du sol sous la fondation. C'est la charge limite (théorie rigide-plastique) pour un massif pesant et frottant uniquement ;
- le deuxième terme ($C N_c(\varphi)$) est le terme de cohésion. C'est la charge limite pour un sol frottant et cohérent, mais non pesant ;
- Le troisième terme $(q + \gamma_2 D) N_q(\varphi)$ est le terme de surcharge ou de profondeur. C'est la charge limite pour un sol purement frottant et chargé latéralement (γ_2 est le poids volumique du sol au dessus du niveau de la base).

Le principe de superposition consiste donc simplement à additionner ces trois termes. On peut, en effet, montrer qu'elle donne une valeur par défaut de la charge limite et l'approximation faite est donc du côté de la sécurité.

Dans l'application pratique de cette méthode, on doit distinguer, selon la mécanique des sols classique, le calcul à court terme en conditions non drainées (en contraintes totales) du calcul à long terme en conditions drainées (en contraintes effectives).

1.5.6. Méthodes de Meyerhof.

Meyerhof (1963) explique que la portance des semelles filantes est calculée en suivant la forme générale décrite par Terzaghi, avec des expressions établies par Prandtl (1920) pour N_c , Reissner (1924) pour N_q et par lui-même Meyerhof (1961). Pour une valeur approchée de N_γ , ces coefficients ne tenant pas compte de la résistance au cisaillement dans le sol situé au dessus de la base de la fondation. Les expressions des facteurs de cohésion, profondeur, et de surface s'expriment par :

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \quad (1.31)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1.32)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4 \varphi) \quad (1.34)$$

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

$$S_c = 1 + 0.2 \frac{B}{L} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1.35)$$

$$S_q = S_\gamma = 1 \quad \text{si } \varphi = 0 \quad (1.36)$$

$$S_q = S_\gamma = 1 + 0.1 \frac{B}{L} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad \text{si } > 10^\circ \quad (1.37)$$

En 1951, Meyerhof a publié une théorie de la capacité portante qui pourrait être appliquée sur une semelle superficielle rigide et profonde. La surface de rupture, à la charge ultime, sous une fondation superficielle continue assumée par Meyerhof est montrée dans figure 1.15.

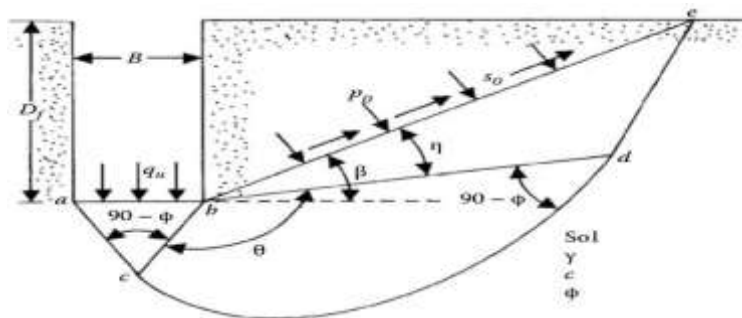


Figure 1.15 : Champs de ligne glissement pour une fondation rugueuse continue.

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

$$\varphi = \varphi_p = \left(1.1 - 0.1 \frac{B}{L} \right) \varphi_t \quad (1.38)$$

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

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

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

$$d_c = 1 + 0,2 \left(\frac{D}{B}\right) \tan^2(\pi/4 + \varphi/2) \quad (1.39)$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \text{ si } \varphi = 0 \quad (1.40)$$

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

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

$$B' = B - 2e \quad (1.42)$$

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

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi}\right)^2 \quad (1.43)$$

$$i_q = \left(1 - \frac{\delta}{90}\right)^2 \quad (1.44)$$

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

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

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

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

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

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

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

1.5.7. Méthode Hansen Brinch (1970).

Pour le calcul de la force portante des fondations superficielles, Hansen Brinch a utilisé la même équation de base que celle de Terzaghi, excepté que la largeur de la fondation a été prise égale à B au lieu de $2B$.

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \quad (1.47)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (1.48)$$

$$N_\gamma = 1.50 (N_q - 1) \tan(\varphi) \quad (1.49)$$

Dont le dernier est une borne inférieure calculée par lundgren et Christensen en 1961, Brinch Hansen (1961) proposait une expression différente :

$$N_{\gamma} = 1.80 (Nq - 1) \tan(\varphi) \quad (1.50)$$

L'Intermédiaire entre la borne inférieure précédente et la solution de Meyerhof (1951). Le statut de cette expression n'est pas clair. Brinch Hansen (1961) indique que ce n'est qu'une borne inférieure parce qu'elle n'est que statiquement admissible.

Les facteurs de la capacité portante établis par Hansen pour une semelle filante sont présentés dans la Figure 2.16.

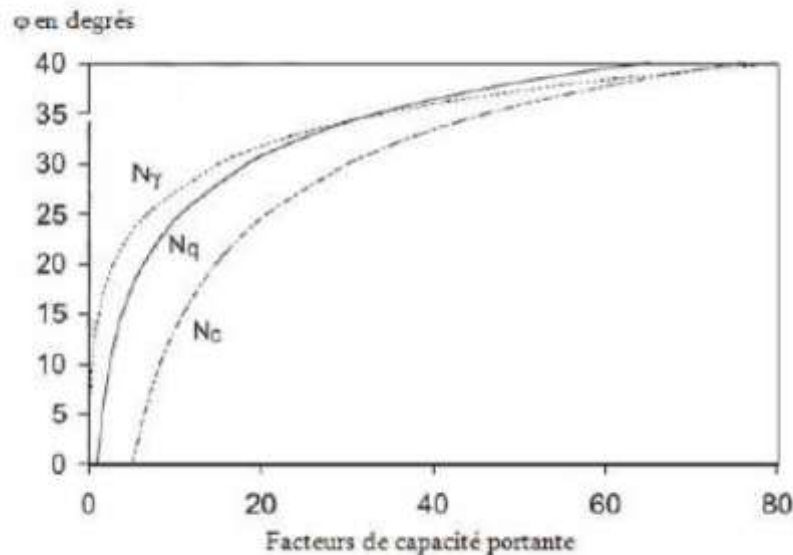


Figure 2.16: Facteurs de capacité portante de Hansen (1970).

A part l'excentrement des charges, qui est pris en compte en calculant la portance sur la surface effective de la fondation, tous les autres écarts par rapport au cas de la semelle filante sous charge verticale centrée sont décrits aux moyens de coefficients correcteurs établis séparément et dont l'usage simultané constitue naturellement une approximation.

1.5.8. Méthodes de Vesic (1973).

Vesic (1973) présente un panorama complémentaire du développement de l'analyse de la capacité portante des fondations superficielles. Il rappelle que l'histoire des premiers travaux sur le sujet, commençant à Rankine en 1857, a été décrite dans le premier traité de mécanique des sols de Terzaghi(1925). Les recherches modernes partent de l'article de Prandl (1921) sur le poinçonnement des métaux, qui a été étendu aux matériaux non pesants à frottement interne par Reissner (1924) et aux problèmes axisymétriques par Hencky (1934).

La première application de ces solutions au calcul des fondations est due à Caquot (1934) et à Buisman (1935), qui a inspiré les premières tentatives d'extension des calculs de plasticité aux sols pesants (Raes, 1941) et suggéré la superposition du terme en N_{γ} avec les deux autres termes de l'équation de la capacité portante. Cette approche a été adoptée à la même époque par Terzaghi (1943) et a exercé une influence durable sur tous les travaux ultérieurs. Vesic donne un tableau des références des principales contributions aux études théoriques de 1940 à 1970 :

- pour les problèmes plans : Terzaghi (1943), Mizuno (1948), Meyerhof (1948, 1951, 1955), Caquot et Kérisel (1953, 1956), Lundgren et Mortensen (1953), Sokolovskij (1960), Gorbunov- Posadov (1965), Hansen (1969) ;
- pour les problèmes axisymétriques : Ishlinskij (1944), Berezantsev (1952), Mizuno (1953), Shield (1955), Eason et Shield (1960), Cox et al. (1961) et Cox (1962).

Il donne aussi les références des états des connaissances publiés pendant la même période :

Terzaghi (1943), Terzaghi et Peck (1967), de Beer (1949, 1965), Skempton (1951), Meyerhof (1951, 1963), Brinch Hansen (1957, 1961, 1970), de Beer et Vesić (1958), Naujoks (1963), Lambe (1965), de Mello (1969), Whitman (1970), Hvorslev (1970) et Weiss (1970).

Vesić décrit le mode de calcul par superposition de la capacité portante avec les facteurs N_c et N_q de Prandl et Reissner ; pour N_g , il indique que la solution tabulée de Caquot et Kérisel (1953) peut être représentée avec moins de 10% d'erreur sur l'intervalle $15 < j < 45$ degrés (moins de 5% d'erreur entre 20 et 40 degrés) par l'expression :

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \varphi \quad (1.51)$$

La superposition des trois termes de capacité portante donne une estimation approchée par défaut (de 17 à 10% au plus pour $j = 30$ à 40 degrés) mais exacte pour $j = 0$ degré. L'auteur indique que le choix d'un angle de frottement en déformations planes n'est pas nécessairement la meilleure solution pour rapprocher les résultats des calculs des portances observées. La prise en compte de la rupture progressive du sol sous des niveaux de contraintes variés semble une voie plus prometteuse.

Pour les coefficients correcteurs appliqués à chacun des termes de la formule (1.1), Vesce donne les expressions suivantes :

$$\text{Coefficients de forme} \quad \left[\begin{array}{l} S_c = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c} = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_{c-1}} \tan(\varphi) \\ S_q = 1 + \frac{B}{L} \tan(\varphi) \\ S_\gamma = 1 - 0.40 \frac{B}{L} \end{array} \right. \quad (1.52)$$

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

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

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

1.5.9. Méthodes de Caquot et J. Kerisel :

Le calcul est réalisé pour une semelle continue à base horizontale encastree dans un sol homogène et supportant une charge verticale centrée .Le problème étant à deux dimensions, il est possible de considérer une tranche de longueur unité dans le sens perpendiculaire à B.

Avec ces hypothèses, les coefficients f_γ , f_c et f_q sont tous égaux à 1 et la formule (1.1) s'écrit :

$$q_l = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 B N_\gamma(\varphi) + C N_c(\varphi) + (q + \gamma_2 D) N_q(\varphi) \quad (1.53)$$

- **Terme de surface N_γ**

Selon la figure 1.17. Le coin ACB est supposé faire un angle au sommet C de $(\pi/2 - \varphi)$. Il est en équilibre surabondant et fait corps avec la fondation.

Le poinçonnement de la fondation dans le milieu pulvérulent se produit lorsque la butée sur les écrans fictifs AC et BC est entièrement mobilisée.

La résultante de la butée sur BC s'écrit $R = 0,5\gamma_1 \cdot B \cdot C^2 \cdot Kp$

S'agissant d'un frottement sol contre sol, le contact est parfaitement rugueux le long de AC et BC et l'angle de frottement δ sur BC est égal a $(-\varphi)$. Ainsi, la résultante est inclinée de $(-\varphi)$ sur la normale a l'écran et la valeur de K_p est obtenue a partir des tables de butée de Caquot et Kerisel pour $\beta = 0, \delta = -\varphi$ et $\lambda = -(\pi/4 - \varphi/2)$.

L'ensemble des forces verticales est en équilibre. Ces forces sont :

- La capacité portante de la fondation par unité de longueur $Q_\gamma = q_\gamma \cdot B$;
- Le poids W du coin ABC, $W = \gamma_1 \cdot (B/4)^2 \tan(\pi/4 + \varphi/2)$.
- Les deux composantes verticales des réactions de butée R sur AC et AB.

La figure 1.5 montre que la résultante R fait avec la verticale un angle de $(\pi/4 - \varphi/2)$ et que $BC = B / (2 \cos(\pi/4 + \varphi/2))$.

L'équilibre des forces verticales s'écrit : $Q_\gamma + W = 2R \cos(\pi/4 - \varphi/2)$ soit en remplaçant W, R et BC par leur valeur :

$$Q_\gamma = Q_\gamma/B = \gamma_1 B/4 \left[K_p \left[\cos(\pi/4 - \varphi/2) / \cos^2(\pi/4 + \varphi/2) \right] - \tan(\pi/4 - \varphi/2) \right]$$

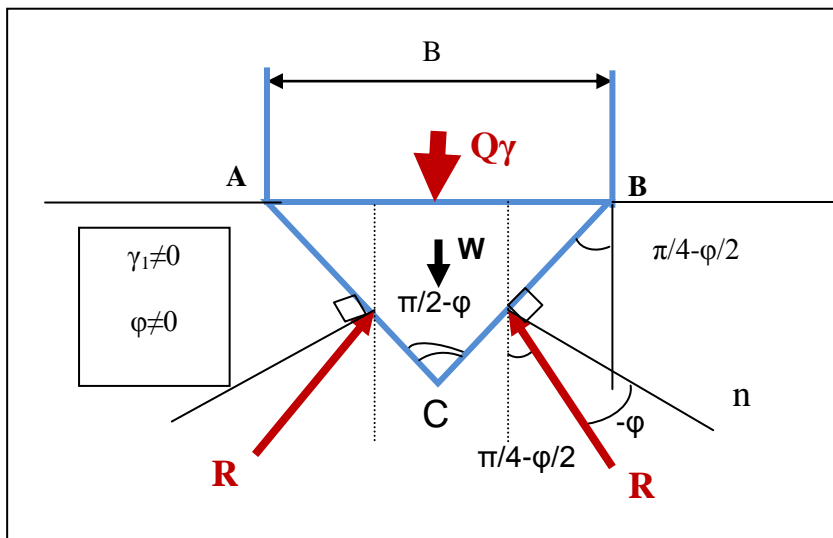


Figure 1.17: détermination du terme de surface.

La comparaison avec le terme de surface de la formule générale (1.2) conduit a la formule suivante :

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left[K_p \cdot \left[\frac{\cos(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})}{\cos^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})} \right] - \tan(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) \right] \quad (1.54)$$

• **Terme de profondeur N_q**

La base de la semelle est maintenant considérée comme constituée de deux demi-écrans BI et AI supposées lisses (figure 1.18). La rupture intervient par mis en butée sur écrans du milieu non pesant surchargé par la charge q_0 , avec $q_0 = \gamma_2 \cdot D$

Dans ces condition, $\alpha = 0, \delta = 0$ et $\Omega = \pi$ et il existe une solution analytique. Les angles ε, μ et ψ prennent les valeurs suivantes : $\varepsilon = (\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}), \mu = (\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}), \psi = \frac{\pi}{2}$ et la contrainte de butée est donnée par la formule 1.55

$$q_p = q_0 \left[\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right] \cdot \exp(\pi \cdot \tan \varphi) \quad (1.55)$$

Pour calculer la capacité portante d'une fondation établie au bord d'une pente, Meyerhof (1957) a proposé une expression associant les facteurs de portance N_γ , N_q d'une part, et N_c , N_q d'autre part. La capacité portante est donnée selon Meyerhof (1957) par :

$$q_u = 0.5\gamma B N_{\gamma q} + c N_{cq} \quad (1.61)$$

L'évolution de $N_{\gamma q}$ et N_{cq} a été présentée par Meyerhof (1957) pour différentes configurations géométriques, ces facteurs dépendent de l'angle de frottement interne du sol. Hansen (1970) a proposé des coefficients correcteurs pour les fondations filantes non encastrées, établies en tête d'un talus et soumises à une charge verticale centrée, Hansen donne un même coefficient de correction pour le terme de surface et le terme d'encastrement, sous la forme :

$$i_{q\beta} = i_{\gamma\beta} = (1 - 0.5 \tan\beta^5) \quad (1.62)$$

Où β est l'angle de la pente par rapport à l'horizontale.

1.6. Capacité portante des fondations en pente

Pour l'étude d'une fondation au bord d'un talus, Giroud et Tran-Vo-Nhiem (1971), Graham et al. (1988) ont développé des méthodes de calcul basées sur le concept des lignes de glissement. Par ailleurs, Kusakabe et al. (1981), Saran et al. (1989) Narita et Yamaguchi (1990), de Buhan et Garnier (1994) et de Buhan et Garnier (1998) ont étudié ce problème par l'approche cinématique de la théorie du calcul à la rupture. Un calcul élasto-plastique par éléments finis a été effectué par Maloum et Sieffert (2002), en utilisant le code CESAR-LCPC, pour l'étude d'une fondation superficielle filante au voisinage d'un talus, sollicité par un chargement vertical et incliné centré.

Récemment, Magnan et al. (2004) ont obtenu des résultats pour le cas d'une fondation superficielle filante, établie à proximité d'un talus et sollicité par un chargement vertical, incliné et excentré, en utilisant des calculs par éléments finis avec le code CESAR-LCPC, basés sur les calculs élasto-plastique (module MCNL), ainsi que l'analyse cinématique régularisée (Module LIM1). Le concours de prévision organisé à l'occasion du symposium international, FONDSUP 2003 (Droniuc et Magnan, 2004) a permis de traiter la portance d'une fondation superficielle filante et carrée, placée à proximité d'un talus et soumise à une charge excentrée et inclinée.

Bakir et al. (1994) ont présentés une synthèse de recherches expérimentales, effectuées pour l'étude d'une fondation filante à proximité d'un talus. La plupart des essais ont été réalisés sur des modèles centrifugés; dans la littérature on trouve les travaux de Gemperline (1988) et Bakir (1993). Par ailleurs, Giroud et Tran-Vo-Nhiem (1971) et Lebègue (1973) ont réalisés des expérimentations sur un modèle réduit.

Dans le domaine des expérimentations en vraie grandeur on trouve les travaux de Shields et al. (1977) et Bauer et al. (1981). Gemperline (1988) a réalisé une importante série d'essais sur des modèles centrifugés, en considérant un sol pulvérulent et en faisant varier les paramètres géométriques et mécaniques. Ces essais ont permis de proposer une expression analytique pour évaluer le coefficient réducteur de portance i_β en fonction de l'angle β de la pente, par rapport à l'horizontale et par rapport à la distance relative d/B de la fondation du bord du talus. L'expression proposée par Gemperline pour le coefficient réducteur i_β a la forme suivante:

$$i_\beta = 1 - 0.8[(1 - \tan\beta)^2] \frac{2}{2 + \left(\frac{d}{B}\right)^2 \tan\beta} \quad (1.63)$$

Giroud et Tran-Vo-Nhiem(1972), montrent que la proximité d'un sol en pente d'angle β par rapport à l'horizontale a pour effet de réduire la capacité portante du sol. Selon Cassan (1978), il existe une distance limite d_{lim} entre la fondation et la tête du talus au delà de laquelle la présence d'un talus n'a aucun effet sur la portance de la semelle. Le tableau 1.1 donne les valeurs de cette distance en fonction de l'angle de frottement.

Tableau 1.1 : valeurs de la distance limite d_{lim}

φ^0	0	25	30	40
d_{lim}/B	1.0	1.5	2.0	5.0

La pression verticale limite sous une fondation en tête du talus ($d = 0$) est donnée par :

$$q_l = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 B N_{\gamma\beta}(\varphi) + C N_{c\beta}(\varphi) + (q + \gamma_2 D) N_{q\beta}(\varphi) \cos\beta \quad (1.64)$$

Pour une distance d intermédiaire ($0 \leq d \leq d_{lim}$), il y'a lieu d'interpoler la pression verticale q_l entre celle donnée par cette méthode et celle correspondant à un sol horizontal (sans pente). Les différentes valeurs du facteur de portance $N_{\gamma\beta}$ sont données dans le tableau 1.2, et Les valeurs de $N_{q\beta}$ et $N_{c\beta}$ sont déterminée à partir des relations suivantes :

$$N_{q\beta} = \frac{(1 + \sin\varphi) \cos\varphi}{1 - \sin\varphi \cdot \cos(\Gamma - \delta')} [\exp(\pi + \delta' - \Gamma - 2\beta) \tan \varphi] \quad (1.65)$$

$$N_{q\beta} = \cos\beta \quad (1.66)$$

$$\tan\delta' = \frac{\sin\beta}{\cos\beta + (C \cdot \cot\varphi / \gamma D \cdot \cos\beta)} \quad (1.67)$$

$$\sin\Gamma = \frac{\sin\delta'}{\sin\varphi} \quad (1.68)$$

En cas ou $\varphi = 0, N_{\gamma\beta} = 0, N_{q\beta} = \cos\beta$ et, $N_{c\beta} = \pi + 1 + \cos\omega - \omega - 2\beta$, (angles exprimés en radians) avec $\sin\omega = \gamma D \cdot \sin\beta \cdot \cos\beta / C$.

Tableau 1.2 : Valeur du facteur de portance $N_{\gamma\beta}$

φ/β	50	45	40	35	30	25	20	15	10	5	0
0	720	254	100	41,1	18,1	8,11	3,54	1,42	0,40	0,09	0,00
5	550	193	75	32,6	14,1	6,4	3,00	1,15	0,38	0,02	
10	400	142	58	25,6	11,2	5,15	2,35	0,87	0,27		
15	281	107	43	19,6	8,9	4,10	1,80	0,65			
20	200	76	32	14,8	6,8	3,15	1,13				
25	139	55	23,5	10,6	4,8	1,6					
30	95	38	16	7,1	2,4						
35	61	25,4	10,30	3,6							
40	21	14,5	5,2								
45	37	7,2									
50	10										

1.6.1 Fondation sur la surface d'une pente (Solution de Meyerhof (1957))

On 1957, Meyerhof à proposer une théorie pour déterminer la capacité portante ultime d'une fondation superficielle située sur la surface d'un talus. La Figure (1.19), montre la nature de la zone plastique développée dans le sol.

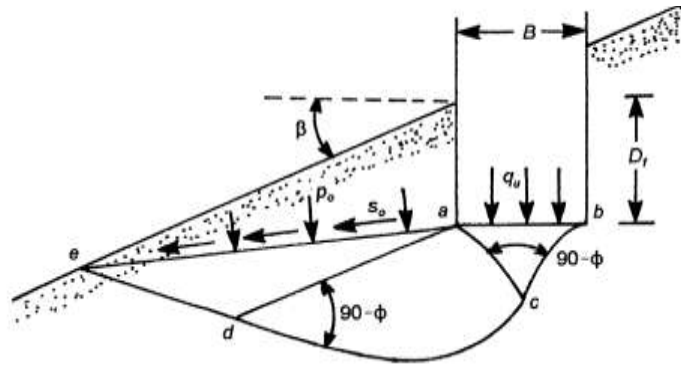


Figure 1.19: Nature de la zone plastique sous une fondation filante rugueuse située sur une pente.

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

abc : est une zone élastique. La zone **acd** présente un cisaillement radial, et **ade** présente une zone de cisaillement.

Les efforts normaux et de cisaillement sur le plan **ae** sont P_0 et S_0 respectivement.

On note aussi que le talus fait un angle β avec l'horizontale. Les paramètres de résistance au cisaillement du sol sont C et ϕ ; et son poids spécifique est γ

La Figure (1.20), montre la variation de N_{cq} avec l'angle β du talus et le nombre de la stabilité du talus N_s

$$N_s = \frac{\gamma \cdot H}{C} \quad (1.69)$$

Avec H : hauteur du talus.

D'une façon semblable pour le sol granulaire ($c = 0$). La figure (1.21) montre la variation de $N_{\gamma q}$ avec l'angle β du talus et le nombre de la stabilité du talus N_s

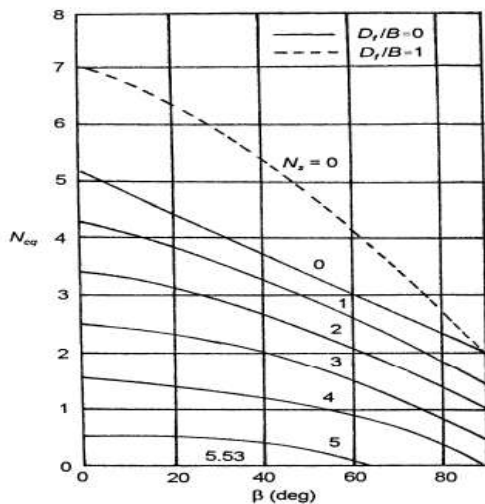


Figure 1.20: Variation du facteur de la capacité portante de Meyerhof N_{cq} pour un sol purement cohérent (fondation sur une pente).

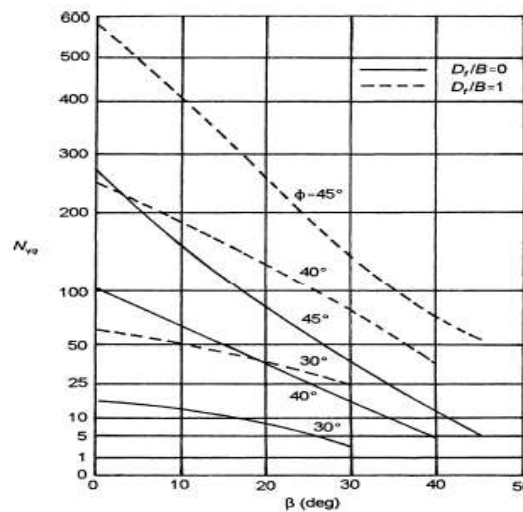


Figure 1.21: Variation du facteur de la capacité portante de Meyerhof Pour le sol grenu.

1.6.2. Fondation au sommet d'une pente (Solution de Meyerhof (1957)).

La figure (1.22), montre une fondation filante rugueuse de largeur B située au dessus d'une pente, de hauteur H . La fondation est placée à une distance b à partir de la crête (bord) de la pente.

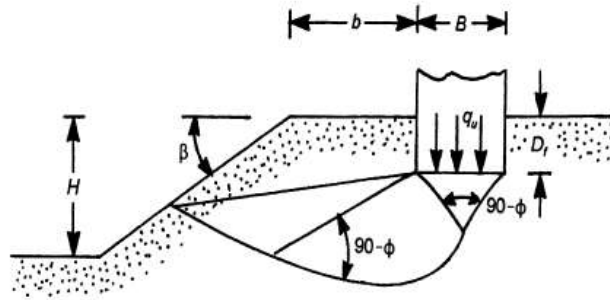


Figure 1.22: Fondation filante au sommet d'un talus.

Meyerhof a développé les variations théoriques du facteur N_{cq} pour les sols purement cohésif ($\phi = 0$) et N_q pour les sols grenus ($C = 0$). Ces variations sont montrées sur les Figures (1.23) et (1.24) respectivement.

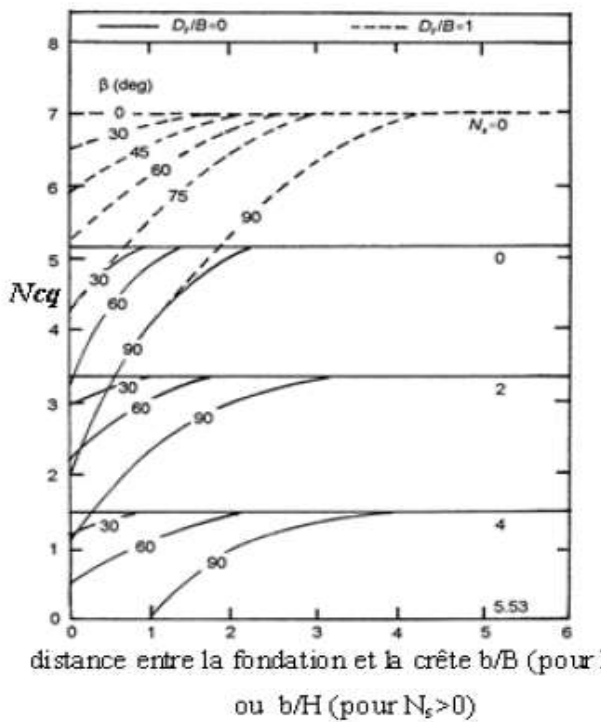


Figure 1.23: Variation du facteur de la capacité portante de Meyerhof $N_{\gamma q}$ pour un sol purement cohérent (fondation sur une pente).

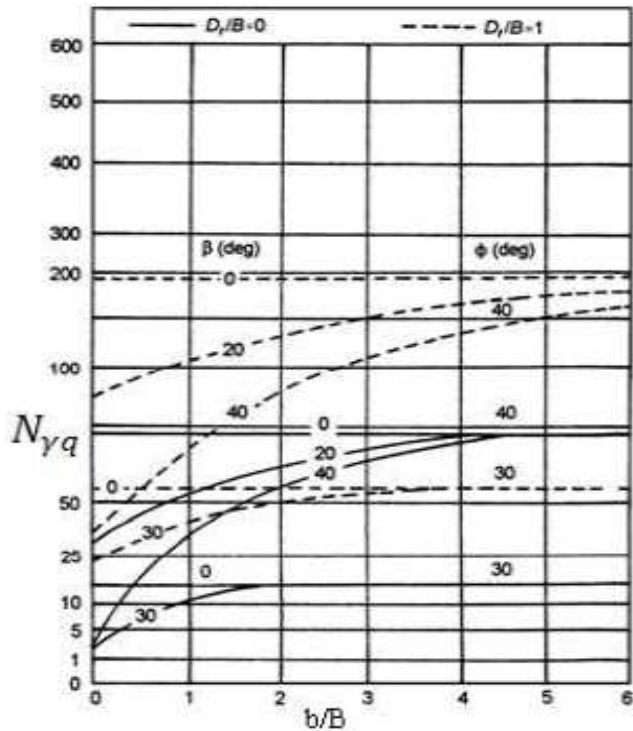


Figure 1.24: Facteur de la capacité portante de Meyerhof $N_{\gamma q}$, pour Le sol grenu, (fondation sur une pente)

1.6.3. Solution de Hansen (1970) et Vesic (1975)

Se référant à la condition de $b = 0$ sur la figure 1.22, Hansen (1970) a proposé l'expression suivante pour la capacité portante ultime d'une fondation filante non encastrée établie en tête d'une pente et soumise à une charge verticale centrée

$$q_u = c \cdot N_c \lambda_{c\beta} + q N_q \lambda_{q\beta} + \frac{1}{2} \cdot \gamma B N_\gamma \lambda_{\gamma\beta} \quad (1.70)$$

Expression dans laquelle :

$N_{c,\gamma}$ = les facteurs de la capacité portante

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

$$q = \gamma \cdot D_f$$

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

$$\lambda_{q\beta} = \lambda_{c\beta} = (1 - \tan \beta)^2 \quad (1.71)$$

$$\lambda_{c\beta} = \frac{N_q \cdot \lambda_{q\beta} - 1}{N_q - 1} \text{ Pour } (\varphi > 0) \quad (1.72)$$

$$\lambda_{c\beta} = 1 - 2\beta\pi + 2 \text{ Pour } (\varphi = 0) \quad (1.73)$$

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

$$N_\gamma = -2\sin\beta \quad (1.74)$$

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

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

Prend la forme :

$$q_u = c (5.14) \left(1 - \frac{2\beta}{5.14}\right) + \gamma D_f (1 - \tan\beta)^2 - \gamma B \sin\beta (1 - \tan\beta)^2 \quad (1.75)$$

Où :

$$q_u = (5.14 - 2\beta) + \gamma D_f (1 - \tan\beta)^2 - \gamma B \sin\beta (1 - \tan\beta)^2 \quad (1.76)$$

1.6.4. L'approche d'équilibre limite et d'analyse limite

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

Selon cette théorie on a :

$$q_u = c N_c + q N_c + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (1.77)$$

D'où : $N_{c,\gamma}$, Sont les facteurs de la capacité portante. Avec $q = \gamma \cdot D_f$

On se réfère aux notations utilisé dans les figures 2.13-2.14 les résultats des facteurs de la capacité portante de N_c , N_q , sont données dans le tableau 1.3 ci-dessous.

1.6.5. Solution des efforts caractéristiques

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

$$\text{On a: } q_u = c N_c + q N_c + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (1.78)$$

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

Tableau 1.3 : Facteurs de la capacité portante, Saran et al (1989).

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

La figure 1.25 montre le mécanisme de rupture dans le sol pour l'encastrement (D_f/b) et la distance relative (b/B) assumés dans cette analyse.

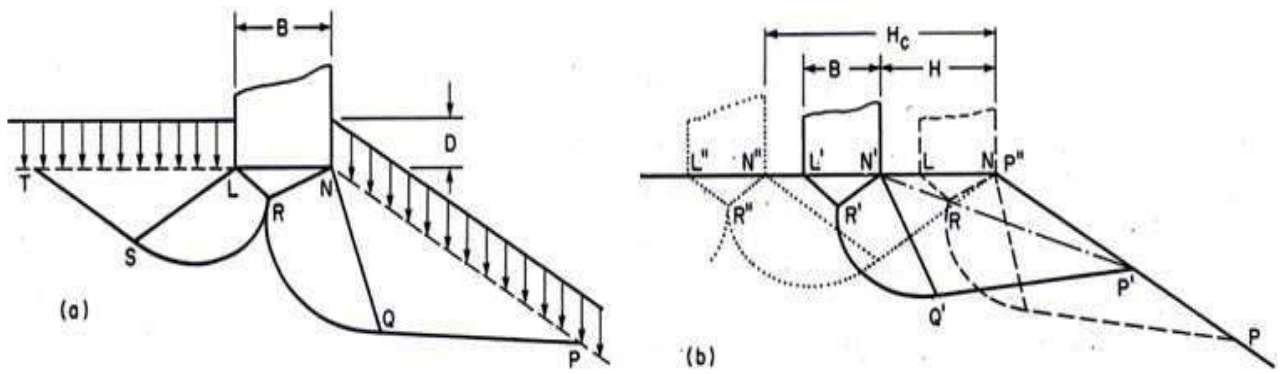


Figure 1.25 : Schéma du mécanisme de rupture pour (a) : $D/B > 0$; (b) $b/B > 0$, d'après Graham et Hovan (1988).

Les variations de $N_{\gamma q}$ obtenues par cette méthode sont montrées sur les figures 1.26, 1.27, et 1.28.

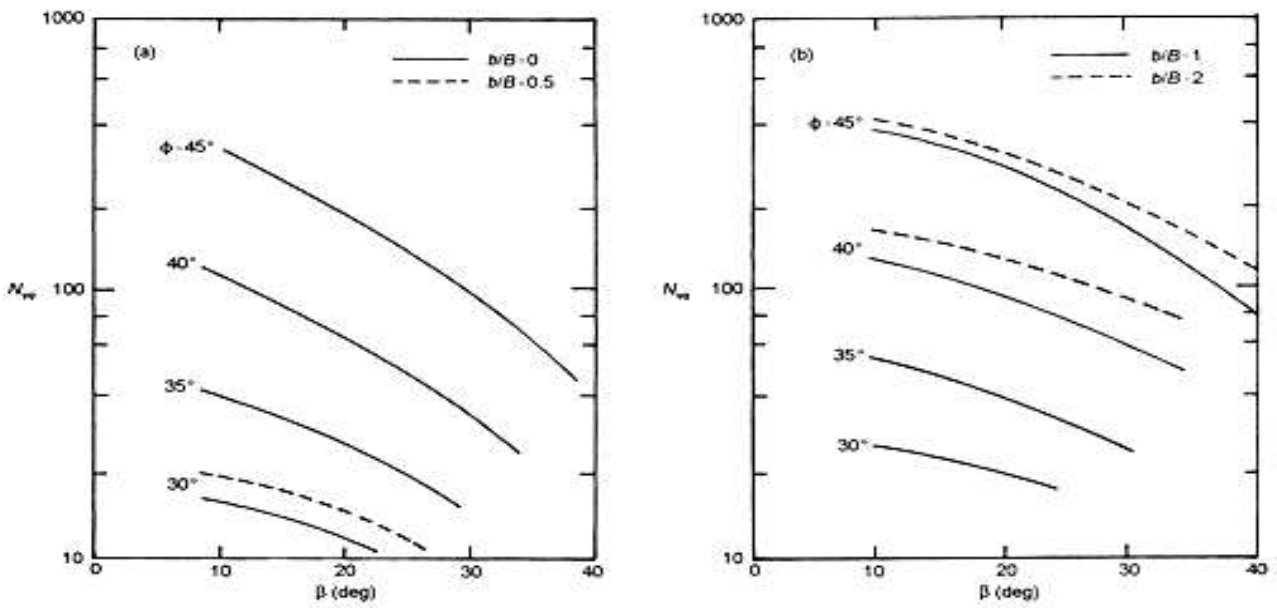


Figure 1.26 : Les valeurs théoriques de $N_{\gamma q}$, ($D_f/B = 0$), d'après Graham et al (1988).

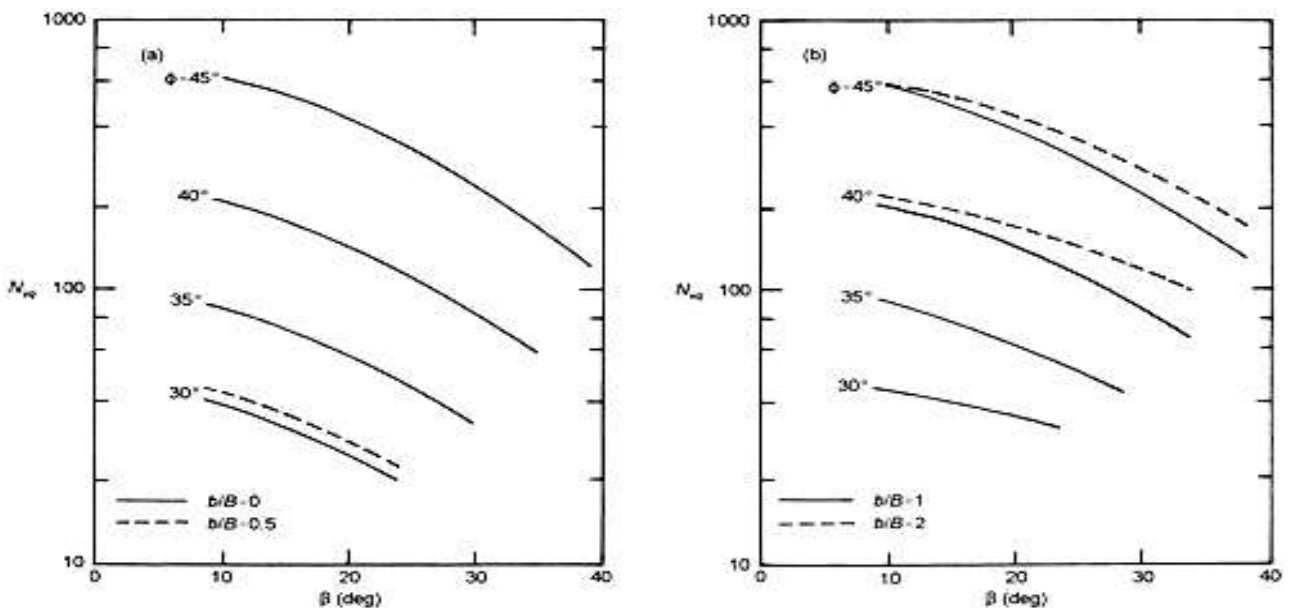


Figure 1.27 : Les valeurs théoriques de $N_{\gamma q}$ ($D_f/B=0,5$), d'après Graham et al (1988).

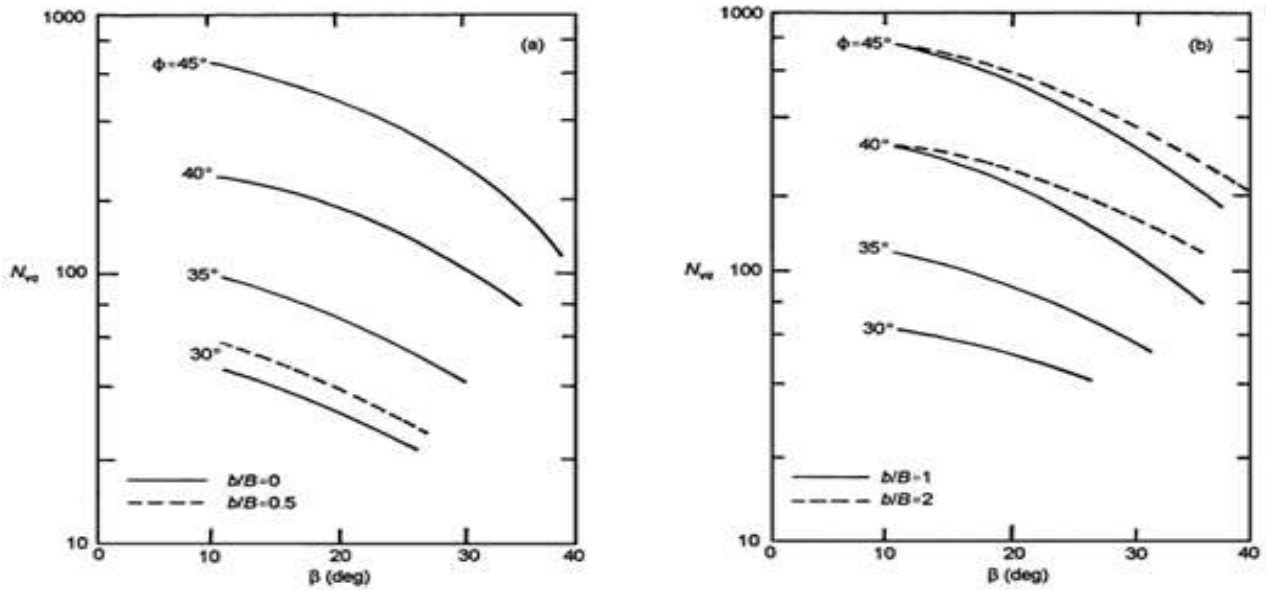


Figure 1.28 : Les valeurs théoriques de $N_{\gamma q}$, ($D_f/B=1$), d'après Graham et al. (1988).

1.7. Conclusion

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

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

CHAPITRE 2

FONDATIONS SUPERFICIELLES REPOSANTES SUR DES SOLS RENFORCES PAR DES MATERIAUX EN GEOSYNTHTIQUE.

2.1. Introduction

Aujourd'hui les techniques d'amélioration des sols prendre une large gamme dans le domaine de recherche en géotechnique pour réaliser certain ouvrage en génie civil, ces techniques consistent à modifier les propriétés des sols, (Propriétés physique ou mécanique, portance de sols...etc.). Donc il ya plusieurs techniques ont été suggérées pour améliorer la stabilité des pentes et la capacité portante. Parmi ces techniques on trouve, la modification de la géométrie de la surface en pente, traitement chimique, l'utilisation des sols renforcés ou l'installation des structures de soutènement comme les murs ou les pieux.

Les sols compressibles de mauvaise qualité ont toujours existé, mais la raréfaction des sols de bonne qualité pour développer les réseaux routiers, autoroutiers et ferroviaires ainsi que les zones industrielles entraîne la nécessité de mettre en œuvre des techniques de renforcement des sols compressibles (Dhouib *et al.* 2004).

Les matériaux geosynthétique ont de nombreux domaines d'application dans le génie civil. Ils exécutent toujours un ou plusieurs fonctions de base (Renforcement ; Séparation ; Drainage ; séparation ; étanchéité) une fois utilisé en contact avec le sol, roche et/ou l'autre matériel technologie-connexes civil. Dans ce contexte on intéresse par le volet renforcement.

Un renfort géosynthétique remplit la fonction de renfort en améliorant les propriétés mécaniques d'une masse de sol à la suite de son inclusion. Lorsque le sol et le géo synthétique renfort sont combinés, un matériau composite, 'le sol renforcé, possédant haute résistance à la compression et à la traction.

En fait, tout comme le renfort en géosynthétique appliquée à la tâche principale de résister appliquée souligne ou la prévention des déformations inadmissibles dans les structures géotechniques. Dans ce procédé, la géosynthétique agit comme un membre tendu couplé au sol / matériau de remplissage par le frottement, d'adhérence, verrouillage ou de confinement et donc maintient la stabilité de la masse de sol (Figure. 2.1).

Différents concepts ont été avancés pour définir le mécanisme de base des sols renforcés. L'effet de l'inclusion de renforts relativement inextensibles (tels que des métaux, des fibres renforcée plastiques, etc. ayant un module de déformation élevé) dans le sol peuvent être expliquées en utilisant soit un concept de contraintes induites (Schlosser et Vidal, 1969) ou un concept de déformations induites (Basset et Last, 1978). Selon le concept de contraintes induites, la résistance à la traction des renforts et des frictions au niveau des interfaces de sol renfort donnent une cohésion apparente au système de sol renforcé. Le concept des déformations induites n'estime que les renforts de traction impliqué retenue anisotrope des déformations du sol. Le comportement du sol renforcé avec renforts extensibles, comme la géosynthétiques, ne tombent pas dans ces concepts. La différence entre les influences de renforts inextensibles et extensibles, est importante en termes de comportement charge- tassement du système de sol renforce (Figure. 2.2).

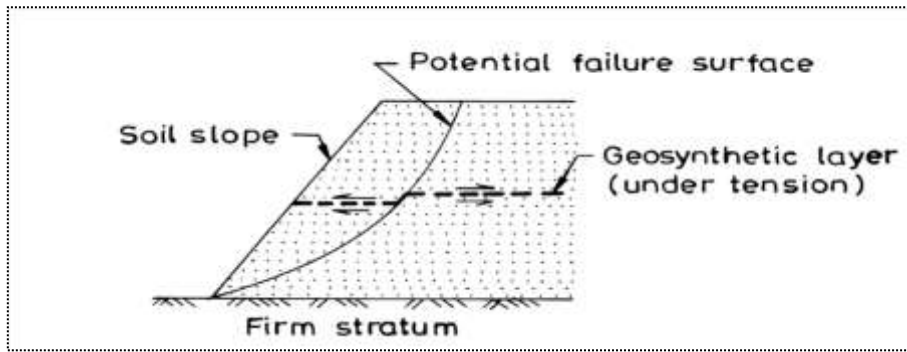


Figure 2.1: Mécanisme de base impliquée dans la fonction de renfort.

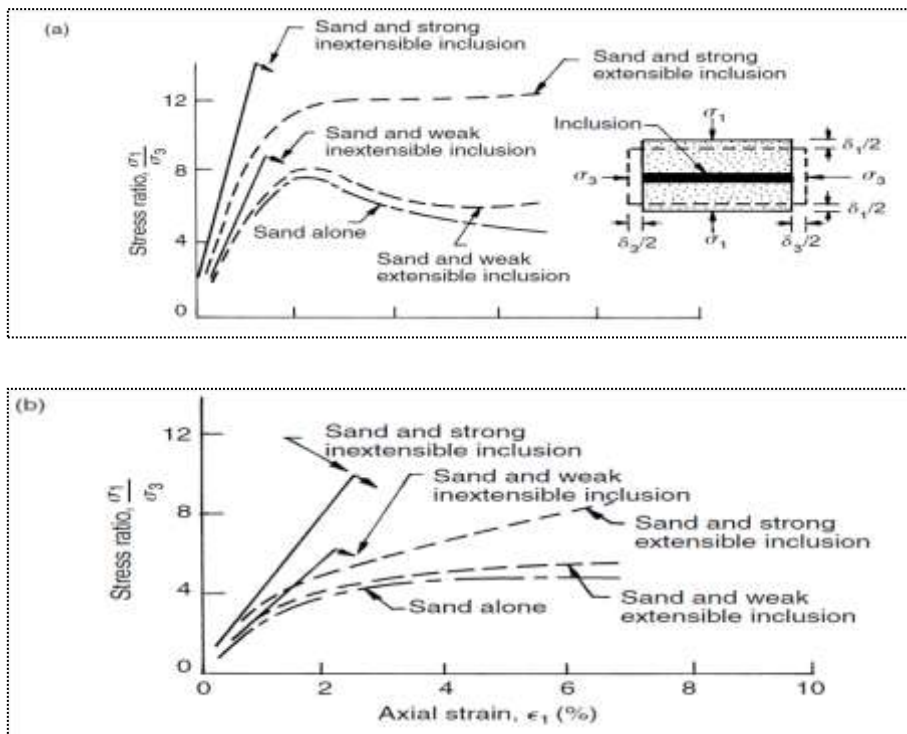


Figure 2.2: Courbe contrainte-déformation avec l'essai de cisaillement de la boîte (a) sable dense avec des inclusions; (b) sable lâche avec des inclusions (après Mc Gown et al. 1978).

Fluet (1988) subdivise la fonction de renfort dans les deux catégories suivantes:

- Un élément de traction, qui supporte une charge plane, comme représenté sur la figure 2.3 (a).
- Une membrane tendue, qui prend en charge non seulement une charge plane mais aussi une charge normale, comme représenté sur la figure 2.3 (b).

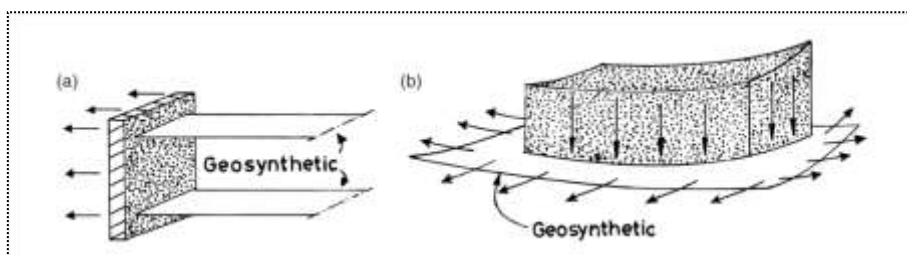


Figure 2.3 : type de fonctionnement de renforcement: (a) membre de la traction; (b) le membre tendu (Fluet, 1988).

Jewell (1996) et Koerner (2005) considèrent non pas deux, mais trois mécanismes pour le sol renforcé, parce que quand la mise en œuvre de géo synthétiques comme un élément de traction, il pourrait être dû à deux mécanismes différents: cisaillement et ancrage. Par conséquent, les trois mécanismes de renforcement, concerné simplement avec les types de charges qui sont pris en charge par le géosynthétique, sont :

- Cisaillement, aussi appelé coulissant: La géosynthétique supporte une charge plane en raison de diapositive du sol au-dessus.
- Mouillage, aussi appelé retrait: La géosynthétique supporte une charge plane en raison de son retrait dans le sol.
- Membrane: Les supports géosynthétiques à la fois un plan et une charge normale lorsqu'il est placé sur un sol déformable.

Les géogrilles sont des structures planes, à base polymère, constituées par un réseau ouvert d'éléments résistants à la traction, reliés entre eux selon un motif régulier, dont les ouvertures ont des dimensions supérieures à celles des constituants. Elles sont utilisées en contact avec le sol pour renforcer les fondations, remblais...etc. Il y a deux types de géogrilles:

- Géogrille uniaxiale : la résistance à la traction est plus importante dans un sens (longitudinal ou transversal)
- Géogrille bi axiale : la résistance à la traction est sensiblement équivalente dans le sens longitudinal et transversal (figure 2.4).

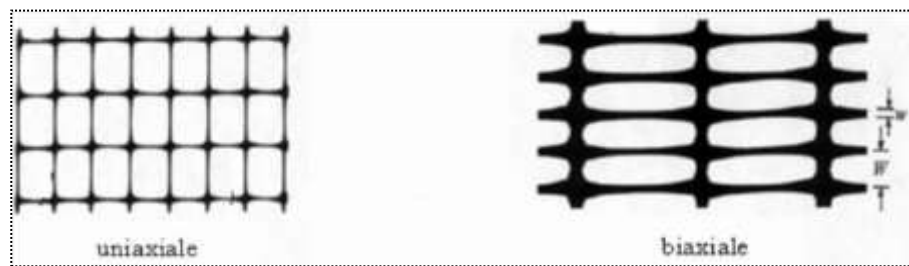


Figure. 2.4. Type de fonctionnement de géogrilles.

La connaissance du comportement sol géogrille, est indispensable dans tout projet de génie civil. Les propriétés d'interaction sol-géogrille sont obtenues à partir d'études sur le comportement en place, et aussi à partir d'essais en laboratoire.

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

1. Frontière rigide (figure 2.5): Si la profondeur entre la première nappe de renforcement et la base de la fondation (u) est plus grande qu'une valeur donnée, la nappe de renforcement agira en tant que frontière rigide et la rupture se produira au-dessus des nappes de renforcement.
2. Effet de membrane (figure 2.6): Avec la charge appliquée, le sol situé au-dessous de la fondation tasse ; les nappes de renforcement sont déformées et tendues. Dues à leur rigidité, les nappes de renforcement se courbent, de ce fait, une force dirigée vers le haut se développée pour soutenir la charge appliquée. Une certaine amplitude du tassement est nécessaire pour mobiliser l'effet de membrane, les nappes de renforcement doivent avoir assez de longueur et assez de rigidité afin que ces dernières ne subissent pas une rupture par traction.
3. Effet de confinement (effet latéral de contrainte) (figure 2.7): En raison du déplacement relatif entre le sol et les nappes de renforcement, une force de frottement se développée à l'interface sol-renforcement. Cette

dernière produit aussi un enchevêtrement entre le sol et les nappes de renforcement. En conséquence, la déformation latérale par traction du sol renforcé sera empêchée. De fait, la déformation verticale du sol sera alors réduite. L'amélioration du confinement latéral peut augmenter le module de compressibilité du sol, ce qui améliore la capacité portante.

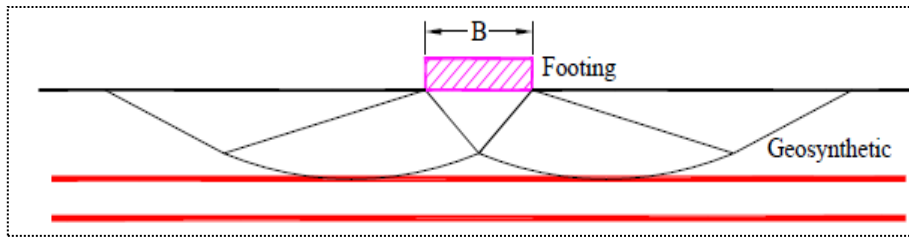


Figure 2.5 : Modes de rupture des fondations sur sol renforcées avec l'effet de la frontière rigide.

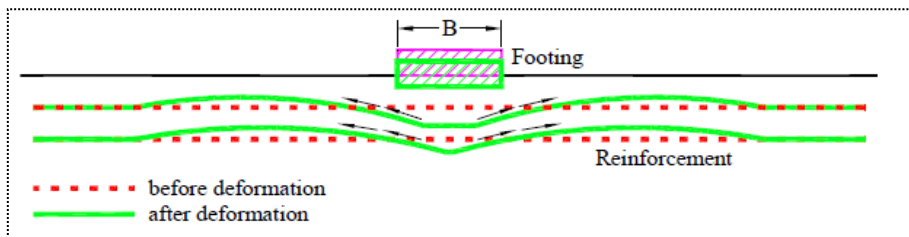


Figure. 2.6 : Modes de rupture des fondations sur sol renforcées avec l'effet de membrane.

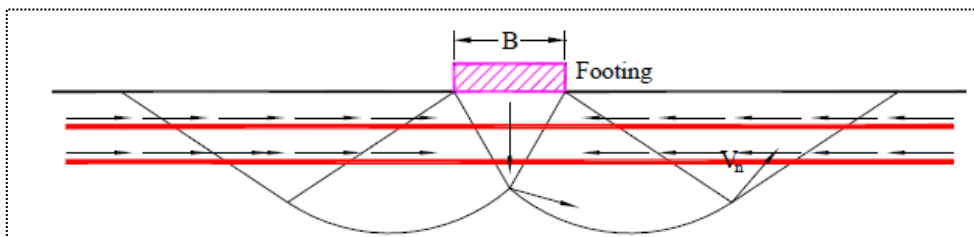


Figure. 2.7 : Modes de rupture des fondations sur sol renforcées avec l'effet de confinement.

Durant les tarentes dernières années, plusieurs travaux de recherche ont été effectués dans le but d'étudier le comportement des sols renforcés par géo synthétiques. Tous ces travaux ont indiquée que l'utilisation des géo grilles augmente la capacité portante et diminue le tassement des fondations. L'effet du renforcement sur l'augmentation de la capacité portante est généralement exprimé en terme de paramètre sans dimensions appelé rapport de la capacité portante (BCR ; Bearing Capacity Ratio). Le BCR est le rapport de la valeur de la capacité portante du sol renforcé à celle du sol non renforcé.

$$BCR_u = \frac{q_{u(R)}}{q_u} \qquad BCR_s = \frac{q_R}{q_u}$$

BCR_u : Rapport de capacité portante par rapport à la charge ultime.

BCR_s : Rapport de capacité portante correspondant à un tassement donné(s).

q_R et q : charges par unité de surface agissant sur la fondation, correspondant à un tassement (s), respectivement avec et sans renforcement.

S : tassement de la fondation correspondant à un sol non renforcé.

La figure (2.8) montre la nature générale des courbes chargement- tassement d'une fondation avec renforcement et sans renforcement.

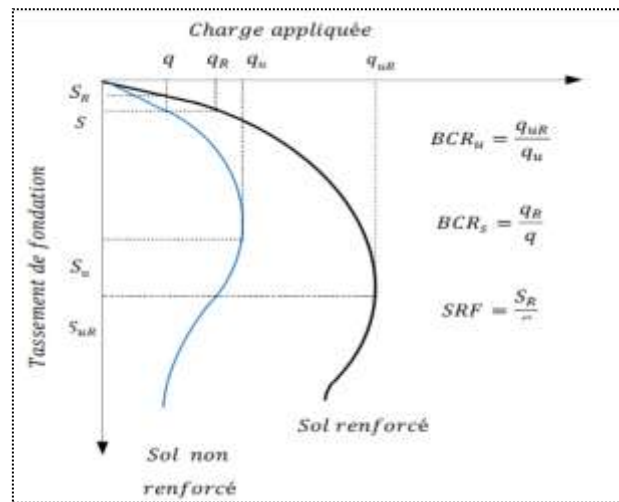


Figure 2.8: Nature générale des courbes charge- tassement avec et sans renforcement.

Le but principal de ces travaux étant la détermination des paramètres géométriques et géotechniques qui sont susceptibles d’avoir le plus d’influence sur la valeur du BCR. Les résultats des essais expérimentaux trouvés dans la littérature ont indiqués que des améliorations ont été obtenues quand les nappes des géogrilles sont placées au-dessous des fondations sur une profondeur déterminée. Au-dessous de cette profondeur une amélioration insignifiante sera produite. Les paramètres étudiés par différents chercheurs (Figure 2.9) sont :

- Le nombre des nappes de renforcement : (N) ;
- La distance entre la base de la fondation et la première nappe : (u) ;
- La distance entre les nappes : (h) ;
- La largeur des nappes : (b) ;
- La longueur des nappes : (L) ;
- La profondeur de renforcement : (d) ;
- L’encastrement des fondations : (D) ;
- Le type de géogrilles (axiale ou bi-axiale);
- Le type de sol.
- La forme de la fondation.

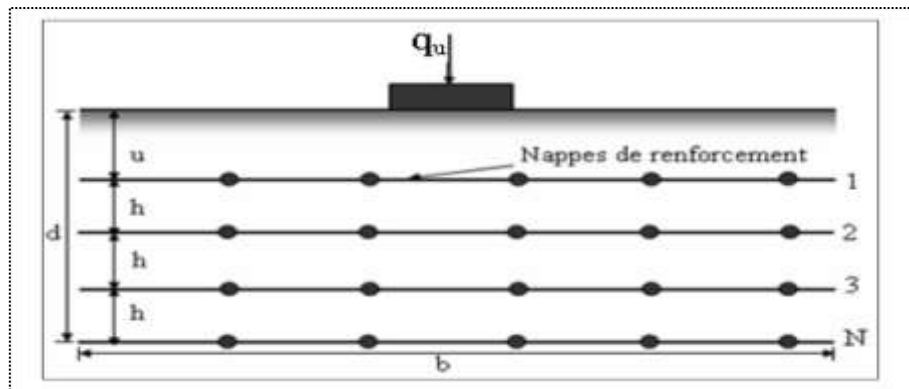


Figure 2.9 : Différents paramètres géométriques des sols renforcés

Plusieurs recherches expérimentales ont été menées. Binquet et Lee (1975a), ont conduit une étude expérimentale pour étudier la capacité portante des sols renforcés par des barres métalliques, ainsi de suite il ya plusieurs études expérimentales sur la capacité portante des sols de fondation renforcés par géogrilles ou géotextiles ont été rapportées dans la littérature,

2.2. Fondations reposant sur un sable renforcé par géo grille (sols horizontaux)

Khing et al. (1993) ont conduit une série d'essais réalisés sur modèles réduits ; des fondations filantes qui ont été supportées par un sable renforcé par géogrille. Ces essais ont été élaborés dans une boîte métallique de 304,8 mm de largeur, 1,1 m de longueur et d'une profondeur de 914 mm. Un bois solide de 304,8 mm de longueur, 101,6 mm de largeur et d'une épaisseur de 25,4 mm a été utilisé comme modèle de fondation. Le sable utilisé est caractérisé par un coefficient d'uniformité (C_u) égal à 1,53, un coefficient de courbure (C_c) égal à 1,1 et un poids volumique sec égal à $17,14 \text{ KN/m}^3$ ($D_r = 70 \%$), et un angle de frottement étant égal à $40,30^\circ$.

Les résultats obtenus par Khing et al. (1993) ont indiqué que le placement des géogrilles à un rapport de profondeur $d/B > 2,25$ donne une augmentation négligeable de la capacité portante dans le cas des fondations filantes. Les résultats obtenus indiquent que pour obtenir un effet maximal de renforcement, la longueur minimale des géogrilles doit être approximativement égale à $6B$. Le BCR calculé à un tassement donné (s) égal à $0,25B$, $0,5B$ et $0,75B$ était de 67 à 70 % de BCRu. Le BCRu peut atteindre 4 lorsque le nombre des nappes de géogrilles est égal à 6.

Omar et al (1993), ont étudiés l'influence du rapport B/L (largeur de la fondation sur sa longueur) sur le BCR pour un sable renforcé par géogrille. Ils ont utilisés quatre modèles de fondation ayant les dimensions suivantes : $76,2 \text{ mm} \times 76,2 \text{ mm}$, $76,2 \text{ mm} \times 152,4 \text{ mm}$, $76,2 \text{ mm} \times 228,6 \text{ mm}$, et $76,2 \text{ mm} \times 304,8 \text{ mm}$ qui correspondent respectivement à un rapport B/L de 1, 0,5, 0,33, et 0,0 (fondation filante). Une boîte carrée de 0,91 m de côté et d'une profondeur de 0,91 m a été utilisée pour les fondations rectangulaires. Les essais réalisés sur la fondation filante ont été conduits dans une boîte de 304,8 mm de largeur, 1,1m de longueur et d'une profondeur de 914 mm. Le sable utilisé dans cette enquête est un sable de coefficient d'uniformité (C_u) égal à 1,53, un coefficient de courbure (C_c) égal à 1,1 et un poids volumique sec égal à $17,14 \text{ KN/m}^3$ ($D_r = 70 \%$) et un angle de frottement égal à 41° .

Les résultats obtenus montre que la profondeur de renforcement (d) était égale à peu près à $2B$ pour le cas de fondations filantes et à $1,2 B$ dans le cas des fondations rectangulaires, de ce fait indiquant que l'influence de la profondeur de renforcement diminue lorsque le rapport de la longueur sur la largeur (B/L) de la semelle augmente. La profondeur de renforcement est celle au-dessous de laquelle l'augmentation de BCR est négligeable quelque soit le nombre de nappes des géogrilles additionnées. La valeur du BCR diminue quand le rapport B/L augmente avec u/B et h/B sont égaux à 0,33. Omar et al (1993 a) ont aussi proposé les formules empiriques suivantes. Pour une disposition optimale des éléments de renforcement.

$$\frac{d_{cr}}{B} = \begin{cases} 2 - 1.4 \left(\frac{B}{L}\right) & \left(0 \leq \frac{B}{L} \leq 0.5\right) \\ 1.43 - 0.26 \left(\frac{B}{L}\right) & \left(0.50 \leq \frac{B}{L} \leq 1\right) \end{cases} \quad (2.1)$$

$$\frac{b_{cr}}{B} = 8 - 3.50 \left(\frac{B}{L}\right)^{0.51} \quad (2.2)$$

$$\frac{l_{cr}}{B} = 3.50 \left(\frac{B}{L}\right) + \frac{L}{B} \quad (3.3)$$

Où :

d_{cr} : Profondeur critique de renforcement ;

b_{cr} : Largeur critique de renforcement ;

l_{cr} : Longueur critique de renforcement ;

Le BCR maximum obtenu dans leurs études est varié entre 3 et 4,5 quand B/L varie entre 0,25 et 1.

Yetimoglu et al (1994) ont étudiés la capacité portante des semelles rectangulaires reposant sur un sable renforcé par géogridde, en utilisant des essais réalisés sur des modèles réduits au laboratoire, et des simulations numériques. Les essais réalisés sur les modèles réduits ont été conduits dans une boîte métallique de 70 cm de largeur, 70 cm de longueur et d'une profondeur de 100 cm. Une plaque métallique rectangulaire de 127 mm de longueur, 101,5 mm de largeur et d'une épaisseur de 12,5 mm a été utilisée comme modèle de fondation. Le sable utilisé dans cette enquête est un sable qui caractérisé par un coefficient d'uniformité (C_u) égal à 2,33, un coefficient de courbure (C_c) égal à 0,76 et un poids volumique sec égal à 17,16 KN/m³ ($D_r = 70-73$ %). L'angle de frottement obtenu au moyen de l'appareil de cisaillement direct était égal à 40°.

Les résultats ont indiqués que le rapport de tassement (S/B) correspondant à la charge limite varie entre 0,03 et 0,05 pour les deux types de sol (non renforcé et renforcé par géogridde) et le BCR varie entre 1,8 et 3,9. En se basant sur les résultats des essais réalisés sur les modèles réduits et ceux des simulations numériques, les constatations suivantes peuvent être avancées :

1. La distance optimale entre la base de la fondation et la première nappe de renforcement (u) est égale à 0,3B et 0,25B respectivement pour un sable renforcé par une seule nappe et plusieurs nappes.
2. la distance optimale entre les nappes de renforcement (h) varie entre 0,2 et 0,4B selon le nombre des nappes.
3. La profondeur de renforcement (d) est égale à 1,5B.
4. L'augmentation de la rigidité axiale au-delà d'une certaine valeur n'aura pas une influence considérable sur le BCR.

D'après Yetimoglu et al (1994), les différences entre les résultats des différents chercheurs peuvent être dues aux différentes propriétés des matériaux utilisés dans leurs essais. En effet Yetimoglu et al. (1994), Jewell et al. (1984), et Milligan et Palmeira (1987), ont indiqués que le rapport entre l'ouverture minimale (d_{min}) des géogriddes et la taille moyenne des particules D_{50} influé considérablement sur l'interaction sol-géogridde.

Adams et Collin (1997) ont exécutés plusieurs essais à grande échelle sur terrain. Les essais ont été conduits dans une boîte en béton de 5,4 m de largeur, 6,9 m de longueur et d'une profondeur de 6 m. Ils ont utilisé quatre modèles de fondations carrées ayant les dimensions suivantes : 0,3×0,3 m, 0,46×0,46 m, 0,61×0,61m, et 0,91×0,91 m. Le sable utilisé dans cette investigation, est un sable de coefficient d'uniformité (C_u) égal à 1,7 et une taille moyenne de particules D_{50} de 0,25 mm. Les paramètres étudiés dans leurs essais sont : le nombre des nappes de renforcement (N), la distance verticale entre les nappes (h), la distance entre la base de la fondation et la première nappe de renforcement (u), la surface de renforcement ($b \times l$) et la densité relative du sol.

Les résultats obtenus montrent que les trois nappes de géogridde peuvent augmenter la capacité portante de manière significative et que le BCR peut atteindre une valeur supérieure à 2,6. Cependant, l'amplitude du tassement requise pour cette augmentation est 20 mm ($s/B = 5$ %). Les résultats ont aussi indiqués que l'effet maximal de renforcement correspondant à un tassement minimal peut être obtenu quand $u/B = 0,25B$. L'augmentation de la capacité portante est aussi liée à la densité relative du sable. Une grande valeur de tassement est requise pour mobiliser les nappes de renforcement dans le cas d'un sable lâche. Adams et Collin (1997) ont recommandés des recherches futures orientées vers :

1. la détermination d'une relation entre les dimensions de la fondation et l'épaisseur de la zone renforcée,
2. faire une comparaison entre le comportement des différents sols renforcés.

Alawaji et al (2001) ont été réalisés des essais de laboratoire sur un modèle réduit d'une semelle circulaire qui a été représentée par une plaque circulaire de diamètre de 100 mm, avec un renforcement en géogrilles de type de Tensar SS2. Dans cette enquête la largeur et la profondeur de géogrille ont été changées pour déterminer leurs effets sur le tassement, le module de déformation et la capacité portante. Les résultats obtenus montrent qu'il ya une différence significative dans la contribution structurale de géogrille examinée avec réduction de 95% de tassement, l'augmentation de 2000% du module élastique, et l'augmentation de 320% de la capacité portante. Ils ont été constatés que l'efficacité du système de sable-géogrille augmente avec l'augmentation de la largeur de la géogrille et la diminution de sa profondeur de renforcement. Pour un renforcement efficace et économique de sable sur une couche d'argile molle, Il ya une largeur de renforcement en géogrille est égale à quatre fois le diamètre de la fondation (D), et une profondeur de 0.1D sont recommandées.

D'après l'analyse complète de la réponse des modèles circulaires des fondations reposants sur une couche de sable renforcé et non renforcé au-dessus d'une couche d'argile molle, les conclusions suivantes ont été tirées par les auteurs :

1. Par l'utilisation d'un sable renforcé par géogrilles au lieu du sable seul, l'économie peut être faite dans la profondeur de la couche du sable pour le même tassement.
2. L'efficacité de la géogrille augmente avec la diminution de la profondeur du sable renforcé, la profondeur recommandée de renforcement par géogrilles est de (0.1D).
3. La largeur recommandée de renforcement par géogrilles est supérieure ou égale à quatre fois le diamètre de la zone chargée ($D_g \geq 4D$).
4. Les résultats indiquent l'avantage du renforcement par géogrille à l'échelle du modèle. Cependant, l'exécution générale, telle que le mouillage non uniforme, et les conditions aux limites peuvent conduire au tassement différentiel sous la zone chargée, ce qui nécessite encore d'autres études expérimentales et numériques.

Qiming Chen (2007) à conduit des essais réalisés sur des modèles réduits des semelles carrée et rectangulaire, au laboratoire de recherche de l'ingénierie géotechnique [Geotechnical Engineering Research Laboratory (GERL)] en Amérique. Les essais réalisés, ont été conduits dans une boîte métallique de 0,91m de largeur, 1,5 m de longueur et d'une profondeur de 0,91m. Les modèles de fondations sont des plaques métalliques de dimensions suivantes : 152×152x 25.4mm et 152×254x 25.4mm. Trois types de sols sont étudiés, le sable, l'argile, et la pierre à chaux écrasés, et neuf types de renforcement, huit types de géogrilles, et un seul type de géotextiles. Le sol à été placé et compacté à l'intérieur de la boîte métallique. L'épaisseur de chaque bande est varié entre 25 et 102 mm selon l'espacement entre les nappes de renforcement.

Qiming Chen (2007) à exécuté plusieurs essais à grande échelle sur terrain. Les essais ont été conduits dans une boîte en béton de 3,658 m de largeur, 3,658 m de longueur et d'une profondeur de 1,829m. Le modèle de fondation utilisé est une masse en béton armé de 457 mm de largeur, 457 mm de longueur et d'une épaisseur de 203 mm.

Madhavi Latha et Amit Somwanshi 2009, Ont été réalisés plusieurs séries des essais de simulations sur un modèle réduit au laboratoire et numérique, pour une semelle carré soutenus par lit de sable, avec et sans armature en géosynthétique.

L'objectif principal de cette étude est d'évaluer la performance des couches en géosynthétiques dans l'amélioration de la capacité portante de la semelle, et d'étudier l'influence des différents paramètres des armatures, sur l'amélioration de la

performance globale de la semelle. Les paramètres pris en compte sont : le type et la résistance à la traction des armatures, la profondeur de la zone renforcée, l'espacement entre les couches de renforcement, et la largeur des couches de renfort. Tous ces paramètres sont exprimés sous forme des termes à dimensionnelle de la largeur de la semelle B (u / B), (h / B), (b / B) et (d_r / B) (rapport de profondeur renforcé). Dans tous les essais rapportés dans cette investigation, (u / B) et (h / B), étaient gardé égale (figure2.10).

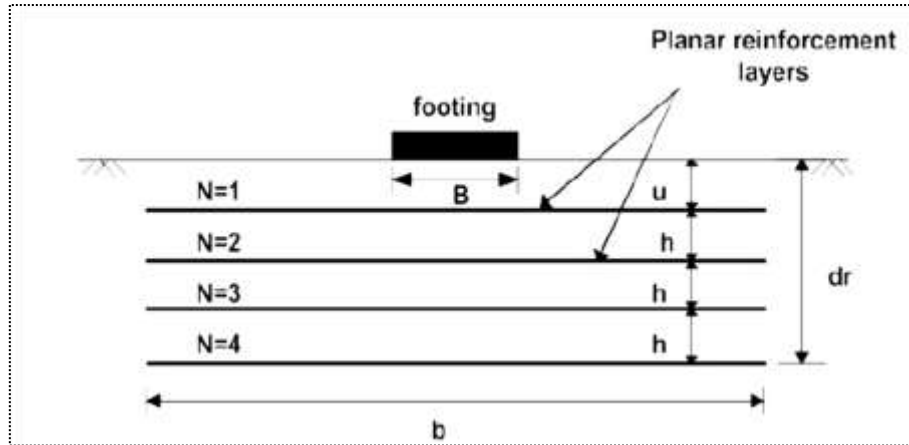


Figure 2.10: Principe de renforcement des fondations.

Le sable utilisé dans cette étude, c'est un sable sec avec un coefficient d'uniformité (C_u) qui est égale à 3.04, un coefficient de courbure (cc) est égale à 1.13, les dimensions des particules (D_{10}) est de 0.27 millimètre, et la densité des grains solide est égale à 2,63. La densités sèches (γ_d) maximum et minimum sont 16.7 kN/m^3 et 13.4 kN/m^3 , la densité relative est égale à 70% (**DR**), et un angle de frottement de 44° . Pour les matériaux de renforcement, il ya quatre types de géo synthétiques qui ont été utilisés pour renforcer le lit de sable, Géogrille biaxiale faible (**GB**), Géogrille biaxiale forts (**GBF**), Géogrille uni axiale (**GU**), et Geonet (**GN**). Les caractéristiques mécaniques des matériaux de renforcement qui ont été utilisées sont présentées dans le tableau 2.1

Tableau 2.1 : Propriétés mécaniques des matériaux de renforcement utilisés.

Propriétés	Type des matériaux geosynthétique.			
	GB	GBF	GU	GN
Résistance à la traction finale (kN/m)	20	20	40	6.7
Contrainte de rupture(%)	18	17	13	2.50
Module de contrainte au cisaillement de 5% (kN /m).	160	450	434	317
Masse par unité de surface (g/m^2)	220	530	380	139
Taille d'ouverture des mailles (mm)	35x35	30x30	220x17.2	1.5x1.5

Le teste au laboratoire, les lits de sable ont été préparés dans un réservoir en acier avec des dimensions intérieures $900 \times 900 \times 600 \text{ mm}$ (Figure2.11), et la semelle est une plaque en acier de $150 \times 150 \text{ mm}$. Le chargement a été appliquée sous forme d'un incrément de charge constante, jusqu'à le tassement de la semelle devient stable.

Les tassements de la semelle et les déformations extérieures ont été mesurés par des comparateurs ($D_g 1$, $D_g 2$, $D_g 3$ et $D_g 4$), comme il à été montré sur la figure 2.11.

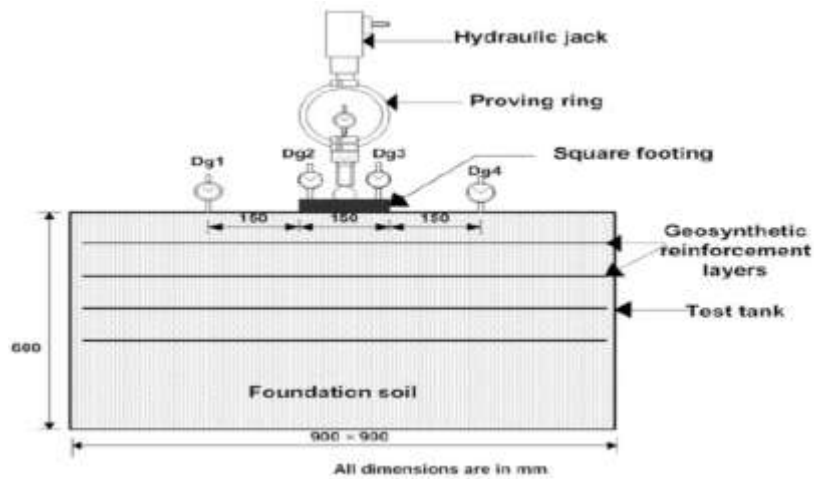


Figure 2.11 : Model réduite de simulation de problème

Les résultats des études numériques et expérimentales, sur le comportement d'une semelle carré reposant sur une couche de sable renforcé avec multicouches de géo synthétiques de différentes propriétés, les deux chercheur ont été constatent les points suivantes.

1. La profondeur effective de la zone de renfort en dessous d'une semelle carré est deux fois la largeur de la semelle, au-delà duquel l'inclusion des couches de renfort ne sera pas entraîner une amélioration significative de la capacité portante de la semelle.
2. Dans la zone de renforcement effective, l'espacement optimal des couches de renforcement est d'environ 0,4 fois la largeur de la semelle.
3. En dehors de la résistance à la traction de renfort, son agencement et la configuration jouent un rôle essentiel dans l'augmentation de la capacité portante.
4. la taille et la flexibilité du matériau géosynthétique sont des paramètres importants il faut prendre en compte dans la conception.
5. La largeur optimale de renforcement est environ 4 fois la largeur de la semelle carrée.

Abu-Farsakh et al. (2013), ont été réalisés des essais au laboratoire central de recherche des technologies en géotechnique (LCTG), pour étudier le comportement d'une semelle rectangulaire, et l'effet des différents paramètres sur la capacité portante des fondations établis sur sable renforcés par des géosynthétiques. Les paramètres étudiés dans cette étude sont : la profondeur de la première couche de renforcement sous la fondation, le nombre des couches de renforcement, l'espacement vertical entre les couches, le module de traction, le type de renforcement et la profondeur d'encastrement et la forme de la semelle.

Les essais réalisés sur les modèles réduits ont été conduits dans une boîte métallique de 150 cm de largeur, 91cm de longueur et d'une profondeur de 91 cm. Une plaque métallique rectangulaire de 150 mm de longueur, 150 mm de largeur et d'une épaisseur de 24.50 mm, à été utilisée comme modèle de fondation (figure 2.12).

Le sable utilisé dans ces essais, c'est un sable sec avec un coefficient d'uniformité (C_u) égal à 2.07, un coefficient de courbure (C_c) égal à 1.25 et un poids volumique sec égal à 16.26 KN/m^3 . Un angle de frottement obtenu au moyen de l'appareil de cisaillement direct est égal à 44° .

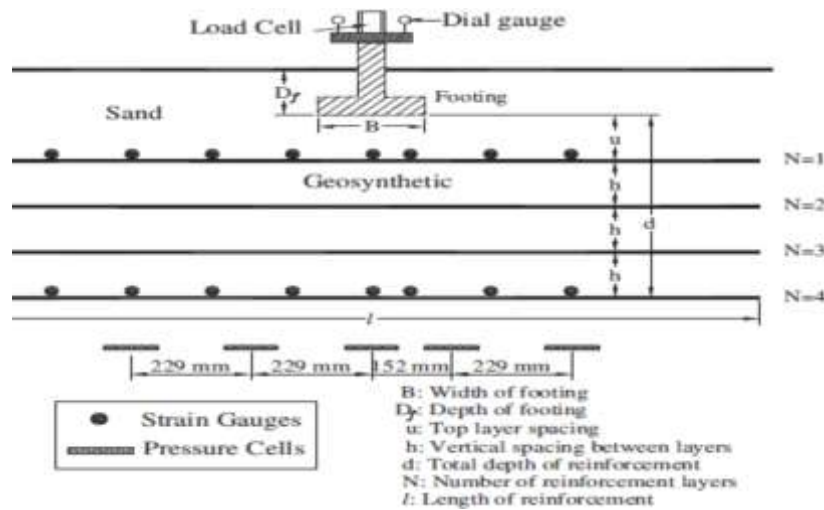


Figure 2.12 : schéma de principe de simulation du problème

Les résultats des essais obtenus montrent l'avantage potentiel de l'utilisation de fondations sur un sable renforcé par des géosynthétiques. En plus, les résultats de cette investigation montrent également, que la position de la première couche de renforcement (u) et leur espacement verticale (h), à un effet très significatif sur le comportement et la capacité portante des fondations superficielles reposants sur des sables renforcés.

2.3. Fondations reposant sur un sable en pente renforcé par géo grille.

Lorsqu'une fondation est placée au bord d'une pente, le mouvement du sol se produit vers la direction de la pente sous l'effet de la charge (figure 2.13). En conséquence, un mécanisme de rupture primaire très important peut être observé sur la face de la pente (résistance passive). Étant donné que la zone passive formée vers la pente offre une moindre résistance en raison de sa formation incomplète, la capacité portante diminue de manière significative dans ce cas (Gemperline, 1988; Meyerhof, 1957).

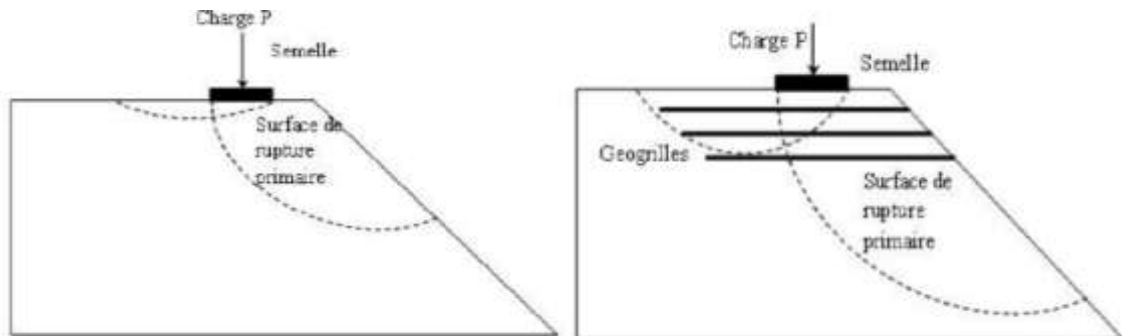


Figure 2.13 : Mécanisme de rupture d'une semelle filante reposant sur un sol en pente.

La zone de rupture primaire qui agit directement sur la portance de la fondation devient plus grande et plus profonde dans le cas d'une pente renforcée (figure 2.13), ce qui donne à la fondation une surface de butée (surface passive) plus importante, et par conséquent la portance de la fondation va être plus grande que dans le cas du sol non renforcé.

Saeed Alamshahi, Nader Hataf 2009, ont été réalisés plusieurs séries des essais de simulations sur des modèles au laboratoire et numérique, pour une semelle filante soutenue par lit de sable, avec et sans armature en géosynthétique. Le but principal de cette enquête est d'examiner l'effet de l'utilisation ordinaire, et le nouveau type de géogrille sur l'augmentation et l'amélioration de la capacité portante des fondations superficielles. Dans cette étude, 43 essais sur un modèle en laboratoire, ont été réalisés pour étudier la capacité portante d'une semelle filante rigide placée au-dessus d'une pente de sable séché à l'air, avec et sans couches de géogrille ordinaire, et grille-ancre renforcée.

L'analyse numérique à été exécutée avec l'utilisation du le logiciel PLAXIS (Brinkgreve et Vermeer, 1998) pour vérifier les résultats des essais au laboratoire.

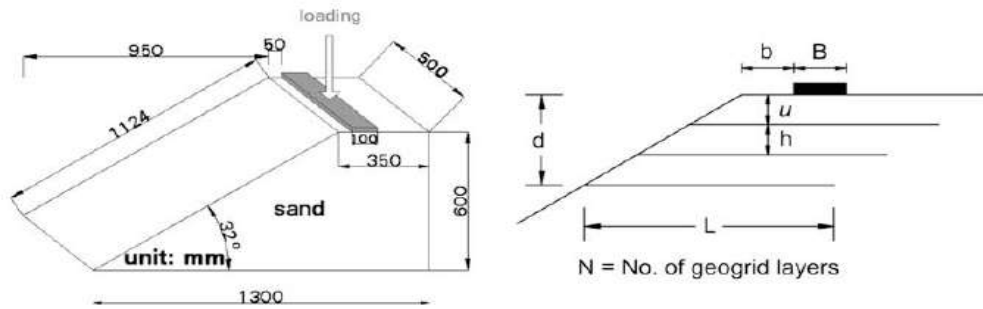


Figure 2.14 : Vue schématique des paramètres de test.

La différente série des tests sur le modèle réduit en laboratoire à été exécuté dans une boîte d'essai constituée d'un cadre en acier, ayant des dimensions intérieures de 1,3 x 0,5 m en plan et 0,6 m d'hauteur. Les deux parois latérales de la boîte d'essai ont été construites en verres transparents pour faciliter la surveillance du mécanisme de rupture lors des essais. Les conditions de déformation ont été considérées planes, pour tous les testes sur les modèles. La figure 2.15 présente les différentes parties d'appareils d'essai.

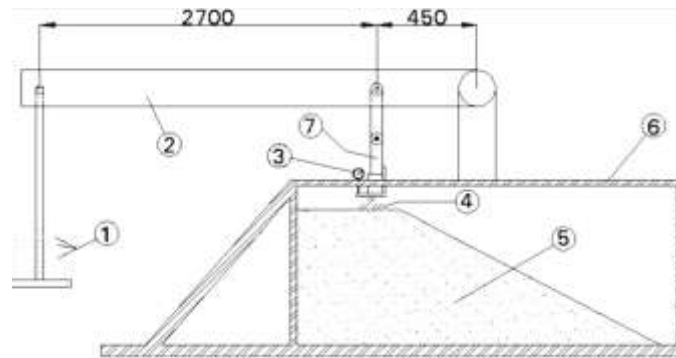


Figure 2.15 : Vue schématique de l'appareil expérimentale

Tous les essais ont été réalisés avec une pente artificiellement en 1 (H): 0,67 (V). Pendant le test, la semelle du modèle à été chargé à l'aide d'un mécanisme à levier avec un rapport de bras égal à 6, avec l'utilisation de 10 kg de poids. La charge de la semelle à été appliquée en plaçant les poids sur le levier, et les déplacements, ont été mesurés par deux comparateurs de numérotations placées en deux points sur le pied. Une vue schématique de la configuration de test avec les symboles utilisés dans cette étude est illustrée sur la figure 2.14

Les dimensions de la semelle utilisée dans cette enquête sont 499×100 mm en plan, et 10 mm d'épaisseur, cette dernière à été placée sur une distance de 0.5B par rapport au bord de la pente. La longueur de la semelle à été rendue presque est égale à la largeur de la cuve, afin de maintenir les conditions de déformation plane. Les deux extrémités de la plaque de la semelle sont polies lisses pour minimiser les effets des frottements latéraux.

La géo grille testée dans cette étude était la **CE 31**, est le même géogrille testée par Lee et Manjunath (2000). Il à une taille d'ouverture de maille de 27 X 27 mm, et une résistance à la traction maximale de 5,80 kN / m. La grille d'ancrage à également une taille d'ouverture de maille de 8x 6 mm et une résistance à la traction maximale de 5,8 kN / m. D'autres propriétés pertinentes des géogrilles sont donnés dans le tableau 2.2.

Tableau 2.2 : Propriétés physiques et mécaniques de géogrille et ancrés.

Description	Géo-Grille CE 131
Polymère.	Polyéthylène A Haute Densité
Forme.	Feuille
Couleur	Noir
Taille d'ouverture de la maille.	27 X27mm
Épaisseur de la maille.	5.2mm
Poids structural (+5%).	660g/M2
Rigidité normale élastique de geo-grille.	28.0kn/M
Rigidité axiale EA de grille d'ancrage.	0.18kn
Longueur des grilles d'ancrage. (mm).	50mm

Le sable utilisé dans cette recherche est un sable, moyenne à grossière, lavé, séché et classé par la taille des particules. Il est composé des particules arrondies à des sous-arrondis. Les densités sèches (γ_d), maximum et minimum, sont 19 kN/m³ et 13.4 kN/m³, respectivement. Le coefficient d'uniformité (C_u), et le coefficient de courbure (C_c) sont 7,78 et 1,24, en respectivement.

Au cours de la période d'essai, la teneur en humidité du sable est maintenue d'environ de 0% (état sec). Le Modèle de la pente de sable à été construite en versant le sable dans le réservoir de test, et le compactage se fait en couches tous les 5 cm, pour obtenir un compactage uniforme à l'intérieur du remblai.

Pour atteindre une densité cohérente du sol, et des conditions d'inclusion dans les modèles de sol renforcé, les procédures de construction ont été soigneusement contrôlées lors de la préparation du modèle. La densité relative obtenue lors des essais à été contrôlée en prélevant des échantillons dans de petites boîtes de volume connu, qui à été placés à plusieurs endroits dans le réservoir de test. Le tableau 2.3, représente les différentes caractéristiques de sable étudié.

Selon les déférentes essais qui ont été faites par les deux chercheurs sur l'utilisation des matériaux de renforcement en geogrille. La figue 2.16 montre que les résultats d'une étude comparative entre l'analyse numérique par la méthode des éléments finis, et l'analyse en laboratoire sur le modèle réduit, pour différentes type des matériaux de renforcement en geosynthtique, GA315, GA15, GG3751 et GG175. Dans toutes les courbes de chargement, Saeed Alamshahi et Nader Hataf (2009), sont constatées que les résultats numériques ne correspondent pas complètement aux résultats expérimentaux, mais l'accord est raisonnablement bien. Cet écart peut être lié aux paramètres du modèle, du sol et des fondations choisies, et les différences conditions aux limites dans les modèles numériques et expérimentaux.

La figure 2.17, montre clairement que l'utilisation des géogrillés, spécialement grid-anchors qui améliore beaucoup la rigidité initiale (Pente initiale des courbes de chargements), la capacité portante et le déplacement vertical de la semelle.

Tableau 2.3 : Les différentes propriétés mécaniques, et physiques du sable étudié.

Paramètres	Valeurs
Cohésion, C (kPa)	00
Angle de frottement (ϕ°)	38
Angle de dilatance (ψ°)	5
Poids volumique γ (kN/m ³)	16.9
Module d'élasticité E(kN/m ²)	20000
Coefficient de poisson ν	0.3
Densité sec maximale (kN/m ³)	18.73
Densité sec minimale (kN/m ³)	13.92
D ₆₀ (mm)	3.5
D ₃₀ (mm)	1.7
Coefficient d'uniformité (C_u)	7.78
Facteur d'interface	0.7

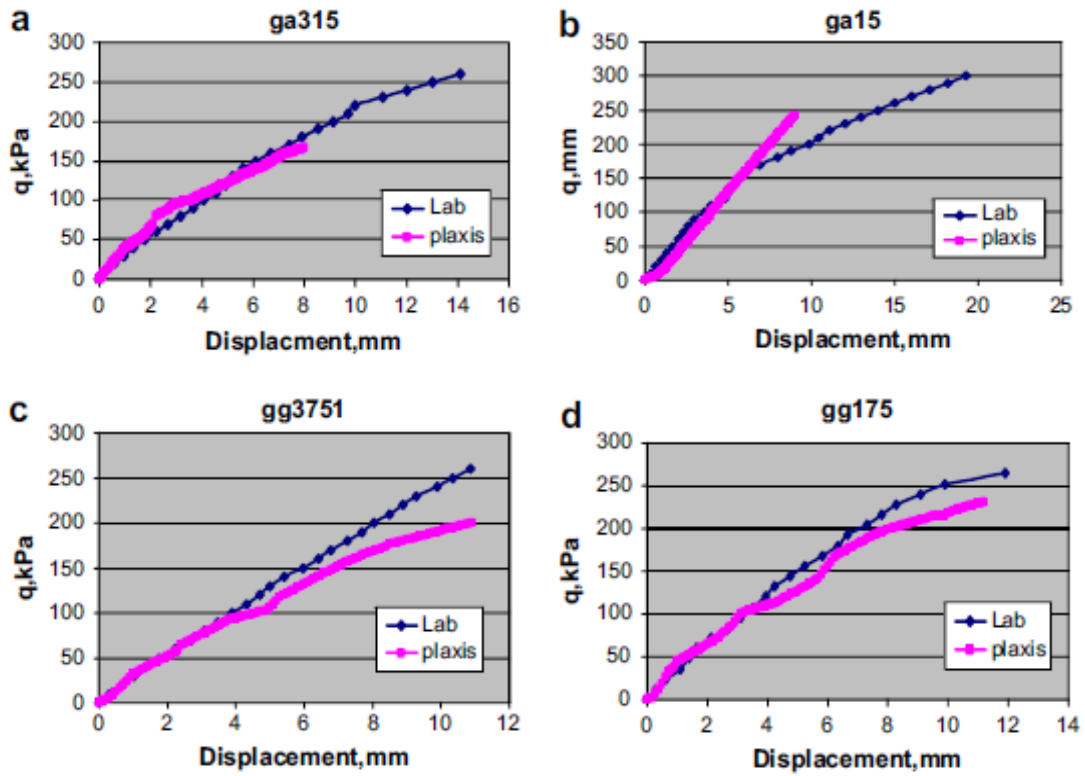


Figure 2.16: Résultats expérimentaux et numériques d'essai: (a) ga315; (B) ga15c) gg 3751; et (d) gg175.

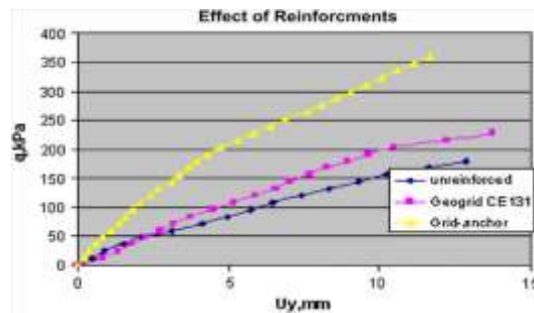


Figure.2.17: Effet de renforcement sur la réponse de la pente.

La figure 2.18 a, montre la variation du facteur de portance (BCR), en fonction des divers espacements verticales entre la base de la semelle, et le premier élément de renforcement (u / B), et la figure 2.18b montre clairement l'effet des éléments de renforcement sur la capacité portante et le tassement de fondation. On constate que l'inclusion souple pour différents type de geogridle augmente l'ampleur de la capacité portante de la semelle et diminue le tassement du système.

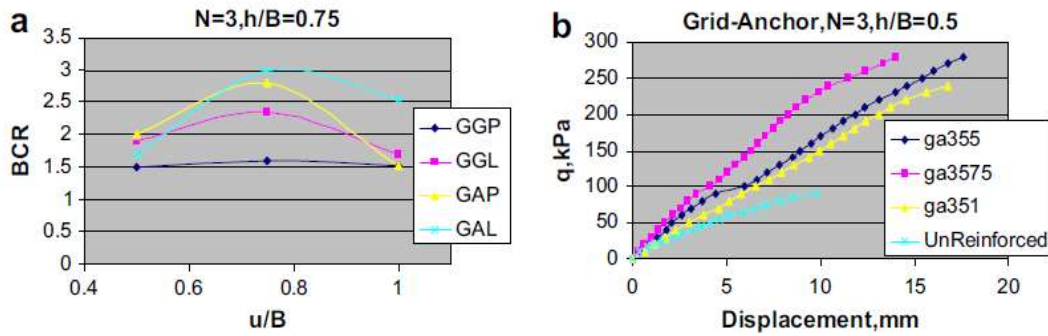


Figure 2.18 : a) Facteur de portance du BCR en fonction la profondeur d’ancrage U des différentes type de geogrille ;b) courbe de chargement pour différentes type de geogrille.

La figure 2.19, représente les résultats d’une série de tests qui ont été effectués afin d’étudier l’effet de la variation du nombre de couches de géogrille sur le comportement d’une semelle au bord de la pente. Une réaction typique de $q-U_y$ est représenté sur la figure 2.19a, qui indique l’effet du nombre de couches de géogrille sur le comportement de la pente. Dans ces séries, la longueur de géogrille et la distance de la semelle par rapport au bord de la pente ont été maintenues constantes, mais le nombre de couches de géogrille ont été variées pour six cas, trois cas de géogrille et trois cas pour la grille d’ancrage. Les réponses typiques de (BCR) déterminées à partir des essais de simulation avec le nombre des couches de geogrille (N), pour une semelle située au sommet de la pente est représenté sur la figure 2.19b.

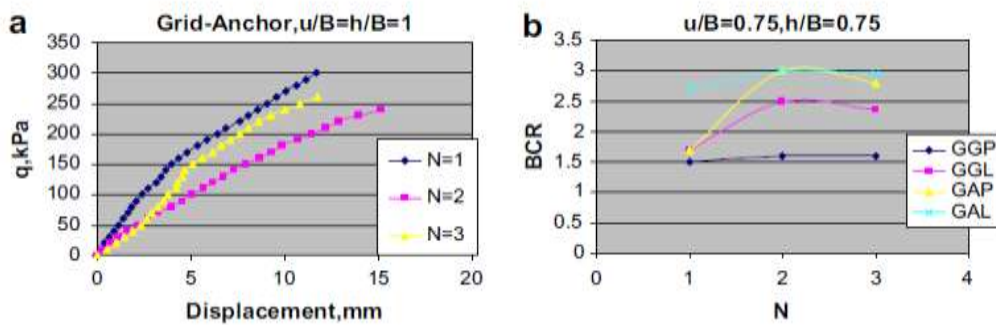


Figure 2.19 : L’effet du nombre de couches de géo grille: (a) les courbes de chargement ; et (b) la variation du facteur de portance BCR pour défirent type de geogrille.

La figure 2.20, représente les résultats d’une série de tests qui ont été effectués afin d’étudier l’effet de la variation de l’espacement vertical des couches de géogrille, sur le comportement d’une semelle au bord de la pente. Donc six séries d’études ont été réalisées à la fois sur le modèle réduit, le prototype de la semelle est situé sur la crête de la pente, et pour les éléments de renforcement on deux et trois couche de géogrille, et des couches de grille d’ancrage, ont été testées avec des divers valeurs d’espacement verticales (h/B), qu’ont été égale à 0,5, 0,75 et 1,0.

Les courbes de la figure 2.20, montrent clairement qu’il existe une valeur critique d’espacement verticales entre les éléments de renforcements (h/B), pour les quels le maximum d’avantages des renforts de géogrille est obtenu, et le facteur de renforcement (BCR) augmente, avec les espacements verticales (h/B), qui allant jusqu’à une valeur maximale de 0.75B après quoi elle décroît.

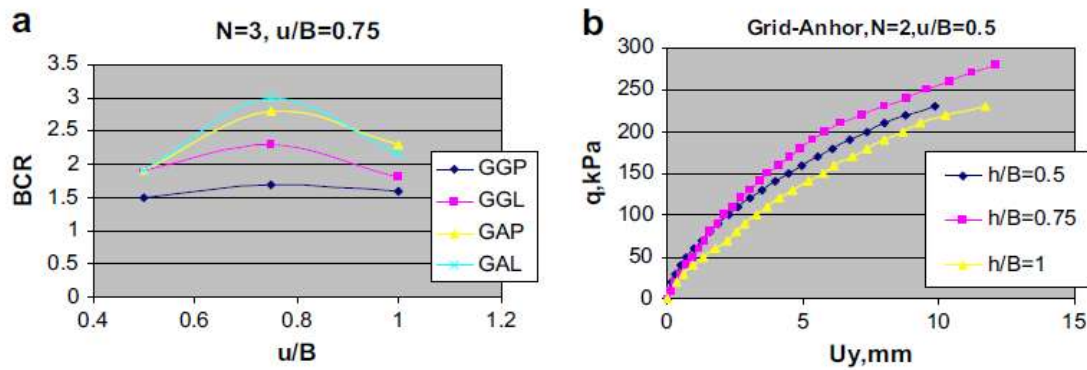


Figure 2.20 : L'effet du nombre de couches de géogridde: (a) le facteur de la capacité BCR; et (b) courbes de chargement de différentes espacement verticale de geogridde.

Suivant ces séries de tests numériques et des modèles réduites qui ont été réalisées pour évaluer le comportement d'une semelle filante reposant sur une pente de sable renforcé avec géogriddes. L'étude vise principalement de déterminer l'effet des éléments de renforcements en géo grille, et son emplacement sur la variation de la capacité portante, et le tassement de ces semelles. Sur la base de cette étude, les conclusions suivantes ont été faites:

- Les résultats des tests numériques, et les modèles réduites, montrent que la fourniture d'une couche de renforcement à un endroit approprié dans le corps de remplissage des pentes à entraîné une augmentation significative de la capacité portante des semelles.
- La profondeur d'ancrage optimale, et l'espacement vertical de la couche de renforcement, qui à abouti à la capacité portante finale maximale de la pente de la géogridde renforcée était d'environ 0,75 fois la largeur de la semelle, et le nombre optimal de renfort est égal à 2.
- Les résultats montrent clairement que l'effet de la géogridde ordinaire dans l'amélioration de la capacité portante du sol, est inférieur à celle de la grille d'ancrage. Ceci est dû à la présence d'ancres dans grid anchor renfort qui offre une plus grande résistance à l'arrachement. D'autre part, la valeur intrinsèque de la grille d'ancrage se réalise par leur force d'ancrage, ou de résistance à l'arrachement, qui peut largement dépasser la résistance au cisaillement direct.

El Sawwaf 2011, il à été réalisé une étude expérimentale sur un modèle réduit d'une semelle filante reposante sur une pente de sable renforcé, et soumise à une charge cyclique. L'objectif principal de cette étude est de déterminé l'effet des éléments de renforcement sur la capacité portante et le tassement des fondations. Les essais sur le modèle réduit ont été conduits dans une boîte métallique de dimensions intérieures 1,00 m x 0,50 m et de 0,50 m de profondeur. Le boîtier de test est en acier et les parois frontaux en verre avec une épaisseur de 20 mm, comme indiqué sur la figure.2.21.

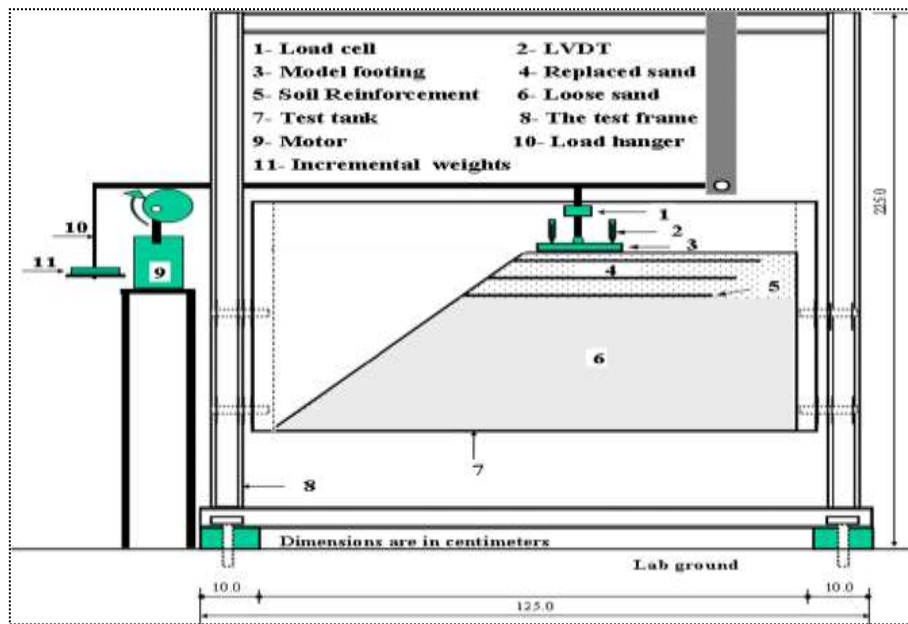


Figure 2.21: Vue schématique de l'appareil expérimental.

Le sable utilisé dans cette recherche est un sable moyen à grossier, lavé, séché et trié par taille de particules. Il est composé de particules arrondies à sous-arrondies. Le sable a un niveau d'impureté très bas avec une teneur en quartz (SiO_2) de 97%. La densité des particules de sol a été déterminée par la méthode des pots de gaz. Trois essais ont été effectués, produisant une valeur moyenne de la densité des grains solide qui est égale à 2,654. Les poids unitaire à sec maximum et minimum du sable étaient de 19,95 et 16,34 kN / m^3 et les valeurs correspondantes des rapports de vide minimal et maximal étaient respectivement de 0,305 et 0,593. La distribution granulométrique a été déterminée en utilisant le procédé de tamisage à sec.

La taille effective (D_{10}), la taille moyenne des particules (D_{50}), le coefficient d'uniformité (C_u) et le coefficient de courbure (C_c) du sable sont respectivement de 0,15 mm, 0,50 mm, 4,07 et 0,77.

Les lits de sable ont été placés en couches de 25 mm d'épaisseur par la technique de pluie dans laquelle le sable peut pleuvoir dans l'air à une vitesse de décharge contrôlée et à différentes hauteurs de chute pour donner des densités uniformes. La densité relative obtenue au cours de ces tests a été contrôlée en collectant des échantillons dans de petites boîtes de conserve de volume connu, placées à différents endroits dans la cuve de test. Les techniques de pluie adoptées dans cette étude ont fourni des densités relatives uniformes de 35% (Rd-I) et 75,8 % (Rd-II) représentant des conditions de sable lâche et dense. Les poids unitaires moyens correspondants sont respectivement de 17,44 et 18,94 kN / m^3 . Aucune ségrégation de particules n'a été constatée lors de la pluie et des tests d'uniformité ont été montrés que les densités relatives obtenues à partir des trois échantillons ne dépendent pas de l'emplacement du moule. Les angles de frottement interne du sable déterminés à partir d'essais de cisaillement direct avec des éprouvettes préparées par bourrage à sec à des densités relatives identiques sont respectivement de 34 et 42 degrés.

Un type de géogrille avec une résistance maximale à la traction de 13,5 kN / m , a été utilisé comme matériau de renforcement. Les propriétés physiques et mécaniques des matériaux de renforcement sont données dans le tableau 2.4.

Tableau 2.4: Propriétés physiques et mécaniques de géogridde.

Description	Bi axial geogridde
Polymère.	Polypropylène
Taille d'ouverture de la maille.	42 X50mm
Poids structural (+5%).	180g/m ²
Rigidité normale élastique de geo-grille a 2%	4.4 kN/m
Rigidité normale élastique de geo-grille a 5%	9.00 kN/m

Les résultats des tests expérimentaux montrent que la stabilisation de la pente de sable par des éléments de renforcement augmente la stabilité de la pente elle-même, diminue le tassement de la semelle d'une manière significative, et offre une plus grande stabilité à la semelle, sous l'effet de la charge. Toutefois, les améliorations apportées au remplacement partiel du sable compacté recouvrant une pente de sable libre dans le tassement monotone et cyclique de la semelle sont significatives jusqu'à une valeur de $(d / B = 2,0)$, au-delà de laquelle l'effet sur le comportement de la semelle est limité. De plus, les tassements cycliques cumulatifs permanents d'une semelle, augmentent avec l'augmentation de la charge monotone soutenue et l'augmentation de l'amplitude de la charge répétée. Cependant, le tassement de la semelle ne dépend pas de la fréquence de charge sur les gammes de fréquences étudiées. La performance de la semelle chargée cycliquement reposant sur une pente renforcée par géosynthétique dépend de son emplacement par rapport à la crête de la pente. Le renforcement est plus efficace lorsque la semelle est placée plus près de la crête de la pente. L'influence de la pente sur le comportement de la semelle peut être négligée une fois qu'elle a été placée à une distance de plus de trois pieds de la largeur de la crête de la pente.

Yoo (2001), il a été trouvé que pour le cas d'un sol en pente non renforcé, une tendance du mouvement du sol vers la pente avec une zone de cisaillement bien définie est évidente (figure 2-22-a). Pour le cas du sol renforcé comme il est indiqué dans la figure 2-22-b, le sol présente cependant un motif de mouvement principalement vers le bas avec une amplitude beaucoup plus petite sans aucune zone de cisaillement clairement définie, en raison de l'effet des couches de renforcement. Une telle différence dans les motifs du mouvement du sol devient plus évidente dans les diagrammes vectoriels pour les conditions postérieures, comme illustré sur la figure 2-22. Le mode de rupture observé pour le cas non renforcé est beaucoup moins profond avec celui du cas renforcé, qui présente une zone de rupture plus large et plus profonde. Une zone de rupture plus importante pour le sol renforcé signifie une surface de buté plus longue et donnerait une plus grande capacité portante. Une telle tendance est due en partie au fait que la zone renforcée agit comme une structure de gravité composite avec une résistance au cisaillement améliorée, et étend ainsi la majeure partie de la charge de semelle dans la zone non renforcée.

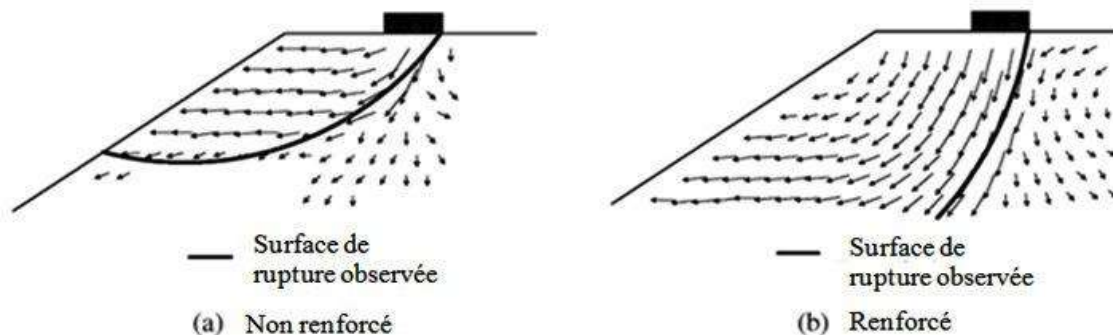


Figure 2.22 : Tracés vectoriels du mouvement d'un sol en pente : (a) non renforcé; (b) renforcé.

2.4. Fondations reposants sur un sable en pente renforcé par géo grille au dessus d'une argile molle.

El Sawwaf (2007), à été réalésé une étude expérimentale sur un modèle réduit d'une semelle filante reposante sur une pente de sable renforcé par geogrille au dessus d'une couche d'argile molle. L'objectif principal de cette étude est de déterminé l'effet de certains paramètres (profondeur de renforcement, espacement entre les éléments de renforcement, position de la semelle par rapport au sommet de la pente), sur la variation de la capacité portante et le tassement des fondations. Les essais sur modèle réduit ont été réalisés dans une boîte d'essai dont les dimensions intérieures étaient de 1,00 m x 0,50 m et de 0,50 m de profondeur. Le boîtier de test était en acier et les parois frontaux en verre avec une épaisseur de 20 mm, comme présenté précédemment sur la figure.2.21.

Le sol cohérent utilisé dans cette étude est une argile molle de 39 % de la limite de liquidité; 21% de la limite plastique; 13% de la limite de retrait; 18% pour l' indice de plasticité; 17% de taux d'humidité optimal; 31% du teneur en humidité moyenne pendant les tests; un indice de cohérence est égale à 0.44 ; et un poids volumique unitaire sec du sol pendant l'essai est égale à 15.84 kN / m³; un cohésion non drainée C_u est égale à 25 (kN / m²) ; et une angle de frottement interne est égale à 5°.

Le sable utilisé dans cette recherche est un sable moyen à grossier, lavé, séché et trié par taille de particules. Il est composé de particules arrondies à sous-arrondies. Le sable à un niveau d'impureté très bas avec une teneur en quartz (SiO₂) de 97%. La densité des particules de sol à été déterminée par la méthode des pots de gaz. Trois essais ont été effectués, produisant une valeur moyenne de la densité des grains solides est égale à 2,654. Les poids volumique unitaire sec maximum et minimum du sable étaient de 19,95 et 16,34 kN / m³ et les valeurs correspondantes des rapports de vide minimal et maximal étaient respectivement de 0,305 et 0,593. La distribution granulométrique à été déterminée en utilisant le procédé de tamisage à sec.

La taille effective (D_{10}), la taille moyenne des particules (D_{50}), le coefficient d'uniformité (C_u) et le coefficient de courbure (C_c) du sable étaient respectivement de 0,15 mm, 0,50 mm, 4,07 et 0,77.

Le type de matériau de renforcement, est un géogrille mono axiale en polyéthylène à haute densité (PEHD), avec une résistance à la traction maximale est égale à 45kN / m.

Sur la base des résultats de cette enquête numérique et expérimentale, on à les conclusions qui ont été tirées :

- a) Le remplacement partiel du talus constitué d'argile molle par une couche de sable augmente significativement la capacité portante de la semelle et ceci que soit prés où sur la crête du talus.
- b) Pour une semelle située au sommet d'une pente reposant sur 1,5B d'épaisseur de sable remplacé, une longueur d'ancrage adéquate pour chaque couche de géogrille devrait être fournie, ainsi qu'un nombre optimal de couches de géogrille. La longueur doit être supérieure ou égale à ($L / B = 5$) cinq fois la largeur de la semelle et le nombre recommandé de couches de géogrille est de 3.
- c) Pour la géométrie et les conditions de la pente étudiée, le bénéfice maximal des renforcements de géogrille dépend de la configuration des renforcements. Pour une réponse optimale, la profondeur recommandée pour la géogrille de renfort (u / B) et l'espacement des géogrilles (h / B) sont 0,6 et 0,5 de la largeur de la semelle.

Naeni (2012), il à été effectué une étude numérique sur la variation de la capacité portante d'une semelle filante reposante sur une pente argileuse renforcée par des couches en geogrille. L'objectif de ce travail est de déterminer l'influence des éléments de renforcement sur la capacité portante de la semelle filante au bord de la pente, suggérer un nombre optimal des éléments de renforcements et d'étudier l'effet de l'angle de frottement des sols argileux renforcés.

Le sol cohérent utilisé dans cette étude est une argile molle d'un poids volumique sec qui est égale à 14 kN / m³; un cohésion en comportement drainée C' est égale à 14 (kN / m²) ; un coefficient de poisson ν est égale a 0.2, un module de déformation E qui est égale à 20MPa, et une angle de frottement interne qui à été varier entre 15°et 25°.

Le type de matériau de renforcement, est une géogridde CE121 (Figure 2.23), en polyéthylène à haute densité (PEHD, avec une résistance à la traction maximale est égale à 20 kN / m.

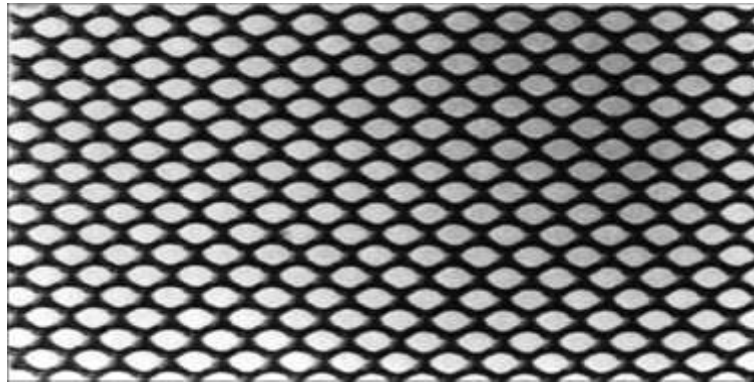


Figure 2.23 : Géosynthétique utilisé dans le modèle (géogridde CE 121).

Suite aux résultats d'analyse numérique dans cette étude, on a les conclusions qui ont été tirées :

1. Les résultats des analyses numériques montrent que la mise en place d'une couche de renforcement entraîne une augmentation significative de la capacité portante des semelles.
2. La capacité portante ultime de la semelle sur les pentes renforcées et non renforcées augmente avec une augmentation de la distance entre les arêtes de 0 à 10B. Cependant, à une distance de bord supérieure à 10B, la capacité portante ultime de la semelle ne semble pas être affectée par la présence de la pente.
3. L'utilisation du renfort monocouche, la capacité portante ultime d'une semelle correspondant à $D / B = 3$ est égale à celle d'une semelle posée sur une surface plane et sans renfort.
4. L'utilisation plus d'un renforcement de couche, la capacité portante ultime ne change pas considérablement. Il diminue un peu même d'un renfort à trois couches par rapport à une ou deux couches. Cela est dû à la création de points plastiques entre les renforts multicouches.
5. Malgré des sols non renforcés, la capacité portante ultime augmente avec l'angle de frottement croissant en cas de sols renforcés. Ce phénomène est dû à la formation de plus de points de rupture en tension dus à l'augmentation de l'angle de frottement effectif' et à la contraction de la surface de rupture.

2.5. Fondations reposants sur un sable renforcé par géo grille soumises à des charges excentrées et/ou inclinées.

Deux modes de rupture différents, à savoir la rupture par cisaillement générale et la rupture par cisaillement locale, sont démontrés. Dans le cas d'une rupture par cisaillement général, des surfaces de rupture continues se développent entre les bords de la semelle et la surface du sol. Au fur et à mesure que la pression augmente vers la valeur ultime, le sol autour des bords de la semelle se propage graduellement vers le bas et vers l'extérieur. Le soulèvement de la surface du sol se produit des deux côtés de la semelle. Dans ce mode de rupture, la courbe de charge-déplacement à un point de pointe où la capacité portante finale est bien définie. Dans le cas d'une rupture de cisaillement locale, il y a une compression importante du sol sous la semelle. La rupture de cisaillement locale est caractérisée par l'apparition des tassements relativement importants, de légères déformations des surfaces et le fait que la capacité portante finale n'est pas clairement définie.

Selon la figure 2.24, lorsque le sol est renforcé, le coin de rupture ne peut pas se développer dans une profondeur plus grande que dans le cas des sols non renforcés. Dans la condition de chargement centrique, des résultats similaires ont été énoncés par Boushehrian and Hataf (2003), Adams and Collin (1997) et Yetimoglu et al. (1994).

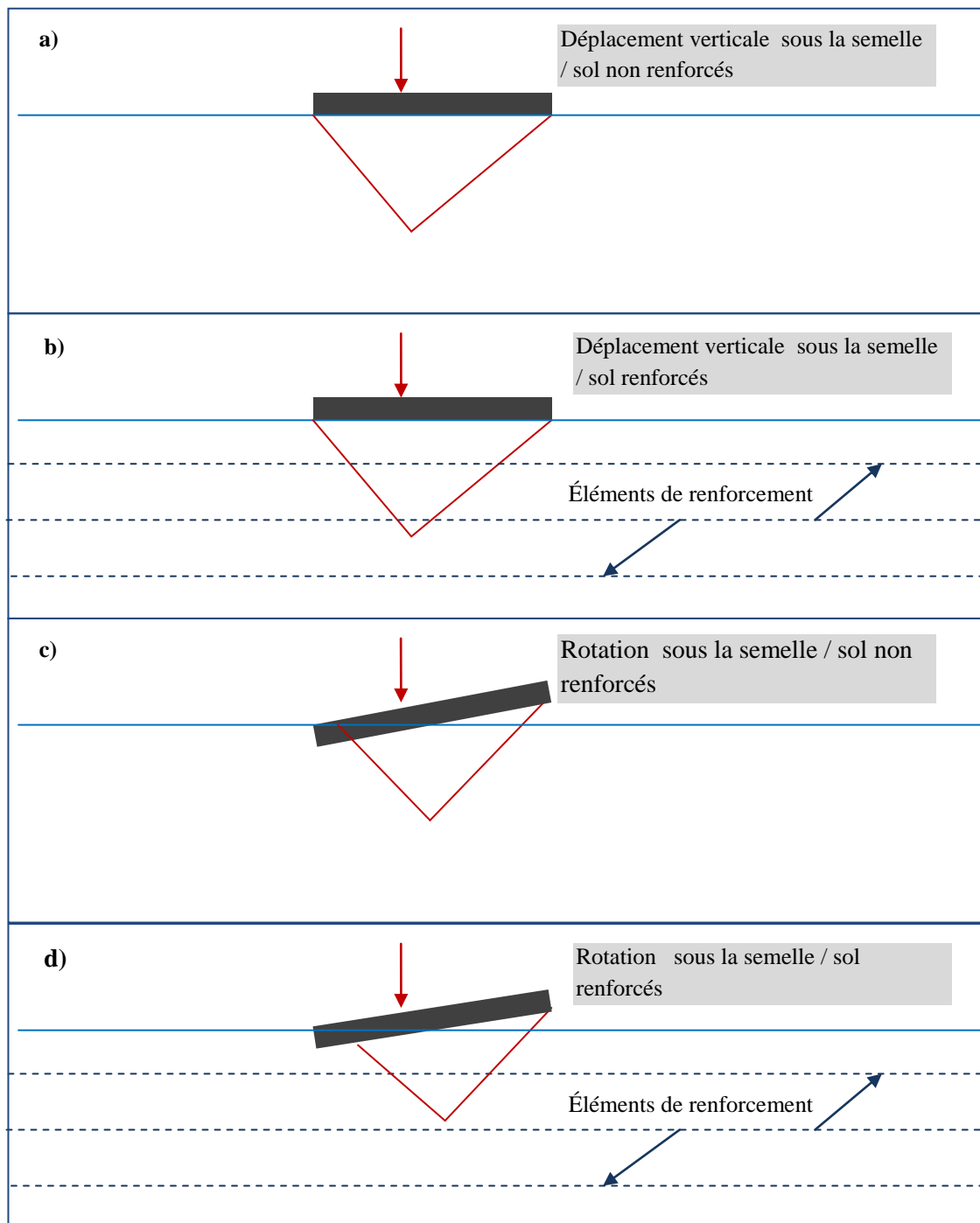
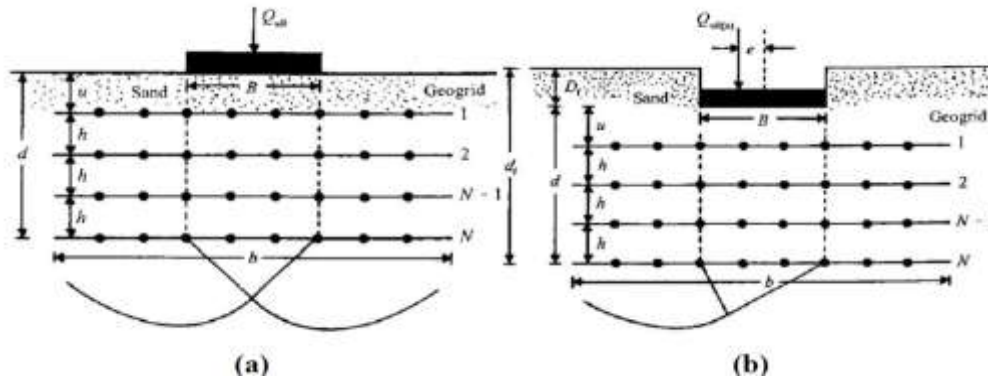


Figure. 2.24 : Déplacement vertical et rotation sous une fondation reposant sur sol renforcé et soumise à une charge excentrée.

Patra et al. (2006) ont été effectués des essais au laboratoire pour déterminer la capacité portante d'une semelle filante soumise à une charge excentrée supportée par du sable renforcé par géogrilles. Sur la base des résultats des essais au laboratoire, une relation empirique appelée facteur de réduction à été suggérée pour corrélérer le rapport de la capacité portante ultime d'une fondation excentrée avec celui d'une fondation où la charge est appliquée de manière centralisée.



(a-fondation sous une charge centrée, b-fondation sous une charge excentrée).

Figure 2.25 : Mode de rupture présumé sous une fondation filante sur du sable renforcé par géogrilles

En se basant sur le mode de rupture représenté dans la figure 2.25a proposé par Takemura (1992), q_{uR} est la charge ultime de la fondation. Ainsi que, la capacité portante ultime sans facteur de profondeur peut être donnée par :

$$q_{uR} = d\gamma N\gamma + \frac{1}{2} \gamma b N\gamma \quad (2.4)$$

Où q_{uR} est la capacité portante sur sable renforcé par géogrilles, b est la largeur de la couche de géogrid, et d la profondeur du renforcement sous le fond de la fondation.

La profondeur de renforcement au-dessous du fond de la fondation peut être exprimée comme :

$$d = \mu + (N - 1)h \quad (2.5)$$

Où μ est la profondeur de la première couche de géogrid sous la fondation, h est la distance entre les couches de renforcement consécutives; N est le nombre de couches de géogrid.

En supposant que le mécanisme de rupture sous charge centrée tel que représenté sur la figure 2-25-a soit correct, il apparaît que la capacité portante finale due à la charge excentrée (figure 2-25-b) peut être exprimée sous la forme :

$$\frac{q_{uR(e)}}{q_{uR}} = 1 - R_{KR} \quad (2.6)$$

Où $q_{uR(e)}$ est la capacité portante due à la charge excentrée et R_{KR} est le coefficient de réduction pour le sable renforcé par géogrilles.

Sur la figure. 2.25. b, $q_{uR(e)}$ est la charge ultime de la fondation avec une excentricité de charge (e), et D_f la profondeur de la fondation. Le facteur de réduction peut être exprimé comme suit :

$$R_{KR} = \alpha_1 \cdot \left(\frac{d_f}{B}\right)^{\alpha_2} \cdot \left(\frac{e}{B}\right)^{\alpha_3} \quad (2.7)$$

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

El Sawwaf (2009) il à été réalisé une étude expérimentale sur un model réduite et numérique d'une semelle filante soumise à une charge excentrée et reposant sur un sable renforcé par des matériaux géosynthétique. L'objectif de ce travail est d'estimé l'effet de l'excentricité de la charge verticale sur la capacité portante et le tassement de la semelle, pour des divers positions de la charge par apport au centre de la semelle (Figure 2-26).

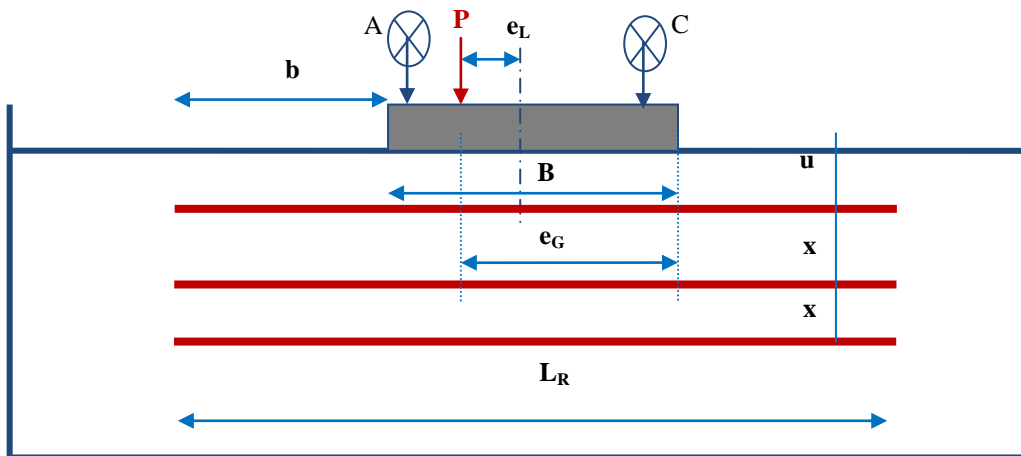


Figure 2.26 : Paramètres géométriques étudiés dans les essais du modèle de laboratoire

Les résultats des essais montrent que le renforcement du sol améliore significativement le BCR d'une semelle filante soumise à une charge excentrée entraînant une diminution significative de la taille de la semelle et de la valeur de l'excentricité et donc une meilleure performance et une conception économique de la semelle. Cependant, cette augmentation de BCR s'est accompagnée d'une plus grande tendance à l'inclinaison de la semelle. Le BCR s'améliore avec l'augmentation du nombre de couches de géogrilles lorsque des longueurs d'ancrage suffisantes ont été fournies. Pour le problème et la condition étudiés, le nombre optimal des couches de géogrilles est de 3 ($N = 3$). Le rapport L_R / B recommandé doit être supérieur à quatre fois la largeur de semelle ($L_R / B \geq 4$). L'inclusion des couches de géogrille asymétriques avec les excentricités sous une semelle filante soumise à une charge excentrée n'a pas d'effet significatif sur le comportement de la semelle. Pour un placement de couche asymétrique, la diminution de la BCR dépend du rapport b/B .

Jawdat (2017) il a été réalisé une étude expérimentale sur un modèle réduit d'une semelle rectangulaire soumise à une charge inclinée et excentrée reposant sur du sable renforcé par géogrilles. L'objectif de ce travail, est d'estimer l'effet de l'excentricité et l'inclinaison de la charge appliquée sur la capacité portante, le tassement, le déplacement horizontal, (Figure 2.27).

Les résultats montrent que l'augmentation du nombre de couches de géo-grille (N) augmente considérablement la capacité portante ultime, mais il existe une valeur optimale après laquelle aucun effet n'est observé. La valeur optimale qui a été constatée est de l'ordre de 5 ($N = 5$) pour une densité relative (70%).

Suite aux résultats expérimentaux, les principaux facteurs influents sur la capacité portante ultime d'une semelle rectangulaire soumise à une charge inclinée et excentrique conçus sur un sable renforcé par géo-grille sont les suivants:

1. Quand l'augmentation de l'inclinaison de la charge (α), la capacité portante ultime, le tassement vertical en raison de la pression de rupture et le déplacement horizontal de la semelle sont diminués.
2. Quand l'augmentation de l'excentricité de la charge (e) la capacité portante ultime, le tassement vertical en raison de la pression de rupture et le déplacement horizontal de la semelle sont diminués. comme il a été constaté n'a aucun effet dirigé sur le nombre optimal de couches de géo-grille.

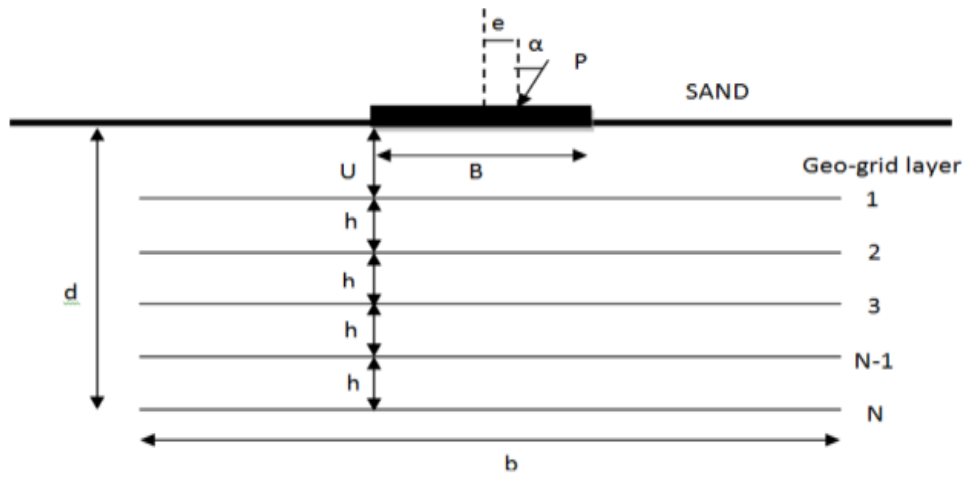


Figure 2.27 : Principaux paramètres de renforcement de la semelle rectangulaire chargée inclinée et excentrée sur le sable renforcé par géo-grille.

2.6. Conclusions

La fondation est la composante d'un ouvrage qui transmet au sol d'assise les efforts provenant de cet ouvrage. Ces derniers ont en général une composante verticale centrée prédominante et reposant sur sol à surface horizontale. La capacité portante du sol de fondation est bien compatible avec les charges transmises par la fondation et la forme du sol de support. Par la suite, on doit s'assurer que le tassement de la fondation reste admissible. Si le tassement est excessif, on doit résoudre ce problème soit en renforçant le sol soit en changeant le type de fondation. Afin de tenir compte de l'excentricité de la charge et de la forme du sol en réduisant la capacité portante d'une façon significative. L'utilisation de géosynthétiques pour améliorer la capacité portante et la performance du tassement des fondations superficielles s'est avérée d'être un système de fondation économique.

CHAPITRE 3

APERÇUS SUR LES MODÈLES DE COMPORTEMENT ET L'OUTIL NUMÉRIQUE UTILISÉ.

3.1. Introduction

Les logiciels de calcul par éléments finis appliqués en géotechnique utilisent couramment la loi de comportement élastique linéaire, alors que l'on sait que le comportement des sols est fortement non linéaire. Lorsque des modèles de l'élasticité non linéaire sont disponibles, ils sont rarement décrits de manière complète (en particulier les limites dans lesquelles on peut les appliquer sont difficiles à cerner et la procédure de détermination des paramètres n'est pas toujours explicite).

L'objet de ce chapitre est de passer en revue les différents types de modèles de comportement qui existent pour représenter les sols, dans l'optique de choisir un modèle à implanter au bien du code de calcul par éléments finis plaxis.

On commence par des rappels sur le tenseur de contraintes et le tenseur de déformations, puis on présente les modèles élastiques linéaires-parfaitement plastiques, qui restent largement utilisés dans l'ingénieur géotechnique, en passant en revue les critères de plasticité les plus couramment utilisés et on finalise ce chapitre par une aperçue général sur l'outil numérique utilisée pour traitement de ces problèmes .

3.2. Notations :

On définit ici les notations couramment utilisées dans la formulation des modèles rhéologiques. On applique la convention de la mécanique des sols : les contraintes en compression sont comptées positivement.

3.2.1 Tenseur de contrainte :

3.2.1.1 Tenseur de contrainte dans l'espace cartésien (x, y, z) ou (1, 2, 3) :

Le vecteur contrainte \mathbf{t} (figure 3.1) varie certes d'un point à l'autre du corps, mais, en un point donné, il varie également avec l'orientation de dA . On dit que \mathbf{t} est conjugué ou associé à dA ou à \mathbf{n} . Par conséquent, l'état de contrainte en un point d'un corps n'est pas défini par un seul vecteur contraint. Puisque cet état doit être invariant pour l'observateur, l'état de contrainte n'est donc pas une grandeur vectorielle, mais d'un niveau supérieur. Les formules fondamentales de Cauchy $t_i = \sigma_{ij} n_j$ montrent que l'état de contraintes en un point (c.à.d. le vecteur contrainte \mathbf{t} sur une facette d'orientation quelconque \mathbf{n}) est entièrement défini par la connaissance des composantes de vecteurs contrainte agissant sur trois plans deux-à-deux orthogonaux en ce point. On regroupe les neuf composantes des trois vecteurs dans une matrice notée σ_{ij} ou σ :

$$\sigma_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix} \quad (3.1)$$

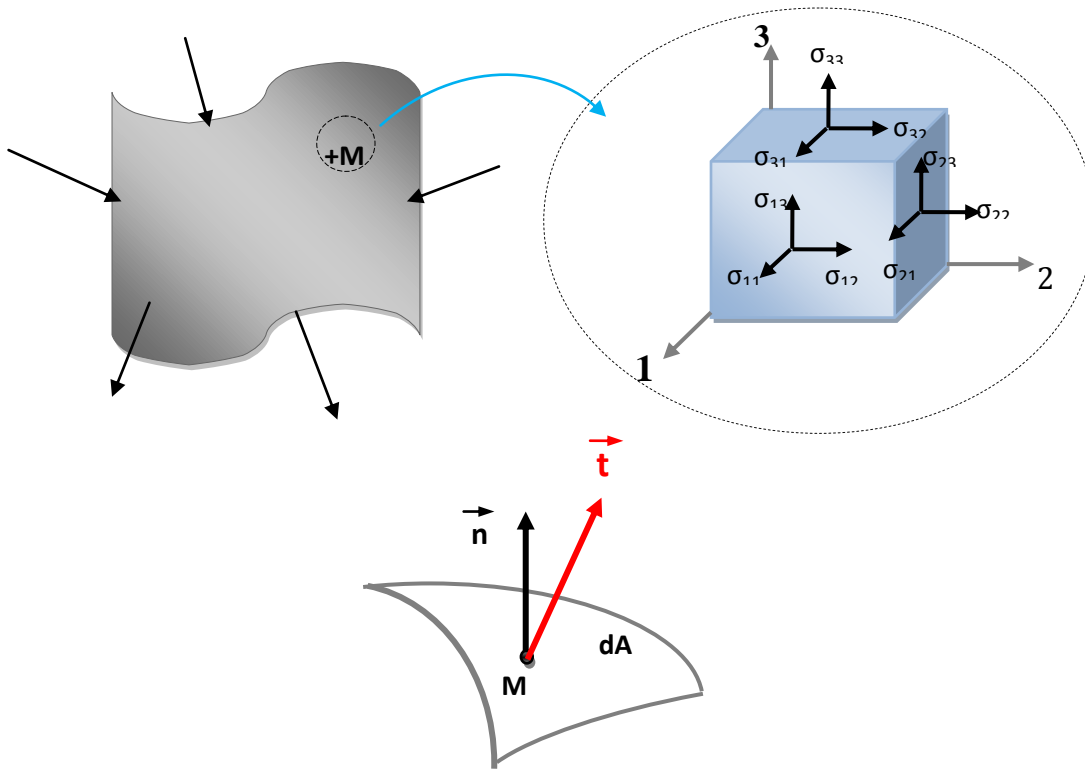


Figure 3.1 : états de contrainte d'un élément solide dans le plans XYZ.

3.2.1.2. Propriétés du tenseur de contrainte :

3.2.1.2.1. Équations d'équilibres :

Il existe trois équations différentielles expriment l'équilibre d'un volume infinitésimal d'un solide. On peut les trouver sous l'écriture :

$$\sigma_{ij,j} + f_i = 0 \text{ ou } \operatorname{div}(\sigma_{ij}) + f = 0 \text{ dans } V \quad (3.2)$$

3.2.1.2.2. Conditions aux limites :

En chaque point de la surface limitant le milieu continu étudié (Figure. 3.1), les tractions de surface $T_i dA$ doivent faire équilibre aux forces de contact $t_i dA$, ce qui donne :

$$T_i = \sigma_{ij} \cdot n_j \quad (3.3)$$

Où \mathbf{n} est le vecteur unitaire normal à la surface extérieure dV . Ces équations expriment les conditions à la surface ou conditions aux limites. On dit aussi qu'elles représentent les équations d'équilibre en surface.

3.2.1.2.3. Symétrie :

On démontre l'équation :

$$\sigma_{ij} = \sigma_{ji} \quad (3.4)$$

Alors, le tenseur de contrainte σ_{ij} est symétrique. Par suite, l'état de contrainte en un point d'un milieu continu ne dépend plus que de six composantes : $\sigma_{11}, \sigma_{12}, \sigma_{13}, \sigma_{22}, \sigma_{23}, \sigma_{33}$

3.2.3. Contraintes principales :

Pour l'état de contrainte en un point donné, il existe certaines facettes sur les quelles le vecteur contrainte \mathbf{t} est purement normal, c.à.d. que les contraintes tangentielles sont nulles. Le tenseur de contrainte devient une matrice diagonale. Ses composantes sont appelés contraintes principales. On les calcule par la résolution du problème aux valeurs propres λ , et des vecteurs propres \mathbf{n} :

$$(\sigma_{ij} - \lambda \delta_{ji}) \cdot n_j \quad (3.5)$$

δ_{ji} Étant le symbole de Kronecker.

3.2.4. Invariants :

Ce sont les coefficients de l'équation caractéristique qui représente le développement du problème ci-dessus :

$$-\lambda^3 + I_1 \lambda^2 - I_2 \lambda + I_3 = 0 \quad (3.6)$$

Ils sont donnés par les relations suivantes

$$\left\{ \begin{array}{l} I_1 = \text{trace}(\sigma_{ij}) \\ I_2 = \frac{1}{2} \{ [\text{trace}(\sigma_{ij})]^2 - \text{trace}(\sigma_{ij}^2) \} \\ I_3 = \det(\sigma_{ij}) \end{array} \right\} \quad (3.8)$$

3.2.5. Tenseur déviateur et tenseur sphérique :

On appelle contrainte normale moyenne la quantité :

$$\sigma_m = \frac{I_1}{3} = \frac{\sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz}}{3} \quad (3.9)$$

qui est un invariant. On peut alors écrire le tenseur de contrainte σ en la somme de deux tenseurs :

$$\sigma_{ij} = \sigma_m \delta_{ij} + S_{ij} \quad (3.10)$$

δ_{ij} étant le symbole de Kronecker. Le premier tenseur $\sigma_m \delta_{ij}$ où toutes les contraintes normales sont égales et les contraintes tangentielles nulles ne caractérisent un état de contrainte hydrostatique ou sphérique. Le second tenseur dit tenseur déviateur s'écrit :

$$S_{ij} = \sigma_{ij} - \sigma_m \delta_{ij} \quad (3.11)$$

3.2.6. Convention de signe :

En mécanique des sols, on considère que les contraintes de compression sont positives.

3.2.7. État plan de contrainte :

Il y a un état plan de contrainte en un point, quand le vecteur contraint est situé toujours dans un même plan, quelle que soit la facette considérée. Soit OXY ce plan, alors :

$$\sigma_{zz} = 0; \sigma_{xz} = \sigma_{zx} = 0; \sigma_{yz} = \sigma_{zy} = 0$$

$$\sigma_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} \end{bmatrix} \quad (3.12)$$

3.2.8. Tenseur de contrainte dans coordonnées cylindriques (r, φ, z) ,

Le solide considéré est de révolution. Il en va de même du chargement et des conditions aux limites. Soit z l'axe de révolution. Un point du solide est repéré par ses coordonnées cylindriques (r, θ, z) (figure 3.2).

La solution est axisymétrique. Chaque point du solide se déplace dans son plan méridien (r, z) . De plus le champ de déplacement est indépendant de la coordonnée θ .

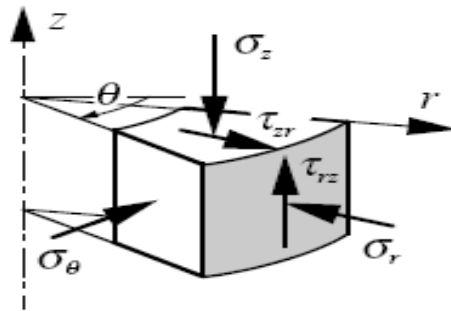


Figure 3.2 : États de contrainte d'un élément solide dans le plans (r, φ, z)

$$\sigma_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma_{rr} & \sigma_{r\theta} & \sigma_{rz} \\ \sigma_{\theta r} & \sigma_{\theta\theta} & \sigma_{\theta z} \\ \sigma_{zr} & \sigma_{z\theta} & \sigma_{zz} \end{bmatrix} \quad (3.13)$$

3.2.8.1. État plan de contrainte :

$$\sigma_{ij} = \begin{bmatrix} \sigma_{rr} & \sigma_{r\theta} \\ \sigma_{\theta r} & \sigma_{\theta\theta} \end{bmatrix} \quad (3.14)$$

3.2.8.2. Équation d'équilibre en coordonnées cylindriques :

Le système d'équations différentielles exprimant l'équilibre de l'élément de volume s'écrit sous la forme :

$$\left. \begin{aligned} \frac{1}{2} \left(\frac{\partial \sigma_{rr}}{\partial r} + \frac{\partial \sigma_{r\theta}}{r \cdot \partial \theta} + \frac{\partial \sigma_{rz}}{\partial z} + \frac{1}{r} (\sigma_{rr} - \sigma_{\theta\theta}) + F_r \right) &= 0 \\ \frac{\partial \sigma_{\theta r}}{\partial r} + \frac{\partial \sigma_{\theta\theta}}{\partial \theta} + \frac{\partial \sigma_{\theta z}}{\partial z} + \frac{2}{r} \sigma_{r\theta} + F_\theta &= 0 \\ \frac{\partial \sigma_{zr}}{\partial r} + \frac{\partial \sigma_{z\theta}}{\partial \theta} + \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} + \frac{1}{r} \sigma_{zr} + F_z &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (3.15)$$

3.2.9. Tenseur de déformation :

3.2.9.1. Tenseur de déformation dans les coordonnées cartésiennes (x, y, z) :

$$\varepsilon_{ij} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{11} & \varepsilon_{12} & \varepsilon_{13} \\ \varepsilon_{21} & \varepsilon_{22} & \varepsilon_{23} \\ \varepsilon_{31} & \varepsilon_{32} & \varepsilon_{33} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} & \varepsilon_{xy} & \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{yx} & \varepsilon_{yy} & \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{zx} & \varepsilon_{zy} & \varepsilon_{zz} \end{bmatrix} \quad (3.16)$$

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_{xy} &= \frac{1}{2} \left(\frac{\partial U}{\partial y} + \frac{\partial V}{\partial x} \right) \\ \varepsilon_{xz} &= \frac{1}{2} \left(\frac{\partial U}{\partial z} + \frac{\partial W}{\partial x} \right) \\ \varepsilon_{yz} &= \frac{1}{2} \left(\frac{\partial W}{\partial y} + \frac{\partial V}{\partial z} \right) \end{aligned} \right\} \quad (3.17)$$

u, v, w Sont des composantes du vecteur de déplacement suivent les axes x, y, z ;

$U = (u, v, w)$ est un vecteur de déplacement

La déformation suivent la normal x, y, z est définir par :

$$\varepsilon_{xx} = \frac{\partial U}{\partial x}, \varepsilon_{yy} = \frac{\partial V}{\partial y}, \varepsilon_{zz} = \frac{\partial W}{\partial z} \quad (3.18)$$

La déformation angulaire ou de distorsion est :

$$\left. \begin{aligned} \gamma_{xy} &= \left(\frac{\partial U}{\partial y} + \frac{\partial V}{\partial x} \right) \\ \gamma_{xz} &= \left(\frac{\partial U}{\partial z} + \frac{\partial W}{\partial x} \right) \\ \gamma_{yz} &= \left(\frac{\partial W}{\partial y} + \frac{\partial V}{\partial z} \right) \end{aligned} \right\} \quad (3.19)$$

3.2.9.2. Tenseur de contrainte en coordonnées cylindrique (r, φ, z) :

$$\varepsilon_{ij} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{rr} & \varepsilon_{r\theta} & \varepsilon_{rz} \\ \varepsilon_{\theta r} & \varepsilon_{\theta\theta} & \varepsilon_{\theta z} \\ \varepsilon_{zr} & \varepsilon_{z\theta} & \varepsilon_{zz} \end{bmatrix} \quad (3.20)$$

On peut de décomposer de façon analogue le tenseur des déformations ε_{ij} en une partie isotrope $\frac{1}{3}\varepsilon_v\delta_{ij}$ et une partie déviatorique e_{ij} :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{3}\varepsilon_v\delta_{ij} + e_{ij} \quad (3.21)$$

Où ε_v est la déformation volumique et e_{ij} le tenseur des déformations déviatoriques.

Les invariants du tenseur des déformations, ainsi que les invariants du tenseur des déformations déviatoriques, se calculent de façon identique aux invariants des tenseurs des contraintes et des contraintes déviatoriques.

- La déformation volumique ε_v correspond au premier invariant du tenseur de déformation :

$$\varepsilon_v = \text{trace}(\varepsilon_{ij}) = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 \quad (3.22)$$

Dans la description des lois de comportement, on utilise également les invariants suivants :

- la contrainte déviatorique :

$$q = \sqrt{\frac{3}{2} \delta_{ij} \cdot \delta_{ij}} = \sqrt{3 J_2} = \sqrt{\frac{1}{2} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]} \quad (3.23)$$

- La déformation déviatorique :

$$\varepsilon_d = \sqrt{\frac{2}{3} e_{ij} \cdot e_{ij}} = \sqrt{\frac{2}{9} [(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2]} \quad (3.24)$$

- La contrainte de cisaillement octaédrique :

$$\tau_{oct} = \sqrt{\frac{1}{3} \delta_{ij} \cdot \delta_{ij}} = \sqrt{\frac{3}{2} J_2} = \sqrt{\frac{1}{9} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]} \quad (3.25)$$

- La déformation de cisaillement octaédrique :

$$\gamma_{oct} = \sqrt{\frac{1}{3} e_{ij} \cdot e_{ij}} = \sqrt{\frac{1}{9} [(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2]} \quad (3.26)$$

Dans le formalisme de l'élastoplasticité, le tenseur des déformations totales ε se décompose en la somme de deux tenseurs :

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (3.27)$$

Où ε^e est le tenseur des déformations élastiques (ou réversibles) et ε^p le tenseur des déformations plastiques (ou irréversibles). La formulation d'une loi de comportement consiste à décrire les variations des deux composantes de la déformation en fonction des variations du Tenseur des contraintes.

3.3. Comportement élastique linéaire :

Le cas de l'élasticité linéaire correspond à la situation dans laquelle il existe une relation Linéaire entre le tenseur des contraintes et le tenseur des déformations élastiques. Ce n'est généralement pas le cas des sols qui, même pour de faibles déformations, ont un comportement élastique non linéaire.

Pour le matériau élastique, l'état de contrainte ne dépend que de l'état de déformation (et vice Versa). Mathématiquement, le matériau élastique peut être défini à partir de la relation suivante :

$$\sigma_{ij} = F_{ij}(\varepsilon_{ij}) \quad (3.28)$$

Où F_{ij} est la fonction de réponse élastique. Cette relation unique traduit l'indépendance du Comportement du matériau vis-à-vis de l'histoire des chargements auxquels il a été soumis.

3.3.1. Élasticité linéaire isotrope de Hooke :

La relation contrainte-déformation, pour un matériau élastique linéaire, se met sous la forme générale suivante :

$$\sigma_{ij} = C_{ijkl} \cdot \varepsilon_{kl} + \sigma_{ij}^0 \quad (3.29)$$

Où σ_{ij}^0 représente le tenseur des contraintes initiales correspondant à un état initial de déformation nulle ($\varepsilon_{kl} = 0$) et C_{ijkl} le tenseur décrivant le comportement physique du matériau.

Si l'on suppose que l'état de contrainte initial est nul ($\sigma_{ij}^0 = 0$), l'équation 3.29 devient :

$$\sigma_{ij} = C_{ijkl} \cdot \varepsilon_{kl} \quad (3.30)$$

L'équation ci-dessus correspond à l'équation générale de Hooke dans laquelle σ_{ij} et ε_{kl} sont des tenseurs du deuxième ordre et C_{ijkl} un tenseur du quatrième ordre. Pour le matériau élastique linéaire isotrope, le tenseur C_{ijkl} prend la forme générale :

$$C_{ijkl} = \lambda \delta_{ij} \cdot \delta_{kl} + \mu(\delta_{ij} \cdot \delta_{ik} + \delta_{il} \cdot \delta_{jk}) \quad (3.31)$$

Les équations 3.19 et 3.20 conduisent à :

$$\sigma_{ij} = \lambda \varepsilon_{kk} \cdot \delta_{ij} + 2\mu \varepsilon_{ij} \quad (3.32)$$

$$\varepsilon_{ij} = \frac{\lambda \delta_{ij}}{2\mu(3\lambda + 2\mu)} \sigma_{kk} + \frac{1}{2\mu} \sigma_{ij} \quad (3.33)$$

Dans ce cas, le comportement est entièrement caractérisé à partir de deux constantes indépendantes, λ et μ , appelées constantes de Lamé. Les équations 3.25 et 3.26 peuvent également se mettre sous les formes équivalentes suivantes :

$$\sigma_{ij} = \frac{E}{1+\nu} \varepsilon_{ij} + \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \varepsilon_{kk} \delta_{ij} \quad (3.34)$$

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1+\nu}{E} \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \sigma_{kk} \delta_{ij} \quad (3.35)$$

qui dépendent de deux autres constantes : le module d'Young E et le coefficient de Poisson ν . La stabilité du matériau impose les conditions suivantes sur les paramètres E et ν :

$$E > 0, -1 \leq \nu \leq 0,5 \quad (3.36)$$

Dans la pratique, le coefficient de Poisson ν est positif pour un sol.

Les équations 3.37 et 3.38 peuvent également s'exprimer en fonction du module de cisaillement G et du module de compression K . Ces paramètres correspondent à la décomposition du tenseur des contraintes σ_{ij} en une partie isotrope $p\delta_{ij}$ et une partie déviatorique s_{ij} :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{3} \varepsilon_v \delta_{ij} + e_{ij} = \frac{1}{9K} \sigma_{kk} \delta_{ij} + \frac{1}{2G} S_{ij} \quad (3.37)$$

$$\sigma_{ij} = P\delta_{ij} + S_{ij} = K \varepsilon_{kk} \delta_{ij} + 2G e_{ij} \quad (3.38)$$

La valeur $\nu = 0,5$ correspond à $G = E/3$ et $1/K = 0$, c'est-à-dire à l'incompressibilité.

3.4. Comportement plastique :

3.4.1 Définition de la plasticité :

Le comportement plastique correspond à l'apparition de déformations irréversibles et s'appuie sur les deux concepts fondamentaux suivants :

- le critère de plasticité ou surface de charge, qui est la frontière entre le domaine élastique et le domaine plastique ;
- la règle d'écoulement plastique, qui définit la façon dont évoluent les déformations plastiques.

3.4.2. Surface de charge :

La surface de charge divise l'espace des contraintes en deux parties : l'intérieur de la surface de charge correspond à des états de déformations réversibles (élastiques) et à l'extérieur de la surface de charge, les déformations se composent d'une partie réversible (élastique) et d'une partie irréversible (plastique). On écrit alors :

$$d\varepsilon = d\varepsilon^e + d\varepsilon^p \quad (3.39)$$

Dans l'espace des contraintes, le domaine d'élasticité initial ou actuel est en général défini par une fonction scalaire f de la contrainte σ_{ij} , appelée surface de charge du matériau telle que :

- $f(\sigma_{ij}) < 0$ correspond à l'intérieur du domaine.
- $f(\sigma_{ij}) = 0$ correspond à la frontière du domaine.
- $f(\sigma_{ij}) > 0$ correspond à l'extérieur du domaine.

Lorsque le point représentatif de l'état des contraintes atteint la surface de charge $f(\sigma_{ij}) = 0$, deux cas de comportement élastoplastique sont possibles : la surface f n'évolue pas (modèle élastoplastique parfait) et la surface f évolue au cours du chargement (modèle élastoplastique avec écrouissage). On ne s'intéresse, pour le moment, qu'au premier type de comportement.

3.4.3. Règle d'écoulement plastique :

Soit σ_{ij} un état de contraintes correspondant à une étape de chargement donné. Si cet état est tel que $f(\sigma_{ij}) < 0$, σ_{ij} est à l'intérieur du domaine d'élasticité actuel, donc la variation de déformation est purement élastique :

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e \quad (3.40)$$

Si cet état est tel que $f(\sigma_{ij}) = 0$, σ_{ij} se trouve sur la frontière du domaine. Pour décrire dans ce Cas le comportement, il convient de distinguer selon que le point matériel est en chargement ou en déchargement. Si le sol est en déchargement, la variation de déformation est purement élastique $d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e$, et si le sol est en chargement, la variation de déformation comprend en plus la composante plastique :

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e + d\varepsilon_{ij}^p \quad (3.41)$$

La règle d'écoulement plastique a pour objet d'exprimer $d\varepsilon_{ij}^p$ en fonction de σ_{ij} et $d\sigma_{ij}$. Le principe du travail plastique maximal (Hill, 1950) permet de qualifier la règle d'écoulement. Ainsi, en un point régulier de la frontière d'élasticité, la déformation plastique est de la forme:

$$\varepsilon^p = \lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma} \quad (3.42)$$

Où λ est un scalaire appelé multiplicateur plastique ($\lambda \geq 0$). On ferme le modèle sur le plan mathématique en écrivant la condition de cohérence :

$$f' = \lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma} \quad \sigma := 0 \quad \text{si } \lambda > 0 \quad (3.43)$$

Toutes les vitesses de déformation possibles sont alors coaxiales à la normale extérieure à la frontière et ne dépendent que du scalaire λ , non nul si et seulement si le point matériel est en état de chargement. L'expérience montre que, dans le cas des sols, les vitesses de déformation ne sont pas bien décrites par le principe du travail maximal. On est alors amené à introduire et à écrire la règle d'écoulement sous la forme :

$$f' = \lambda' \frac{\partial g}{\partial \sigma} \quad (3.44)$$

Où g est une fonction du tenseur des contraintes appelée potentiel plastique. La règle d'écoulement est alors dite non associée.

Dans le cas du matériau élastique-parfaitement plastique, le domaine d'élasticité est fixe : le point de charge σ_{ij} ne peut pas sortir du domaine ; les déformations plastiques n'apparaissent que si σ_{ij} est sur la frontière d'élasticité et y demeure. En pratique, le critère, comme le potentiel plastique, doivent être déterminés sur une base expérimentale.

3.4.4. Critères de plasticité usuels en mécanique des sols :

On présente ici les principaux critères utilisés en mécanique des sols.

3.4.4.1. Critère de Von Mises :

Afin de prendre en compte l'influence de la contrainte intermédiaire, Von Mises proposé, en 1913, que le critère de rupture dépende du deuxième invariant du tenseur des contraintes déviatoriques J_2 :

$$f(\sigma_{ij}) = J_2(\sigma_{ij}) - K^2 = S_{ij} \cdot S_{ij} / 2 - K^2 = 0 \quad (3.45)$$

Avec (S_{ij}) le tenseur déviatorique, et k est un paramètre de la loi de comportement.

Dans l'espace des contraintes principales $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$, la surface de rupture de Von Mises est un cylindre de révolution ayant pour axe la droite d'équation : $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$. Sa section par le plan déviatoire $(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 0)$ est un cercle (figure 3.3).

La règle d'écoulement est associée, le potentiel plastique est confondu avec la fonction de charge ($G=f$).

Ce critère a été formulé pour étudier le comportement des métaux et il n'est pas bien adapté à la représentation du comportement des sols dans la mesure où il ne fait pas intervenir la contrainte moyenne dans son expression.

Le paramètre k représente la résistance maximale du matériau au cisaillement simple (roche) ou à la traction simple (métaux).

L'élasticité associée est l'élasticité linéaire isotrope de Hooke. La loi de comportement de Von Mises comporte donc 3 paramètres : k, ν, E .

3.4.4.2. Critère Drucker-Prager :

Le critère de Drucker-Prager (1952) constitue une généralisation du critère de Von Mises aux matériaux pulvérulents, prenant en compte le premier invariant du tenseur des contraintes I_1 et le deuxième invariant du tenseur des contraintes déviatoriques J_2 . Son expression est la suivante :

$$f(\sigma_{ij}) = \sqrt{J_2(\sigma_{ij})} + \alpha I_1(\sigma_{ij}) - K \leq 0 \quad (3.46)$$

Où I_1 représente la trace du tenseur des contraintes ($I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$), α et k sont des paramètres de la loi de comportement Drucker-Prager est un cône ayant pour

Dans l'espace des contraintes principales ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$), la surface de rupture de axe la droite d'équation : $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$. Sa section par le plan déviatorique est un cercle, (figure 3.4).

Le potentiel plastique s'écrit en fonction des invariants du tenseur des contraintes :

$$G(\sigma_{ij}) = \sqrt{J_2(\sigma_{ij})} + \beta I_1(\sigma_{ij}) + \text{constant} \quad (3.47)$$

Où β est un paramètre de loi de comportement.

Si la règle d'écoulement est associée, les paramètres α et β sont égaux. Si les paramètres α et β sont nuls, la loi se réduit à la loi de Von Mises.

L'élasticité associée est l'élasticité linéaire de Hooke, la loi de comportement de Drucker-Prager comprend au total 5 paramètres : E, ν, k, α, β

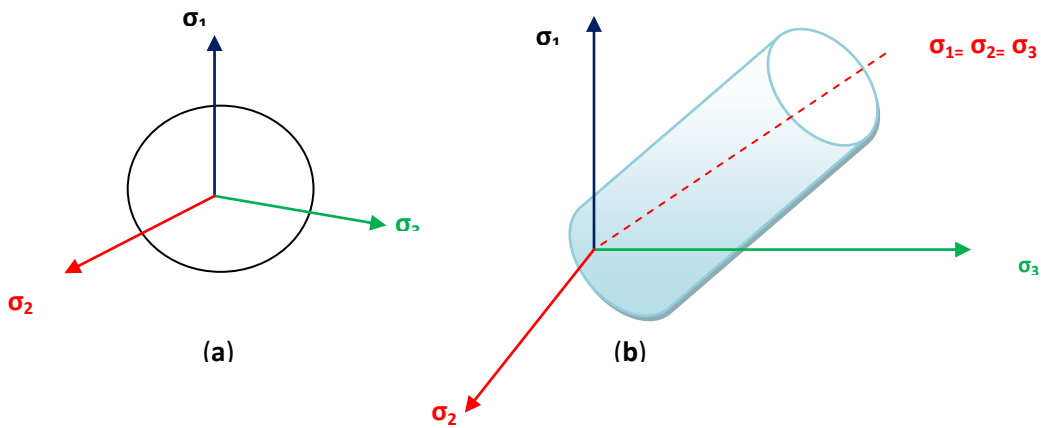


Figure 3.3: Représentations du critère de Von Mises : (a) – dans le plan déviatorique, (b) – dans l'espace des contraintes principales.

D'une manière générale, des analogies peuvent être établies entre les critères de Mohr –Coulomb et de Drucker-Prager, qui permettent de relier les paramètres a, b , et k aux paramètres ϕ, ψ, c .

En condition triaxiale axisymétrique ($\sigma_2 = \sigma_3$), l'analogie entre les critères conduit aux relations suivantes :

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= \frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} \\ \beta &= \frac{2 \sin \psi}{\sqrt{3}(3 - \sin \psi)} \\ K &= \frac{6C \sin \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} \end{aligned} \right\} \quad (3.48)$$

En condition de déformations planes ($\epsilon_3 = 0$), l'hypothèse d'une loi d'écoulement associée et l'analogie entre les critères conduit alors aux relations suivantes :

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= \frac{tg\varphi}{\sqrt{9 + 12tg^2\varphi}} \\ \beta &= \frac{tg\varphi}{\sqrt{9 + 12tg^2\varphi}} \\ K &= \frac{3.C}{\sqrt{9 + 12tg^2\varphi}} \end{aligned} \right\} \quad (3.49)$$

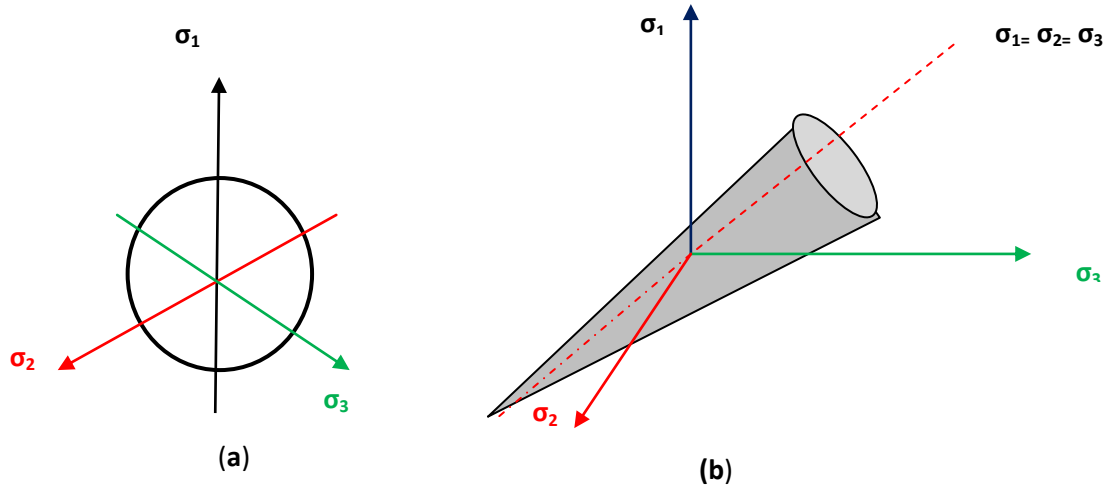


Figure 3.4 : Représentations du critère de Drucker-Prager : (a) – dans le plan déviatorique, (b) – dans l'espace des contraintes principales

3.4.4.3 : Critère de rupture de Mohr-coulomb

Coulomb il a été proposé le premier critère de plasticité en mécanique des sols. Ce critère est utilisé pour les sols pulvérulents (par exemple les sables) et pour les sols cohérents à long terme (par exemple les argiles et limons). Le critère de Trasca qui est un cas particulier du critère de Mohr-coulomb, est utilisé pour les sols cohérents à court terme.

Le critère de Mohr- coulomb demeure le plus utilisé par les ingénieurs pour les études courantes ; il se compose de deux droites symétriques dans le plan de Mohr (σ, τ) inclinées d'un angle φ par rapport à l'axe des contraintes normales. L'équation de ces droites est la suivantes :

$$f(\sigma_{ij}) = \sigma_1 - \sigma_3 - (\sigma_1 + \sigma_3)\sin\varphi - 2C\cos\varphi \leq 0 \quad (3.50)$$

Où σ_1 et σ_3 représente les contraintes principales extrêmes ($\sigma_1 < \sigma_2 < \sigma_3$), avec la convention de signe suivante : les compressions sont comptées négativement).

Le paramètre C est appelé cohésion du matériau et l'angle φ , angle de frottement interne du matériau. Lorsque $\varphi = 0$, le critère est appelé critère de Terasca.

Dans l'espace des contraintes principales ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$), la surface définie par la fonction de charge F est une pyramide de section hexagonale ayant pour axe la droite d'équation : $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ (figure3.5). Cette pyramide dégénère en cylindre lorsque $\varphi = 0$

Le potentiel plastique s'écrit, en fonction des contraintes principales extrêmes :

$$G(\sigma_{ij}) = \sigma_1 - \sigma_3 - (\sigma_1 + \sigma_3)\sin\Psi + \text{constant} \quad (3.51)$$

Où ψ est l'angle de dilatance ($\psi = \varphi$ si la règle d'écoulement est associée).

L'élasticité associée est l'élasticité linéaire isotrope de Hooke. La loi de comportement de Mohr-coulomb comprend au total 5 paramètres mécaniques : E , ν , φ , et ψ

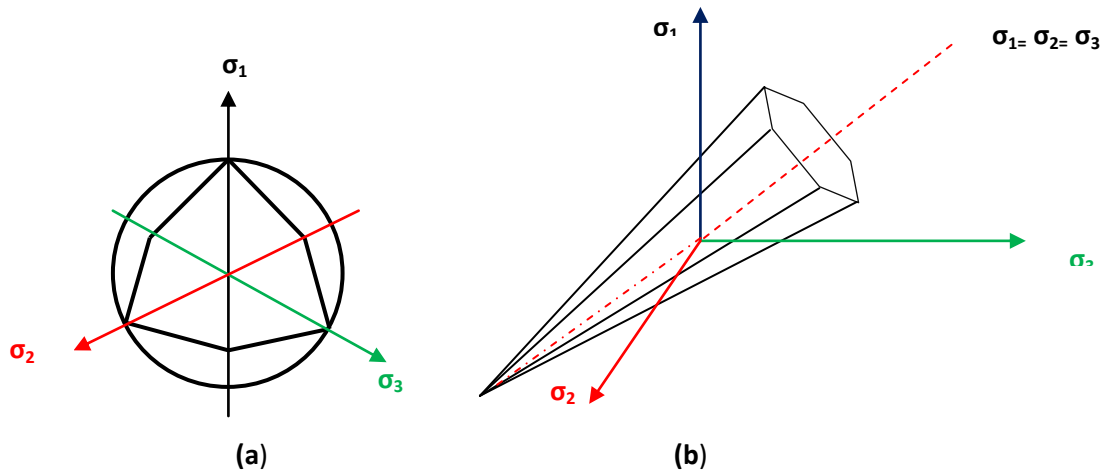


Figure 3.5 : Représentations du critère de Mohr-Coulomb : (a) – dans le plan déviatorique, (b) – dans l'espace des contraintes principales.

3.4.4.4. Critères des sols mous (came Clay) :

Le type de modèle le plus répandu pour la modélisation du comportement des argiles est le modèle Cam Clay (Roscoe et al., 1958). Ce modèle appartient à la famille des modèles « cap », essentiellement destinée à décrire le comportement des argiles reconstituées (Mestat, 2002 ; Atkinson, 1993). L'état de Duncan (1994) sur l'utilisation des modèles de comportement pour des problèmes pratiques montre que le modèle de Cam Clay est très largement utilisé pour simuler les massifs de sol cohérent. Mestat et al. (2004), constatent que ce modèle est fréquemment mis en œuvre pour simuler le comportement des sols compressibles sur lesquels sont édifiés des remblais. La revue bibliographique sur les horizons de sols compressibles montre également que ce modèle est très largement utilisé pour simuler le comportement des argiles molles.

La famille des modèles de type Cam Clay a été développée à partir d'observations expérimentales sur des essais de compression isotrope (ou oedométriques) et des essais de cisaillement (direct ou triaxial) sur des argiles reconstituées. Les développements sont issus de l'étude de l'essai de compression isotrope et de la notion d'état critique d'un sol soumis au cisaillement.

Le comportement général d'un sol durant un essai oedométrique tel qu'il est idéalisé par les modèles de Cam Clay est illustré par la Figure (3.6). En abscisses, est reporté le logarithme de la pression isotrope et en ordonnées, la déformation volumique e_v , au lieu de l'indice des vides. Lors du chargement d'un sol normalement consolidé, l'état du sol va suivre la droite de consolidation normale de pente λ^* , et lors d'un déchargement - rechargement, le sol va suivre une droite de pente plus faible κ^* . Cette partie correspond à l'élasticité. La pression de pré consolidation est la plus grande contrainte jamais atteinte par le sol. Lorsque l'état du sol atteint cette contrainte, il va suivre la droite de consolidation normale,

qui représente un état limite. On utilise alors λ^* et k^* . Dans ce cas, l'indice des vides, variable, apparaît dans les expressions du Tableau (3.1). Il peut, dans la majorité des cas, être pris constant et égal à la valeur initiale.

Tableau 3.1 : valeurs des paramètres de compressibilité et de gonflement

Relation avec l'indice des vides	$\lambda^* = \lambda/(1 + e)$	$K^* = K/(1 + e)$
Relation avec les paramètres « Hollandais »	$\lambda^* = 1/Cp$	$K^* = 3 \cdot (1 - Vur)/((1 - Vur)Cp)$
Relation avec les indices de compressibilité et de gonflement	$\lambda^* = Cc/2.3(1 + e)$	$K^* = 1.3Cs(1 - Vur)/((1 - Vur)(1 + e))$

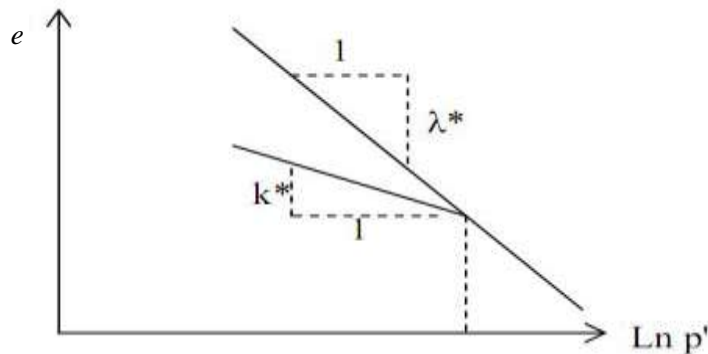


Figure 3.6 : détermination de la pression de pré-consolidation.

- Compressions vierge

$$e_v - e_v^0 = -\lambda^* \ln\left(\frac{P'}{P_0}\right) \quad (3.52)$$

- Chargement et déchargement des sols

$$e_v^e - e_v^{e0} = -k^* \ln\left(\frac{P'}{P_0}\right) \quad (3.53)$$

Lors d'un essai de cisaillement (direct à la boîte ou essai triaxial), le sol atteint un état critique. Durant le quel il continue de se distordre sans changement d'état (volume et contraintes constantes). Avant d'atteindre cet état, le sol peut passer par un pic de résistance. A l'état critique, il existe une relation unique entre la contrainte de cisaillement, la contrainte normale et l'indice des vides. Lors d'un essai triaxial, les relations à l'état critique entre le déviateur des contraintes, la contrainte effective moyenne et le volume spécifique sont

$$q = M P \quad (3.54)$$

$$\Gamma = e + \lambda \ln\left(\frac{P}{P_1}\right) \quad (3.55)$$

Ces observations expérimentales ont été intégrées dans le cadre de l'élastoplasticité et des relations constitutives ont été développées par Roscoe et al. (1958). De nombreux développements ont été effectués à partir du modèle Cam Clay original de Schofield et Wroth (1968). Burland et Roscoe (1968) ont modifié la loi d'écoulement afin de se rapprocher des phénomènes observés (modèle Cam-Clay Modifié). Le modèle de Cam Clay SSM est caractérisé par :

- La contrainte dépend de la rigidité (le comportement de la compression logarithmique).

- La distinction entre la charge initiale et la décharge-recharge.
- Une mémoire pour la pré-consolidation.
- Le comportement de rupture selon le critère de Mohr-Coulomb.

La Figure (3.7) représente la surface de charge dans le plan des contraintes p-q et dans l'espace des contraintes principales. Elle est fermée sur l'axe des compressions p. L'écroissage correspondant à l'évolution de la pression de pré-consolidation p_c . La loi d'écroissage est basée sur les déformations plastiques. La loi d'écoulement est associée ($F = g$) et l'élasticité est non linéaire.

$$f = \bar{f} - P_p \quad (3.56)$$

$$f = \frac{q^2}{M^2(P' + C \cot \varphi)} + P' \quad (3.57)$$

$$P_p = P_p^0 \exp\left(\frac{-\varepsilon_v^p}{\lambda^* - k^*}\right) \quad (3.58)$$

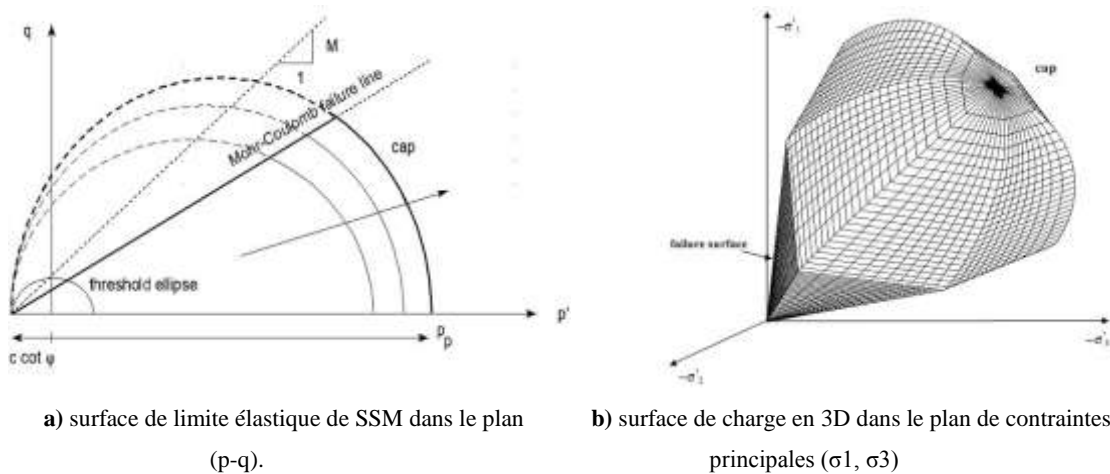


Figure 3.7 : surface de charge du sol avec écroissage.

3.5. Présentation de logiciel Plaxis :

3.5.1. Définition de logiciel PLAXIS :

PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows. Pour se familiariser rapidement avec l'utilisation de cette interface et avec les caractéristiques principales du programme. L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves).

- Le programme "INPUT" : l'utilisateur doit commencer par la génération du modèle numérique et spécifier les propriétés des matériaux, les conditions aux limites, la loi de comportement du sol, les chargements et la génération d'un maillage approprié.

- b. Le programme "CALCULATION" : les calculs proprement dits sont effectués grâce à ce programme. Il est toutefois nécessaire de définir au préalable le type des calculs à réaliser. Ce programme distingue un calcul plastique, une analyse de consolidation et une analyse de variables de Lagrange actualisées. Le processus de calcul peut être divisé en plusieurs étapes. Pour chaque étape, une procédure d'itérations est effectuée jusqu'à fin de calcul.
- c. Le programme "OUTPUT" : ce dernier contient tous les éléments qui permettent de voir les résultats des données générées et des calculs effectués. Les résultats du programme d'analyse comprennent :
- Les déplacements (horizontales, tassements) ;
 - Les contraintes (normales et tangentielles) ;
 - Les moments fléchissant ;
 - Les efforts (normaux et horizontaux) ;
 - Les pressions des pores ;
 - Les paramètres spécifiques du model de sol ;
- d. Le programme "CURVE" : il sert pour générer des courbes de chargement – déplacement, des chemins de contrainte ou de déformation de point choisis dans la géométrie.

3.5.2. L'historique de développement du logiciel PLAXIS :

Le développement de PLAXIS a commencé en 1987 à l'Université Technique de Delft comme une initiative du Département néerlandais de Travaux Publics et d'Administration D'eau. Le but initial était de développer un 2^{ème} code d'élément fini facile à utiliser pour l'analyse de digues de rivière sur les sols mous des plaines des Pays-Bas. Dans les années ultérieures, PLAXIS a été prolongé pour couvrir la plupart des autres régions d'ingénierie de géotechnique. À cause des activités constamment grandissantes, une compagnie appelée PLAXIS B.V. a été formée en 1993. En 1998, la première version PLAXIS pour Windows a été libérée. Pendant ce temps une amande de calcul pour de 3^{èmes} calculs était développée. Après plusieurs années de développement le 3^{ème} programme Tunnel PLAXIS a été libéré en 2001.

3.5.3. Différents type d'analyse utilisées par Plaxis :

Plaxis peut être utilisé pour réaliser des analyses par éléments finis. Les modèles d'élément finis peuvent être soit plans (plan strain), soit axisymétriques (axisymmetric). Le réglage par défaut du paramètre modèle est plan strain.

Les modèle en déformation planes(planes strain) sont utilisés pour des ayant une section plus ou moins uniforme, et avec un état de contrainte et un schéma de chargement uniforme sur une longueur suffisante perpendiculairement à la section (direction z).les déplacement perpendiculaire à la section sont considérés comme nuls. Ce pendant, les contraintes normales dans la direction Z sont intégralement prises en compte.

Les modèle axisymétrique (axisymmetric) sont utilisés pour des structure circulaire ayant une section radiale plus ou moins uniforme, avec un schéma de chargement repartie autour de l'axe centrale et des états de contrainte et de déformation identique selon les directions radiales. Pour un modèle d'élément fini à deux dimension, le choix de plan strain ou de axisymmetric à pour conséquence de ne laisser que deux degrés de liberté en translation par nœud dans la direction x et y.

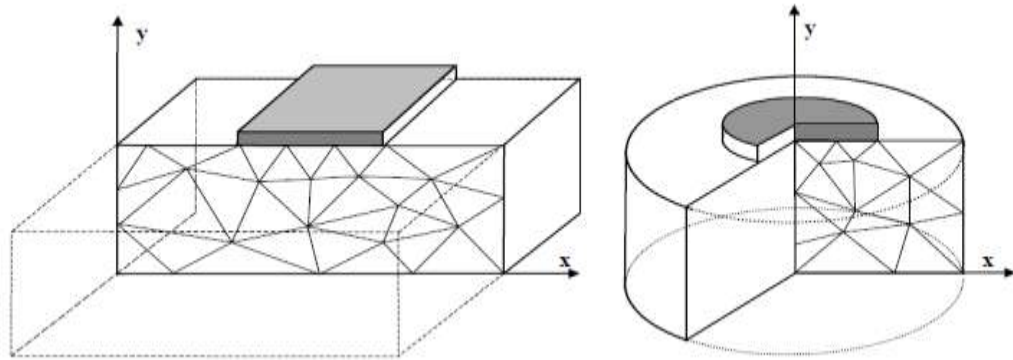


Figure 3.8 : Exemples de problèmes en déformations plane et axisymétrique.

3.5.4. Type d'éléments finis utilisés par plaxis :

Deux types d'élément peuvent être utilisés dans plaxis ; élément triangulaire à 6 nœuds et élément triangulaire à 15 nœuds. Ces éléments servent à modéliser les couches de sol et autres éléments de volume.

Les éléments de 15 nœuds fournissent une interpolation du quatrième ordre pour les déplacements et l'intégration numérique se fait sur douze points de Gauss (points de contrainte). Pour le triangle à 6 nœuds, l'interpolation est de deuxième ordre et l'intégration numérique se fait sur trois points de Gauss.

Le triangle à 15 nœuds est un élément très précis qui produit des résultats en contraintes de haute qualité sur différents problèmes (calcul de la rupture des sols incompressibles) alors que le triangle à 6 nœuds offre de bons résultats pour les analyses standards en déformations, à condition d'utiliser un nombre suffisant d'éléments. Cependant, il faut être très prudent dans le cas des modèles axisymétriques ou dans des situations où une rupture (possible) est à prendre en compte, comme un calcul de la capacité portante ou le calcul de coefficient de sécurité selon la méthode de phi-c réduction. Les charges à la rupture et les coefficients de sécurité sont généralement surévalués avec des éléments à 6 nœuds. Pour ces calculs, il convient donc d'utiliser plutôt des éléments à 15 nœuds.

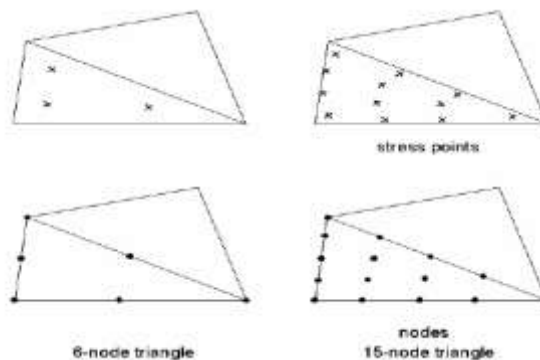


Figure 3.9 : Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.

En plus des éléments de sol, des éléments de plaque compatibles sont utilisés pour simuler le comportement du mur, plaque et coques et des éléments de géogrilles sont utilisés pour simuler le comportement des géogrilles et des treillis. De plus, des éléments d'interface compatibles sont utilisés pour simuler l'interaction sol-structure. Enfin, le mode de création de la géométrie permet l'implantation d'ancrages à tête fixe (butons) et d'ancrages nœud-a-nœud.

3.5.5. Éléments d'interfaces :

Les interfaces sont composées d'éléments d'interface. La figure 3.11 montre la connexion des éléments d'interface aux éléments de sol. Dans le cas d'éléments de sol à 15 nœuds, les éléments d'interface correspondants sont définis par cinq paires de nœuds, alors que pour les éléments d'interface de sol à 6 nœuds, les éléments d'interface sont définis par trois

paires de nœuds. Sur la figure 3.10, les éléments d'interface sont représentés avec épaisseur finie, mais dans la formulation des éléments finis, les coordonnées de chaque paire de nœuds sont identiques, ce qui signifie que les éléments ont une épaisseur nulle.

Chaque interface a une épaisseur virtuelle, qui lui est assignée, et qui est définie comme le produit du facteur d'épaisseur virtuelle (Virtual thickness factor) par la taille moyenne de l'élément.

La matrice de rigidité pour les éléments d'interface est obtenue au moyen de l'intégration de Newton-cotes. La position des points de contrainte de Newton-cotes coïncide avec les paires de nœuds. Par conséquent, cinq points de contrainte sont utilisés pour un élément d'interface à 10 nœuds alors que trois points de contrainte sont utilisés pour un élément d'interface à 6 nœuds.

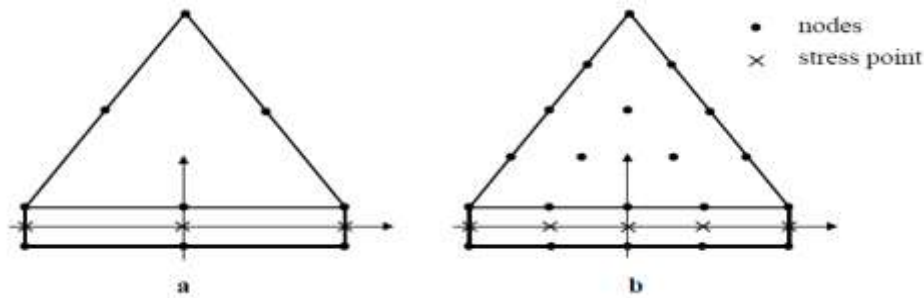


Figure 3.10 : Distribution des nœuds et des points de contrainte dans les éléments d'interface et connexion avec les éléments de sol.

3.5.6. Différents modèles de comportements utilisés par PLAXIS :

Plaxis propose différents modèles qui permettent de simuler le comportement d'un sol. Les modèles et leurs différents paramètres sont décrits en détail dans le manuel matériel models. Une aperçue générale sur les modèles disponibles, ces modèles sont les suivants :

i. Modèle élastique linéaire :

Ce modèle représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope. Le modèle comporte deux paramètres de rigidité élastique, le module d'Young, E , et le coefficient de Poisson ν .

Le modèle linéaire élastique est très limité pour simuler le comportement d'un sol. Il est utilisé principalement pour des structures rigides placées dans le sol.

ii. Modèle de Mohr –coulomb :

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Ce modèle comporte cinq paramètres : le module d'Young, E , le coefficient de Poisson ν , la cohésion C , l'angle de frottement ϕ , et l'angle de dilatance ψ .

iii. Modèle pour les roches fracturées (jointed rock model) :

C'est un modèle elasto-plastique anisotrope, pour lequel le cisaillement plastique peut se produire seulement dans un nombre limité de direction de cisaillement. Ce modèle peut être utilisé pour simuler le comportement des roches stratifiées ou fracturées.

iv. Modèle de sol avec écoulement (hardening soil model) :

C'est un modèle hyperbolique de type élasto-plastique formulé dans le cadre de la plasticité avec écoulement en cisaillement. De plus, ce modèle en compte l'écoulement en compression pour simuler le compactage irréversible d'un sol sous son premier chargement en compression. Ce modèle du deuxième ordre permet de simuler le comportement des sables, des graves, mais aussi de sol plus mous comme les argiles et les limons.

v. Modèle pour les sols mous (soft soil model) :

C'est un modèle de type Cam-Clay qui permet de simuler le comportement de sols mous comme des argiles normalement consolidées ou de modèles pour les sols mous avec fluage (soft soil creep model) : c'est un modèle du deuxième ordre formulé dans le cadre de la viscoplasticité. Ce modèle permet de simuler le comportement des sols mous, comme les argiles ou les tourbes normalement consolidées, en fonction du temps. Ce modèle prend en compte la compression logarithmique.

vi. Modèle défini par l'utilisateur :

Cette option permet de définir et d'utiliser des lois de comportement autres que les modèles standard de plaxis.

3.5.7. Les différents types de comportement des matériaux (Material type) :

En principe, dans PLAXIS, tous les paramètres de modélisation sont sensés représenter les caractéristiques effectives du sol, c'est-à-dire la relation entre les contraintes et les déformations pour le squelette solide. Une caractéristique importante des sols est la présence d'eau interstitielle. Les pressions interstitielles influencent significativement sur la réponse du sol. Pour permettre la prise en compte des interactions squelette solide-eau dans la réponse du sol, PLAXIS offre le choix entre trois types de comportements pour chaque modèle de sol:

A. Comportement drainé (Drained behaviour):

Avec cette option, aucune surpression interstitielle n'est générée. C'est évidemment le cas pour des sols secs et pour des sols totalement drainés du fait de leur forte perméabilité (comme les sables) et/ou à cause d'un faible accroissement du chargement. Cette option peut aussi être utilisée pour simuler le comportement du sol à long terme sans avoir besoin de modéliser l'histoire précise du chargement non drainé et de la consolidation.

B. Comportement non drainé (Undrained behaviour):

Cette option est utilisée pour permettre la génération complète des surpressions interstitielles. L'écoulement de l'eau interstitielle peut parfois être négligé du fait des faibles perméabilités (pour les argiles) et/ou à cause d'une vitesse de chargement élevée.

C. Le comportement non poreux (Non-porous behaviour):

En utilisant cette option pour une couche de sol, aucune pression ni surpression interstitielle ne sera prise en compte dans cette couche. Cela peut s'appliquer à la modélisation du béton et des roches au comportement des structures. Le comportement non poreux (Non-porous) est souvent utilisé en combinaison avec le modèle élastique linéaire (Linear elastic). Il n'est pas nécessaire de fournir un poids volumique saturé ni des perméabilités pour les matériaux non Poreux.

3.5.8. Conclusion

Les surfaces de charge que nous venons de présenter sont aussi utilisées comme potentiel plastique avec des paramètres différents. Tous les critères de plasticité que nous avons évoqués dans cette section peuvent être associés à la loi élastique linéaire de Hooke pour former des lois de comportement élastiques linéaires-parfaitement plastiques.

Les méthodes numériques, telles que la méthode des éléments finis sont souvent utilisés pour résoudre certains problèmes géotechniques comme le calcul de la capacité portante d'une fondation ou l'interaction entre le sol et la structure.

Le logiciel PLAXIS est un outil performant de modélisation des problèmes géotechniques simples à introduire les données, à construire le modèle et les étapes de chargement, à calculer et résoudre consistant les équations des éléments finis. Il est destiné à visualiser et à interpréter les résultats du programme dans un environnement intuitif, interactif dans lequel les analyses peuvent être rapidement et aisément créées ou revues, et avec des outils d'interprétation interactive pour visualiser les résultats.

PLAXIS est aujourd'hui largement utilisé par les communautés scientifique et industrielle pour résoudre plusieurs problèmes en géotechnique.

CHAPITRE 4

ÉTUDE NUMÉRIQUE DU COMPORTEMENT D'UNE SEMELLE FILANTE SOUMISES AUX DIFFÉRENTES CHARGES

4.1. Introduction

Dans ce chapitre on présente les résultats d'analyse numérique par la méthode des éléments finis, du comportement d'une semelle filante soumise aux différentes charges et reposant sur une couche de sable renforcé par des matériaux geosynthétique, au dessus d'une couche d'argile molle en pente, cette dernière soumise à un chargement vertical uniforme sous forme d'un déplacement est égale ($B/10$), un chargement verticale excentrée, et un chargement centrée et inclinée.

Dans cette partie de travail, on s'intéresse au problème de l'effet de quelques paramètres sur la variation de la capacité portante, comme la profondeur de renforcement, l'espacement entre les éléments de renforcement, ainsi de suite la variation de la pente des différentes couches des sols (argile molle et couche de sable renforcé), l'excentricité de la charge, l'inclinaison de la charge et l'angle de frottement du sable renforcé.

4.2. Procédures de modélisation des comportent de la semelle filante.

Dans toutes les analyses effectuées dans la présente étude, nous supposons que les semelles sont situées à la surface du sol qui composé par deux couches de sol différentes, la première est une couche de sable et la deuxième est une couche d'argile molle, cette dernière située au dessous de la première couche (couche de sable). (Figure 4.1, 4.2, 4.3)

La modélisation bidimensionnelle est réalisée en considérant une coupe transversale de la semelle. L'état initial des contraintes dans le massif est supposé géostatique du type K_0 . Le calcul se réalise en plusieurs étapes : la première est relative à la construction du modèle, et les dernières représentent les étapes de chargement de la fondation.

Le matériau argileux est supposé suivre une loi de comportement des sols mous, le critère de rupture étant celui de Cam Clay, et pour le sable on utilise le comportement elastoplastique parfait avec le critère de rupture de Mohr-Coloumb. La fondation est supposée suivre une loi d'élasticité linéaire : le module de Young est égal à 32000 MPa ; un coefficient de Poisson de 0.2 et le poids volumique est égal à 25kN/m³.

Les géo synthétiques sont représentés par des éléments de traction spéciaux (éléments de géogrid) dans Plaxis. Les propriétés des géo synthétiques dans cette analyse sont représentées par une rigidité axiale élastique EA. Les deux tableaux 4.1 et 4.2 représentent les différentes caractéristiques des matériaux étudiés.

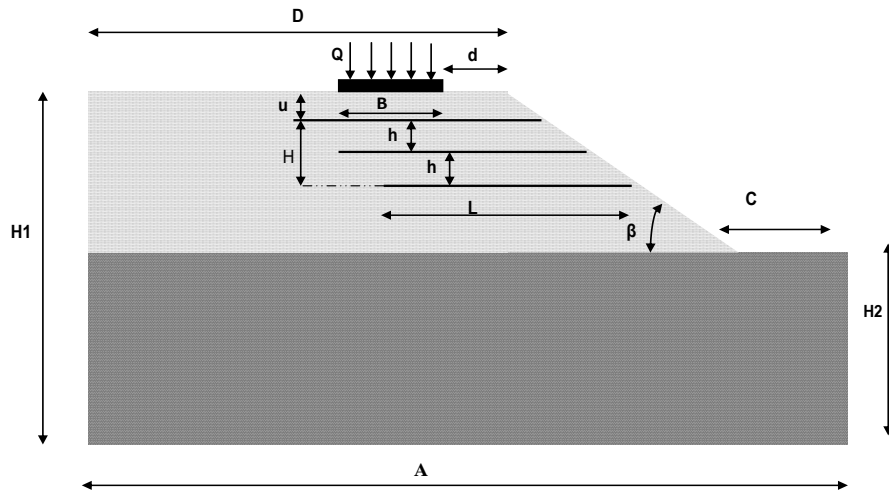


Figure 4.1 : Principaux paramètres de renforcement de la semelle avec charge verticale

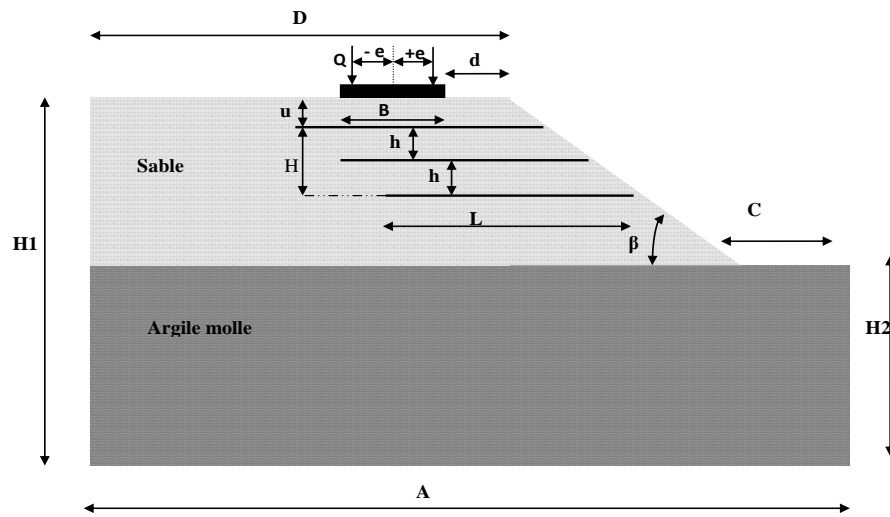


Figure 4.2 : Principaux paramètres de renforcement de la semelle avec charge excentrée

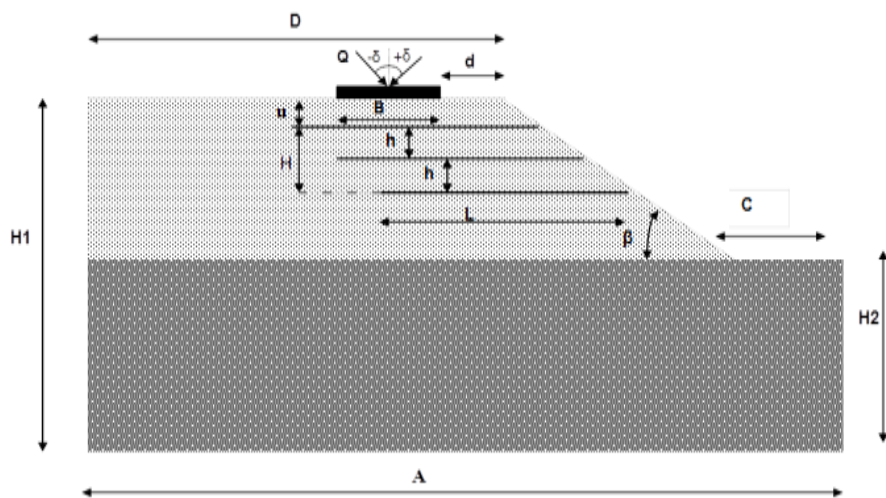


Figure 4.3: Principaux paramètres de renforcement de la semelle avec charge inclinée centrée

Tableau 4.1 : Propriétés Physico-mécaniques du sol étudié.

Parameters	Nom	Sable 1	Sable2	Sable 3	Argile	Unité
	Modèle	Mohr-Coloumb	Mohr-Coloumb	Mohr-Coulomb	Cam clay	
Poids volumique sec	γ_d	16	17	19	17	[kN/m ³]
Poids volumique humide	γ_{sat}	19	19	21	18	[kN/m ³]
Coefficient de Poisson	ν	0,3	0,30	0,3	0.30	-
Cohésion	c	1	1	1	50	[kN/m ²]
Angle de frottement	ϕ	30°	35°	40°	1	[°]
Angle de dilatation	ψ	0°	5°	10°	0	[°]
Module d'Young	E	2,73.10 ⁴	3,65.10 ⁴	4,56.10 ⁴	-	[kN/m ²]
Pente de chargement.	K^*	-	-	-	0.15	[-]
Pente de consolidation vierge	λ^*	-	-	-	0.01	[-]

Tableau 4.2 : Propriétés Physico-mécaniques de la geogridde.

Matière première	Polyptère/PET transparent
Masse surfacique [g/m ²]	380
Résistance à la traction [kN/m]	20 ≤ R _T ≤ 80
Allongement [%]	20 ≤ Δ _L ≤ 80
Résistance à la traction à 1% d'allongement [kN/m]	16
Résistance à la traction à 2% d'allongement [kN/m]	28
Résistance à la traction à 5% d'allongement [kN/m]	56
Ouverture des mailles [mm × mm]	env. 73 × 30
Allongement avant service [%]	0
Dimension des rouleaux largeur et longueur [m × m]	4,75×100
EA [kPa]	500

4.2.1. Les maillages et conditions aux limites

Dans tous les cas, les premiers maillages élaborés ont été jugés relativement grossiers, avec des éléments triangulaires trop allongés. Même si ces éléments sont situés dans des zones peu concernées, de nouveaux maillages plus resserrés ont été mis au point. Ceux-ci garantissent une meilleure représentation du champ de contraintes autour de la fondation. Pour tous les modèles, les conditions aux limites en déplacements sont semblables : déplacements verticaux nuls à la base du massif (à 10B de profondeur) et déplacements horizontaux nuls sur les frontières verticales du domaine (Figure4.4).

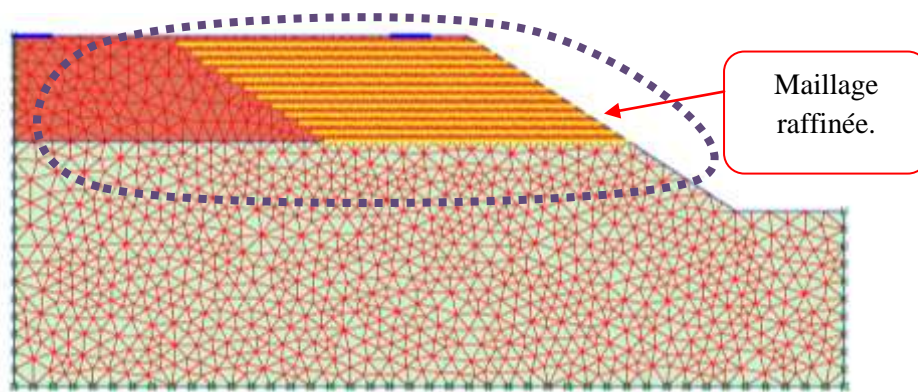


Figure.4.4 : Principe de maillage de différentes modèles étudiées.

Selon le principe de **predimensionnement** d'une modèle en éléments finis. Le tableau (4.3) décrit les caractéristiques géométriques des modèles en EF de chaque cas étudiée. Tous ces maillages sont construits selon le même principe de configurations.

Tableau 4.3 : Caractéristiques des maillages des différents modèles en EF étudié.

Pente β (°)	Nombre d'élément	Nombre des nœuds	Taille d'élément fini (m)	Dimension du modèle en EF en (m)				
				H1	H2	A	D	C
15	2519	20499	$336.480 \cdot 10^{-3}$	10	5	28.52	10	0.00
20	2657	21599	$306.740 \cdot 10^{-3}$	10	5	25	11	0.00
25	2373	19279	$304.480 \cdot 10^{-3}$	10	5	22	10	2.00
30	2401	19503	$302.700 \cdot 10^{-3}$	10	5	22	12	1.63
35	2483	20183	$297.66 \cdot 10^{-3}$	10	5	22	12	3.00

4.2.2. Étapes de Calcul et incrément de charge :

La simulation du problème à été réalisé en trois étapes : la première correspond à la création de l'état initial, et la deuxième c'est la construction des couches de sable avec la pose des éléments de renforcement, et le dernier c'est le chargement de la semelle filante.

L'état initial correspond à un état de contrainte tel que la contrainte verticale équilibre le poids des terres et la contrainte horizontale effective est une fraction de la contrainte verticale effective. La pression des terres au repos dans ce cas (sol en pente), à été calculée à partir de la force de pesanteur selon le code Plaxis.

Les différentes sollicitations de chaque cas étudié sont les suivantes :

1. **Chargement vertical** : la sollicitation s'effectue en déplacements verticaux contrôlés sous forme d'incrément de déplacements uniformes, jusqu'à une valeur maximum est égale à $(B/10)$, appliqué sur la partie inférieure de la semelle, ce qui correspond conventionnellement au tassement de la fondation lors du dépassement de la capacité portante du sol (figure 4.1).
2. **Chargement excentrées et inclinée** : La sollicitation qui à été effectuée, est une charge verticale augmente, sous forme d'incrément uniformes, jusqu'à la rupture de sol (figure 4.2, 4.3).

4.3. Validation du modèle en éléments finis

Au cours du processus de définition du modèle par élément finis, une multitude d'approximations est appliquées (maillage, type d'éléments finis, nombre de nœuds, lois de comportement, etc.

Pour valider notre modèle de calcul, on a comparé les valeurs du facteur de portance dû à la cohésion N_c d'une semelle filante souple obtenue par la méthode des éléments finis avec celle donnée par les littérateurs ou la théorie classique de la capacité portante.

La simulation d'une semelle filante souple, reposante sur une couche de sol purement cohérent et non drainée ($\phi_u=0$ et $\nu=0.5$), est un exemple très simple de validation.

Dans cette validation, on remplace la couche de sable par une couche d'argile purement cohérente non drainée avec la même caractéristiques mécaniques et physiques de la couche inférieure du sol, c'est à dire le rapport $C_1/C_2=1$. Ainsi de suite on applique une pression verticale uniforme sur une semelle filante réalisée à la surface de sol, et posée sur la partie verticale, et gauche du modèle, c'est à dire l'effet de la pente est très négligeable, et la semelle se comporte comme une fondation réalisée sur un sol horizontal, comme présenté sur la figure 4.5

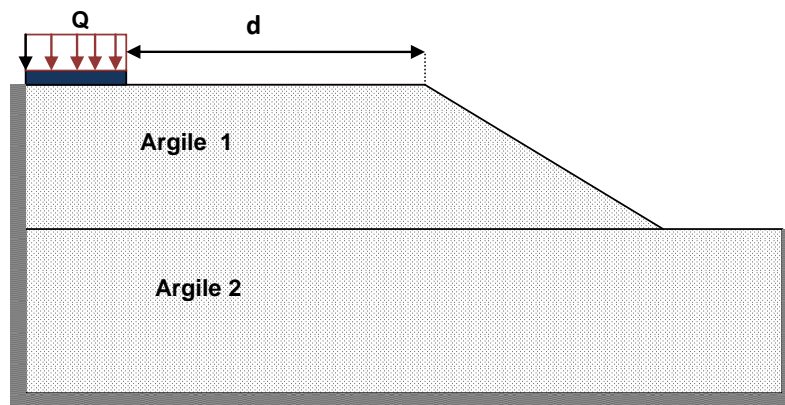


Figure 4.5 : Principe de simulation pour la validation des modèles en EF.

Les pressions maximales qui ont été appliquées, est de 140 kPa pour une argile molle, 350 kPa pour une argile ferme et 1300 kPa pour argile raide.

Les différentes caractéristiques mécaniques qui ont été prendre on considération selon le critère de Mohr coloumb, sont : $C_u = 20\text{kPa}$ et $E_u = 5\text{MPa}$ pour l'argile molle, et $C_u = 50\text{ kPa}$ et $E_u = 20\text{MPa}$ pour argile ferme, ainsi $C_u = 200\text{ kPa}$ et $E_u = 40\text{MP}$ a pour argile raide.

La formule générale de la capacité portante d'une semelle souple pour un sol purement cohérent ($\phi_u = 0$) est écrit par :

$$q_l = N_c * C_u \text{ et } N\gamma = Nq = 0 \quad (1)$$

et le facteur du a la cohésion son donné par :

$$N_c = \frac{q_l}{C_u} \quad (2)$$

Les figures 4.6, 4.7et 4.8 représentent les résultats de calcul de la capacité portante de différents tests des modèles en éléments fini avec différentes pente β du sol, pour une semelle souple.

Le tableau 4.4, représente les résultats du facteur du à la cohésion de la capacité portante d'une semelle souple de notre teste des différents modèles en élément fini, avec celle donnée par littérature et la théorie classique de la capacité portante.

Tableau 4.4 : Résultats du calcul du facteur de portance du à la cohésion d'une semelle filante soumise à une pression vertical uniforme.

Pente β (°)	Argile molle (1)	Argile ferme (2)	Argile raide (3)	solution Exacte Prandtl	Borne inf (Merifield et al. 1999)	Borne sup (Merifield et al. 1999)	MEF (Merifield et al. 2001)	Michalowski (2002).
15	5.285	5.27	5.28	5.14	4.94	5.32	5.11	5.141
20	5.30	5.29	5.29					
25	5.23	5.28	5.28					
30	5.31	5.31	5.30					
35	5.13	5.24	5.24					

D'après les résultats du calcul d'une semelle filante souple, nous constatons que :

- Tous les courbes de chargement sont superposées quelques soit la pente (β) du sol, et le type de sol argileuse.
- Le facteur dû a la cohésion donné par MEF (Plaxis), est presque la même que celui donné par les littératures, et la théorie classique avec un écart maximal de 3.5%. Cette très bonne concordance peut être considérée comme une validation du modèle par éléments finis, conçu au cours de cette étude.

Le tableau (4.5) représente les détails des différents paramètres pris en compte dans cette étude, d'une semelle filante, avec une largeur (B) qui est égale 1m.

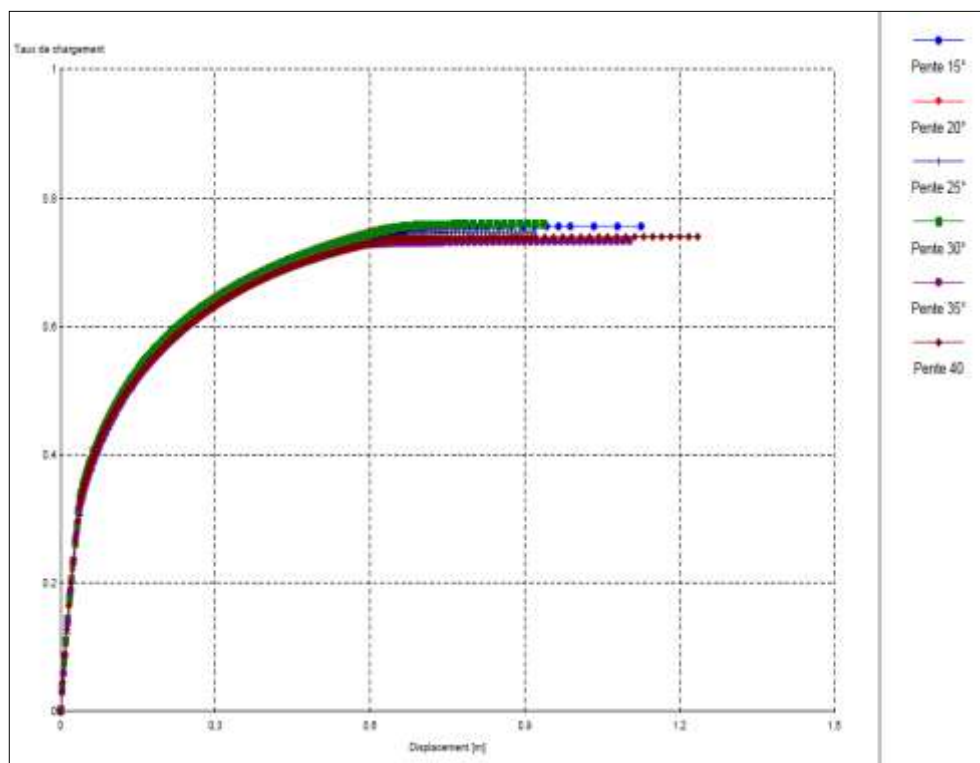


Figure 4.6 : Courbe de chargement d'une argile molle de $C_u=20$ kPa et $E_u=5$ MPa cas d'une semelle filante.

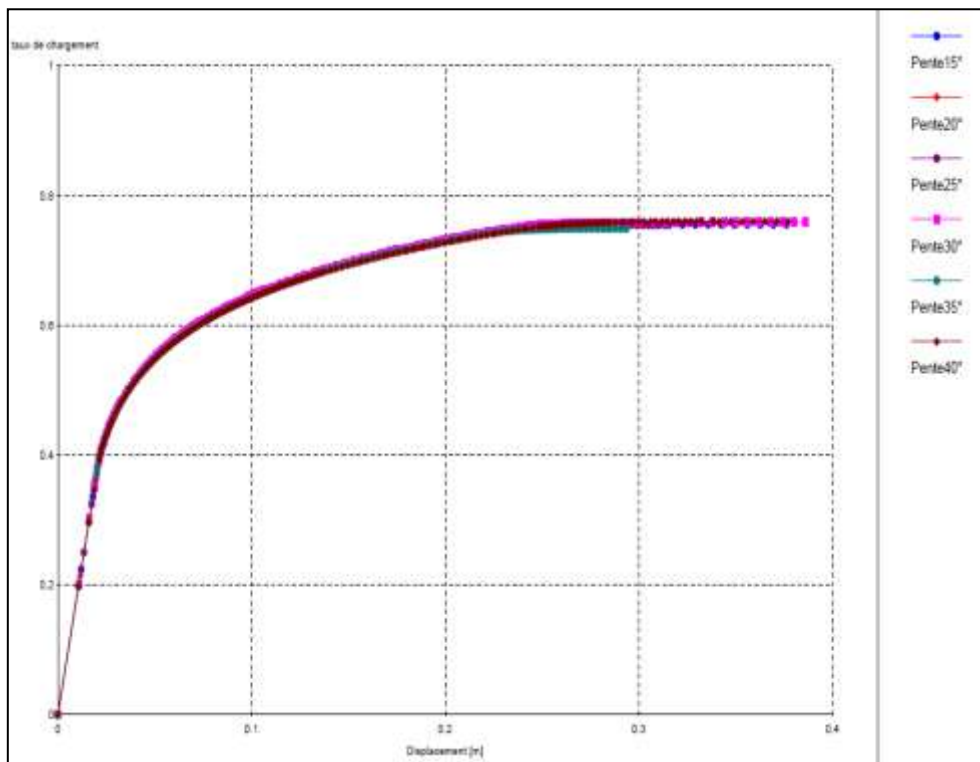


Figure 4.7: Courbe de chargement d'une argile ferme de $C_u = 50 \text{ kPa}$ et $E_u = 20 \text{ MPa}$ cas d'une semelle filante.

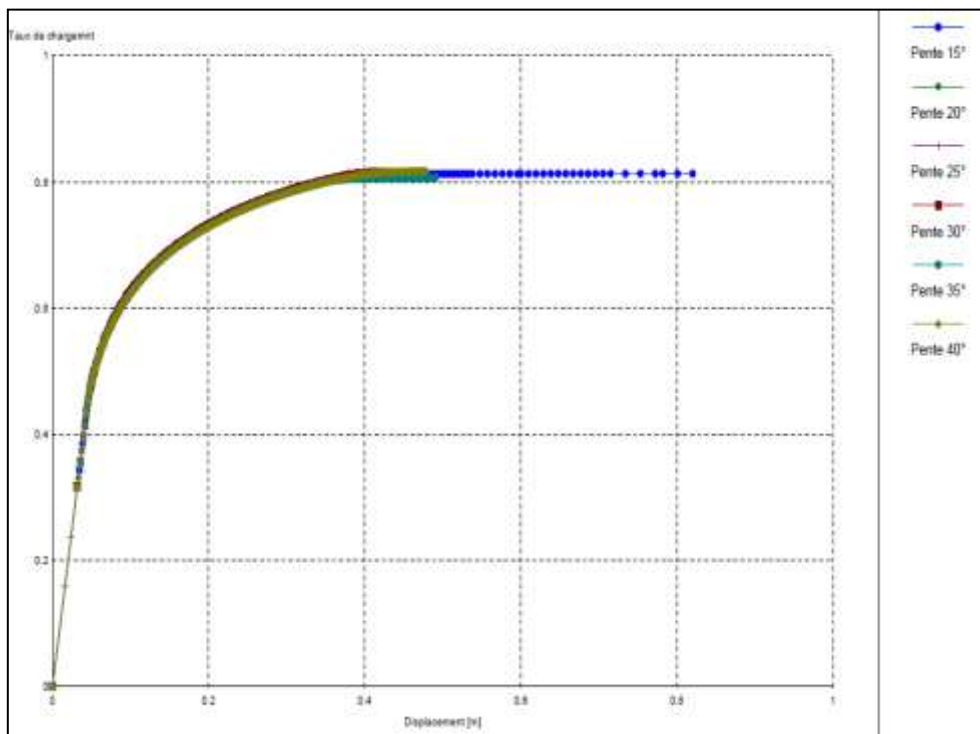


Figure 4.8: Courbe de chargement d'une argile raide avec $C_u = 200 \text{ kPa}$ et $E_u = 40 \text{ MPa}$ cas d'une semelle filante.

Tableau 4.5 : Programme d'essais numériques réalisés.

Chargement sous forme de pression vertical								
Teste	L/B	H/B	d/B	h/B	$\beta(^{\circ})$	u/B	$\varphi(^{\circ})$	
01	8	0.25 à 3	1	0.25, 0.50, 0.75	15, 20, 25, 30,35 15, 20, 25, 30,35 15, 20, 25, 30,35 15, 20, 25, 30,35	0.25	35	
02		3	1	0.25	15, 20, 25, 30,35 15, 20, 25, 30,35 15, 20, 25, 30,35 15, 20, 25, 30,35	0.25 ; 0.50 ; 0.75 1.00	35	
03		0.25 à 3	1	0.25, 0.50, 0.75	15, 20, 25, 30,35 15, 20, 25, 30,35 15, 20, 25, 30,35	0.25	30 35 40	
Chargement verticale excentrée								
Teste	L/B	N	d/B	h/B	u/B	$\beta(^{\circ})$	e	$\varphi(^{\circ})$
01	8	0 1 2 3 4 5	1	0.25 0.50 0.75	0.25	25	0B ; 0.125B ; 0.25B 0.375B ; -0.125B -0.25B ; -0.375B	35
02		0 1 2 3 4 5	1	0.25	0.25 0.50 0.75	25	0B ; 0.125B ; 0.25B 0.375B ; -0.125B -0.25B ; -0.375B	35
Chargement inclinée centrée								
Teste	L/B	N	d/B	h/B	u/B	$\beta(^{\circ})$	$\delta(^{\circ})$	$\varphi(^{\circ})$
01	8	0 1 2 3 4 5	1	0.25 0.50 0.75	0.25	25	0 ; 5 ; 10 ; 15 ; 20 -5 ; -10 ; -15 ; -20	35
02		0 1 2 3 4 5	1	0.25	0.25 0.50 0.75	25	0 ; 5 ; 10 ; 15 ; 20 -5 ; -10 ; -15 ; -20-5	35

4.4. Comportements d'une semelle filante soumise à une pression verticale.

Durant les trente dernières années, plusieurs travaux de recherche ont été effectués dans le but d'étudier le comportement des sols de fondation renforcés par géo synthétiques. Tous ces travaux ont indiquées que l'utilisation des géo grilles augmente la capacité portante et diminue le tassement des fondations. L'effet du renforcement sur l'augmentation de la capacité portante est généralement exprimé en terme de paramètre sans dimensions appelé facteur d'amélioration de la capacité portante (BCR ; Bearing Capacity Ratio). Le BCR est le rapport de la valeur de la capacité portante des sols renforcés à celle des sols non renforcés.

$$BCR = \frac{q_{ur}}{q_u} \quad (4.1)$$

Avec q_{ur} : capacité portante des sols après le renforcement, et q_u : capacité portante des sols avant le renforcement

4.4.1. L'effet de nombre des éléments de renforcement (N).

Pour comprendre l'effet de nombre des éléments de renforcement. On examine une série de teste sur un sable renforcé par plusieurs nappes de geogrille. Dans cette teste on fixe l'espacement vertical entre le fond de la semelle et la premier élément de renforcement (u) qui est égale $0.25B$, et l'espacements verticaux entre les éléments de renforcement consécutives (h), est égale $0.25B, 0.50B, 0.75B$, pour trois sable différentes (lâche ,moyennement dense, dense), ainsi de suite on varie la valeur de l'angle de la pente (β) qui à été égale $15^\circ, 20^\circ, 25^\circ, 30^\circ, 35^\circ$, et la profondeur de la zone renforcée est égale à $3B$.

Les figure4.9 à 4.17. , montrent la variation du facteur d'amélioration de la capacité portance (BCR) en fonction des nombre des éléments de renforcement (N). Par ailleurs on constate que l'augmentation des éléments de renforcement se traduit par un accroissement considérable du facteur d'amélioration de portance (BCR), ceci quelle que soit la pente (β). Ainsi de suite on à constaté que l'existence d'une distance seuil, notée N_{lim} , au delà de laquelle le nombre de renfort n'a aucun effet sur la variation du facteur d'amélioration de portance (BCR).

Les valeurs des nombres de renforcement N_{Lim} qui ont été constatées sont 4, 5, 7, 9,11 selon les différentes pentes étudiées qui ont été variées de $15^\circ, 20^\circ, 25^\circ, 30^\circ$ et 35° en respectivement. Les valeurs maximales du facteur d'amélioration de la portance (BCR) sont 1.29, 1.48, 1.64, 1.78, 2.20 en fonction des différents pentes des modèles étudiées, qui ont été variées de $15^\circ, 20^\circ, 25^\circ, 30^\circ$ et 35° en respectivement.

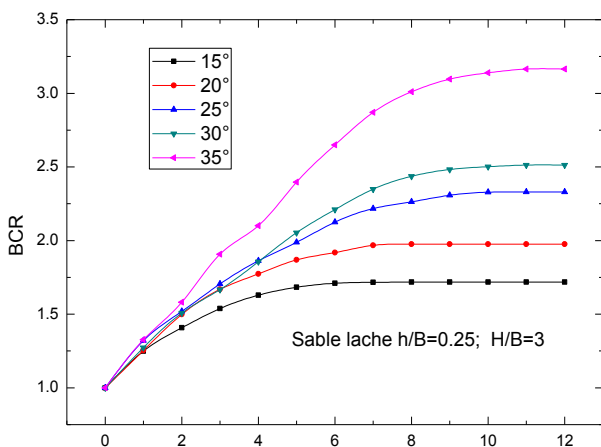


Figure 4.9 : Variation du facteur d'amélioration de portance BCR en fonction de nombre des éléments de --renforcement pour un sable lâche $h/B=0.25$; $H/B=3$.

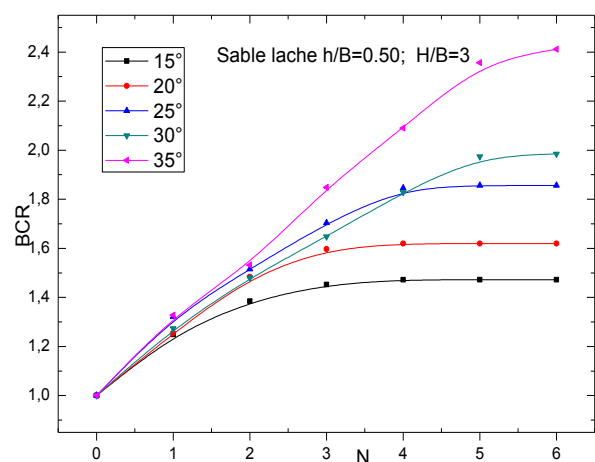


Figure 4.10 : Variation du facteur d'amélioration de portance BCR en fonction de nombre des éléments de renforcement pour un sable lâche $h/B=0.50$; $H/B=3$.

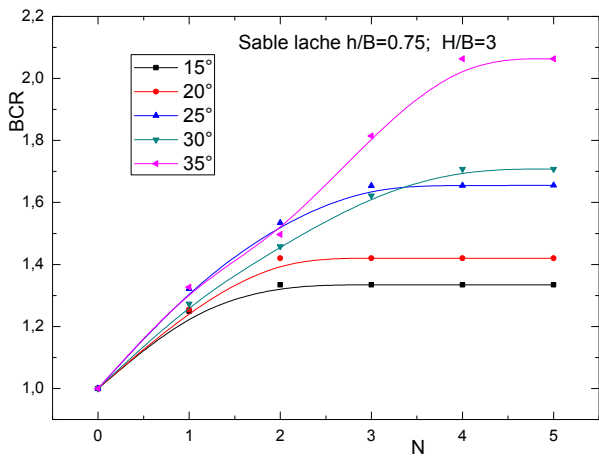


Figure 4.11 : Variation du facteur d'amélioration de portance BCR en fonction de nombre des éléments de renforcement pour un sable lâche $h/B=0.75$; $H/B=3$.

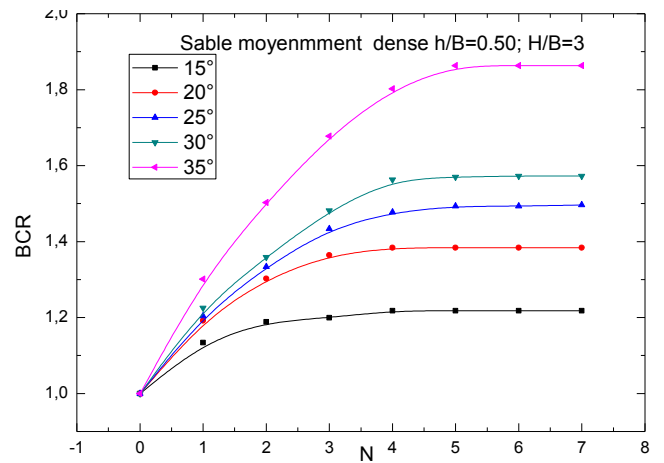


Figure 4.14 : Variation du facteur d'amélioration de portance BCR en fonction de nombre des éléments de renforcement pour un sable moyennement dense $h/B=0.50$; $H/B=3$.

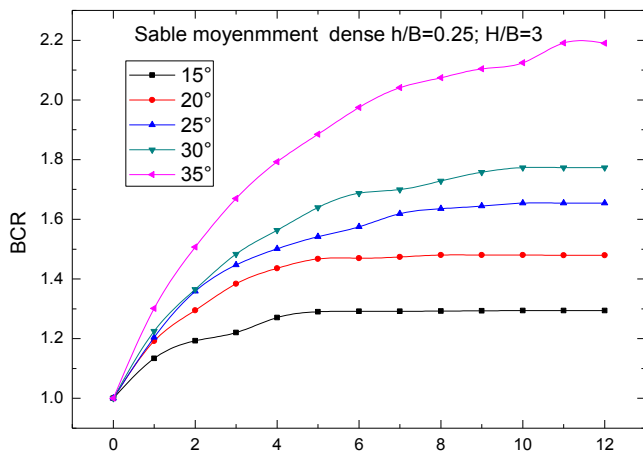


Figure 4.12 : Variation du facteur d'amélioration de portance BCR en fonction de nombre des éléments de renforcement pour un sable moyennement dense $h/B=0.25$; $H/B=3$.

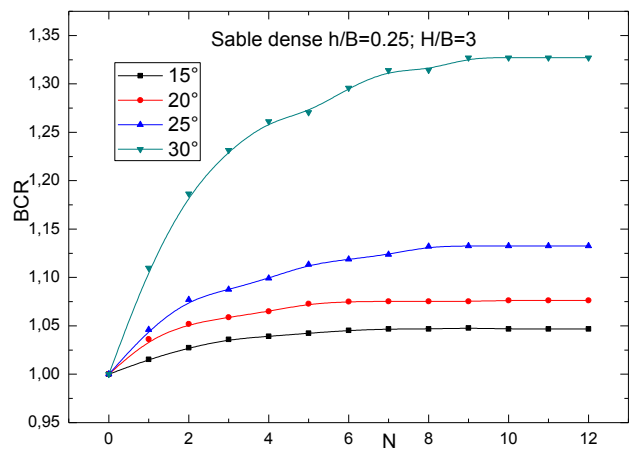


Figure 4.15 : Variation du facteur d'amélioration de portance BCR en fonction de nombre des éléments de renforcement pour un sable dense $h/B=0.25$; $H/B=3$.

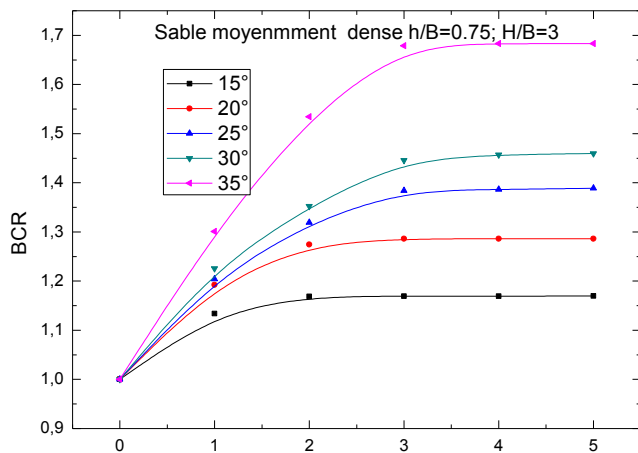


Figure 4.13 : Variation du facteur d'amélioration de portance BCR en fonction de nombre des éléments de renforcement pour un sable moyennement dense $h/B=0.75$; $H/B=3$.

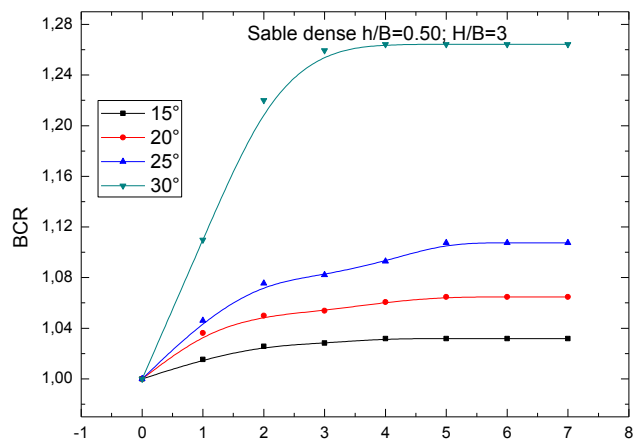


Figure 4.16 : Variation du facteur d'amélioration de portance BCR en fonction de nombre des éléments de renforcement pour un sable dense $h/B=0.50$; $H/B=3$.

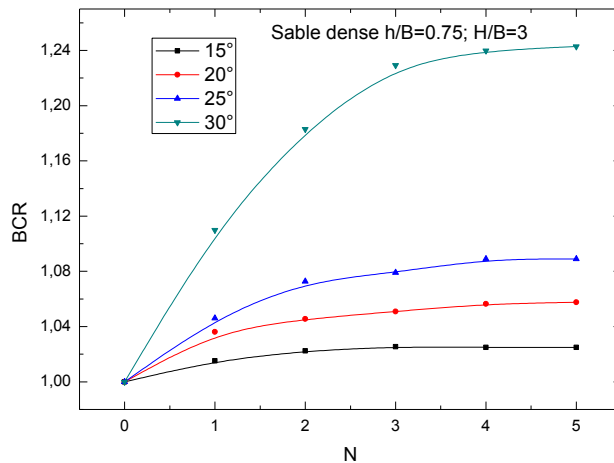


Figure 4.17 : Variation du facteur d'amélioration de portance BCR en fonction de nombre des éléments de renforcement pour un sable dense $h/B=0.75$; $H/B=3$.

4.4.2. Effet de la profondeur de renforcement :

La profondeur de renforcement est un paramètre très important en terme d'amélioration de la capacité portante des fondations superficielles renforcées, dans cet aspect, on examine une série de teste sur un sable renforcé de trois densités différentes (lâche, moyennement dense, dense) avec plusieurs nappes de geogridde. Dans cette teste on fixe l'espacement vertical entre le fond de la semelle et la premier élément de renforcement (u) qui est égale $0.25B$, et l'espacements verticaux entre les éléments de renforcement consécutives (h), ont été variées de $0.25B, 0.50B, 0.75B$, ainsi de suite, on varie la valeur de l'angle de la pente (β), et le profondeur de renforcement. L'angle de la pente à été variée de $15^\circ, 20^\circ, 25^\circ, 30^\circ, 35^\circ$, et la profondeur de la zone renforcée à été variée de $0.25B$ à $3B$.

La Figures 4.18 à 4.19, montrent clairement la variation du facteur d'amélioration de la portance (BCR) en fonction de la profondeur de la zone renforcée (H/B). Par ailleurs on constate que l'augmentation de la profondeur de la zone de renforcement (H), se traduit par un accroissement considérable du facteur d'amélioration de la portance (BCR), ceci quelle que soit la pente (β). Ainsi de suite on constate l'existence d'une distance seuil, notée H_{lim} , au delà de la quelle la profondeur de la zone de renforcement n'a aucun effet sur la variation du facteur d'amélioration de la portance (BCR).

Les valeurs de la profondeur de renforcement (H), qui ont été constatées dans cette teste sont : $1.25B, 1.50B, 2.0B, 2.25B, 2.75B$, selon les différentes pentes qui ont été étudiées, $15^\circ, 20^\circ, 25^\circ, 30^\circ$ et 35° en respectivement.

Les valeurs maximales du facteur d'amélioration de la portance (BCR), qui on à constatées sont $1.29, 1.48, 1.64, 1.78, 2.2$, selon les différentes pentes (β), qui ont été variées entre $15^\circ, 20^\circ, 25^\circ, 30^\circ$ et 35° en respectivement.

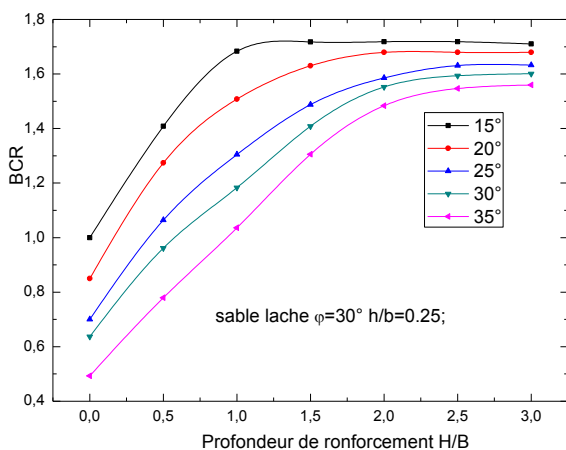


Figure 4.18 : Variation du facteur d'amélioration de la portance BCR en fonction de la profondeur de renforcement pour un sable lâche $h/B=0.25$.

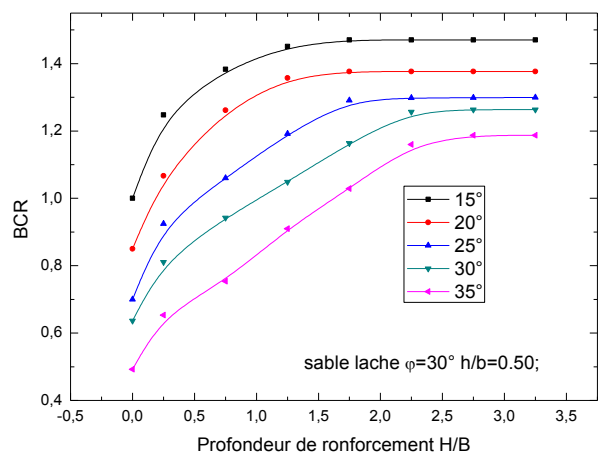


Figure 4.19 : Variation du facteur d'amélioration de la portance BCR en fonction de la profondeur de renforcement pour un sable lâche $h/B=0.50$.

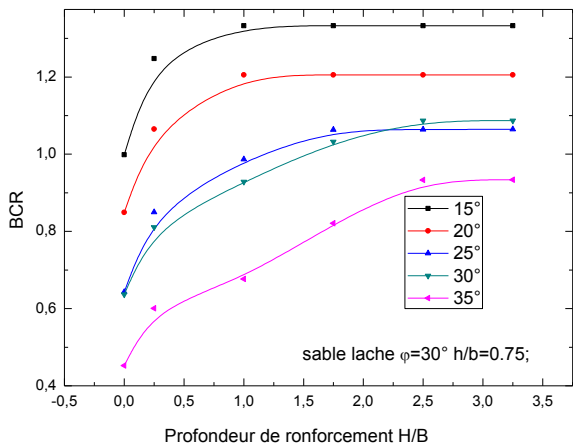


Figure 4.20 : Variation du facteur d'amélioration de la portance BCR en fonction de la profondeur de renforcement pour un sable lâche $h/B=0.75$.

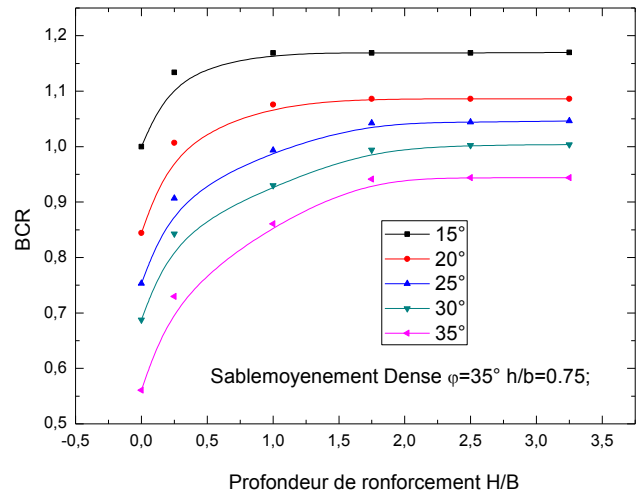


Figure 4.23 : Variation du facteur d'amélioration de la portance BCR en fonction de la profondeur de renforcement pour un sable moyennement dense $h/B=0.75$.

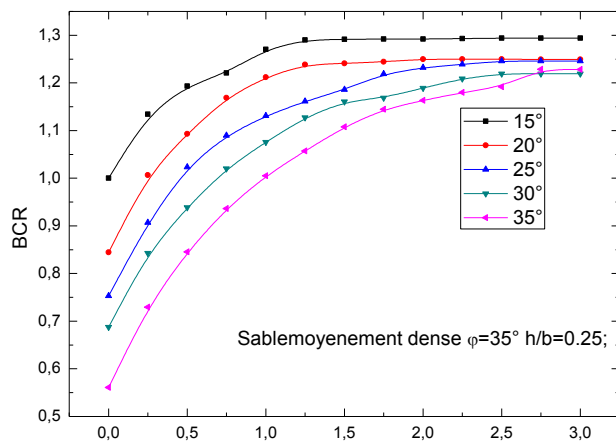


Figure 4.21 : Variation du facteur d'amélioration de la portance BCR en fonction de la profondeur de renforcement pour un sable moyennement dense $h/B=0.25$.

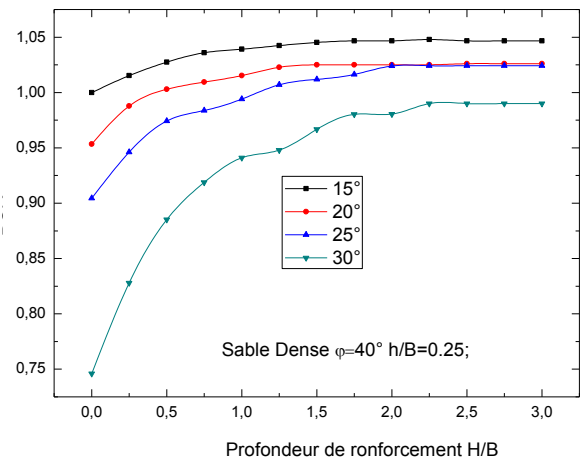


Figure 4.24 : Variation du facteur d'amélioration de la portance BCR en fonction de la profondeur de renforcement pour un sable dense $h/B=0.25$.

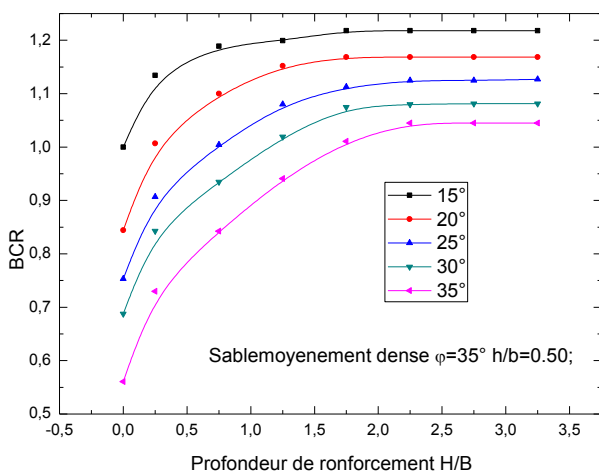


Figure 4.22 : Variation du facteur d'amélioration de la portance BCR en fonction de la profondeur de renforcement pour un sable moyennement dense $h/B=0.50$.

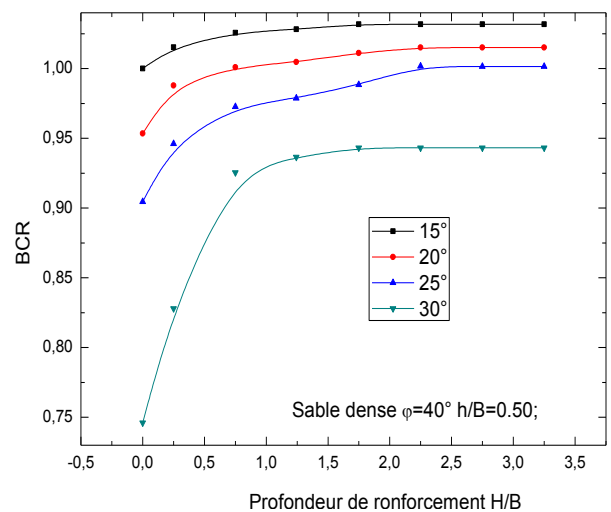


Figure 4.25 : Variation du facteur d'amélioration de la portance BCR en fonction de la profondeur de renforcement pour un sable dense $h/B=0.50$.

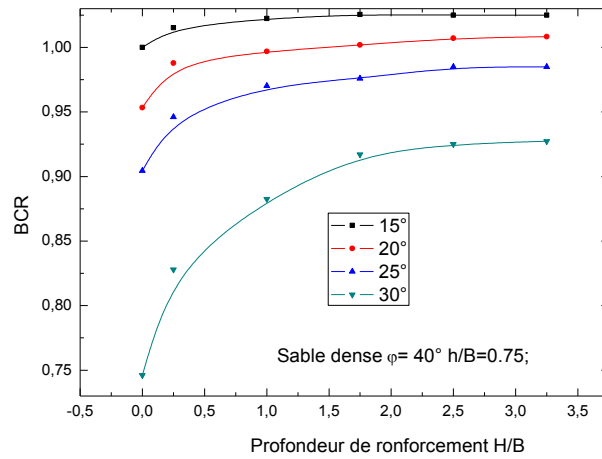


Figure 4.26 : Variation du facteur d'amélioration de la portance BCR en fonction de la profondeur de renforcement pour un sable dense $h/B=0.75$.

4.4.3. L'effet de la pente β

La configuration particulière d'une fondation située au voisinage d'une pente est un cas fréquemment rencontrée dans la pratique. Ce problème a fait l'objet d'essais en vraie grandeur ou sur modèles réduits centrifugés ou à gravité normale. Pour estimer l'effet de la pente (β) sur la variation de la capacité portante des sols renforcées, on examine une série de teste d'un sable renforcé par plusieurs nappes en geogridde, avec un angle de frottement (ϕ) est égale à 30° , 35° et 40° . Le principe de cette teste est de fixé l'espacement vertical entre le fond de la semelle et la premier élément de renforcement (u) qui est égale $0.25B$, l'espacements verticaux ente les éléments de renforcement consécutives (h) qui égale $0.25B$, et la profondeur de la zone renforcée est égale $3B$, ainsi de suite on varient la l'angle de la pente (β) qui a été égale $15^\circ, 20^\circ, 25^\circ, 30^\circ, 35^\circ$.

L'évaluation de l'effet de la pente (β) sur la variation de la capacité portante, à été exprimé par un terme adimensionnelle est appelé coefficient réducteur de portance (i_β). La valeur de ce dernier est estimée par un rapport entre la capacité portante d'une forte pente, avec la capacité portante d'une faible pente (β), comme écrit dans l'équation (4.2).

$$i_\beta = \frac{q_{\beta_{max}}}{q_{\beta_{min}}} \quad (4.2)$$

Dans cette partie de travail nous supposons que la pente est faible, lorsque (β) est égale à 15° , et une forte pente, lorsque (β) est égale a $20^\circ, 25^\circ ; 30^\circ, 35^\circ$.

Les figures 4.27 à 4.35, montrent clairement la variation du coefficient réducteur de portance (i_β) en fonction de la pente (β) d'une fondation au voisinage du talus. Les valeurs du coefficient réducteur de portance est décroissants lorsque la pente du talus (β) augmente, et cela dans tous les cas présentés sur la figure 8. Il est intéressant de noter que les résultats obtenus par la présente étude montrent un effet de la pente (β) sur le coefficient réducteur de portance (i_β). Cette influence devient faible lorsque le nombre des éléments de renforcement en geogridde est importants. Le coefficient (i_β), est varié entre 0,96 et 0,84 pour une faible pente qui est égale à 20° , et de 0.82 et 0.55 pour une forte pente (β).

La figure 4.36, montre la variation du taux de réduction de la capacité portante en fonction de la pente (β), pour un sable moyennement dense ($\phi=35^\circ$). Ce dernier se traduit par une accroissement considérable, lorsque le sable est non renforcé, et devient un faible accroissement pour un sable renforcé, avec un nombre des éléments de renforcement importants.

Le taux max qui on à constaté est de l'ordre de 44% pour un sable non renforcée, et de 14.5% pour un sable renforcé avec un nombre des éléments de renforcement importants.

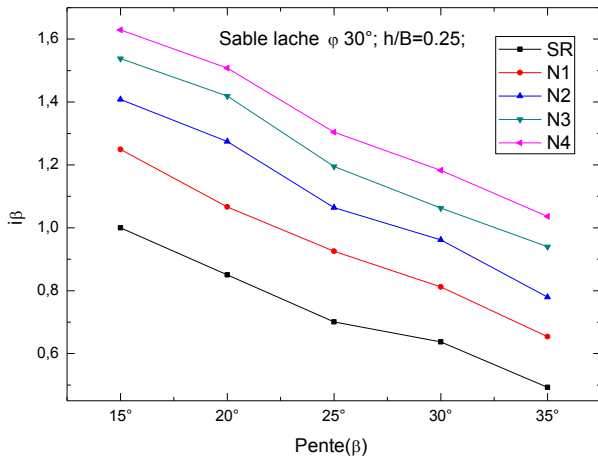


Figure 4.27 : Variation du facteur réducteur de portance (i_{β}) en fonction de la pente du talus pour un sable lâche $h/B=0.25$.

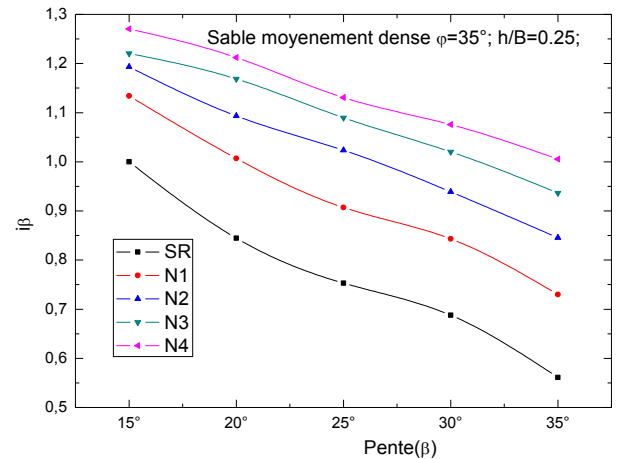


Figure 4.30 : Variation du facteur réducteur de portance (i_{β}) en fonction de la pente du talus pour un sable moyennement dense $h/B=0.25$.

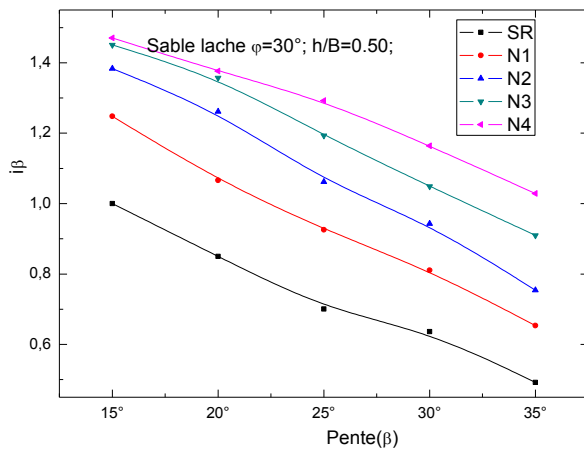


Figure 4.28 : Variation du facteur réducteur de portance (i_{β}) en fonction de la pente du talus pour un sable lâche $h/B=0.50$.

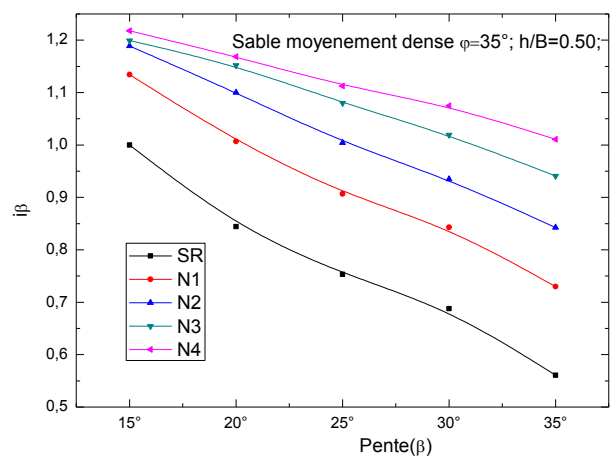


Figure 4.31 : Variation du facteur réducteur de portance (i_{β}) en fonction de la pente du talus pour un sable moyennement dense $h/B=0.50$.

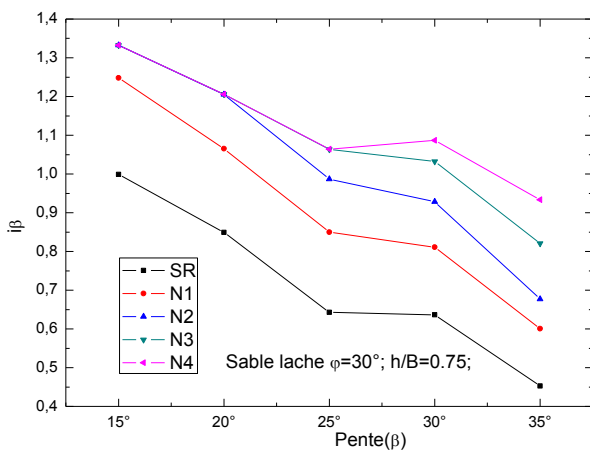


Figure 4.29 : Variation du facteur réducteur de portance (i_{β}) en fonction de la pente du talus pour un sable lâche $h/B=0.75$.

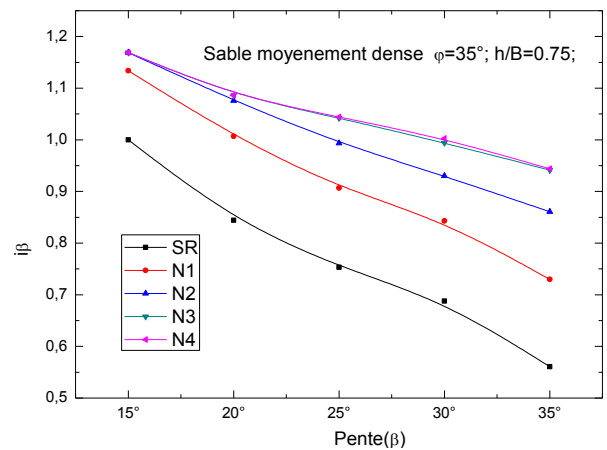


Figure 4.32 : Variation du facteur réducteur de portance (i_{β}) en fonction de la pente du talus pour un sable moyennement dense $h/B=0.75$.

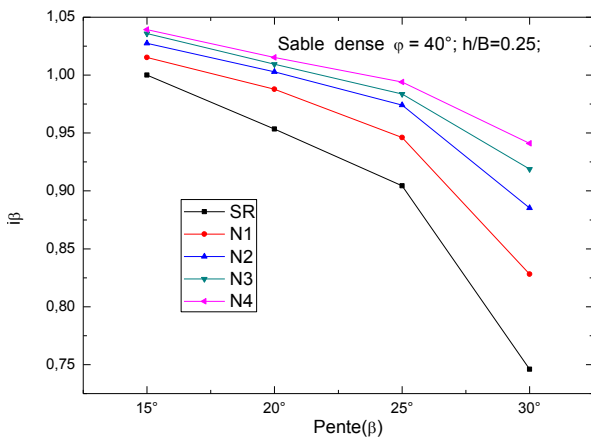


Figure 4.33 : Variation du facteur réducteur de portance (i_β) en fonction de la pente du talus pour un sable dense $h/B=0.25$.

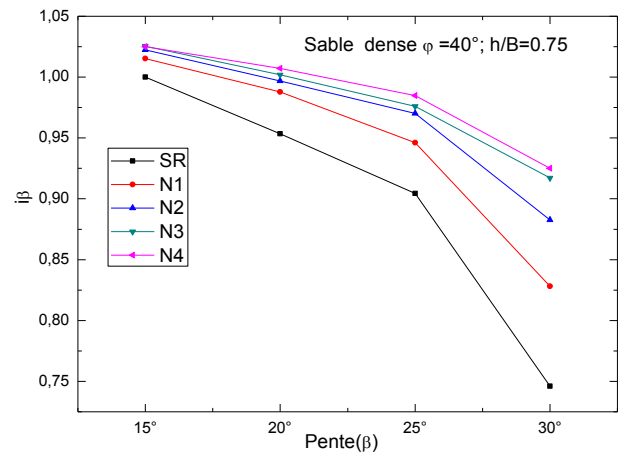


Figure 4.35 : Variation du facteur réducteur de portance (i_β) en fonction de la pente du talus pour un sable dense $h/B=0.75$.

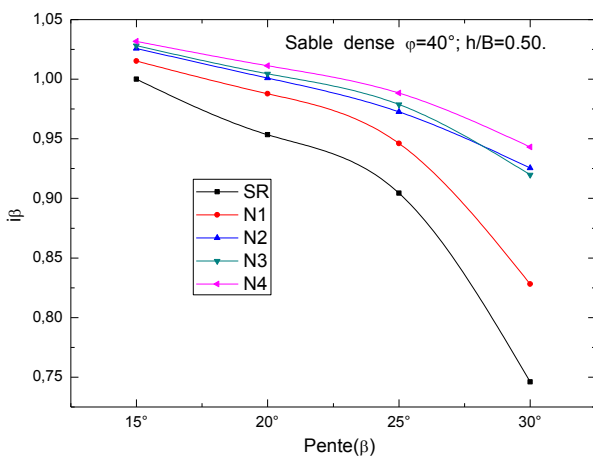


Figure 4.34 : Variation du facteur réducteur de portance (i_β) en fonction de la pente du talus, pour un sable dense $h/B=0.50$.

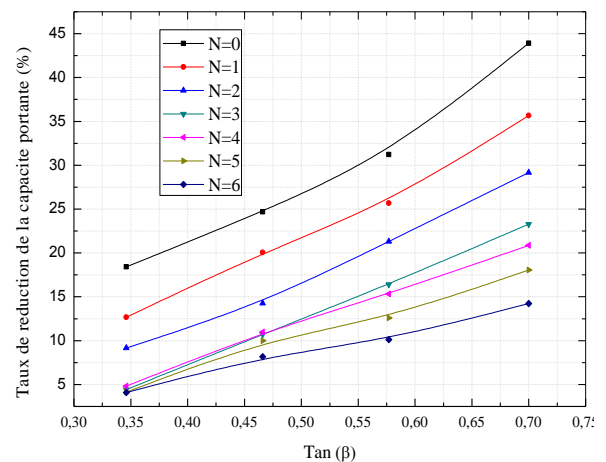


Figure 4.36 : Taux de réduction de la capacité portante en fonction de la pente (β) Avec $u/B=h/B=0.25$, $\varphi=35^\circ$.

4.4.4. L'effet de l'angle de frottement interne φ :

Au cours de construction de la couche du sable renforcé par des matériaux géosynthétique (géogrid). Les paramètres physiques et mécaniques des sols, sont des facteurs très importants en termes de dimensionnement des fondations superficielles, par mes ces paramètres l'angle de frottement du sable. Pour comprendre l'effet de cette dernier, on examine une série de teste qui porte trois types de sable différents (lâche, dense et moyennement dense) renforcées par plusieurs nappes de geogrid. Le principe de cette teste est de fixé l'espacement vertical entre le fond de la semelle et le premier élément de renforcement (u) qui est égale $0.25B$, et l'espacements verticaux ente les éléments de renforcement consécutives (h) à été variées de $0.25B$, $0.50B$, $0.75B$, et la profondeur de la zone renforcée(H) est supposé constante qui est égale à $3B$, ainsi de suite on variant l'angle de la pente (β) qui à été variée de 15° , 20° , 25° , 30° , 35° , et l'angle de frottement (φ) qui a variée de 30° , 35° , 40° .

L'évaluation de l'effet de l'angle de frottement sur la capacité portante, à été exprimé par un terme adimensionnelle est appelé facteur de portance de l'angle frottement (BCRF). La valeur de ce dernier est estimée par le rapport entre la capacité portante d'un fort angle de frottement, avec la capacité portante d'un faible angle de frottement, comme écrit dans l'équation (4.3).

$$BCRF = \frac{q_{\varphi_{max}}}{q_{\varphi_{min}}} \quad (4.3)$$

Avec $q_{\phi_{max}}$: la capacité portante des sols renforcés avec un fort angle de frottement, qui est égale $35^{\circ}, 40^{\circ}$, et $q_{\phi_{min}}$: capacité portante du sol non renforcé avec un faible angle de frottement, qui est égale 30° .

Les figures 4.37 à 4.39, présentent les résultats du facteur d'améliorations de portance (BCRF), en fonction de l'angle de frottement interne du sable. Les résultats de cette étude montrent que avec l'augmentation de l'angle de frottement interne (ϕ) du sol, le facteur de portance de (BCRF) augmente quelque soit la pente (β). Les valeurs de ce dernier sont variées linéairement de 1.4 à 4.7 dans tous les différents cas étudiés.

La figure 4.40, montre clairement l'effet de l'angle de frottement sur la variation du taux d'améliorations de la capacité portante pour une forte pente étudiée ($\beta=35^{\circ}$). Dans cette partie de travaille nous remarquons que il ya un grande d'amélioration de la capacité portante en fonction de l'accroissement de l'angle frottement du sable, quelque soit le nombre des éléments renforcement. Un taux d'amélioration de la capacité portant est varié entre 300% et 65 % pour un sable dense d'un angle de frottement est égale 40° , par à port un sable lâche d'un angle de frottement est égale 30° .

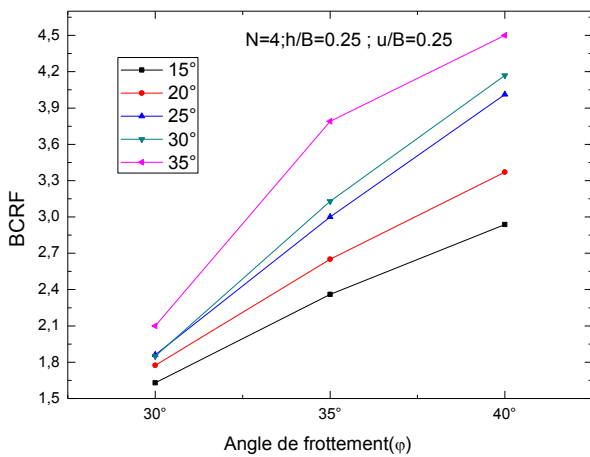


Figure 4.37 : Variation du facteur d'amélioration de la portance BCRF en fonction de l'angle de frottement du sable, $N=4$; $h/B=0.25$; $u/B=0.25$.

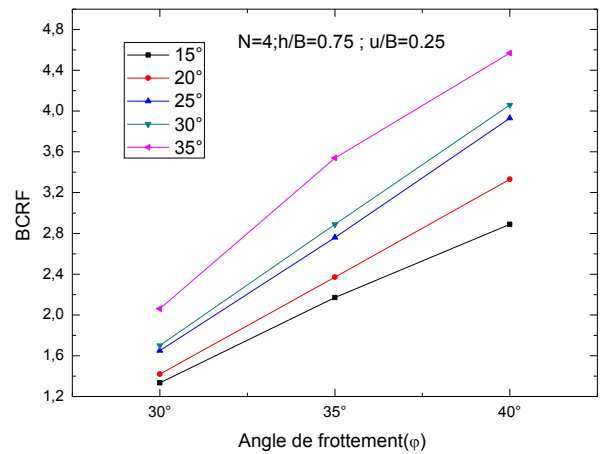


Figure 4.39 : Variation du facteur d'amélioration de la portance BCRF en fonction de l'angle de frottement du sable, $N=4$; $h/B=0.75$; $u/B=0.25$.

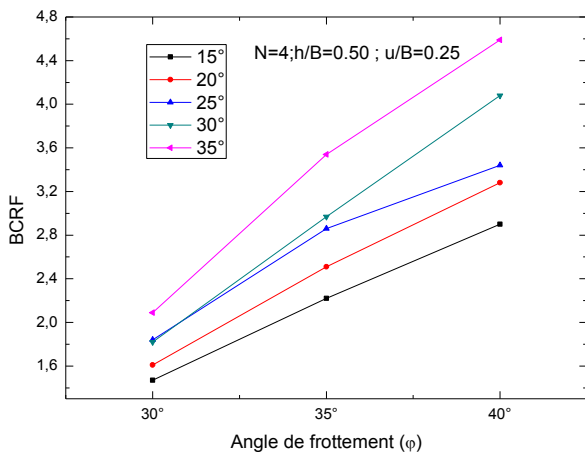


Figure 4.38 : Variation du facteur d'amélioration de la portance BCRF en fonction de l'angle de frottement du sable, $N=4$; $h/B=0.50$; $u/B=0.25$.

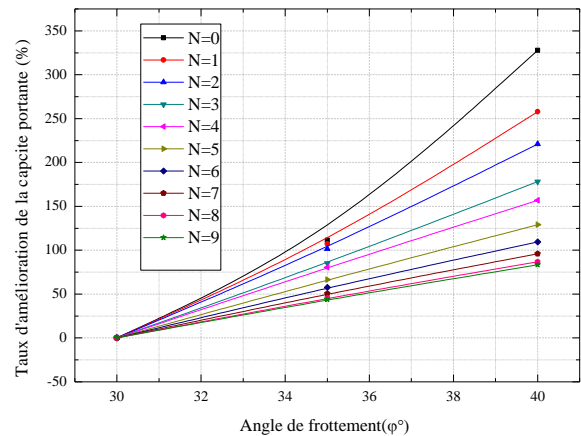


Figure 4.40 : Taux d'amélioration de la capacité portante en fonction de l'angle de frottement (ϕ) Avec $u/B=h/B=0.25$, $\beta=35^{\circ}$.

4.4.5. L'effet de l'espacement vertical entre les éléments de renforcement :

Pour évaluer l'effet de l'espacement entre les éléments de renforcement, on examine deux séries de teste, la première série de teste, on fixe le rapport (h/B) qui est égale 0.25, la profondeur de la zone renforcement (H) est supposé constante qui est égale $3B$, ainsi de suite on varie l'espacements verticales entre le fond de la semelle et la première élément de renforcement (u/B) qui ont été égale 0.25, 0.50, 0.75, 1.00, et la pente (β) à été variée de $15^\circ, 20^\circ, 25^\circ, 30^\circ, 35^\circ$.

Pour la deuxième série de teste, on fixe le rapport (u/B) qui est égale 0.25, la profondeur de renforcement (H) est supposé constante qui est égale $3B$, ainsi de suite on varie l'espacements verticaux entre les éléments de renforcements consécutives (h/B) qui ont été égale 0.25, 0.50, 0.75, et la pente (β) à été variée de $15^\circ, 20^\circ, 25^\circ, 30^\circ, 35^\circ$. Dans cette partie de travail on a trois types de sable, ont été simulés, comme on a présenté dans le tableau 4.1.

La Figure 4.44, montre clairement la variation du facteur d'amélioration de la portance (BCR) en fonction du rapport d'espacements (u/B), pour chaque cas de pente (β) étudiées. Dans cet effet on a constaté que l'accroissement de l'espacements entre le fond de la semelle et le premier élément de renforcement, se traduit par un accroissement du facteur d'amélioration de la portance (BCR), quand le rapport u/B est inférieur à une valeur optimale qui est égale à $0.50B$, et par décroissement dans le cas inverse, ceci quelle que soit la pente (β). Dans cet aspect il ya une tendance semblable à été rapportée par Yoo (2001), El Sawwaf 2007, Saeed Alamshahi 2009, qui ont été montrent que il ya une valeur critique de u/B est égale 0.75.

Les valeurs de ce dernier sont variées de 2.20 à 1.54 quand la pente (β) est égale à 35° ; de 1.78 à 1.29 quand la pente (β) est égale à 30° ; de 1.64 à 1.21 pour (β) est égale à 25° ; et de 1.30 à 1.06 quand la pente (β) est égale à 15° .

Les figures 4.41 à 4.43 montrent clairement la variation du facteur d'amélioration de la portance (BCR) en fonction des espacements verticaux entre les éléments de renforcement (h/B), de chaque cas de pente (β) des modèles étudiées. Comme on a constaté une réduction du facteur d'amélioration de la portance (BCR) quand l'augmentation de l'espacement entre les éléments de renforcements, ceci quelle que soit la pente (β). Les valeurs de ce dernier sont diminués de 2.20 à 1.68 quand la pente (β) est égale à 35° , de 1.78 à 1.45 quand la pente (β) est égale à 30° , et 1.65 à 1.38 pour (β) est égale à 25° , et de 1.28 à 1.16 quand la pente (β) est égale à 15° . C'est résultats sont semblable aux résultats obtenus par Shin et Das (1999) et Chen 2007.

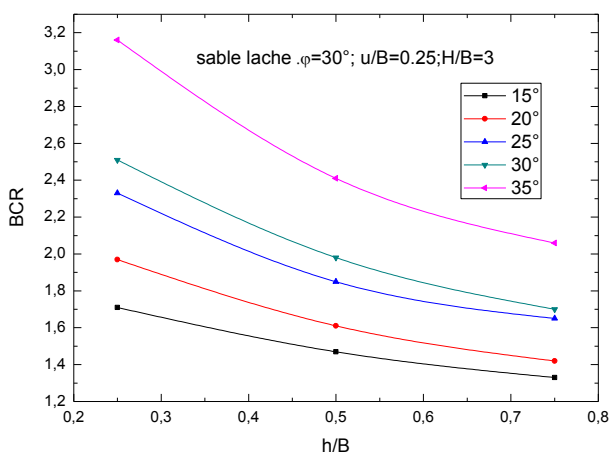


Figure 4.41 : variation du facteur d'amélioration de la portance BCR en fonction de l'espacement vertical des éléments de renforcement pour un sable lâche , $\phi=30^\circ$; $u/B=0.25$.

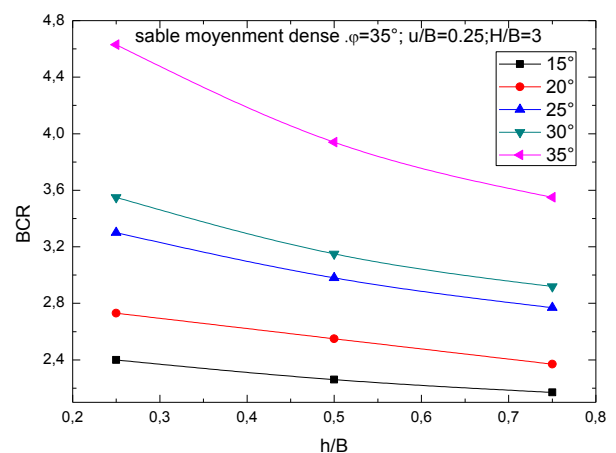


Figure 4.42 : Variation du facteur d'amélioration de la portance BCR en fonction de l'espacement vertical des éléments de renforcement pour un sable moyennement dense, $\phi=35^\circ$; $u/B=0.25$.

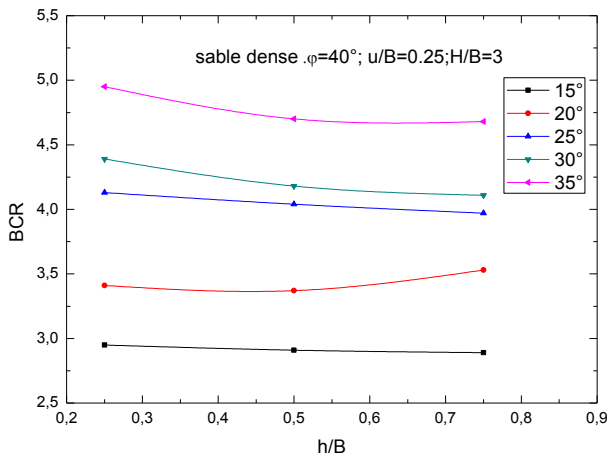


Figure 4.43 : Variation du facteur d'amélioration de la portance BCR en fonction de l'espace vertical des éléments de renforcement pour un sable dense, $\phi=40^\circ$; $u/B=0.25$.

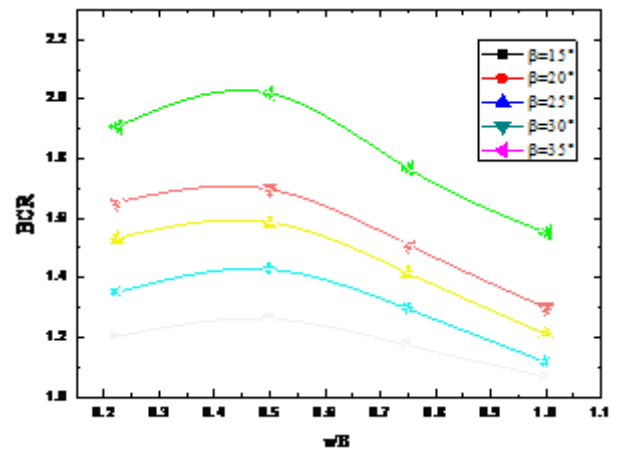


Figure 4.44 : Variation du facteur d'amélioration de la portance (BCR) en fonction de l'espace vertical (u/B), avec $h/B=0.25, H/B=3, \phi=35^\circ$.

4.4.6. Conclusions :

Dans cette étude numérique qui a été menée par l'utilisation de la méthode des éléments finis, en vue d'analyser la variation de la capacité portante d'une semelle filante rigide reposante sur une couche de sable renforcé par des geogrilles, au dessus d'une couche d'argile molle purement cohérent en pente, et soumise à une charge verticale. Nous présentons les différents résultats obtenus :

- 1) Une bonne amélioration de la capacité portante quand la profondeur de renforcement augmente.
- 2) La profondeur de renforcement limite (H_{lim}) qui ont été constatées est de $1.25B$, $1.50B$, $2.0B$, $2.25B$, $2.75B$ pour les différentes pentes des modèles étudiées, qui ont été égales $15^\circ, 20^\circ, 25^\circ, 30^\circ$ et 35° , respectivement.
- 3) Les valeurs du nombre de renforcement limite (N_{Lim}) qui ont été constatées sont 4, 5, 7, 9, 11 pour les différentes pentes des modèles étudiées, qui ont été égales $15^\circ, 20^\circ, 25^\circ, 30^\circ$ et 35° , respectivement.
- 4) Une bonne amélioration de la capacité portante si l'espace entre les éléments de renforcement (h/B), sont faibles, qui ont été égales 0.25 .
- 5) Une réduction de la capacité portante de 45 % pour une pente de 35° , et 15% pour une pente de 15° .
- 6) Une bonne amélioration de la capacité portante, si l'angle de frottement interne augmente de 30° à 40° quelque soit la pente (β).

4.4.5. Comportements d'une semelle filante soumise à une charge verticale excentrée

Dans la présente partie de travail, un paramètre sans dimension, appelé facteur d'amélioration de la capacité portante due à la charge excentrée (EBCR), est utilisé pour évaluer l'effet de l'excentricité de la charge sur le comportement d'une semelle filante reposant sur un sable renforcé, ce dernier peut être donné sous forme de l'équation (4.4) en tant que rapport de la capacité portante en condition excentrée et renforcé à celle en condition centrée et non renforcé.

$$EBCR = \frac{qu_{(eccentric_reinforced)}}{qu_{(centric_unreinforced)}} \quad (4.4)$$

4.5.1. Effet d'excentricité de la charge sur BCR :

Plusieurs testes numériques ont été effectuées pour évaluer l'effet de l'excentricité de la charge verticale sur la variation de la capacité portante du sol renforcé et non renforcé. L'effet de cette dernière à été étudié en détail pour trois positions symétrique par à port au centre de la semelle.

Les figures 4.45 à 4.47, montrent clairement la variation de l'EBCR avec le rapport d'excentricité de la charge(e/B), pour différentes positions de la charge verticale. À cet effet on constate que un décroissement considérable du facteur d'amélioration de la capacité portante EBCR, quand l'excentricité de la charge verticale augmente par apport au centre de la semelle (excentricité positive ou négative). Comme on à constaté que un accroissement du facteur d'amélioration EBCR, quand le nombre de renforcement (N) augmente. Dans cet aspect il ya une tendance semblable à été rapportée par Turker et al. (2014). Ehsan Badakhshan 2015, Dhiraj D. Patil 2017.

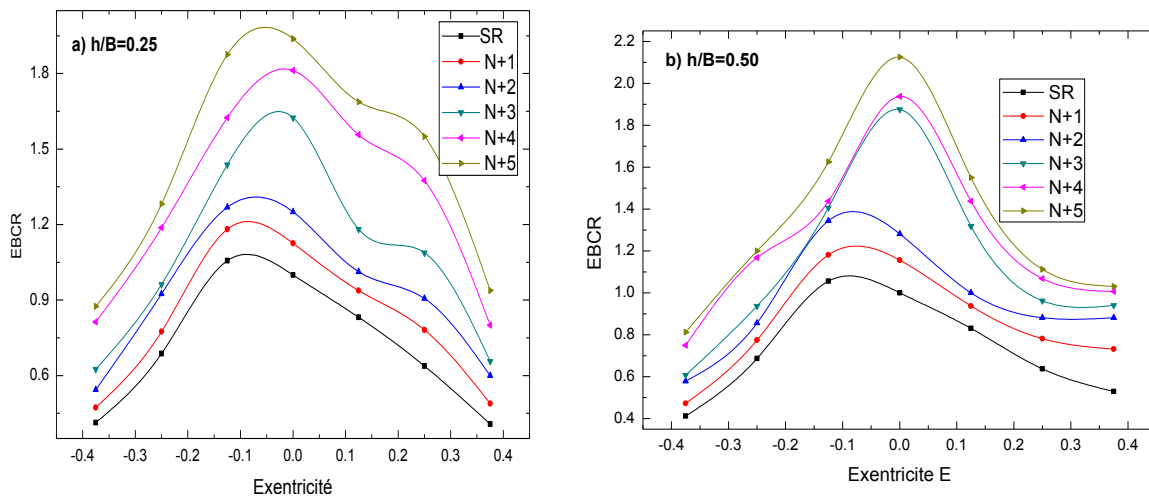


Figure 4.45 : Variation du facteur d'amélioration de la capacité portante (EBCR), en fonction de l'excentricité de la charge $u/B=0.25$.

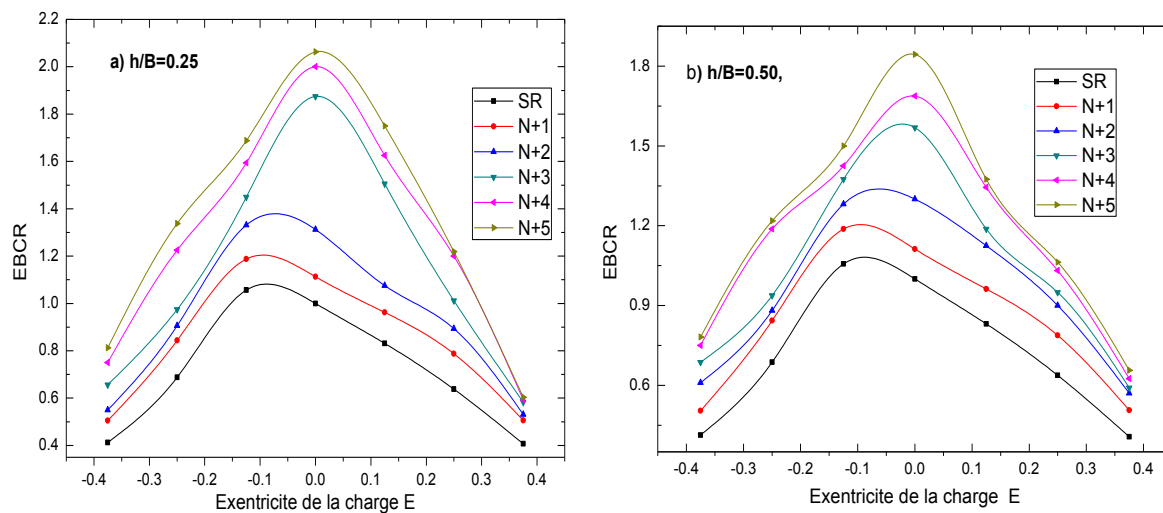


Figure 4.46 : Variation du facteur d'amélioration de la capacité portante (EBCR), en fonction de l'excentricité de la charge avec $u/B=0.50$.

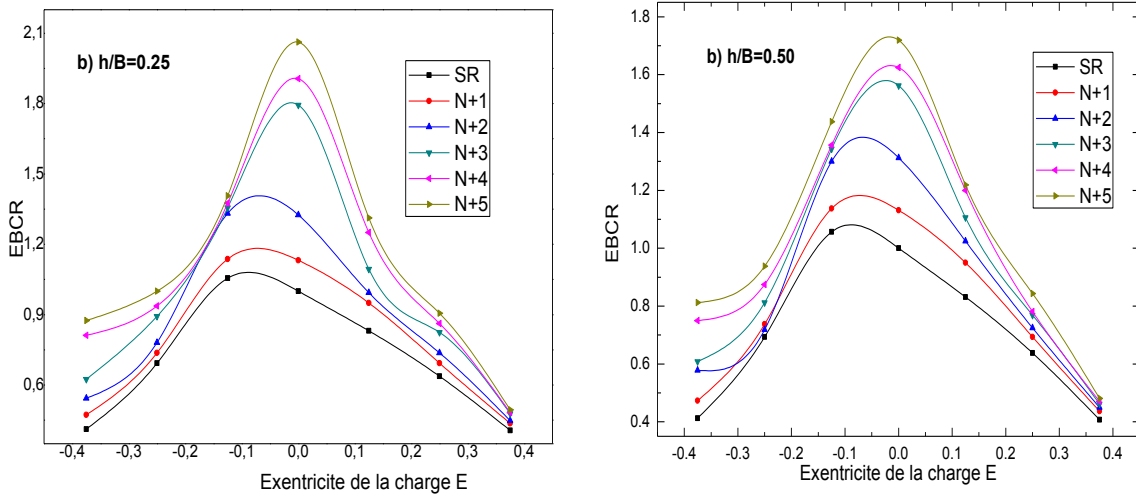


Figure 4.47 : Variation du facteur d'amélioration de la capacité portante (EBCR), en fonction de l'excentricité de la charge $u/B = 0.75$.

4.5.2. L'effet de l'espacement vertical entre les éléments de renforcement :

Pour évaluer l'effet de l'espacement entre les éléments de renforcement, on examine deux séries de teste, la première série de teste, on fixe le rapport (h/B) qui été égale 0.25, la profondeur de la zone renforcement (H) qui à été supposé constante est égale à $1.75B$, et on varie l'espacements verticale entre le fond de la semelle et la première élément de renforcement (u/B) qui ont été égale 0.25, 0.50, 0.75, et l'excentricité de la charge verticale à été variée de $0B$; $0.125B$; $0.25B$; $0.375B$; $-0.125B$, $-0.25B$; $-0.375B$.

Pour la deuxième série de teste, on fixe le rapport (u/B) qui est égale 0.25, et l'espacement verticaux entre les éléments de renforcements consécutives (h/B) ont été variées de 0.25, 0.50, 0.75, l'excentricité de la charge verticale à été variée de $0B$; $0.125B$; $0.25B$; $0.375B$; $-0.125B$, $-0.25B$; $-0.375B$. La variation du facteur de la portance BCR avec les différents type d'espacement verticaux (h/B) et u/B , est illustrée sur les deux figures 4.48 et 4.49.

La Figure 4.48, montre clairement la variation du facteur d'amélioration de la portance (EBCR) en fonction du rapport d'espacements (u/B) de chaque cas d'excentricité de la charge. Dans cet effet on à constaté que l'accroissement de l'espacement entre le fond de la semelle et le premier élément de renforcement, se traduit par un accroissement du facteur d'amélioration de portance (EBCR) quand le rapport (u/B) est inférieur à une valeur optimale qui est égale a $0.50B$, et par décroissement dans le cas inverse, ceci quelle que soit l'excentricité de la charge. Dans cet aspect il ya une tendance semblable à été rapportée par Yoo (2001), El Sawwaf 2007, Saeed Alamshahi 2009, qui ont été montrent que il ya une valeur critique de (u/B) est égale 0.75.

La Figure 4.49, montre clairement la variation du facteur d'amélioration de portance (EBCR) en fonction des espacements verticaux entre les éléments de renforcement (h/B), de chaque cas d'excentricité de la charge. Dans cet effet on à constaté que une réduction du facteur d'amélioration de portance (BCR) quand l'augmentation de l'espacement entre les éléments de renforcement, ceci quelle que soit l'excentricité de la charge vertical. C'est résultats son semblable aux résultats obtenus par Shin et Das (1999) et Chen 2007.

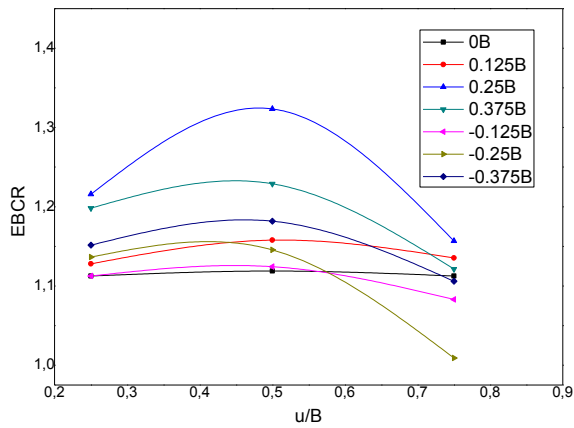


Figure 4.48 : Variation du facteur d'amélioration de la portance (BCR) en fonction u/B , $h/B=0.25$.

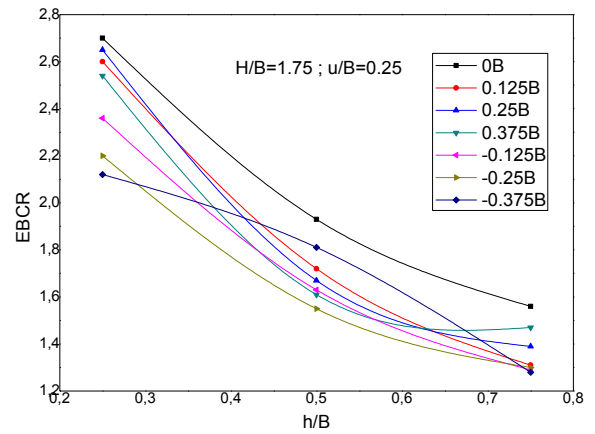


Figure 4.49 : Variation de facteur d'amélioration de la portance BCR en fonction de l'espacement verticale des éléments de renforcement h/B . $H/B=1.75, h/B=0.25$.

4.5.3. L'effet de l'excentricité sur le déplacement horizontale de la pente :

A fin d'évaluer l'effet de l'excentricité de la charge sur le déplacement horizontal de la pente, on a effectué plusieurs tests numériques. La figure 4.50 présente les résultats d'analyse numérique de la variation de la charge verticale en fonction du déplacement horizontal de la pente, pour les deux cas de sol (renforcé et non renforcé) avec des différentes excentricités de la charge verticale.

Selon la figure 4.50a, on a constaté quand le rapport d'excentricité de la charge est négatif ($e/B < 1$), la direction du déplacement se change lorsque le taux de chargement verticale de la semelle est atteint à la limite de rupture. Ce phénomène peut être expliqué par la progression du potentiel de glissement vers la pente, qui est similaire au comportement d'une fondation établie au bord d'une pente et soumise à une charge inclinée étudiée par Baazouzi et al. (2016).

Toutefois, pour le cas du sol renforcé par une couche de géogridde (figure 4.50b), on constate que les déplacements horizontaux ne changent pas leur direction, ce qui montre que une couche de renforcement ($N=1$) peuvent être équilibré le potentiel de rupture vers la pente, pour une excentricité $e=-0.375B$ accompagné par une augmentation de la valeur de taux de chargement. La figure 50.c, présente la variation de la charge verticale avec le déplacement horizontal pour un sol renforcé avec trois couches de géogriddes ($N=3$). Selon cette dernière nous constatons que, les directions des déplacements horizontaux ne changent pas pour toutes les valeurs de l'excentricité, quelque soit la valeur de la charge verticale. Par conséquent, la fondation devient plus stable contre le glissement.

4.5.4. L'effet de l'excentricité sur le Mécanisme de rupture :

Le mécanisme de rupture a été examiné sur la base des vecteurs de déplacement à la rupture. La figure 4.52 montre clairement la variation des vecteurs de déplacement en fonction de nombre des couches de renforcement en géogridde. D'après ces résultats on constate que la zone de rupture pour un sable non renforcé est plus large et plus profonde par rapport un sable renforcé. Cette dernière a été diminuée quand le nombre des éléments de renforcement augmente quelque soit l'excentricité de la charge par rapport au bord de la semelle ($E=-0.375B$ ou $E=0.375B$), comme on a constaté que au-delà de la couche de renforcement $N=3$, la couche d'argile il est plus stable pour les deux cas d'excentricité de la charge.

4.5.5. Comparaisons des résultats obtenus par plaxis :

La figure 4.51 représente la confrontation des résultats numériques obtenus par plaxis2D, et ceux obtenus par les littéralistes, des facteurs d'amélioration de la capacité portante (EBCR) d'une semelle filante au bord des pente qui reposante sur une couche de sable non renforcé ($N = 0$) et soumise a une charge verticale centrée ($e = 0$). Dans cette comparaison, on constate que les résultats obtenus par Plaxis2D, sont en bon accord avec les résultats obtenus par Turker et al (2014) , Ehsan Badakhshan , Dhiraj et al (2017) et Abdi et al (2019).

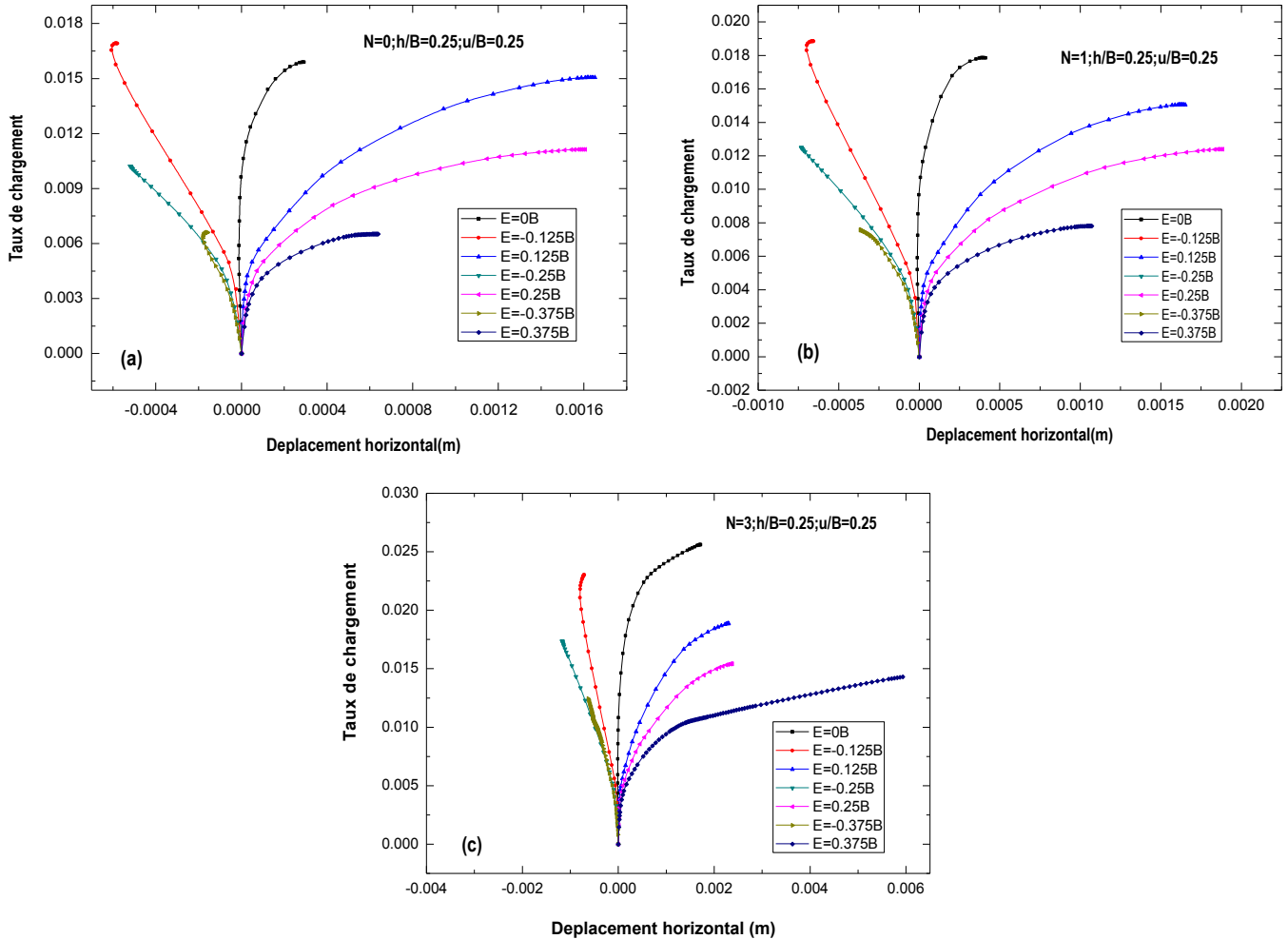


Figure4.50 : Variation des déplacements horizontaux en fonction du taux de chargement d'un sable renforcé.

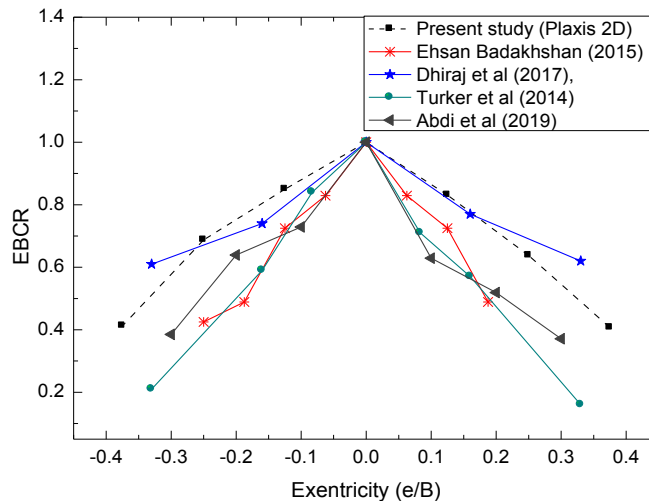


Figure 4.51: Comparaison des résultats obtenus par plaxis2D et ceux obtenus par les littéralistes.

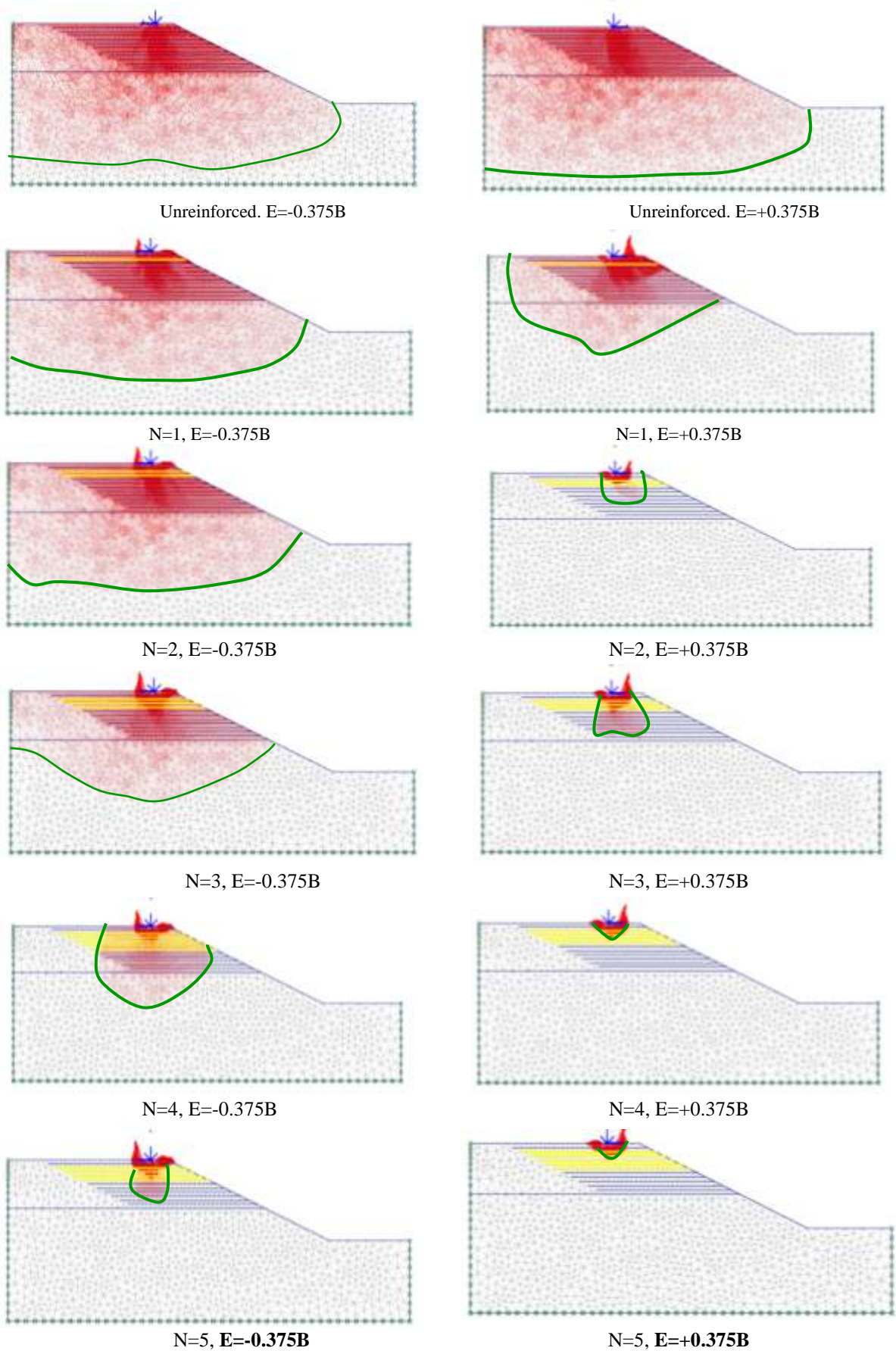


Figure 4.51 : Champ de vecteur de déplacement pour sable renforcé et non renforcé pour deux excentricités différentes ($E=+0.375B$; $E=-0.375B$).

4.5.6. Conclusion

Une série de tests numériques à été réalisée pour évaluer le comportement d'une semelle filante reposant sur une pente de sable renforcée et non renforcée. L'étude visait principalement à déterminer l'effet des renforts de géogrille et l'excentricité de la charge verticale sur la variation de la capacité portante de cette dernière. Sur la base de cette analyse, on à les conclusions suivantes :

- Un espacement vertical optimal (u/B) entre la base de la semelle et le premier élément de renforcement, environ 0,5 fois la largeur de la semelle.
- Une bonne amélioration de la capacité portante si l'espacement entre les éléments de renforcement verticaux (h/B), sont faible qui ont été est égale 0.25 fois la largeur de la semelle.
- la capacité portante du sol renforcé et non renforcé, est faible quand l'excentricité de la charge verticale augmente par apport au centre de la semelle.
- Le facteur d'amélioration de portance (BCR) est plus important quand le chargement de la semelle est centré.
- Le potentiel de glissement de la fondation vers la pente peut être équilibré en utilisant un nombre précis de couches de renforcement.

4.6. Comportements d'une semelle filante soumise à une charge centrée et inclinée :

Dans cette partie de travail, une paramètre sans dimension, appelé facteur d'amélioration de la capacité portante du à la charge excentrée (IBCR), est utilisé pour évaluer l'effet de l'inclinaison de la charge sur le comportement de la semelle filante reposante sur des sols renforcés et non renforcés, ce dernier peut être donné sous forme de l'équation (4.4) en tant que rapport de la capacité portante, en condition inclinée et renforcée à celle en condition centrée et non renforcée.

$$IBCR = \frac{qu_{(inclinee_renforcee)}}{qu_{(centrée\ et\ non\ renforcee)}} \quad (4.5)$$

Le programme de teste qui à été prend on considération dans ce volet est regroupé dans le tableau 4.5.

La figure 4.53, illustre les résultats du calcul de la charge de rupture en fonction de déplacement vertical de la semelle, pour les deux cas des sols (renforcés et non renforcés). Cette dernière montre clairement la variation de la charge de rupture en fonction de l'inclinaison de la charge (δ).

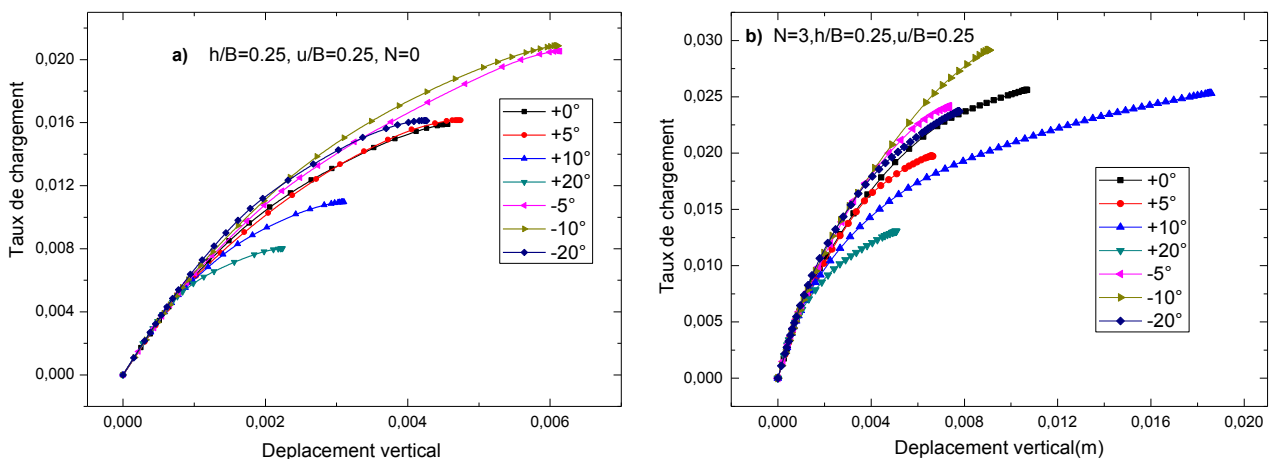


Figure 4.53 : Variation de la charge de rupture en fonction du déplacement vertical.

4.6.1. L'effet des éléments de renforcement sur les déplacements horizontaux.

A fin d'évaluer l'effet des éléments de renforcement sur le déplacement horizontal de la pente, pour différentes cas d'inclinaison de la charge (δ). On a effectué plusieurs tests numériques pour un sable renforcé et non renforcé. Les figures (4.54a et 4.54b) illustrent les résultats des déplacements horizontaux de la semelle filante en fonction de nombre des éléments de renforcement en geogridde (N). A partir de ces figures (4.54a et 4.54b) nous constatons que le déplacement horizontal de la semelle se traduit par un décroissement considérable quand le nombre des éléments de renforcement (N) augmente. C'est résultats son semblable aux résultats obtenus par Jawdat Abbas 2017.

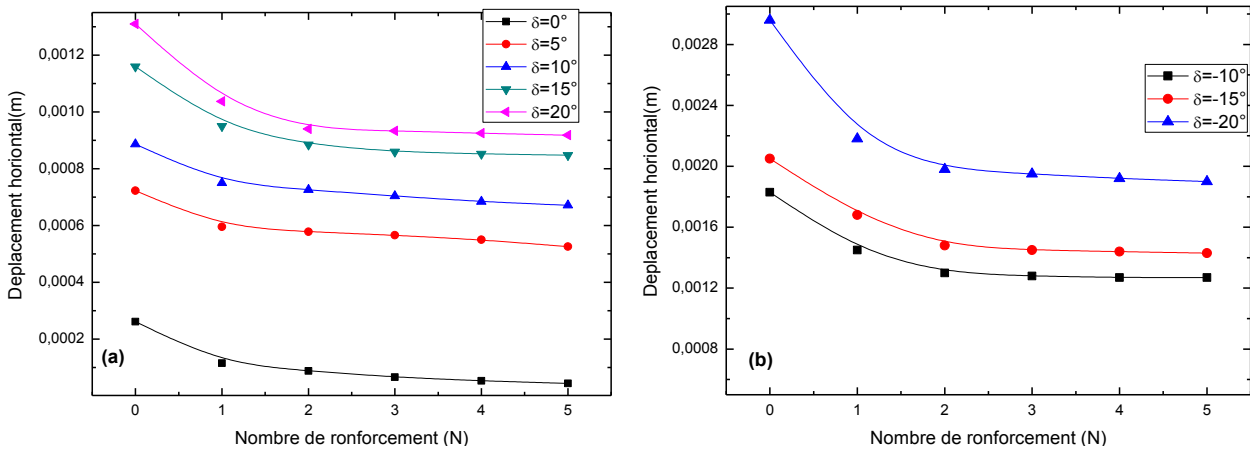


Figure 4.54 : Variation des déplacements horizontaux en fonction de nombre de renforcements en geogridde (N), avec $h/B = u/B = 0.25$

4.6.2. Effet de l'inclinaison de la charge (δ):

Plusieurs tests numériques ont été effectuées pour évaluer l'effet de l'inclinaison de la charge verticale, sur la variation de la capacité portante du sol renforcé et non renforcé. L'effet de cette dernière a été étudiée en détail pour huit positions symétrique par rapport au centre de la semelle.

Pour évaluer l'effet de cette dernière, on examine deux séries de tests, la première série de tests, on fixe le rapport (h/B) qui est égale 0.25, la profondeur de la zone renforcement (H) a été supposée constante qui est égale $3B$, ainsi de suite on varie l'espacement vertical entre le fond de la semelle et la première élément de renforcement (u/B) qui ont été égale 0.25, 0.50, 0.75, l'inclinaison de la charge verticale (δ) a été variée de $0; 5; 10; 15; 20; -10; -15; -20$. pour la deuxième série de tests on fixe l'espacement vertical entre le fond de la semelle et la premier élément de renforcement (u/B) qui est égale a 0.25 et on varie les espacements verticaux entre les éléments de renforcement (h/B) de 0.25 ; 0.50 ; 0.75, et les autres paramètres restent constantes comme on a proposé dans la première série.

Les figures 4.55 à 4.57 montrent clairement la variation du facteur de portance (IBCR) en fonction de l'inclinaison de la charge (δ). À cet effet on constate que il ya une valeur optimale d'inclinaison (δ) est égale à -10° , A partir de cette valeur, le facteur de portance (IBCR) prend un décroissement considérable quand l'inclinaison de la charge augmente quelque soit le sens d'inclinaison (positive ou négative). Comme on a constaté que il ya un accroissement du facteur d'amélioration IBCR quand le nombre de renforcement (N) augmente. Dans cet aspect il ya une tendance semblable a été rapportée par vaibhav sharma, & arvind kumar 2017, Mansouri & abbehe 2019

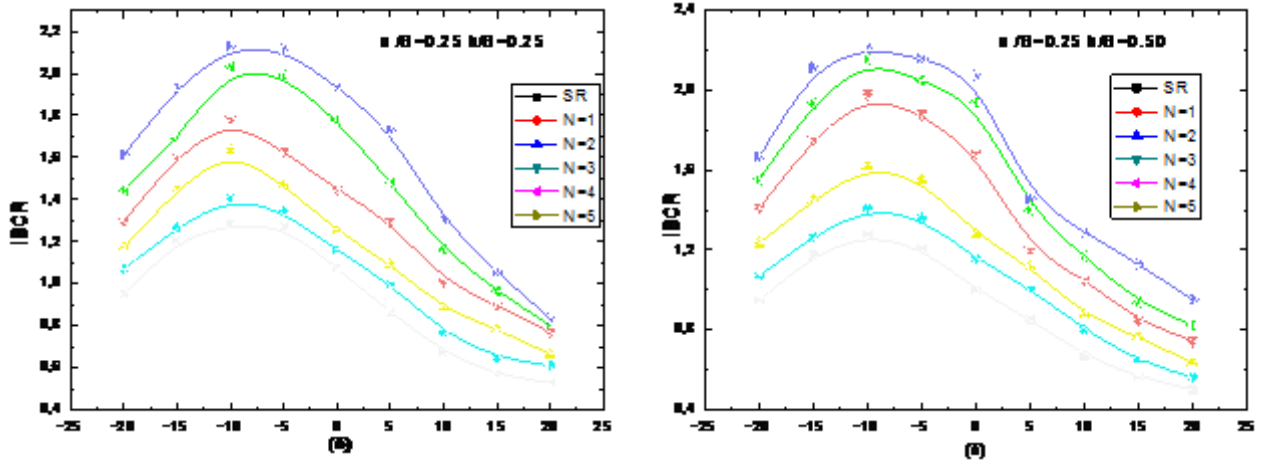


Figure 4.55 : Variation du facteur d'amélioration de la capacité portante en fonction de nombre de couche de geogridde $u/B=0.25$.

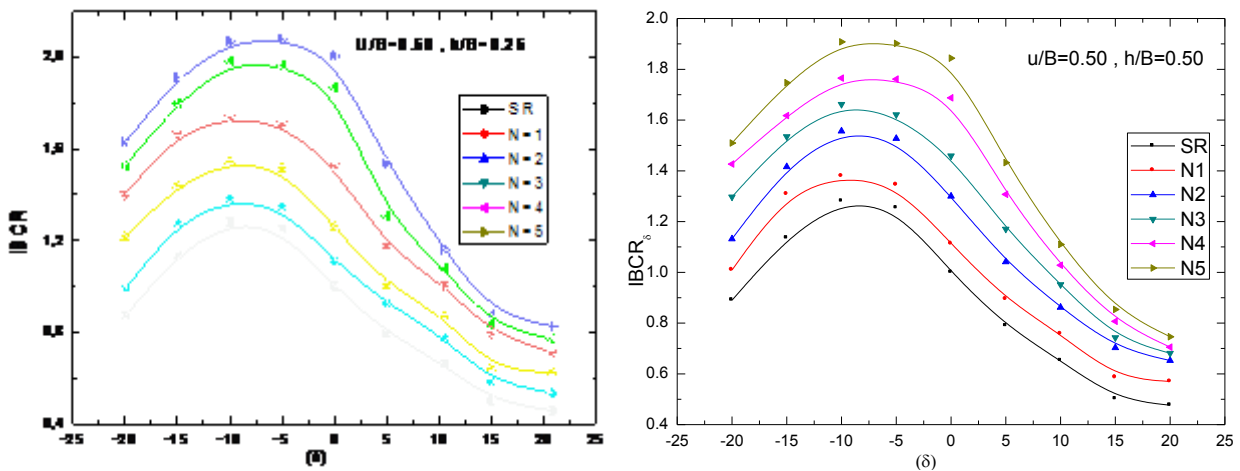


Figure 4.56 : Variation du facteur d'amélioration de la capacité portante en fonction de nombre de couche de geogridde $u/B=0.50$.

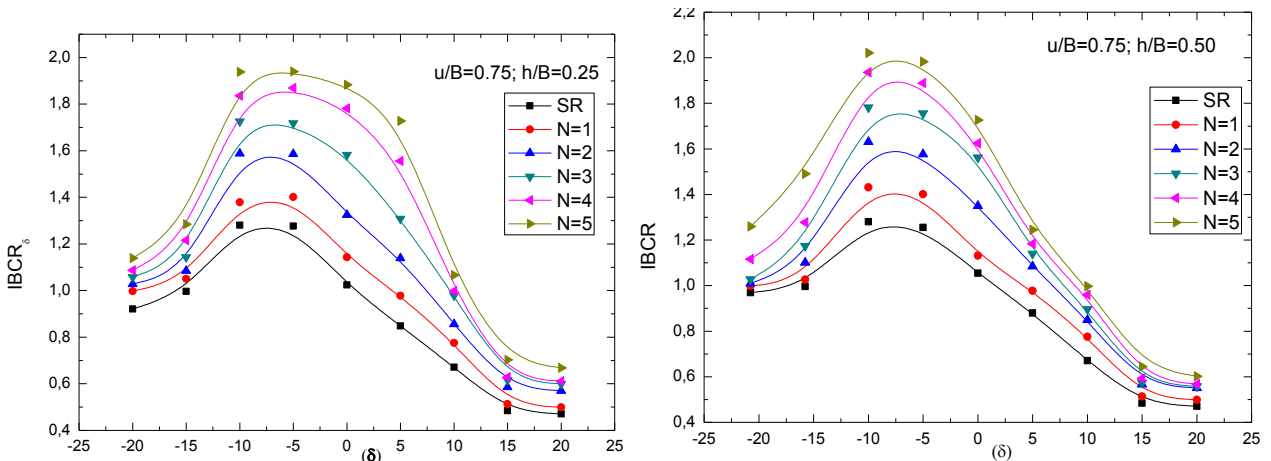
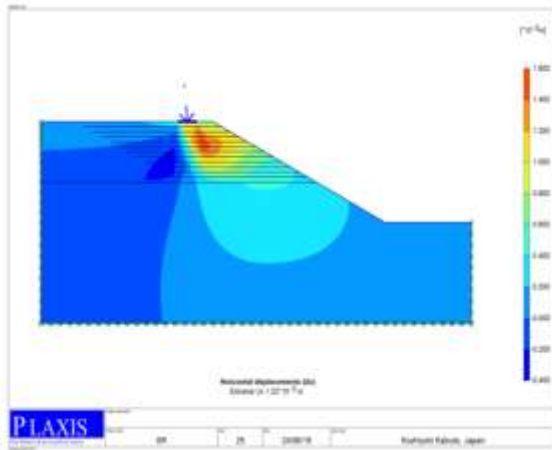


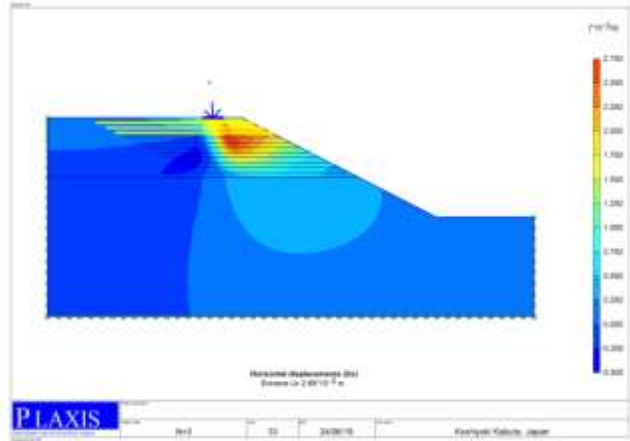
Figure 4.57 : Variation du facteur d'amélioration de la capacité portante en fonction de nombre de couche de geogridde; $u/B=0.75$.

4.6.3. L'effet de l'inclinaison de la charge sur le mécanisme de rupture

Le mécanisme de rupture a été examiné sur la base des vecteurs de déformation. La figure 4.58 à 4.62 montrent clairement la variation des vecteurs de déplacement en fonction de l'inclinaison de la charge des sols renforcés et non renforcés. On a constaté que la zone de rupture pour un sable non renforcé est plus large et plus profonde (figures (4.58a) à (4.62a)) par rapport au sable renforcé (Figures (4.58a) à (4.62a)). Ainsi de suite on constate que la profondeur de déformation est diminuée quand l'inclinaison de la charge augmente quelque soit le renforcement de sol (renforcée ou non renforcée).

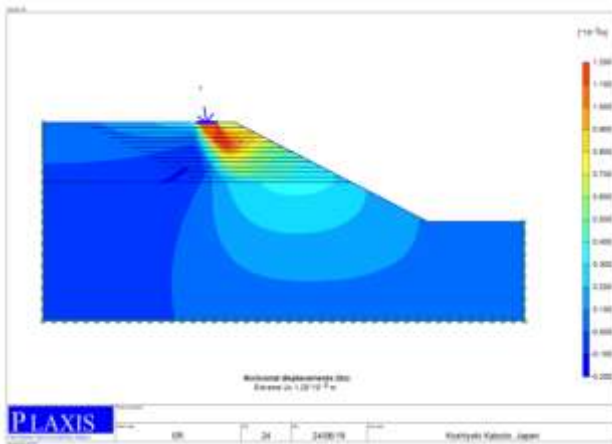


a) $\delta=+5^\circ$ avant renforcement.

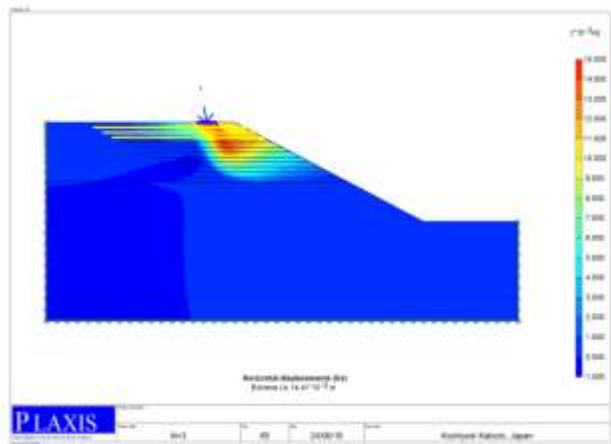


b) $\delta=+5^\circ$ après renforcement.

Figure 4.58 : Mécanisme de rupture cas $\delta=+5^\circ$.

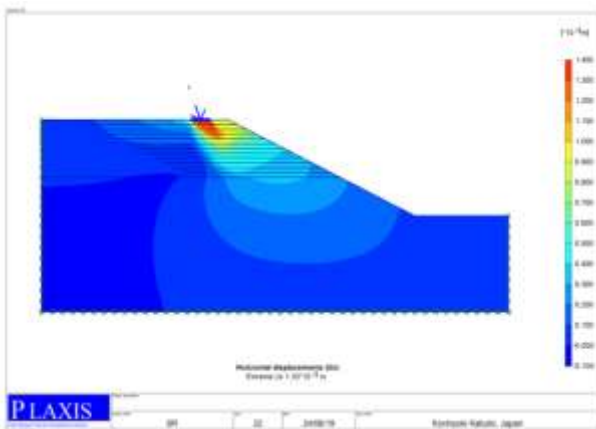


a) $\delta=+10^\circ$ avant renforcement.



b) $\delta=+10^\circ$ après renforcement

Figure 4.59: Mécanisme de rupture cas $\delta=+10^\circ$.



a) $\delta=+20^\circ$ avant renforcement. . b) $\delta=+20^\circ$ après renforcement.

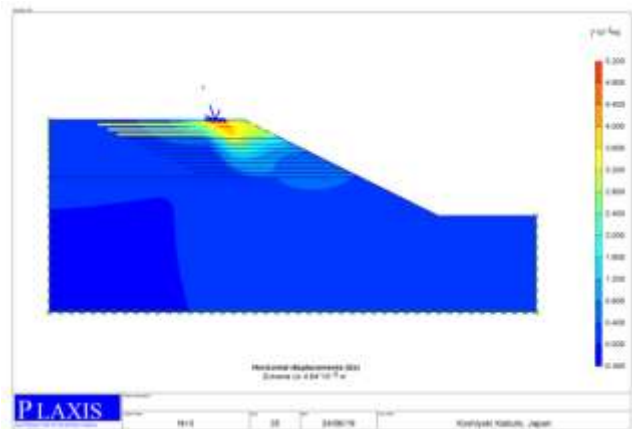
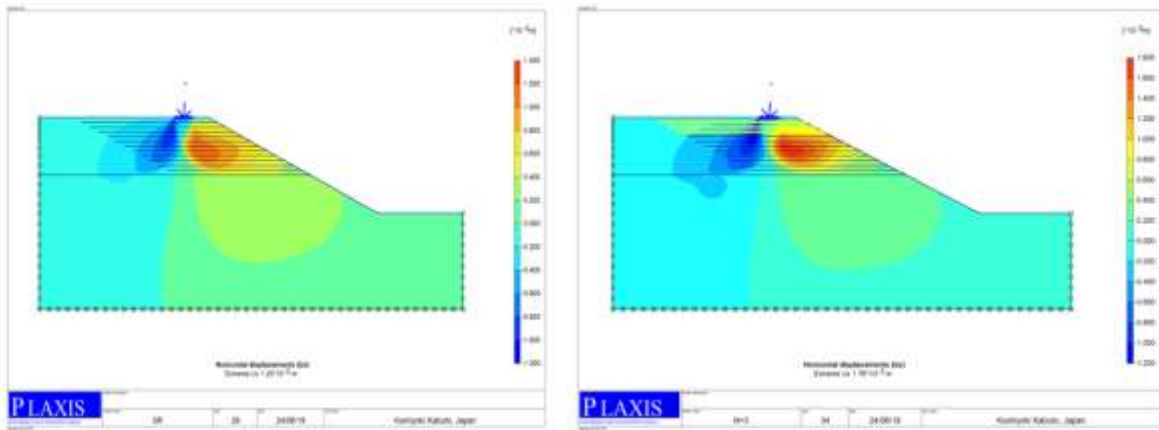
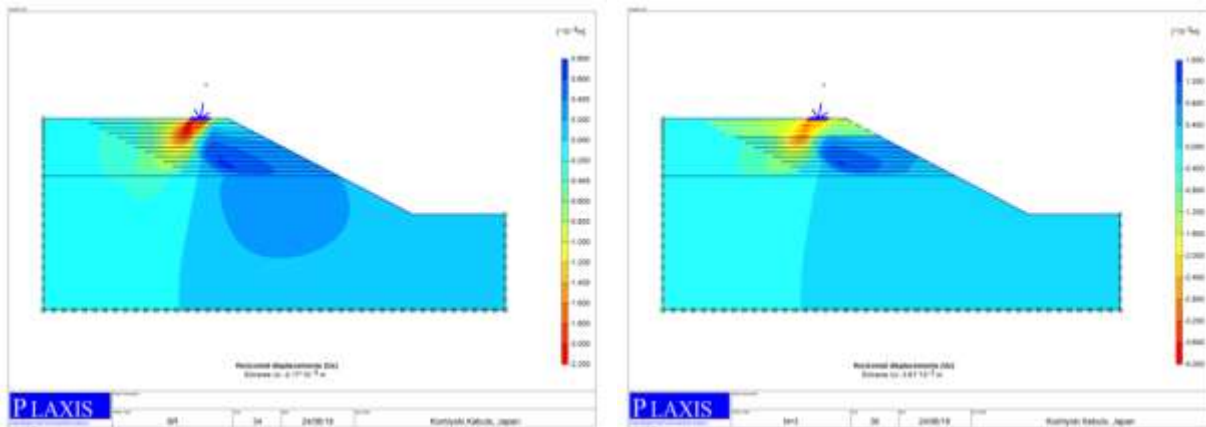


Figure 4.60 : Mécanisme de rupture cas $\delta=+20^\circ$.



a) $\delta=-5^\circ$ avant renforcement. b) $\delta=-5^\circ$ après renforcement..

Figure 4.61 : Mécanisme de rupture cas $\delta=-5^\circ$.



a) $\delta=-10^\circ$ avant renforcement. b) $\delta=-10^\circ$ après renforcement avec N=3

Figure 4.62 : Mécanisme de rupture cas $\delta=-10^\circ$.

4.6.4. Conclusion

Une série de tests numériques à été réalisée pour évaluer le comportement d'une semelle filante reposant sur une pente de sable renforcée et non renforcée. L'étude visait principalement à déterminer l'effet des renforts de géogridde et l'inclinaison de la charge verticale sur la variation de la capacité portante. Sur la base de ces résultats, on a les conclusions suivantes :

- la capacité portante du sol renforcé et non renforcée, diminuée quand l'inclinaison de la charge verticale augmente par rapport à l'axe vertical de la semelle.
- Le facteur d'amélioration de la portance (IBCR) est plus important quand l'inclinaison de la charge est de l'ordre -10° .
- Le déplacement horizontal de la semelle est diminué lorsqu'on augmente le nombre de renforcement (N).
- La taille du mécanisme de rupture devient plus petite, et presque unilatéral lorsque l'inclinaison de la charge (δ) devient plus grande.
- L'inclinaison de la charge fait changée le mécanisme de rupture par rapport au cas de la charge centrée, ainsi qu'on peu percevoir que le comportement de la fondation est complètement modifié.

CONCLUSION GENERALE

Dans le présent travail nous sommes intéressés d'évaluer le comportement d'une semelle filante reposant sur une couche de sable renforcé par des matériaux géosynthétiques (géo grilles) au-dessus d'une couche d'argile molle en pente, soumise aux chargements centrés, excentrés et inclinés. Pour atteindre mes objectifs, une analyse numérique a été faite pour estimer l'effet des divers paramètres sur la variation de la capacité portante, le tassement et le déplacement horizontal de la pente. Sur la base des résultats de cette analyse, les conclusions suivantes peuvent être tirées:

1. Une bonne amélioration de la capacité portante lorsque la profondeur de renforcement augmente.
2. La profondeur de renforcement (H_{lim}) qui ont été constatées est de 1.25B, 1.50B, 2.0B, 2.25B, 2.75B, pour les différentes pentes des modèles étudiées, qui ont été égales 15°, 20°, 25°, 30° et 35° en respectivement.
3. Les valeurs de nombre d'éléments de renforcement (N_{Lim}) qui ont été constatées sont 4, 5, 7, 9, 11. Pour les différentes pentes des modèles étudiées qui ont été variées de 15°, 20°, 25°, 30° et 35°, respectivement.
4. Une bonne amélioration de la capacité portante, si l'espacement entre les éléments de renforcement (h/B), sont faibles qui ont été est égale 0.25.
5. Une réduction de la capacité portante de 45 % pour une pente de 35°, et 15% pour une pente de 15°.
6. Une bonne amélioration de la capacité portante lorsque l'angle de frottement interne augmente de 30° à 40° quelque soit la pente (β).
7. Un espacement vertical optimal (u/B) entre la base de la semelle et le premier élément de renforcement, environ de 0,5 fois la largeur de la semelle.
8. la capacité portante du sol renforcé et non renforcé, est faible quand l'excentricité de la charge verticale augmente par rapport au centre de la semelle.
9. Le facteur d'amélioration de la portance (BCR) est plus important quand le chargement de la semelle est centré.
10. Le potentiel de glissement de la fondation vers la pente peut être équilibré par trois couches de renforcement.
11. la capacité portante du sol renforcé et non renforcé, est diminuée quand l'inclinaison de la charge verticale augmente par rapport à l'axe vertical de la semelle.
12. Le facteur d'amélioration de la portance due à l'inclinaison de la charge (IBCR), est plus importante quand l'inclinaison de la charge est de l'ordre (-10°).
13. Le déplacement horizontal de la semelle est diminué lorsqu'on augmente le nombre de renforcement (N).
14. La taille du mécanisme de rupture devient plus petite et presque unilatérale quand l'inclinaison de la charge (δ) devient plus grande.
15. L'inclinaison de la charge fait changer le mécanisme de rupture par rapport au cas de la charge centrée, ainsi qu'on peut percevoir que le comportement de la fondation est complètement modifié

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1]. Abu-Farsakh M, Chen Q, Sharmab R (2013) An experimental valuation of the behavior of footings on geosynthetic-reinforced sand. *Soils and Foundations* 53 (2):335 -348.
- [2]. Abdi A, Abbeche K, Athmania Dj, Bouassida M (2019) Bearing Capacity of an Eccentrically Loaded Strip Footing on Reinforced Sand Slope. *Soil Mechanics and Foundation Engineering* 56(4): 232-238.
- [3]. Alawaji H (2001) Settlement and bearing capacity of geogrid-reinforced sand over collapsible soil. *Geotextiles and Geomembranes* 19:75–88.
- [4]. Baazouzi M, Benmeddour Dj, Mabrouki AB, Mellas M (2016) 2D Numerical analysis of shallow foundation rested near slope under inclined loading. *Procedia Engineering* 143: 623–634.
- [5]. Bakir N., Garnier J., Canepa Y. (1994) Etude sur modèles centrifugés de la capacité portante de fondations superficielles. *Série Géotechnique GT 59, LCPC*.
- [6]. Badakhshan E, Noorzad A (2015) Load eccentricity effects on behavior of circular footings reinforced with geogrid sheets. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 7: 691-699.
- [7]. Bera, A.K, Ghosh A, Ghosh A (2005) Regression model for bearing capacity of a square footing on reinforced pond ash. *Geotextiles and Geomembranes* 23 (2): 261–286.
- [8]. Benmebarek S, Djeridi S, Benmebarek N (2018)Effect of geosynthetic reinforcement filled with aggregate on the bearing capacity of sand, international journal of geotechnical engineering 12 : (6), 537- 545.
- [9]. Boushehrian JH, 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.
- [10]. Bouassida M, Jellali B, Lyamin, A (2014) Ultimate bearing capacity of a strip footing on ground reinforced by a trench. *International Journal of Geomechanics* 15(3): 06014021.
- [11]. Brinch Hansen J. (1961). A general formula for bearing capacity. *Danish Geotechnical Institute Bulletin, n°11, Copenhagen, et revue Ingéniorat, n° 5, 38-46*.
- [12]. Caquot A. (1934). Équilibre des massifs à frottement interne. Stabilité des terres pulvérulentes et cohérentes. *Gauthier-Villars, Paris, 191 pages*.
- [13]. Caquot, A.I., & Kerisel, J. (1966). *Traité de mécanique des sols. 4^{ème} édition, Gauthier-Villars, Paris, 506 pages*.
- [14]. Cassan.M (1978). les essais in-situ en mecanique des sols, tome2 : applications et methodes de calcul.*edition eryolles, France*.
- [15]. Chakraborty M, Kumar J (2014) Bearing capacity of circular foundations reinforced with geogrid sheets. *Soils and Foundations* 54(4): 820–832.
- [16]. Chen Q, Abu-Farsakh M (2015) Ultimate bearing capacity analysis of strip footings on reinforced soil foundation. *Soils and Foundations* 55(1): 74–85.
- [17]. Chen W.F. (1975). Limit analysis and soil plasticity. *Elsevier, Amsterdam, 638 pages*.
- [18]. Choudhary AK, Jha JN, Gill KS (2010) Laboratory investigation of bearing capacity behavior of strip footing on reinforced flyash slope. *Geotextiles and Geomembranes* 28: 393–402.
- [19]. Coulomb C.A. (1773). Essai sur une application des règles de maximis et de minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture. Mémoire présenté à l'Académie Royale des Sciences. *Académie des Sciences de Paris, R. Prés. Savants Étrangers, vol. 7,343-382*.

- [20]. Dash S, Sireesh S, Sitharam T (2003) Model studies on circular footing supported on geocell reinforced sand underlain by soft clay. *Geotextiles and Geomembranes* 21 (4): 197– 219.
- [21]. Das BM, Maji A, Shin EC (1999) Foundation on geogrid-reinforced sand – effect of transient loading. *Geotextiles and Geomembranes* 16(3):151-160.
- [22]. De Beer, E. E. (1965). Bearing capacity and settlement of shallow foundation on sand. In *Proc. Of Symposium held at. Duke University* (pp. 15-34).
- [23]. Dhiraj D, Sunil S, Sanjay W (2017) Behaviour of Strip Footing on Geogrid Reinforced Slope subjected to Eccentric Load. *International Journal of Innovative Research in Science. Engineering and Technology* 6(6):1029-10936.
- [24]. Drucker D.C., Prager W. (1952). Soil mechanics and plastic analysis or limit design. *Quarterly Journal of Applied Mechanics*, vol. 10, 157-165.
- [25]. El Sawwaf M, Nazir AK (2011) Behavior of repeatedly loaded rectangular footings resting on reinforced sand, *Alexandria Engineering Journal* 49:349–356.
- [26]. El Sawwaf M, Ashraf K (2012) cyclic settlement behavior of strip footings resting on reinforced layered sand slope. *Journal of Advanced Research* 3:315–324.
- [27]. El Sawwaf M (2007) Behavior of strip footing on geogrid-reinforced sand over a soft clay slope. *Geotextiles and Geomembranes* 25: 50–60.
- [28]. El Sawwaf M, Nazir A K (2011) cyclic settlement behavior of strip footings resting on reinforced layered sand slope. *Journal of Advanced Research* 3(4):315–324.
- [29]. El Sawwaf M (2009) Experimental and numerical study of eccentrically loaded strip footings resting on reinforced sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 135(10):1509 -1518.
- [30]. Enas B, Raihan T, Fathi M, Abdrabbob M (2015) Behavior of strip footing on reinforced sand slope. *Journal of civil engineering and management* 21(3):376–383.
- [31]. Galiléo G. (1638). Discozi e dimostrazioni matematiche intorno a due nueve scienze. *Dialogo Secundo, Leyden*.
- [32]. Gemperline, M. C. (1988). Coupled effects of common variables on the behavior of shallow foundations in cohesionless soils. *Centrifuge* 88, 285-292.
- [33]. Ghosh A, Ghosh A, Bera AK (2005) Bearing capacity of square footing on pond ash reinforced with jute-geotextile. *Geotextiles and Geomembranes*, 23 (2): 144–173.
- [34]. Gholam M, Arvin AB, Soltani P (2019) Small- and large-scale analysis of bearing capacity and load-settlement behavior of rock-soil slopes reinforced with geogrid-box method. *Geomechanics and Engineering* 18(3): 315-328.
- [35]. Giroud, J. P., Tran-Vô-Nhiem (1972). Force portante d'une fondation sur une pente. *Annales de l'Institut technique du Bâtiment et des travaux publics, Paris*, n°283-284, Série « Théories et méthodes de calcul, n° 142, 132-179.
- [36]. Gvozdev A.A (1938). Détermination des charges de rupture pour des systèmes subissant des déformations plastiques. Traduit en anglais en 1960 : *International Journal of Mechanical Sciences*, vol.1, 322-335.
- [37]. Hansen, J. B. (1970). A revised and extended formula for bearing capacity. *Danish Geotechnical Institute Bulletin*, n° 28, 5-11.
- [38]. Huang C, Tatsuoka F, Sato Y (1994) Failure mechanisms of reinforced sand slopes loaded with a footing. *Soils and Foundations* 24 (2):27–40.

- [39]. Hill R. (1948). A variational principle of maximum plastic work in classical plasticity. *Quarterly Journal of Mechanics and Applied Mathematics*, vol.1, pp. 18-28.
- [40]. Hill R. (1950). The mathematical theory of plasticity. *Oxford University Press*, 356 pages.
- [41]. Jawdat .A, Al-Zandi.M, (2017). Experimental Study of a Strip Footing under Inclined and Eccentric Load on Geogrid Reinforced Sandy Soil. *Tikrit Journal of Engineering Sciences* 24(1) : 70-80.
- [42]. Kazinczy G. de (1914). Bemessung von statisch unbestimmten Konstruktionen unter Berücksichtigung der bleibenden Formänderungen. *Betonszemle* 4, 5, 6.
- [43]. Keskin S, Laman M (2014) Experimental and Numerical Studies of Strip Footings on Geogrid-Reinforced Sand Slope. *Arabian Journal for Science and Engineering* 39:1607–1619.
- [44]. Kist N.C. (1917). Leidt een sterkteberekening, die uitgaat van de evnredigheid van kracht en vormverandering, tot een goede constructie van ijzeren bruggen en gebowen, *Inaugural dissertation, Polytechnic Institute Delft, Holland*.
- [45]. Kumar S, Dash NR, Krishnaswamy K (2001) Bearing capacity of strip footings supported on geocell-reinforced sand. *Geotextiles and Geomembranes* 19: 235–256.
- [46]. Madhavi L, Somwanshi A (2009) Bearing capacity of square footings on geosynthetic reinforced sand. *Geotextiles and Geomembranes* 27: 281-294.
- [47]. Maharaj D (2003) nonlinear finite element analysis of strip footing on reinforced clay. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering* 8: Bundle (C).
- [48]. Mansouri T, Abbeche KH (2019) Experimental bearing capacity of eccentrically loaded foundation near a slope. *Studia Geotechnica et Mechanica* 41(1):331– 4
- [49]. Markov A.A. (1947). Principes variationnels en théorie de la plasticité (en russe). *Prikl. Mat.Mech.*, vol. 9, 339-350.
- [50]. Meyerhof G.G. (1951). The ultimate bearing capacity of foundations. *Géotechnique*, vol. 2, 301-332.
- [51]. Meyerhof G.G. (1961). Discussion on « Foundations other than piled foundations ». *Proceedings, 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, Vol. 3, p. 193*.
- [52]. Meyerhof, G. G. (1957). The ultimate bearing capacity of foundations on slopes.” *Proceedings of the 4th Int. conf. S.M.F.E.*, vol. 3, pp. 384–386.
- [53]. Meyerhof G.G. (1963). Some recent research on the bearing capacity of foundations. *Revue Canadienne de Géotechnique/Canadian Geotechnical Journal*, vol. 1, n°1, 16-26.
- [54]. Nabil, N, Elshesheny, A (2015) Numerical Evaluation of Bearing Capacity of Square Footing on Geosynthetic Reinforced Sand. *Proceedings of the International Conference on Civil. Structural and Transportation Engineering Ottawa, Ontario. Canada. May 4 – 5, paper No. 143*
- [55]. Nayrolles B. (1970). Essai de théorie fonctionnelle des structures rigides plastiques parfaites. *Journal de Mécanique*, vol. 9, n03, 491-506.
- [56]. Narita K., Yamaguchi H. (1990) Bearing capacity analysis of foundations on slopes by use of log-spiral sliding surfaces. *Soils and Foundations*, vol. 30, n°3, 144-152.
- [57]. Naeini S A, Khadem RB, Mahmoodi E (2012) Bearing capacity and settlement of strip footing on geosynthetic reinforced clayey slopes. *Journal Central South University* 19:1116–1124.
- [58]. Patra CR, Das BM, Atalar C (2005) Bearing capacity of embedded strip foundation on geogrid-reinforced sand. *Geotextiles and Geomembranes* 23 (5): 454–462.

- [59]. Patra CR, Das BM, Bhoi M, Shin EC (2006) eccentrically loaded strip foundation on geogrid-reinforced sand. *Geotextiles and Geomembranes* 24:254–259.
- [60]. Prandl, L. (1920). Über die Härte plastischer Körper. *Nachrichten der Königlich-Preussischen Akademie der Wissenschaften, Göttingen, Math. Phys. Kl.*, 74.
- [61]. Rankine W.J.M. (1857). On the stability of loose earth. *Philosophical Transactions of the Royal Society, London*, vol. 147, n°9.
- [62]. Reissner, H. (1924). Zum erddruckproblem. In *Proc. 1st Int. Congress for Applied Mechanics* (pp. 295-311). Delft.
- [63]. Salençon J. (1974). *Théorie de la plasticité pour les applications à la mécanique des sols*. Eyrolles, Paris.
- [64]. Salençon J. (1983). *Calcul à la rupture et analyse limite*. Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- [65]. Salençon J. (1996). Introduction à l'élasto-plasticité et au calcul à la rupture. *École Polytechnique, Département de mécanique*, 154 pages. ISBN 2-7302-0362-2.
- [66]. Sadoglu E, Cure E, Moroglu B, Uzuner BA (2009) Ultimate loads for eccentrically loaded model shallow strip footings on geotextile-reinforced sand. *Geotextiles and Geomembranes* 27(3):176-182.
- [67]. Sadoglu E (2015) Numerical analysis of centrally and eccentrically loaded strip footing on geotextile reinforced sand. *Geosynthetics International*. 22(3):225–234.
- [68]. Saeed A, Nader H (2009) Bearing capacity of strip footings on sand slopes reinforced with geogrid and grid-anchor. *Geotextiles and Geomembranes* 27: 217–226.
- [69]. Sahu R, Patra C, Das B, Sivakugan N (2016) Ultimate bearing capacity of rectangular foundation on geogrid-reinforced sand under eccentric load. *International Journal of Geotechnical Engineering* 10 (1): 52-56.
- [70]. Skempton A.W. (1951). The bearing capacity of clays. *Proceedings, Building Research Congress, London*, 180-189.
- [71]. Sokolovski V. (1960) *Statics of Soil Media* (translated from Russian by DH Jones and AN Schofield). Butterworth, London, England. 21, 369-95.
- [72]. Sommers AN, Viswanadham BVS (2009) Centrifuge model tests on the behavior of strip footing on geotextile-reinforced slopes. *Geotextiles and Geomembranes* 27: 497–505.
- [73]. Sridhar R, Prathapkumar M T (2017) Behavior of model footing resting on sand reinforced with number of layers of coir geotextile. *Innovation Infrastructural. Solution* 2: 50-58.
- [74]. Terzaghi K. (1943). *Theoretical soil mechanics*. Wiley, New-York, 510 pages.
- [75]. Terzaghi K., Peck R.B. (1967). *Soil mechanics in engineering practice. Second edition*. John Wiley and Sons, New York, 1967, 729 pages.
- [76]. Tsukada Y, Isoda T, Yamanouchi T (1993) Geogrid subgrade reinforcement and deep foundation. *Proceedings of the Geosynthetics Case Histories. ISSMFE technical Committee TC9, yono city. Japan*.
- [77]. Turker E, Sadoglu E, Cure E, Uzuner BA (2014) Bearing Capacity of Eccentrically Loaded Strip footings Close to Geotextile-Reinforced Sand Slope. *Canadian Geotechnical Journal* 51: 884–895.
- [78]. Vesic, A. S. (1973). Analysis of ultimate loads of shallow foundations. *J. Soil mech. Found.Div, ASCE* 99, No. SMI, 45–73.
- [79]. Yoo C (2001) Laboratory investigation of bearing capacity behavior of strip footing on geogrid-reinforced sand slope. *Geotextiles and Geomembranes* 19:279–298.