



REPUBLIQUE ALGERIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique



Université Hadj Lakhdar-Batna

Institut de Génie Civil, d'Hydraulique et d'Architecture

Département de génie civil

Mémoire de Magister en Génie Civil

Option : Géotechnique

Présenté par :

ACHI ABDELWAHHAB

Pour obtenir le diplôme de Magister en génie civil

Etude de la capacité portante d'une fondation filante sur une couche de sable renforcé par géogrilles surmontant une argile molle

Sous la direction de Dr. HAMMOUD Farid

Devant le jury composé de :

Pr. BELACHIA Mouloud	Professeur	Université de SKIKDA	Président
Dr. HAMMOUD Farid	M.C-A	Université de BATNA	Rapporteur
Pr. ABBECHÉ Khelifa	Professeur	Université de BATNA	Examineur
Dr. MESSAST Salah	M.C-A	Université de SKIKDA	Examineur
Dr. KARECH Toufik	M.C-A	Université de BATNA	Examineur

Remerciement

Je tiens, d'abord à remercier, avant tout, le Bon Dieu le Tout Puissant, qui m'a donné la force, la volonté et la patience pour poursuivre des études en post-graduation et réaliser ce travail dans les meilleures conditions.

Ma profonde gratitude s'adresse, tout particulièrement, à mon Directeur de mémoire, le Docteur HAMMOUD FARID qui m'a accordé sa confiance dans l'élaboration de ce mémoire. Tout en suivant de près ma démarche scientifique, il m'a fait partager son expérience enrichissante dans le domaine des sols renforcés et m'a prodigué de précieux conseils et encouragements pour mener à bien ce travail.

Mes remerciements vont également aux membres du jury, qui ont accepté de relire et commenter cette thèse. Leurs remarques ont été à l'origine de discussions riches et passionnantes. Puis, j'adresse un grand merci à tous les docteurs et les enseignants, de spécialités diverse, avec lesquels j'ai en l'honneur de travailler au cours de l'élaboration de ce mémoire pour leurs aides bien utiles.

Je tiens aussi à remercier madame Amel Ben Merzoug, ingénieur en hydraulique, de m'avoir aidé à réaliser ce travail, ses réflexions sur le sujet m'ont permis de persévérer dans mes recherches et d'expérimenter des idées fort intéressantes.

Je remercie vivement mes parents, mon frère, mes sœurs et tous les membres de ma famille d'avoir eu confiance en moi et pour leurs soutiens et encouragement durant mes études.

Enfin, je remercie mes amis, mes collègues et tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans la réalisation de ce travail.

Résumé

Dans beaucoup de cas de construction de fondations, des couches d'argiles molles peu résistantes peuvent être rencontrées. Pour résoudre les problèmes liés à ces sols de faible capacité portante, plusieurs solutions sont proposées. Parmi lesquelles, une qui consiste à substituer une partie du sol sous la fondation par un sable renforcé par des géogrilles. Cependant, le mécanisme de renforcement n'est pas encore clairement compris.

Ce travail vise à présenter une étude numérique au moyen d'analyses en éléments finis en utilisant le modèle de déformation plane réalisées sur une couche de sable surmontant une argile molle, avec et sans nappes de géogrilles chargées avec une semelle filante. Les calculs ont été effectués en utilisant le code éléments finis Plaxis. Le sol a été représenté par le modèle non linéaire de sol avec écouissage (Hardening Soil Model), qui est un modèle contrainte - déformation elasto-plastique et hyperbolique alors que le renforcement a été représenté par des éléments élastiques.

Les études ont été réalisées en considérant une nappe de géogrilles à l'interface sable-argile, d'une part, et en considérant plusieurs nappes de géogrilles au sein de la couche même de sable surmontant une argile, d'autre part. Pour le renforcement par multi-nappes géogrilles, les facteurs ont été pris en considération dans la simulation sont : l'espacement entre la base de la fondation et la première nappe (u), le nombre des nappes de renforcement (N), la distance entre nappes (h) et la largeur des nappes (b). L'épaisseur de la couche de sable a été variée pour évaluer l'influence de ce facteur sur le mécanisme de rupture, avec et sans nappes de géogrilles.

L'analyse numérique a permis de mettre en évidence que l'inclusion d'un renforcement à l'interface sable-argile peut améliorer la capacité portante du sol d'une manière plus significative qu'un renforcement au moyen d'une multitude de nappes de géogrilles dans le sable. Le tassement, est par contre, plus réduit dans ce dernier cas. De ce fait on est arrivé à la conclusion que la combinaison de ces deux options de renforcement est la meilleure solution, car elle permet en même temps, d'augmenter la capacité portante et de réduire le tassement.

Abstract

In many cases of foundations construction, the soft clay layers which is little resistant can be founded. To solve these problems associated with this soil of weaker bearing capacities, one of these solutions assumed is substitute a part of soil under foundation with geogrid-reinforced sand. However, the reinforcement mechanism is not clearly understood.

This travel will present a numerical study on the means of finites elements analysis using a plane strain model, the travel realized on the sand layer overlaying soft clay with or without a geogrid layer loaded with stripe footing. The calculation will be useful in using the finites elements code PLAXIS. The soil will be represented by non-linear model (hardening soil model) which is a model stress-strain elasto-plastic and hyperbolic. Then, the reinforcement will be presented by elastic elements.

The studies will be realized considering the geogrid layer to the interface sand-clay on one side and many other geogrids patches in the sand layer overlaying clay, on the other side. To reinforce through multilayer geogrids we have many factors which have susceptible considered in the simulation are; the distance between the foundation's base and the first layer (u), the number of geogrid layers (N), the distance between geogrid layers (h) and the width of layers (b). The sand layer thickness has been chained to evaluate the influence of this factor on the failure mechanism with and without geogrid.

The numerical analysis can put in evidence that the inclusion of reinforcement is susceptible to improve the bearing capacity in a more significant manner until it is placed in the sand-clay interface, in comparison to the reinforcement of means of multitude in the geogrid layers. Settlement is in opposite more reduced in the last case. From this we will come to conclusion that the combination between both reinforcement options allows the bearing capacity to increase and to reduce the settlement at the same time.

ملخص

في كثير من حالات إنشاء الأساسات، يمكن أن نعثر على طبقات من التربة ضعيفة المقاومة، لحل المشاكل المرتبطة بهذه التربة ضعيفة القدرة على التحمل، واحد من الحلول المعروضة يكمن في تبديل جزء من التربة تحت الأساس برمل مسلح بالجيوشبكي، إلا أن آلية التسليح لا تزال غير متضحة.

هذا العمل يصب في تقديم دراسة رقمية بواسطة التحليل بالعناصر المنتهية باستعمال نموذج التشوهات السطحية، الدراسة أنجزت على طبقة من الرمل فوق طين هش مع وبدون غشاء من الجيوشبكي محمل بأساس مستمر. التربة تمثل بنموذج غير خطي، وهو نموذج الإجهاد والتشوه بين المرونة واللدونة إذن التسليح يمثل بعناصر مرنة.

الدراسات أنجزت باعتبار غشاء الجيوشبكي بين الرمل والطين من جهة وباعتبار بضعة أغشية من الجيوشبكي داخل طبقة الرمل التي أنشئت فوق الطين من جهة أخرى. بالنسبة للتسليح بمجموعة أغشية من الجيوشبكي العوامل التي يمكن اعتبارها في المحاكاة هي: المسافة بين قاعدة الأساس والغشاء الأول (u)، عدد الأغشية (N)، المسافة بين الأغشية (h) وعرض الأغشية (b). سمك طبقة الرمل يبقى متغيرا لفحص تأثير هذا العامل على آلية الانهيار مع وبدون التسليح بالجيوشبكي.

التحليل الرقمي يمكن أن يضع في الحسبان أن إدماج التسليح يستطيع تحسين قدرة تحمل التربة عندما يكون موضوعا بين طبقة الرمل والطين بطريقة أكثر دلالة بالنسبة للتسليح ببضع أغشية من الجيوشبكي داخل طبقة الرمل، الهبوط بالعكس يكون أكثر انخفاضا في هذه الحالة الأخيرة، وعليه نصل إلى استنتاج أن تنسيق اختياري التسليح يسمح في نفس الوقت بزيادة قدرة تحمل التربة وتخفيض الهبوط.

Table des matières

1	REMERCIEMENT.....	1
2	RESUME.....	2
3	ABSTRACT	3
4	ملخص.....	4
5	TABLE DES MATIERES.....	5
6	LISTE DES FIGURES	9
7	LISTE DES TABLEAUX.....	16
8	NOTATIONS.....	17
9	INTRODUCTION GENERALE.....	1
1	CHAPITRE I : GEOSYNTHETIQUES ET LEURS APPLICATIONS EN RENFORCEMENT.....	4
1.1	Introduction :	5
1.2	Origine des géosynthétiques	5
1.3	Classification des géosynthétiques	5
1.4	Le renforcement.....	8
1.4.1	Géotextiles :	8
1.4.1.1	Classification :	8
1.4.1.2	Fonctionnement :	10
1.4.2	Géogrilles :	12
1.4.2.1	Types de géogrilles et modes d'actions :	12
1.4.2.2	Fonctionnement :	13
1.4.2.3	Les mécanismes d'amélioration d'une couche granulaire :	13
1.4.3	Composites géogrilles-géotextiles	14
1.4.4	Principaux caractéristiques des géosynthétiques :	15

1.4.4.1	Le fonctionnement à la traction :.....	15
1.4.4.2	Le comportement à l'interface :.....	15
1.4.4.3	Le coefficient de frottement :.....	15
1.4.4.4	Résistance à l'endommagement.....	16
1.5	Conditions de mise en œuvre des géosynthétiques	16
1.6	Domaines d'application :	17
1.6.1	Murs en sol renforcé	17
1.6.2	Murs de retenue	18
1.6.3	Culée de pont en sol renforcé :	18
1.6.4	Talus raidis et talus subverticaux :	18
1.6.5	Routes et voies ferrées :	19
1.6.6	Renforcement de pentes raides :.....	20
1.6.7	Renforcement d'un remblai sur sol mou :.....	20
1.6.8	Renforcement des sols de fondation :.....	21
1.7	Conclusions :.....	21

2 CHAPITRE II: LA CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS FILANTES REPOSANT SUR SABLE SURMONTANT UNE COUCHE D'ARGILE MOLLE

2.1	Introduction :.....	23
2.2	Fondation supportée par un sol avec substratum à une petite profondeur	23
2.3	Fondation sur une couche de sol raide surmontant un sol mou.....	28
2.4	Capacité portante d'une couche de sable dense surmontant une argile molle saturée	31

3 CHAPITRE III: CAPACITE PORTANTE DES SABLES RENFORCES PAR GEOGRILLES ET GEOTEXTILES.....

3.1	Introduction :.....	35
3.2	Etudes expérimentales :.....	35
3.2.1	Renforcement par géogrilles :.....	35
3.2.1.1	Renforcement par une nappe de géogrille à l'interface sable-argile	35
3.2.1.2	Renforcement par une nappe de géogrille au sein de la couche de sable :.....	38
3.2.1.3	Renforcement par une multitude de nappes de géogrille au sein de la couche de sable :	41
3.2.2	Renforcement par géocellules :.....	43

3.3 Etudes numériques :	45
3.4 Etudes analytiques :	48
3.5 Les méthodes qui décrivent le renforcement par géosynthétiques :	53
3.6 Conclusion.....	55
<u>4 CHAPITRE IV : PRESENTATION DE L'OUTIL DE SIMULATION NUMERIQUE</u>	<u>56</u>
4.1 Introduction	57
4.2 La méthode des éléments finis	57
4.2.1 L'analyse des déplacements par MEF	58
4.2.2 Les éléments pour l'analyse bidimensionnelle	59
4.2.3 L'interpolation des déplacements.....	60
4.2.4 Déformations :	60
4.3 Modèles de comportement pour les sols	61
4.3.1 Elasticité.....	61
4.3.1.1 La matrice de rigidité élémentaire.....	61
4.3.1.2 Matrice de rigidité globale	62
4.3.1.3 Analyse élastique bidimensionnelle.....	63
4.3.2 Elasto-plasticité.....	64
4.3.3 Quelques modèles de comportement élasto-plastique.....	64
4.3.3.1 Modèle de Mohr-Coulomb.....	64
4.3.3.2 Modèle HSM ou Hardening Soil Model	67
4.3.3.3 Modèle Cam Clay (soft soil model):.....	69
4.3.3.4 Modèle pour sols mous avec effet du temps (S.S.C.M).....	72
4.4 Analyse drainée et non drainée	74
4.5 Conclusion :	75
<u>5 CHAPITRE V : PRESENTATION ET INTERPRETATION DES RESULTATS OBTENUS.....</u>	<u>76</u>
5.1 Introduction	77
5.2 Caractéristiques géométriques et géotechniques	77
5.2.1 Coupe géotechnique et géométrie de l'ouvrage.....	77
5.2.2 Caractéristiques géotechniques des matériaux.....	78
5.3 Phases de calcul.....	80
5.4 Programme d'essais.....	81
5.5 Résultats et interprétations :	82

5.5.1	Effet du maillage.....	83
5.5.2	Renforcement à l'interface sable-argile	84
5.5.2.1	Effet de la profondeur de la couche de sable et du renforcement à l'interface	84
5.5.2.2	Effet de la rigidité des géosynthétiques.....	89
5.5.2.3	Effet de l'interface géotextile-argile.....	94
5.5.3	Combinaison entre le renforcement par multi nappes de géogrilles dans le sable et géocomposite à l'interface sable-argile	98
5.5.4	Effet de l'espacement entre la base de la fondation et la nappe supérieure de géogrille.	99
5.5.4.1	Une seule nappe de géogrille dans le sable	99
5.5.4.2	Plus d'une nappe de géogrille dans le sable.....	102
5.5.5	Effet de l'espacement entre les nappes géogrille	106
5.5.6	Effet du nombre de nappes de géogrilles	108
5.5.7	Effet de la largeur des nappes de géogrilles.....	111
5.6	Conclusion.....	113
<u>CONCLUSIONS.....</u>		<u>114</u>
6	<u>RECOMMANDATIONS.....</u>	<u>116</u>
7	<u>ANNEXE 1.....</u>	<u>117</u>
8	<u>ANNEXE 2.....</u>	<u>118</u>
1	<u>BIBLIOGRAPHIES.....</u>	<u>122</u>

Liste des figures

Figure 1-1: Géofilet.....	6
Figure 1-2: Géocomposite.....	6
Figure 1-3 :Géosynthétique alvéolaire.....	7
Figure 1-4 :Géocellule	7
Figure 1-5 : quelques types de géotextiles.....	8
Figure 1-6 : Concept de séparation des couches avec un géotextile.....	11
Figure 1-7 : quelques types des géogrilles.....	12
Figure 1-8 : Imbrication des grains dans une géogrille rigide (à gauche) et souple (à droite)	13
Figure 1-9 : Comportement typique et simplifié d'une géosynthétique à la traction.....	15
Figure 1-10 : Loi de cisaillement schématique à l'interface sol/inclusion.....	15
Figure 1-11 : Essais pour déterminer le coefficient de frottement.....	16
Figure 1-12 : dimensionnement à la rupture des massifs en sol renforcé : Stabilité externe (a, b, c), stabilité interne (d, e, f), stabilité du parement (g, h, i)	17
Figure 1-13 : Mur de retenue	18
Figure 1-14 : culées des ponts en sol renforcé.....	18
Figure 1-15: talus raidis et subverticaux végétaux et renforcées.....	19
Figure 1-16 : souplesse des fondations granulaires par renforcement.....	19
Figure 1-17 : mécanisme d'auto-blocage des agrégats dans les mailles de géogrille pour une chaussée.....	19
Figure 1-18 : exemple de renforcement des routes	20
Figure 1-19 : renforcement des pontes raides.....	20
Figure 1-20 : renforcement d'un remblai sur sol mou.....	20
Figure 1-21 : renforcement des sols des fondations.....	21

Figure 0-1 : La surface de rupture sous une fondation filante rigide : (a) sol homogène à une grande profondeur; (b) avec un substratum à une petite profondeur.....	24
Figure 0-2 : Variation de D/B avec l'angle de frottement du sol pour (N_c et N_q).....	24
Figure 0-3 : Variation de D/B avec l'angle de frottement du sol pour (N_γ).....	24
Figure 0-4 : facteur de la capacité portante de Mandel et Salencon N^*_c [eq (2-2)].....	25
Figure 0-5 : facteur de la capacité portante de Mandel et Salencon N^*_q [eq (2-2)].....	25
Figure 0-6 : facteur de la capacité portante de Mandel et Salencon N^*_γ [eq (2-2)].....	26
Figure 0-7 : variation de m_1 (valeurs de Meyerhof) pour l'utilisation dans l'équation du facteur de forme modifié [eq (2-4)].....	27
Figure 0-8 : variation de m_1 (valeurs de Meyerhof) pour l'utilisation dans l'équation du facteur de forme modifié [eq (2-5)].....	27
Figure 0-9 : Comparaison de la théorie avec les résultats expérimentaux de N^*_γ pour ($\Phi = 43^\circ$; $c = 0$).....	27
Figure 0-10 : Fondation filante rigide sur une couche de sol dense surmontant une argile molle.....	28
Figure 0-11 : La théorie de variation de K_s avec Φ_1 et q_2/q_1 de Meyerhof et Hanna.....	29
Figure 0-12 : Fondation filante rigide sur bi-couche de sol (H/B est relativement petite).....	30
Figure 0-13 : La surface de rupture sous une fondation filante supportée par une couche de sol granulaire dense surmontant une argile molle.....	31
Figure 0-14 : analyse de variation de δ/Φ_1 avec q_2/q_1 et Φ_1 de Meyerhof et Hanna (pour sable dense sur argile molle).....	32
Figure 0-15 : analyse du coefficient de cisaillement local du sable dense sur argile molle de Meyerhof et Hanna : a) $\Phi_1 = 50^\circ$, b) $\Phi_1 = 45^\circ$, c) $\Phi_1 = 40^\circ$	33
Figure 3-1 : fondation filante sur sol granulaire dense avec géogrid à l'interface sol granulaire-argile molle.....	35
Figure 3-2: Variation de q_u et $q_u(R)$ avec H/B pour le sable, $\phi' = 40.3^\circ$, l'argile saturée, $c_u = 3.5$ KN/m ² ; $b/B = 10$ (d'après Khing et al 1994).....	36
Figure 3-3 : Allure de $\Delta q_g / [q_u(c) + \Delta q_s]$ pour les séries des essais : sable $\phi' = 40.3$; argile saturée, $c_u = 3.5$ KN/m ² (d'après Khing et al 1994).....	36
Figure 3-4 : Nature idéalisée du mécanisme de rupture à la charge ultime (d'après Gourc 1983).....	37

Figure 3-5 : Le modèle expérimental et le diagramme contrainte déformation pour sable renforcé sur argile molle d'après Kenny et al (1998)	38
Figure 3-6 : Le modèle du sable renforcé par géogridde sur une argile compressible d'après Alawaji et al (2000)	39
Figure 3-7 La variation de capacité portante q et du rapport BCR avec D_g/D	39
Figure 3-8 : la variation du tassement S et du rapport SRR avec D_g/D	40
Figure 3-9 : la variation de module de déformation élastique et le rapport de young avec D_g/D	40
Figure 3-10 : Le modèle expérimental d'une fondation filante sur bicouches du sol renforcé par géogriddes (Kumar et al 2007)	42
Figure 3-11 : Variation de la capacité portante par tassement pour le renforcement par géocellules et le système multinappes des géogriddes d'après Dash et al (2003)	43
Figure 3-12 : Géométrie du sable renforcé surmontant argile molle avec vide d'après Sireesh et al (2008)	44
Figure 3-13 : Sable renforcé par multinappes géosynthétiques sur argile molle et son modèle proposé d'après Deb et al (2005)	45
Figure 3-14 : Le modèle du sable renforcé par multinappe géosynthétique sur argile molle FLAC d'après Deb et al (2007)	46
Figure 3-15 : Comparaison entre les resultats d'analyse par MDF dans FLAC (Deb et al 2007) et par MEF (Yin 1997a)	47
Figure 3-16 : L'idée de l'effet de propagation de la charge d'après Yasuku et al (1998).....	48
Figure 3-17 : l'épaisseur de renforcement sous l'effet de la largeur des géogriddes G_e	48
Figure 3-18 : Plans de définition du problème et leur modèle d'après Maheshwari et al (2004).....	50
Figure 3-19 : Effet de l'esapcement entre les deux poutres sur leurs flexions.....	51
Figure 3-20 : Effet de la rigidité à la flexion relative des poutres sur leurs flxions.	51
Figure 3-21 : Effet de la rigidité relative des sols sur la flexion de la poutre supérieure.	52
Figure 3-22 : Effet de la variation de la rigidité relative du sol sur la flexion des poutres.	52
Figure 3-23 : Section transversale type de bicouche renforcée par géogriddes.....	54
Figure 4-1 : le maillage en PLAXIS.....	58
Figure 4-2 : éléments bidimensionnelles.....	59
Figure 4-3 : élément à 6 nœuds.....	60
Figure 4-4 : vecteur des forces nodales	62

Figure 4-5 : numérotation nodale effective	62
Figure 4-6 : élasticité bidimensionnelle	63
Figure 4-7 : surface de rupture de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes principales sans cohésion	65
Figure 4-8 : essai de compression triaxiale avec le modèle de Mohr-coulomb	66
Figure 4-9 : surface de limite élastique de HSM dans le plan (p-q) (a) et dans l'espace des contraintes principales (b).....	68
Figure 4-10 : relation hyperbolique gérant l'écroutissement de HSM	69
Figure 4-11 : définition de E de référence à partir des résultats d'un essai oedométrique.....	69
Figure 4-12 : différentes représentations lors d'un essai oedométrique	71
Figure 4-13 : surface de limite élastique de SSM dans le plan (p-q) (a) et dans l'espace des contraintes principales (b).....	72
Figure 4-14 : Effet du temps sur les essais oedométriques.....	73
Figure 4-15 : Diagramme de Peq dans le plan p,q.....	73
Figure 5-1 : Géométrie du problème	77
Figure 5-2 : Modèle utilisé pour la simulation du problème	80
Figure 5-3: Définition du BCR et SRF	82
Figure 5-4 : Courbe charge-tassement pour différents niveaux du maillage.....	84
Figure 5-5 : Vecteurs des déplacements pour H/B=0.5 à s/B=0.1	85
Figure 5-6 : Vecteurs des déplacements pour H/B=1.5 à s/B=0.1	85
Figure 5-7 : Détermination de la capacité portante du sol lâche.....	86
Figure 5-8 : Courbe charge-tassement pour différentes profondeurs de la couche granulaire avec et sans renforcement par GG+GT à l'interface sable-argile.....	87
Figure 5-9 : BCRu en fonction de la profondeur de la couche de sable pour une couche granulaire renforcé à l'interface sable-argile	88
Figure 5-10 : BCR en fonction du rapport du tassement s/B pour différentes profondeurs de la couche granulaire renforcé à l'interface sable-argile.....	88
Figure 5-11 : SRF en fonction de chargement pour différentes profondeurs de la couche granulaire renforcé à l'interface sable-argile	88
Figure 5-12 : Courbe charge-tassement pour différentes rigidités du géosynthétique EA à H/B=1	90

Figure 5-13 : BCR en fonction du rapport du tassement s/B pour différentes rigidités du géosynthétique EA à $H/B=1$	90
Figure 5-14 : SRF en fonction de la charge pour différentes rigidités du géosynthétique EA à $H/B=1$	91
Figure 5-15 : Courbe charge-tassement pour différentes rigidités du géosynthétique EA à $H/B=2$	91
Figure 5-16 : BCR en fonction du rapport du tassement s/B pour différentes rigidités du géosynthétique EA à $H/B=2$	92
Figure 5-17 : SRF en fonction de la charge pour différentes rigidités du géosynthétique EA à $H/B=2$	92
Figure 5-18 : BCR en fonction de la rigidité du géosynthétique EA pour différents rapports H/B avec $s/B=0.03$	93
Figure 5-19 : BCR en fonction de la rigidité du géosynthétique EA pour différents rapports H/B avec $s/B=0.1$	93
Figure 5-20 : BCR en fonction de la rigidité du géosynthétique EA pour différents rapports H/B avec $s/B=0.15$	93
Figure 5-21 : Courbe charge-tassement pour différents facteurs d'interface géotextile-argile à $H/B=1$	94
Figure 5-22 : BCR en fonction du rapport du tassement s/B pour différentes interfaces géotextile-argile à $H/B=1$	95
Figure 5-23 : SRF en fonction de la charge pour différentes interfaces géotextile-argile à $H/B=1$	95
Figure 5-24 : Courbe charge-tassement pour différents facteurs d'interfaces géotextile-argile à $H/B=2$	95
Figure 5-25 : BCR en fonction du rapport du tassement s/B pour différentes interfaces géotextile-argile à $H/B=2$	96
Figure 5-26 : SRF en fonction de la charge pour différentes interfaces géotextile-argile à $H/B=2$	96
Figure 5-27 : BCR en fonction de l'interface géotextile-argile R_f pour différents rapports H/B avec $s/B=0.03$	97
Figure 5-28 : BCR en fonction de l'interface géotextile-argile R_f pour différents rapports H/B avec $s/B=0.1$	97

Figure 5-29 : BCR en fonction de l'interface géotextile-argile R_f pour différents rapports H/B avec $s/B=0.15$	97
Figure 5-30 : Courbe charge-tassement avec une combinaison entre le renforcement par multi nappes de géogrilles et le renforcement à l'interface sable-argile.....	98
Figure 5-31 : BCR en fonction du rapport du tassement s/B avec une combinaison entre renforcement par multi nappes géogrilles et renforcement à l'interface sable-argile	99
Figure 5-32 : SRF en fonction du chargement avec une combinaison entre renforcement par multi nappes géogrilles et renforcement à l'interface sable-argile.....	99
Figure 5-33 : Courbe charge-tassement pour différents espacements entre la base de la fondation et la première nappe géogrille avec un renforcement par une seule nappe géogrille	100
Figure 5-34 : BCR en fonction du rapport du tassement s/B pour différents espacements entre la base de la fondation et la première nappe géogrille.....	101
Figure 5-35 SRF en fonction du chargement pour différents espacements entre la base de la fondation et la première nappe géogrille	101
Figure 5-36 : BCR en fonction de « u/B » à différents rapports du tassement.....	102
Figure 5-37 : Courbe charge-tassement pour différents espacements entre la base de la fondation et la première nappe géogrille avec un renforcement par deux nappes géogrilles.....	102
Figure 5-38 : BCR en fonction du rapport du tassement s/B pour différents espacements entre la base de la fondation et la première nappe géogrille.....	103
Figure 5-39 : BCR en fonction de « u/B » à différents rapports du tassement.....	103
Figure 5-40 : SRF en fonction du chargement pour différents espacements entre la base de la fondation et la première nappe géogrille	103
Figure 5-41 : BCR en fonction de u/B pour différents nombres des nappes géogrille à un tassement $s/B=0.03$	104
Figure 5-42 : BCR en fonction de u/B pour différents nombres des nappes géogrille à un tassement $s/B=0.12$	104
Figure 5-43 : BCR en fonction de u/B pour différents nombres des nappes géogrille à un tassement $s/B=0.18$	104
Figure 5-44 la variation de BCR avec u/B (voir le tableau suivant)	105
Figure 5-45 : Courbe charge-tassement pour différents espacements entre les nappes géogrille h/B	106

Figure 5-46 : SRF en fonction du chargement pour différents espacements entre les nappes géogrille.....	107
Figure 5-47 : BCR en fonction du rapport du tassement s/B pour différents espacements entre les nappes géogrille.....	107
Figure 5-48 : BCR en fonction de « h/B » à différents rapports du tassement.....	108
Figure 5-49 : la variation de BCR avec h/B pour fondation filante $u/B = 0.375$; $d/B = (d/B)_{cr} \approx 2$ (Shin et Das, 1999)	108
Figure 5-50 : Courbe charge-tassement pour différents nombres des nappes géogrilles.....	109
Figure 5-51 : La capacité portante d'une fondation filante sur argile molle renforcé par géotextiles ; $c_u = 22.5 \text{ kN/m}^2$; $u/B = h/B = 0.33$; $b/B = 8$; $B = 76.2 \text{ mm}$ (Sakti et Das, 1987).....	109
Figure 5-52 : BCR en fonction du rapport du tassement s/B pour différents nombres des nappes géogrilles.....	110
Figure 5-53 : BCR en fonction de « N » à différents rapports du tassement.....	110
Figure 5-54 : SRF en fonction du chargement pour différents nombres des nappes géogrilles ..	110
Figure 5-55 : Courbes charge-tassement pour différentes largeurs des nappes de géogrilles.....	111
Figure 5-56 : SRF en fonction du chargement pour différentes largeurs des nappes géogrilles.	112
Figure 5-57 : BCR en fonction du rapport du tassement s/B pour différentes largeurs des nappes géogrilles.....	112
Figure 5-58 : BCR en fonction de « b/B » à différents rapports du tassement pour une fondation filante.....	113
Figure 5-59 : Variation de BCR avec b/B d'une fondations sur sable renforcé par géogrille ; $u/B = h/B = 0.33$; $B = 76.2 \text{ mm}$; $N = 6$ pour fondation filante, $N = 4$ pour fondation carrée (Omar et al., 1993b).....	113

Liste des tableaux

Tableau 1-1 : classes de géotextiles CFG	9
Tableau 1-2 : Comparaison des différents produits géosynthétiques	9
Tableau 1-3 : Principales fonctions des géotextiles	10
Tableau 1-4 : Conditions optimales du sol support pour l'emploi de géotextile.....	11
Tableau 1-5 : Relation entre les fonctions du géotextile et la résistance au cisaillement du sol support.....	11
Tableau 1-6 : Critères granulométriques de filtre.....	14
Tableau 3-1 : Méthodes utilisées dans la recherche sur les mécaniques de renforcement du géosynthétique	54
Tableau 4-1: relation entre les paramètres de l'élasticité	63
Tableau 4-2 : valeurs des paramètres de compressibilité et de gonflement.....	70
Tableau 5-1 : Paramètres physiques et de résistance du sol.....	78
Tableau 5-2 : Paramètres de la rigidité du sol.....	78
Tableau 5-3 : Paramètres élastiques de la fondation et des géosynthétique s.....	79
Tableau 5-4 : programme d'essais sur le modèle.....	81
Tableau 5-5 détails des paramètres des essais représentés dans les courbes de figure (5-44) ..	105

Notations

T_f : Résistance à la traction ultime

ε_f : Déformation à la rupture

T_d : Résistance à la traction de calcul

ε_d : Déformation de calcul

$f\phi$: Coefficient de frottement

N_c, N_q, N_γ : Facteurs de la capacité portante

N_c^*, N_q^*, N_γ^* : Facteurs de la capacité portante modifiés

H : Epaisseur de la couche supérieur du sol

B : Largeur de la fondation

D : Profondeur de la zone de cisaillement du sol

C : Cohésion du sol

Φ : Angle du frottement du sol

$\Phi_{\text{sol-géosynthétique}}$: Frottement entre le sol et le géosynthétique

γ : Poids propre du sol

$\lambda_{qs}^*, \lambda_{\gamma s}^*$: Facteurs de forme modifiée

L : Longueur de la fondation

γ_1 : Poids propre de la couche supérieur du sol

C_2 : Cohésion du sol inférieur mou

γ_2 : Poids propre du sol inférieur

C_a : Force de cohésion le long de aa' et bb'

P_p : Force passive sur les faces aa' et bb'
 q_b : Capacité portante de la couche inférieure du sol
 δ : Inclinaison de la force passive P_p avec l'horizontal
 C_a : Cohésion unitaire
 K_{pH} : Composant horizontal du coefficient de la pression du sol passif
 $q_{u(R)}$: Capacité portante ultime de la couche d'argile
 Δq_s : Résistance au cisaillement dans la couche du sable
 Δq_g : Contribution de géogridde à la capacité portante ultime
 D : Diamètres de la force axiale sur la fondation circulaire
 D_g : Diamètre de la fondation circulaire
 G_e : Effet de propagation de la charge par géogriddes
 K^e : Matrice de rigidité élémentaire
 U^e : Vecteur des déplacements nodaux
 P^e : Vecteur des forces nodales
 σ : Matrice des contraintes
 ε : Matrice des déformations
 B : Matrice des déformations
 dv : Élément de volume
 P : Vecteur global des forces nodales
 E : Module élastique
 ν : Coefficient de poisson
 K : Module volumique
 G : Module de cisaillement
 K_0 : Coefficient de terres au repos
 σ_1, σ_2 et σ_3 : Contraintes principales
 ψ : Angle de dilatance

E_{50}^{ref} : Module de déformation plastique déviatoire

P^{ref} : Pression de référence

E_{oed}^{ref} : Module de déformation plastique en compression oedométrique

E_{ur}^{ref} : Module en décharge/recharge élastique

ν_{ur} : Coefficient de Poisson en décharge/recharge

K^{nc_0} : Coefficient des terres au repos pour les sols normalement consolidés

OCR : Fonction du degré de consolidation

ε_v : Déformation volumique

e : Indice des vides

λ^* : Pente de droite de consolidation normale lors du chargement d'un sol normalement consolidé

κ^* : Pente de droite plus faible lors d'un déchargement - rechargement,

R_f : Facteur de l'interaction du sol

u : Espacement entre la base de fondation et la nappe supérieur de géogridde

h : Espacement entre les nappes géogriddes

b : Largeur des nappes géogriddes

BCR : Rapport de la capacité portante (bearing capacity ratio)

BCRS : Rapport de la capacité portante spécifique (bearing capacity ratio specific)

BCRu : Rapport de la capacité portante ultime (bearing capacity ratio ultimate)

SRF : Facteur de réduction de tassement (settlement reduction factor)

S : Tassement de la semelle sur sol non renforcé

S_R : Tassement de la semelle sur sol renforcé

q : Charge appliquée sur sol non renforcé

q_R : Charge appliquée sur sol renforcé

q_u : Charge ultime appliquée sur sol non renforcé

q_{uR} : Charge ultime appliquée sur sol renforcé

Introduction générale

Dans beaucoup de cas de constructions de fondations, des couches d'argiles molles peu résistantes peuvent être rencontrées. Pour résoudre les problèmes associés avec ces sols de faible capacité portante, une des solutions proposées consiste à substituer une partie du sol sous la fondation par un sable renforcé par des géogrilles. Cependant le mécanisme de renforcement n'est pas encore clairement compris. Il est donc nécessaire de faire des travaux de recherche supplémentaires.

L'objectif principal de ce travail est de déterminer le mode de renforcement approprié à une couche de sable surmontant une argile molle, pour augmenter la capacité portante et réduire le tassement d'une fondation filante reposant sur le bicouche sable-argile.

Ce travail constitue une contribution à l'étude numérique du comportement d'un massif de sable surmontant une couche d'argile molle, avec et sans nappes de géogrilles dans le sable, et à l'interface sable-argile chargé avec une semelle filante. Cette étude sera effectuée au moyen d'analyses en éléments finis en utilisant le modèle de déformation plane. L'objectif de ce travail de recherche est plus particulièrement axé sur la compréhension des mécanismes de rupture qui se développent dans le bicouche sable-argile et la détermination de l'influence de l'armature en géogrilles sur les caractéristiques de capacité portante de la semelle afin de suggérer une géométrie optimale de mise en place des géogrilles. Les calculs seront effectués en utilisant le code éléments finis Plaxis. Le sol sera représenté par le modèle non linéaire de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model), qui est un modèle contrainte-déformation élasto-plastique hyperbolique, alors que le renforcement sera représenté par des éléments membranes élastiques.

Les études seront réalisées en variant l'épaisseur de la couche de sable pour évaluer l'influence de ce facteur sur le mécanisme de rupture, avec et sans nappes de géosynthétique à l'interface sable-argile, et l'effet de rigidité de géosynthétique et leur interaction avec le sol. Pour le renforcement par système de multi-nappes géogrilles dans la couche même du sable, les facteurs pris en considération dans la simulation sont : la distance entre la base de la fondation et la

première nappe (u), le nombre de nappes de renforcement (N), la distance entre nappes (h) et la largeur des nappes (b).

Ce mémoire est composé de cinq chapitres classés comme suit :

Le premier chapitre commence par un bref historique des matériaux géosynthétiques dans lequel il évoque leur origine et leurs premiers emplois dans le domaine géotechnique. En suite, il cite quelques types de géosynthétiques, avec leurs fonctions, avantages et domaines d'utilisation. Puis il explique, avec plus de détails, le renforcement des sols par géosynthétiques et leur effet sur la capacité portante.

Dans le deuxième chapitre on parlera, en premier lieu, du mécanisme de rupture du sol sur substratum, à une profondeur, sous la base d'une fondation filante, pour les deux cas ; petite et grande profondeur. Et par la suite, on entamera l'étude du système bicouche du sol avec ses différentes caractéristiques physiques et mécaniques pour chaque couche, tout en considérant la couche supérieure comme étant un sol dense et la couche inférieure comme sol mou, selon la théorie de Meyerhof et Hanna (1978). On finira par l'étude d'un cas particulier de la capacité portante d'une fondation filante sur une couche de sable dense surmontant une couche d'argile molle saturée, qui est traité dans notre sujet.

Le troisième chapitre visera la littérature des renforcements d'une couche de sable reposant sur argile molle, des types de matériaux géosynthétiques et des manières de renforcement, avec un résumé des résultats et des conclusions de quelques études expérimentales, numériques et théoriques sur ce sujet. Dans ce chapitre on résumera le développement du renforcement de la couche du sable surmontant une couche d'argile molle, par les deux théories : renforcement à l'interface sable-argile et renforcement par système de multi-nappes de géogrilles dans la couche sableuse supérieure. Après, on citera les principaux critères de classification des méthodes décrivant le mécanisme de renforcement par géosynthétiques.

Le quatrième chapitre consacré à l'outil de simulation numérique, le code de calcul PLAXIS. On partira d'une formulation en éléments finis, faite selon ce code de calcul, en élasticité linéaire, en déformation plane bidimensionnelle et les caractéristiques élastiques du sol, le module de Young « E » et le coefficient de Poisson « ν ». Concernant les matériaux utilisés, on expliquera brièvement sur la formulation en élasto-plasticité avec le paramètre d'écrouissage et on citera

quelques modèles de comportement du sol : le modèle de Mohr- Coulomb, le modèle HSM (Hardning Soil Model), les modèles Cam-Clay : SSM (Soft Soil Model) et SSCM (Soft Soil Creep Model). On analysera les caractéristiques élasto-plastiques du sol dans chaque modèle de comportement et on indiquera aussi la validation et l'utilisation de ces modèles avec les différents types de sol. On terminera ce chapitre par une comparaison entre les analyses drainée et non drainée.

Le cinquième chapitre concernera la modélisation numérique du problème selon le code de calcul PLAXIS et l'interprétation et la comparaison des résultats de cette modélisation avec ceux des études précédentes. On modélisera la géométrie du sol avec la fondation et les éléments géogrids, les caractéristiques des matériaux employés dans le modèle de comportement choisi, le maillage, les conditions aux limites et les conditions initiales, enfin on présentera toutes les phases de construction considérées dans le calcul. Les résultats de calcul obtenus seront représentés par des courbes ; charge-tassement, BCR (Bearing Capacity Ratio) et SRF (Settlement Reduction Factor).

Chapitre I

Les géosynthétiques et leurs applications en renforcement

1.1 Introduction :

Les géosynthétiques sont des produits dont au moins un des constituants est à base de polymère synthétique ou naturel. Ils se présentent sous forme de nappe, de bande ou de structure tridimensionnelle. Ils sont utilisés, en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux, dans les domaines de la géotechnique et du génie civil.

1.2 Origine des géosynthétiques

Les géosynthétiques sont employés dans le domaine du génie civil, pour la première fois, en 1926, en Caroline du Sud, aux états unis d'Amérique, où les premières parcelles de route ont été réalisées avec des tissus de coton. Le résultat est probant, puisque la route reste en bon état jusqu'à ce que le matériel se dégrade. Ainsi fut la naissance d'un grand marché pour des matériaux synthétiques.

La deuxième innovation dans ce domaine fut l'utilisation de textile comme drain et filtre. Le fait que le liquide puisse traverser un matériel poreux, tout en retenant le sol (ou une partie sélectionnée du sol) adjacent, a permis le développement d'un matériau synthétique plus performant. Ainsi, le géotextile permet de remplacer la couche de sable, drainante et filtrante, jusqu'alors incontournable. L'intérêt que celui-ci présente alors est la possibilité d'en contrôler la qualité à l'usine, et de se substituer à un matériau naturel parfois non disponible, et donc pouvant être très cher. De cette manière, la fonction de filtration, autant au niveau de l'eau que des sols, est née et a permis aux géosynthétiques de prendre de l'essor dès 1930. C'est à cette date-là que les manufacturiers de textiles européens transforment leurs machines traditionnelles et développent de nouvelles gammes de produits, spécifiquement orientés vers une utilisation en géotechnique.

Enfin, une troisième application importante des géosynthétiques fut la réalisation de barrières imperméables permettant d'empêcher le mouvement des liquides. Historiquement, l'argile a toujours été largement utilisée, et l'est encore dans de nombreux cas, malgré que son installation et le contrôle de sa qualité soient relativement compliqués. Fabriquées d'abord de caoutchouc synthétique vers 1940, les premières géomembranes polymériques telles que le Polyéthylène de Haute Densité (PEHD) ne voient le jour qu'au début des années 80 et, de plus, n'ont cessé de se développer. Plus récemment, à la fin des années 80, le mélange d'un support synthétique avec un matériau naturel comme l'argile est utilisé sous le nom de géocomposite bentonitique (GCB).

1.3 Classification des géosynthétiques

Les géosynthétiques peuvent être généralement classés en catégories selon leur mode de fabrication. Ils sont essentiellement fabriqués pour une utilisation dans les domaines du génie civil et de la protection de l'environnement ainsi que dans les ouvrages hydrauliques et de

transport. On distingue communément quelques types principaux de géosynthétiques, chacun ayant sa propre fonction. La dénomination courante et une brève description de certains d'entre eux sont présentées ci-dessous.

1. **Les géofilets** : Les géofilets sont des matériaux analogues aux grilles, constitués de deux ensembles de brins grossiers parallèles de polymères, s'entrecroisant selon un angle constant. Le maillage forme une nappe ayant une porosité dans le plan qui est utilisée pour véhiculer des débits relativement importants de fluides.



Figure 1-1: Géofilet

2. **Les géomembranes** : Les géomembranes sont des nappes souples, continues, fabriquées à partir d'un ou plusieurs matériaux synthétiques. Elles sont relativement imperméables et sont utilisées comme nappe d'étanchéité pour le confinement des fluides ou des gaz et comme barrière à la vapeur.
3. **Les géocomposites** : Les géocomposites sont des géosynthétiques fabriqués par association de deux ou plusieurs types de géosynthétiques. Ils incluent par exemple : géotextile-géofilet, géotextile-géogrille, géofilet-géomembrane ou un géosynthétique bentonitique (GSB). Les drains géocomposites préfabriqués ou les drains verticaux préfabriqués sont constitués d'une âme drainante en plastique entourée d'un filtre géotextile.

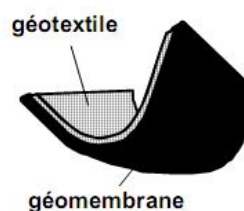


Figure 1-2: Géocomposite

4. **Les géosynthétiques alvéolaires** : Les géosynthétiques alvéolaires sont relativement épais, étant constitués de réseaux tridimensionnels réalisés à partir de feuilles de polymères découpées en bandes. Les bandes sont jointes entre elles pour former des cellules interconnectées qui sont remplies de sol et parfois de béton. Dans certains cas, des bandes de grilles polyoléfiniques larges de 0,5 m à 1 m ont été attachées ensemble avec des barres en polymères verticales et utilisées pour former des couches épaisses de géosynthétiques alvéolaires appelées géomatelas.

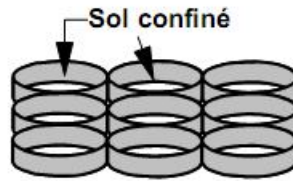


Figure 1-3 :Géosynthétique alvéolaire

5. **Les blocs ou plaques de géomousses :** Les blocs ou plaques de géomousses sont obtenus par expansion de mousse polystyrène pour former un réseau de faible densité de cellules closes remplies de gaz. Les géomousses sont utilisées pour l'isolation thermique, comme remblai léger ou comme couche verticale compressible pour réduire la pression des sols contre les murs rigides.
6. **Les géosynthétiques bentonitiques :** Les géosynthétiques bentonitiques sont des géocomposites préfabriqués avec une couche de bentonite incorporée de façon typique entre deux géotextiles ou collée à une nappe unique de géotextile. Lorsqu'ils sont hydratés, ils sont efficaces comme barrière aux liquides et gaz et sont communément utilisés dans les étanchéités de décharges.
7. **Les géotuyaux :** Les géotuyaux sont des tuyaux perforés ou des tuyaux pleins en polymères utilisés pour le drainage des liquides ou gaz (y compris la collecte des lixiviats ou gaz dans les cas d'utilisation en installation de stockage de déchets). Dans certains cas les tuyaux perforés sont entourés d'un filtre géotextile.
8. **Les géocellules :** Qui ont la troisième dimension (hauteur) dans la fourchette comprise entre environ 0,1 et 0,25 m; très souvent ils sont fabriqués à partir de bandes qui sont localement connectés et, une fois étirés, les cellules 3D sont créées, par exemple, sous la forme de nid d'abeilles.



Figure 1-4 :Géocellule

Les nombreuses applications des matériaux géosynthétiques dans la géotechnique sont examinées par type de matériau géosynthétique.

1.4 Le renforcement

Le géosynthétique agit comme élément de renfort au sein d'une masse de sol ou en combinaison avec le sol pour produire un composite ayant des propriétés en déformation et résistance améliorées par rapport à un sol non renforcé. Le bon fonctionnement du renforcement exige un faible allongement du géosynthétique sous sollicitation, et un choix judicieux doit être réalisé en fonction du type de sol. Pour des sols graveleux et non cohésifs (par exemple sables et graviers), les géogrilles conviennent mieux, tandis que les géotextiles tissés et les géocomposites sont plus adaptés aux sols fins et homogènes (argiles, loess).

1.4.1 Géotextiles :

Les géotextiles sont des produits tissés, non tissés, ou tricotés, perméables, fabriqués à base de polymère. La fonction du géotextile dans le sol peut être la séparation, la filtration, et aussi le renforcement.

Les géotextiles tissés sont produits par entrelacement, habituellement à angle droit, de deux ou plusieurs faisceaux de fils, de filaments, de bandelettes ou d'autres éléments.

Ils sont largement utilisés avec une grande variété de sols, cohérents et non cohérents, pour contribuer à la formation d'un filtre naturel. Cela permet la diffusion des surpressions interstitielles. De plus, grâce à leurs caractéristiques de résistance et à un allongement contrôlé, ils facilitent les constructions utilisant des sols.



Géotextile tissé



Géotextile non tissé



Géotextile tricoté

Figure 1-5 : quelques types de géotextiles

1.4.1.1 Classification :

Les géotextiles se classent en fonction de leurs propriétés et caractéristiques telles que leur résistance à la traction, leur résistance au déchirement, leur permittivité, leur transivité ou encore leur ouverture de filtration. Le comité français des géosynthétiques (CFG) a défini la classification décrite dans le tableau ci-dessous :

Propriétés caractéristiques		Numéro de la propriété													
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
Résistance à la traction KN/m	Sens de production	1	4	8	12	16	20	25	30	40	50	75	100		
	Sens travers	2													
Allongement à l'effort maximal %	Sens de production	3	8	11	15	20	25	30	40	50	60	80	100		
	Sens travers	4													
Résistance à la déchirure KN	Sens de production	5	0.1	0.2	0.3	0.5	0.8	1.2	1.7	2.3	3	4	6		
	Sens travers	6													
perméabilité	Perméabilité s-1	7	E-2	2E-25	E-2	0.1	0.2	0.5	1	2	5	10	50		
	Transmitivité m2/s	8	E-8	2E-8	5E-8	E-7	2E-7	5E-7	E-6	2E-6	5E-6	E-5	5E-5		
Porométrie of \square m		9	600	400	200	150	125	100	80	60	40	20	10		

Tableau 1-1 : classes de géotextiles CFG

	Non-tissés aiguilletés	Tissés PP/PEHD	Tissés PET	Tissés mono- filament	Géogrilles PET	Géogrilles s PP	Grillage gabions
Résistance a la rupture	-	**	****	*	***	*	***
Allongement a la rupture	-	**	****	*	****	**	*
Frottement	*	***	****	**	***	***	***
Résistance au poinçonnement (CBR)	***	****	-	*	****	****	****
Performance a long terme	-	*	****	**	***	*	*
Durabilité (résistance à la corrosion, aux UV)	****	****	-	*	*	****	-
Perméabilité	*	-	-	***	****	****	****

Tableau 1-2 : Comparaison des différents produits géosynthétiques

****	Très adapté	PP	Polypropylène : très bonne résistance chimique avec un allongement acceptable
***	Bien adapté		
**	Moyennement adapté	PEHD	Polyéthylène haute-densité
*	Peu adapté	PET	Polytéréphtalate d'éthylène ou polyester : faible allongement lié à une grande résistance à la traction
-	Inadapté		

1.4.1.2 Fonctionnement :

Leurs domaines d'utilisation sont très vastes et concernent aussi bien la géotechnique routière, les centres de stockage de déchets, les aménagements hydrauliques que la stabilisation des sols et le renforcement des fondations,.... Le tableau ci-dessous résume les principales fonctions des géotextiles ainsi que les critères essentiels de dimensionnement.

FONCTION	DESCRIPTION	EXEMPLES	Caractéristiques essentielles pour assurer la fonction
Séparation	Eviter l'interpénétration des sols de nature et de granulométries différentes (en vue de maintenir leurs performances initiales).	Couches de forme routières, voies ferroviaires, remblais sur sols compressibles	Résistance à la traction, à la perforation statique, allongement
Filtration	Assurer le passage de l'eau perpendiculairement au plan de la nappe en retenant les particules de sol.	Protection des drains contre le colmatage, couche de transition sous enrochement	Permittivité, ouverture de filtration (Or)
Drainage	Assurer le passage de l'eau dans le plan de la nappe.	Drainage sous fondation, sous remblai, au contact d'ouvrage (tunnels, murs,...)	Transmissivité
Renforcement	Améliorer la résistance d'un massif de sol dans lequel il est inclus	Murs de soutènement, radiers sous chaussée, fondations sur sols compressibles	Résistance à la traction, allongement, frottement d'interface
Protection	Protéger une structure fragile (géomembranes) contre des éléments poinçonnant.	Bassin de retenue, parement de barrage, digue	Résistance à la perforation, grammage
Lutte contre l'érosion	Limiter les mouvements de particules de sol en surface causés par l'eau ou le vent.	Protection de berges (canaux, torrents), de talus, cotes soumises à l'érosion maritime et éolienne	Capacité à permettre le développement de la végétation

Tableau 1-3 : Principales fonctions des géotextiles

Les géotextiles sont principalement utilisés pour des applications non structurales comme la filtration et la séparation. Ils sont le plus souvent utilisés pour assurer une séparation entre le sol support et les remblais granuleux, empêchant ainsi toute contamination de ceux-ci, comme l'illustre la figure 1-6. Une telle séparation empêche les granulats de pénétrer dans le sol support et évite que les particules fines du sol support s'intègrent dans le remblai. On conserve ainsi intacte l'épaisseur du remblai. [Il est à noter que l'introduction des grains fins dans la couche granulaire peut diminuer de façon significative sa résistance au cisaillement (angle de frottement)]. Le géotextile joue aussi le rôle de filtre dans une telle application. La fonction première du géotextile est donc la séparation et sa deuxième fonction, c'est la filtration.

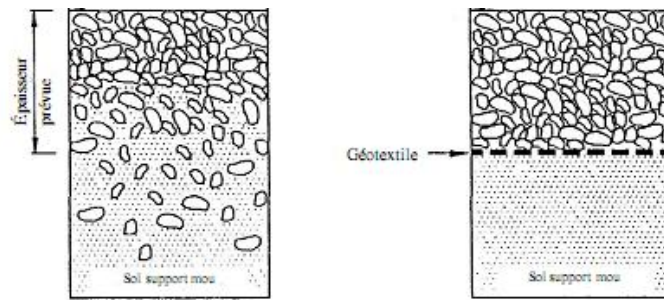


Figure 1-6 : Concept de séparation des couches avec un géotextile

Holtz et al. (1985) considèrent que les conditions du sol support données au tableau (1-4) représentent les usages les plus appropriés des géotextiles. Holtz et al. (1995) recommandent également qu'il y ait une relation entre les fonctions du géotextile et la capacité portante du sol support, comme l'indique le tableau (1-5). Il est à noter que les géotextiles n'offrent un renforcement qu'avec des sols très meubles et après la mise en place de la première couche de granulats. Ces conditions sont toutefois différentes de celles traitées dans notre sujet

Condition	Description
Sols	sols à faible capacité portante
Résistance au cisaillement	Faible résistance au cisaillement en conditions non drainées $C_u < 90 \text{ kpa}$ $\text{CBR} < 3$ {Note : CBR tel que déterminé par la norme ASTM D 4429 Bearing Ratio of Soils in place} $M_g = 30 \text{ MPa}$
Eau	Nappe phréatique élevée
Sensibilité des sols	Haute sensibilité

Tableau 1-4 : Conditions optimales du sol support pour l'emploi de géotextile

Résistance au cisaillement non drainée (kpa)	CBR du sol support	Fonctions des géotextiles
60-90	2-3	Filtration et possibilité de séparation
30-60	1-2	Filtration, séparation et possiblement renforcement
< 30	< 1	Toutes les fonctions, incluant le renforcement

Tableau 1-5 : Relation entre les fonctions du géotextile et la résistance au cisaillement du sol support

1.4.2 Géogrilles :

Les géogrilles sont classées parmi les produits géosynthétiques et dont la fonction est le renforcement des sols. Le terme géogrille est trop vague pour décrire uniquement cet élément structural spécifique testé, éprouvé et utilisé pour renforcer le sol. Les géogrilles doivent être considérées et évaluées de la manière suivante :

Une géogrille est une structure plane à base de polymère, constituée par un réseau ouvert et régulier d'éléments résistants à la traction et pouvant être assemblés par extrusion, par collage ou par entrelacement, dont les ouvertures ont des dimensions supérieures à celles des constituants et permettant le confinement du sol.

1.4.2.1 Types de géogrilles et modes d'actions :

On peut distinguer les géogrilles uniaxiales ayant une résistance à la traction plus élevée dans une direction autre que la direction perpendiculaire et dont la maille est allongée, et les géogrilles bi axiales ayant la même résistance dans les deux directions du maillage qui, dans ce cas, est carré.

La grandeur des mailles varie généralement de 1 à 10 cm pour permettre la pénétration des gros éléments du sol, et la création d'un effet d'imbrication de ces constituants dans la géogrille. Le mode d'action des géogrilles n'est pas le même que pour les géotextiles classiques. En effet, les éléments du sol s'introduisent dans la structure ouverte des géogrilles, ce qui permet d'obtenir une transmission de contraintes non seulement par frottement sol-géogrille mais aussi par auto blocage entre la grille et le remblai, comme le montre le second schéma de la figure pour une géogrille biaxiale rigide et une géogrille biaxiale souple.



Géogrille extrud

(a) Tissé uniaxiale

(b) Tissé biaxiale

Figure 1-7 : quelques types des géogrilles

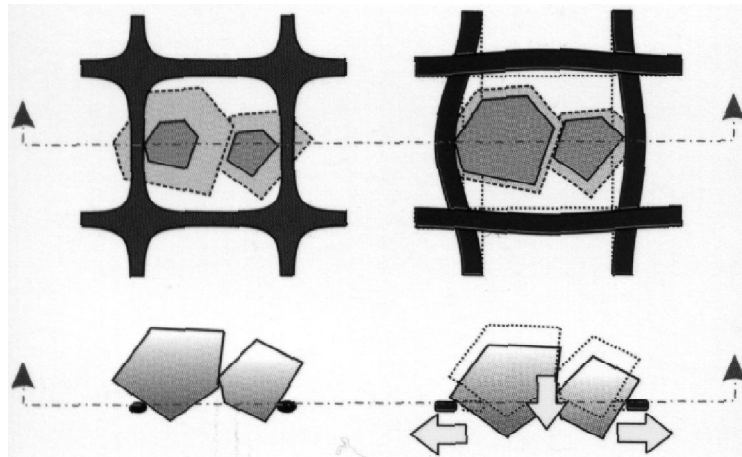


Figure 1-8 : Imbrication des grains dans une géogrille rigide (à gauche) et souple (à droite)

Ce mode d'action a pour effet d'obtenir une grande résistance au glissement et de réduire la longueur d'ancrage des nappes de géogrilles. D'autre part, la nature même des géogrilles fait que leur module d'élasticité est élevé, ce qui génère une grande résistance à la traction pour de faibles contraintes. En outre, le problème du fluage à long terme est réduit en grande partie.

1.4.2.2 Fonctionnement :

Leur surface de contact avec le sol étant faible, l'ancrage des géogrilles se fait essentiellement par le blocage d'éléments à l'intérieur des mailles. Ceci a pour effet d'augmenter la cohésion entre les grains. On peut ainsi obtenir des valeurs du coefficient de frottement $f\phi > 1$ lors d'un essai de cisaillement (Collios, 1981). Ce phénomène dénommé la "pseudo-cohésion" (interlocking en anglais), nécessite une bonne adéquation entre le diamètre moyen des grains et la taille de la maille. Les meilleurs résultats en ancrage semblent être obtenus pour des sols bien triés (Cu faible, granulométrie uniforme) et pour des diamètres de maille de l'ordre de 3 à 15 fois le D_{50} du matériau. Selon certaines marques (doc. Tensar), le coefficient $f\phi$ serait de 0,9 à 1 en présence de roches broyées ou de graves.

Il est important de noter qu'une grille à mailles souples et déformables favorise l'imbrication des grains dans le maillage, et donc, augmente sensiblement la capacité d'ancrage du produit (dans certaines conditions de granulométrie difficile à déterminer précisément). Le comportement mécanique dépend surtout du matériau constitutif de la géogrille. De manière générale, peu d'essais et de préconisations correspondent au contexte des sols à forte granulométrie.

1.4.2.3 Les mécanismes d'amélioration d'une couche granulaire :

Les géogrilles rigides augmentent la capacité portante de la semelle filante grâce au renforcement d'une couche granulaire sous la fondation en mettant à contribution quatre mécanismes fondamentaux:

- L'imbrication ou l'autobloquage des grains à l'interface du sol support empêche tout déplacement latéral de ceux-ci;
- Le renforcement fournit une résistance à la traction à faibles déformations (Module de traction initiale élevée) dans la couche granulaire;
- Le confinement assure un plan uniforme sous les grains;
- La séparation empêche la couche granulaire de poinçonner dans le sol support et lui maintient son épaisseur requise.

1.4.3 Composites géogrilles-géotextiles

Les géogrilles utilisées pour renforcer la couche granulaire peuvent parfois servir de séparateur entre le sol support et la couche granulaire. Elles empêchent les agrégats de poinçonner dans le sol support. Il faut éviter par ailleurs que les particules fines ne pénètrent dans la couche granulaire. L'utilisation d'un filtre peut se révéler nécessaire dans ce cas. Une géogrille maintiendra un contact continu entre le sol support et la couche granulaire et permettra la formation d'un filtre naturel. Il est prouvé théoriquement qu'un filtre se formera si les critères granulométriques présentés au tableau (1-8) sont respectés. Toutefois, un filtre géotextile doit être utilisé en combinaison avec la géogrille (système composite géogrille-géotextile) dans les situations suivantes :

- Le sol support est sans cohésion, ses particules fines pouvant migrer assez facilement;
- Le sol support est lâche (peu compacté) et permet la migration des particules fines;
- La couche granulaire ne constitue pas un filtre efficace pour empêcher la migration des particules fines du sol support (si les critères de filtration du tableau (1-8) ne sont pas respectés);
- La conception de la couche granulaire est sous-estimée, ce qui signifie que les déformations dues aux contraintes de la fondation sont relativement importantes et accompagnées des contraintes importantes de traction à la base de la couche granulaire. En conséquence, la capacité de filtration de la couche granulaire peut être réduite. Par contre, comme on l'explique au tableau (1-4), un géotextile n'est généralement pas utile si le sol support présente une résistance supérieure à un CBR de 3.

Critères
$\frac{D_{15}(\text{filtre})}{D_{85}(\text{sol})} < 5$
$\frac{D_{50}(\text{filtre})}{D_{50}(\text{sol})} \leq 25$

Tableau 1-6 : Critères granulométriques de filtre

1.4.4 Principaux caractéristiques des géosynthétiques :

Une inclusion géosynthétique de renforcement doit remplir les deux fonctions suivantes:

- Avoir une bonne résistance à la traction
- mobiliser le frottement du sol

1.4.4.1 Le fonctionnement à la traction :

Le fonctionnement à la traction est caractérisé par son module de raideur en traction (J) :

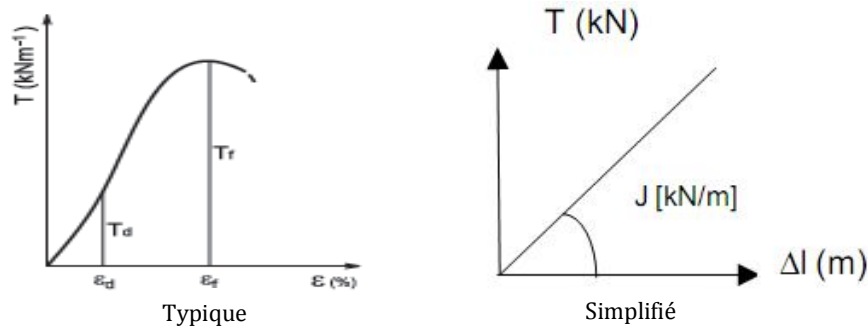
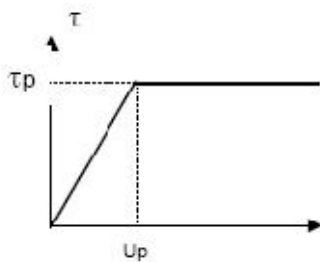


Figure 1-9 : Comportement typique et simplifié d' une géosynthétique à la traction

1.4.4.2 Le comportement à l'interface :

Le comportement à l'interface est caractérisé par la loi de cisaillement élasto-plastique à l'interface sol/géosynthétique. Il se présente schématiquement de la façon suivante :



$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi_{sol-geotextile}$$

$$\text{Avec } f_{\varphi} = \frac{\tan \varphi_{sol-geotextile}}{\tan \varphi_{sol}}$$

Figure 1-10 : Loi de cisaillement schématique à l' interface sol/inclusion

La majorité des valeurs du coefficient de frottement f_{φ} disponibles est issue d'essais réalisés sur le sable et les géotextiles types. Ces coefficients varient entre 0,6 et 0,9 dans le cas des sols conventionnels et lorsqu'on utilise des géotextiles.

1.4.4.3 Le coefficient de frottement :

Le coefficient de frottement est déterminé généralement au moyen de l'essai de cisaillement direct ou d'un essai d'extraction.

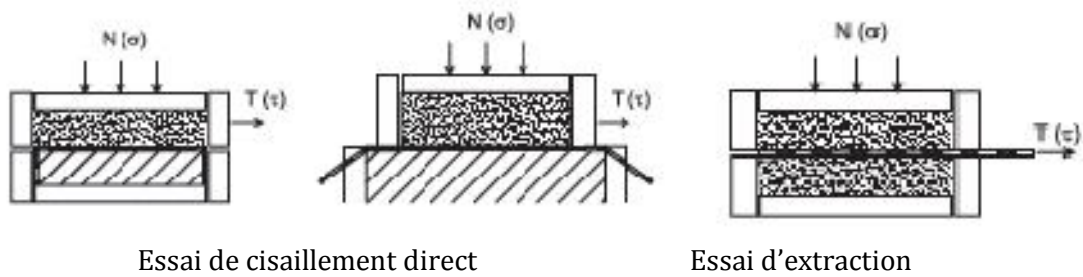


Figure 1-11 : Essais pour déterminer le coefficient de frottement

Le jeu de valeurs de $f\phi$ disponibles actuellement est insuffisant pour dimensionner des ouvrages en sols grossiers. Des essais de cisaillement et de frottement d'interfaces spécifiques doivent être adaptés à la caractérisation du frottement entre les géosynthétiques et les sols à forte granularité.

1.4.4.4 Résistance à l'endommagement

L'endommagement peut avoir lieu de différentes manières en fonction du type de géosynthétique utilisé, du type de sol, du compactage, de la présence de branches ou de débris... Des essais types permettant de comparer le comportement des différents produits face au poinçonnement ou aux déchirures éventuelles peuvent être mis en œuvre suivant les spécificités du chantier. Il semble ressortir de l'expérience actuelle que les produits les plus résistants à l'endommagement sont, par ordre décroissant, les géogrilles, les géotextiles tissés puis les non-tissés (fibres longues puis courtes). Cet aspect devra être pris en considération pour l'utilisation des sols grossiers particulièrement agressifs mécaniquement.

1.5 Conditions de mise en œuvre des géosynthétiques

La mise en œuvre du géosynthétique se fait classiquement sur une couche de sol compacté. L'interface sol / géosynthétique est plane, ce qui peut en faire une surface de glissement préférentielle ($f\phi < 1$).

Lorsqu'on utilise des sols grossiers (particulièrement pour les matériaux provenant d'éboulements), il peut subsister des branches, des blocs anguleux qui poinçonnent le géotextile. Il est difficile de prévoir si ce phénomène contribue à l'ancrage de la nappe dans le sol ou si, au contraire, cela nuit à la résistance du produit. Il serait donc intéressant d'étudier l'influence des poinçonnements sur les géotextiles (et notamment sur les produits tissés) grâce à des essais spécifiques.

La mise en œuvre du géosynthétique sur un sol non compacté (le compactage étant effectué après recouvrement par une nouvelle couche de remblai) permettrait le "festonnage" et apporterait un plus en terme de frottement et d'ancrage.

Par contre, le compactage provoque un endommagement du géotextile plus important, surtout dans le cas de sols à éléments anguleux. L'effet du compactage par réalisation de chargements répétés sur un sandwich sol / géosynthétique a été étudié. Ces tests mettent en évidence une perte de résistance à la traction de 5 à 35 % après compactage.

L'angularité des grains ne semble toutefois pas être le seul facteur d'endommagement. En effet, les étirements répétés subis par le géotextile, à chaque passage du rouleau compresseur, provoquent son usure accélérée. Ceci est d'autant plus vrai que la différence de déformabilité entre le sol et le renforcement est importante. La teneur en eau y joue un rôle essentiel.

1.6 Domaines d'application :

1.6.1 Murs en sol renforcé

Le dimensionnement des massifs de soutènement en sol renforcé prend en compte des mécanismes de rupture externe (ouvrage considéré comme un mur-poids : a, b et c), interne au massif en sol renforcé (d, e et f) et de rupture du parement (g, h et i). S'y rajoute l'analyse de la stabilité globale incluant la zone limitrophe à l'ouvrage de soutènement, cette analyse est généralement conduite en utilisant des méthodes conventionnelles de stabilité des pentes.

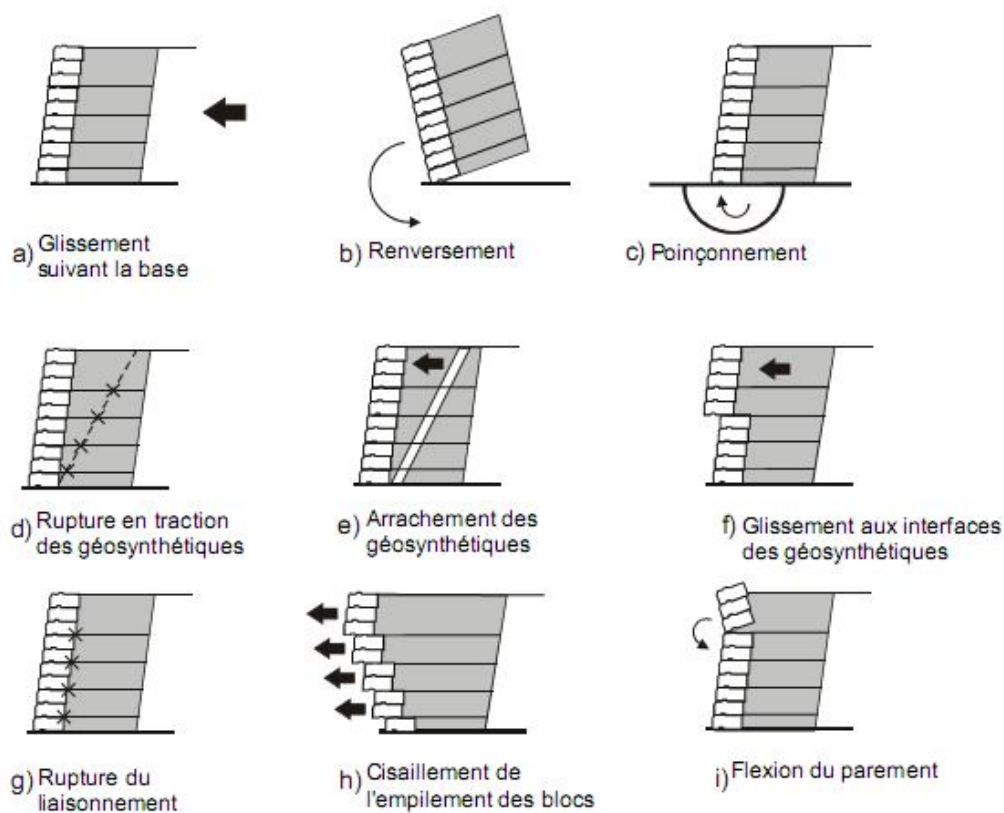


Figure 1-12 : dimensionnement à la rupture des massifs en sol renforcé :
Stabilité externe (a, b, c), stabilité interne (d, e, f), stabilité du parement (g, h, i)

1.6.2 Murs de retenue

Traditionnellement, les murs de retenue ont été construits avec des parements en béton ou de maçonnerie, afin de résister aux pressions latérales ou hydrostatiques des sols. En utilisant les géogrilles, le mur peut être construit sans support externe; la façade n'a alors qu'une fonction de protection esthétique. Les géogrilles peuvent être utilisées en combinaison avec différents types de façades, blocs ou panneaux en béton, panneaux en bois, façades végétalisées...



Figure 1-13 : Mur de retenue

1.6.3 Culée de pont en sol renforcé :

La capacité de charge supérieure des connecteurs mécaniques permet aux culées des ponts renforcées par géosynthétiques d'être la solution parfaite pour les applications critiques du domaine du transport. De plus, les composantes résistent à l'abrasion, aux déchirures et à l'hydrolyse, qui sont des facteurs critiques affectant la performance des autres systèmes au frottement qui font usage de géosynthétique.



Figure 1-14 : culées des ponts en sol renforcé

1.6.4 Talus raidis et talus subverticaux :

Le renforcement avec les géogrilles est utilisé pour obtenir des pentes plus fortes que la pente limite définie par l'angle au talus du matériau naturel de remblais. Il est particulièrement pertinent de construire des talus raidis avec une façade végétale qui s'intègre bien dans l'environnement. Ainsi, le renforcement par les géogrilles a permis de construire des talus raidis végétalisés ayant des hauteurs avoisinant les 45 m.



Figure 1-15: talus raidis et subverticaux végétaux et renforcés

1.6.5 Routes et voies ferrées :

Le renforcement par les géogrilles est utilisé à la base pour diminuer l'épaisseur de la fondation granulaire. L'influence des géogrilles est liée aux zones soumises à de fortes charges et à des sols support de faible portance (sols mous).

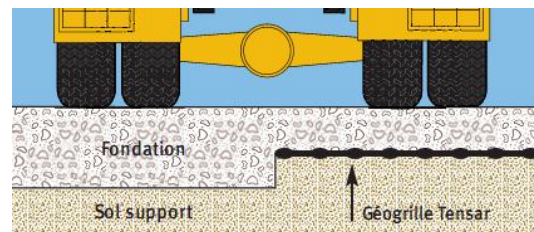


Figure 1-16 : souplesse des fondations granulaires par renforcement

S'ils sont correctement spécifiés et installés, les géosynthétiques peuvent être intéressants économiquement et améliorer la performance et la durabilité des chaussées et augmenter la durée de service de la voie.

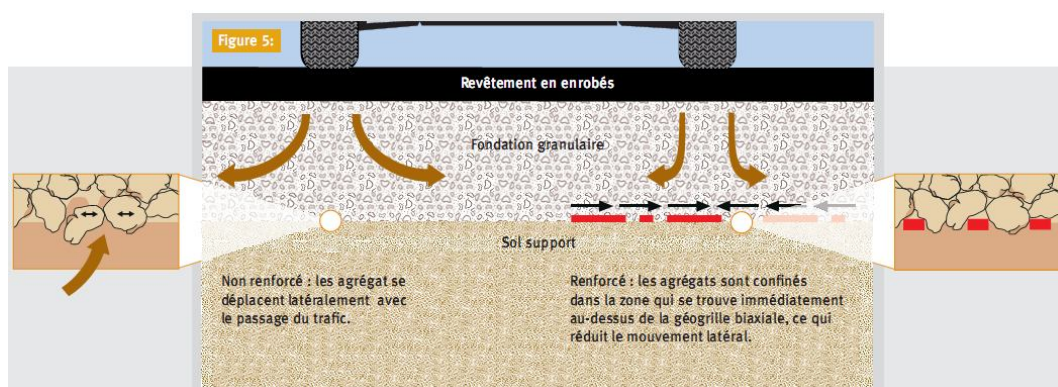


Figure 1-17 : mécanisme d'auto-blocage des agrégats dans les mailles de géogrille pour une chaussée

Cette technique de renforcement peut être utilisée soit pour réduire le rapport couche de base/ballast, soit pour augmenter la durée de service de la voie.



Endommagements sur une chaussée conventionnelle



Géosynthétiques dans la construction d'une chaussée(*)

Figure 1-18 : exemple de renforcement des routes

1.6.6 Renforcement de pentes raides :

Les géogrilles peuvent aussi être utilisées avec bénéfice pour réduire les déformations différentielles, lors de l'élargissement de remblais.

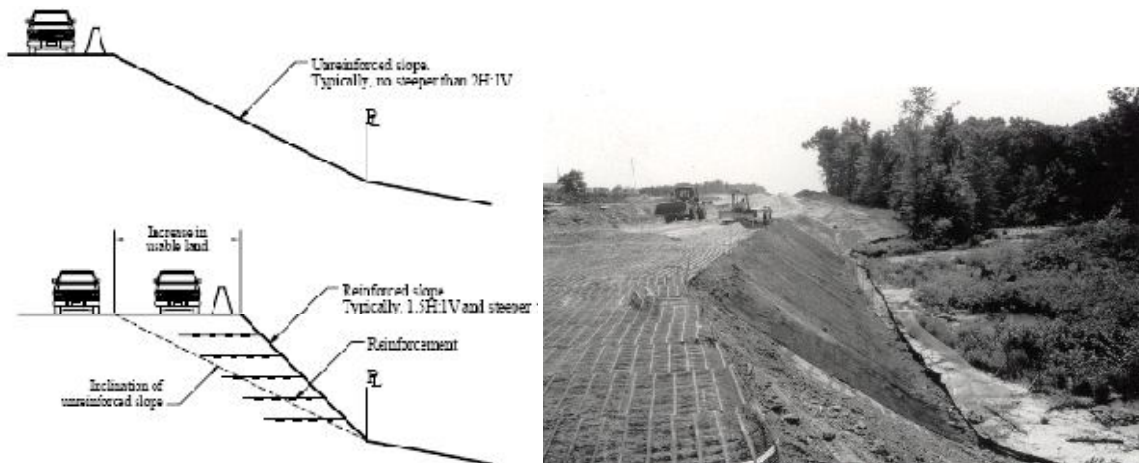


Figure 1-19 : renforcement des pontes raides

1.6.7 Renforcement d'un remblai sur sol mou :

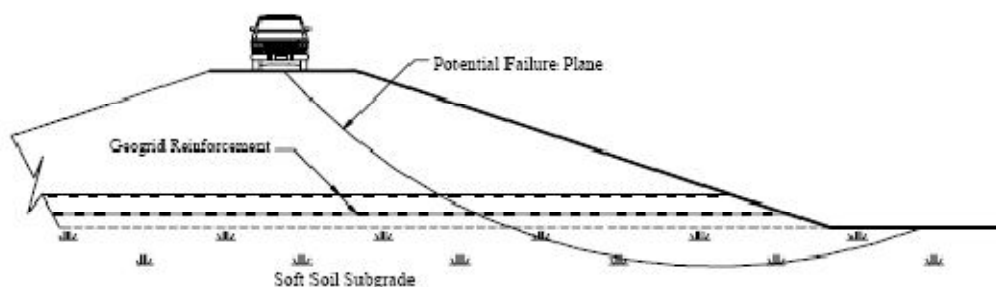


Figure 1-20 : renforcement d'un remblai sur sol mou

1.6.8 Renforcement des sols de fondation :

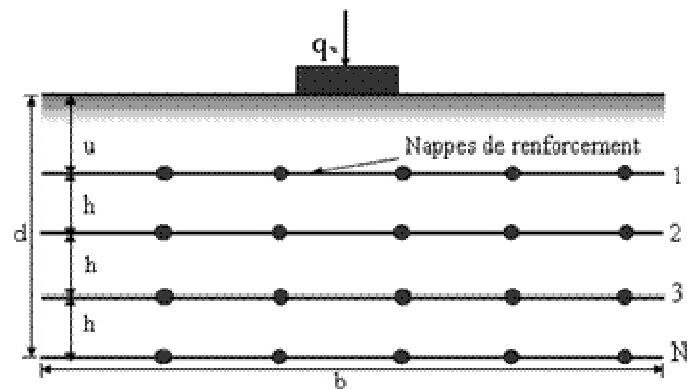


Figure 1-21 : renforcement des sols des fondations

1.7 Conclusions :

L'industrie des géosynthétiques est très récente, comparée au savoir-faire accumulé dans le domaine du génie civil depuis des millénaires. Cette industrie connaît une forte croissance depuis 25 ans et commence à parfaire sa structure.

Bien que les techniques de renforcement du sol soient très diverses, elles possèdent un certain nombre de points communs, aussi bien au niveau du comportement local entre le sol et l'élément de renforcement qu'au niveau global du comportement de la structure.

Les travaux de référencement et de normalisation réalisés par la profession sont importants et servent de base homogène à la conception des ouvrages de génie civil et de géotechnique. Les normes, qu'elles soient établies par les professionnels de la géotechnique, les guides de sélection des produits, les études et analyses d'homologation de produits, elles ont pour objectif d'adapter au mieux, les différents produits aux besoins, toujours plus variés et plus puissants, des utilisateurs.

Les expériences et les innovations doivent être poursuivies, car elles apportent de nouvelles solutions répondant plus efficacement aux exigences de différents acteurs de ce domaine.

Chapitre II :

La capacité portante des fondations
filantes reposant sur sable surmontant
une couche d'argile molle

2.1 Introduction :

Les théories traitant de la capacité portante des sols supposent, généralement, que le sol qui supporte la fondation est homogène et s'étend sur une grande profondeur au-dessous de la base de fondation. Ce qui n'est pas vrai dans tous les cas. En effet, il est possible de rencontrer une couche rigide, à une faible profondeur, où le sol est en couches différentes avec des paramètres de résistance au cisaillement très variés. Les problèmes de la capacité portante concernent donc des cas particuliers. Dans ce chapitre, on traitera quelques uns de ces cas.

2.2 Fondation supportée par un sol avec substratum à une petite profondeur

La figure (2-1-a) représente une fondation superficielle rigide supportée par un sol homogène. La capacité portante ultime de cette fondation peut être exprimée ainsi :

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

Les facteurs de la capacité portante N_c , N_q , et N_γ dans des sols homogènes et isotropes ont été citées dans l'annexe 1. La profondeur de la zone de rupture dans le sol due à la charge ultime q_u est égale à D . La valeur de D obtenue pendant l'évaluation du facteur de la capacité portante N_c et N_q par Meyerhof est donnée sous une forme non dimensionnelle dans la figure (2-2). De la même façon, l'amplitude de D obtenue par Lundgren et Mortensen (1953) pendant l'évaluation de N_γ est donnée dans la figure (2-3).

Si une base rugueuse rigide est localisée à une profondeur $H < D$ au-dessous de la base de fondation, un développement complet de la surface de rupture dans le sol sera limité. Dans un tel cas, la zone de rupture du sol et le développement des lignes de glissement à la charge ultime seront comme indiqué dans la figure (2-1-b). Mandel et Salencon (1972) ont déterminé les facteurs de la capacité portante pour un tel cas par intégration numérique en utilisant la théorie de plasticité. La capacité portante ultime d'une fondation continue rugueuse avec une base rugueuse rigide localisée à une petite profondeur peut être donnée par la relation :

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

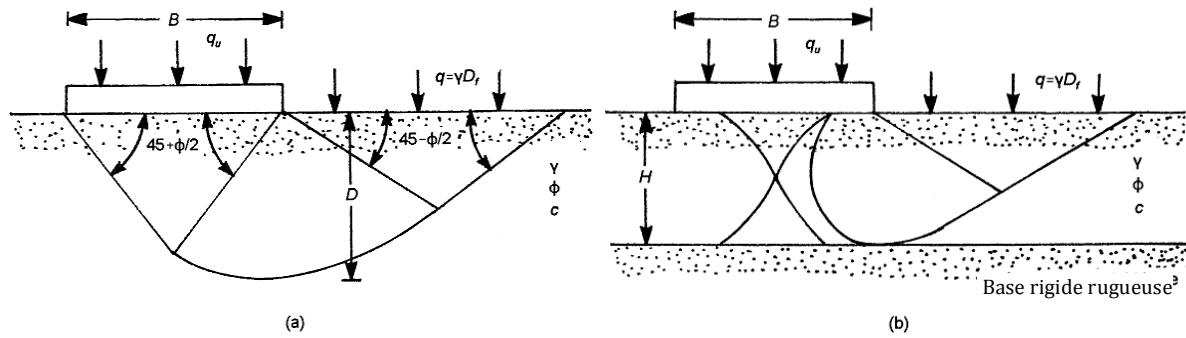


Figure 0-1 : La surface de rupture sous une fondation filante rigide : (a) sol homogène à une grande profondeur; (b) avec un substratum à une petite profondeur.

Notons que, pour $H \geq D$, $N_c^* = N_c$, $N_q^* = N_q$, et $N_\gamma^* = N_\gamma$ (Lundgren et Mortensen 1953). Les variations de N_c^* , N_q^* , et N_γ^* avec H/B et l'angle du frottement du sol Φ sont donnés dans les figures (2-4), (2-5), et (2-6), respectivement.

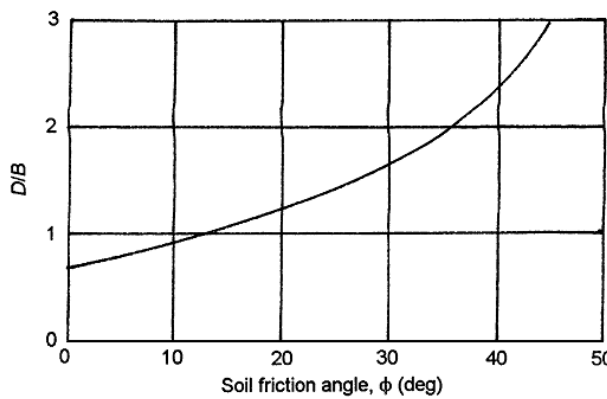


Figure 0-2 : Variation de D/B avec l'angle de frottement du sol pour (N_c et N_q)

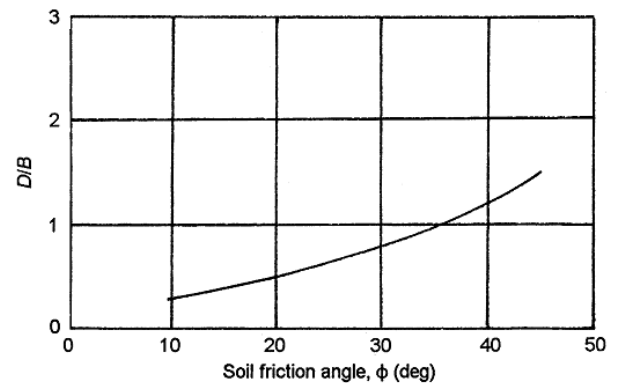


Figure 0-3 : Variation de D/B avec l'angle de frottement du sol pour (N_γ)

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

$$q_u = qN_q^*\lambda_{qs}^* + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma^*\lambda_{\gamma s}^* \quad (2-3)$$

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

$$\lambda_{qs}^* = 1 - m_1 \left(\frac{B}{L} \right) \quad (2-4)$$

Et

$$\lambda_{\gamma s}^* = 1 - m_2 \left(\frac{B}{L} \right) \quad (2-5)$$

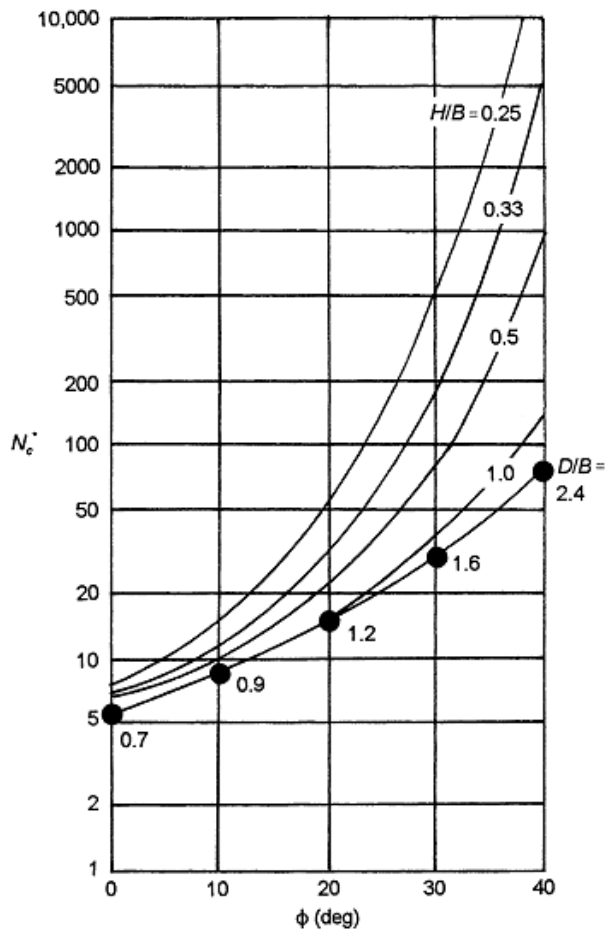


Figure 0-4 : facteur de la capacité portante de Mandel et Salencon N_c^* [eq (2-2)]

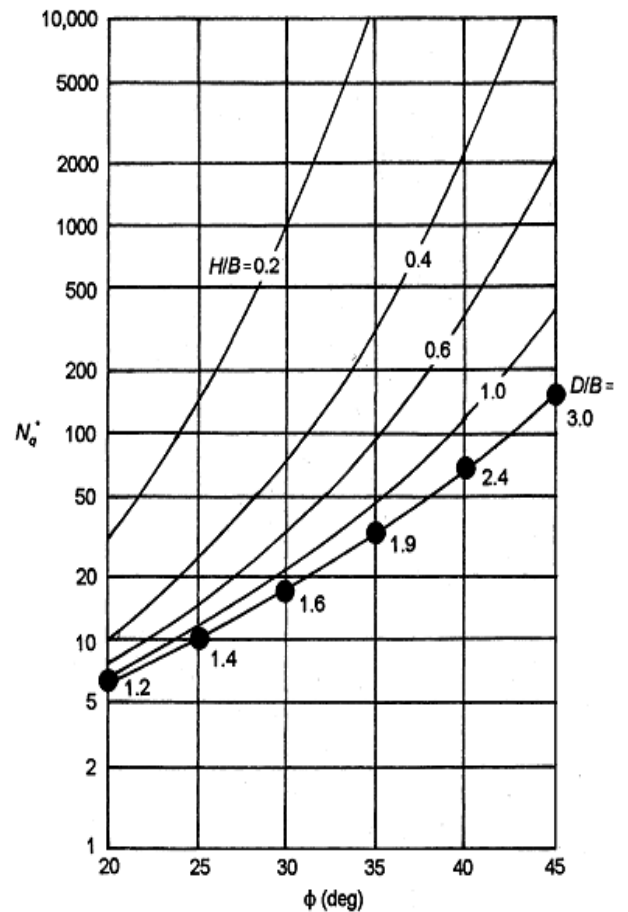


Figure 0-5 : facteur de la capacité portante de Mandel et Salencon N_q^* [eq (2-2)]

La variation de m_1 et m_2 avec H/B et Φ est donnée dans les figures (2-7) et (2-8)

Pfeifle et Das (1979) ont dirigés des essais de laboratoire pour vérifier la théorie de Mandel et Salencon. La figure (2.9) représente la comparaison de l'évaluation expérimentale de N_γ^* pour une fondation de surface rugueuse ($D_f = 0$) sur une couche du sable avec théorie. L'angle de frottement du sable utilisé pour ces essais était 35° (figure 2-9). Les conclusions suivantes peuvent être tirées:

- 1- La valeur de N_γ^* pour une fondation donnée augmente avec la diminution de H/B .
- 2- La grandeur $H/B \geq D/B$: la présence d'une base rugueuse rigide n'a aucune influence sur N_γ^* , la valeur d'une fondation est approximativement 50-75% plus que celle prédite par la théorie.
- 3- Pour H/B entre 0.6 et presque 1.9, les valeurs expérimentales de N_γ^* sont plus grandes que celles données par la théorie.
- 4- Pour $H/B <$ presque 0.6, les valeurs expérimentales de N_γ^* sont considérablement inférieures à celles qui sont prédites par la théorie. Cela peut être dû à deux facteurs: (a) l'écrasement des grains du sable à telles hautes valeurs de charge ultime, et (b) la nature curviligne de l'enveloppe de rupture réelle de sol à hauts niveaux de contraintes normales.

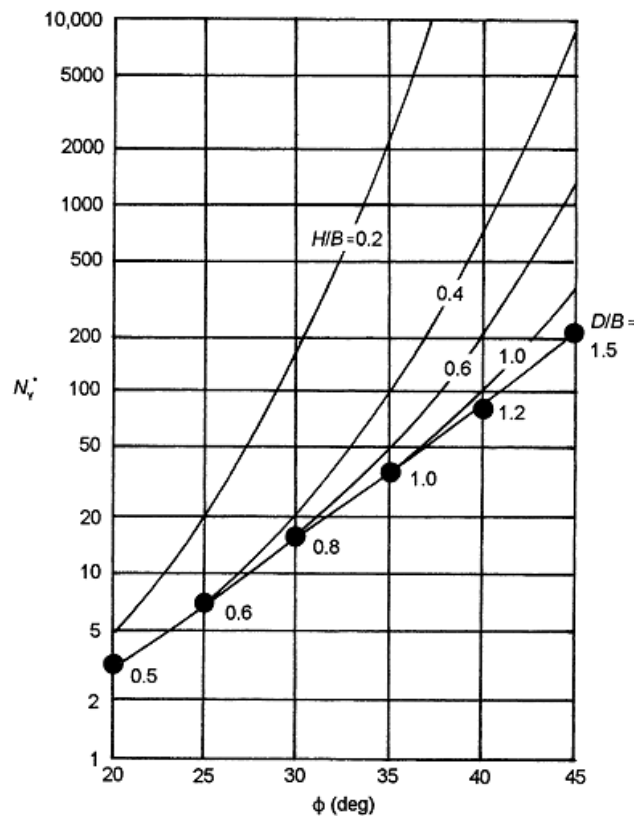


Figure 0-6 : facteur de la capacité portante de Mandel et Salencon N_γ^* [eq (2-2)]

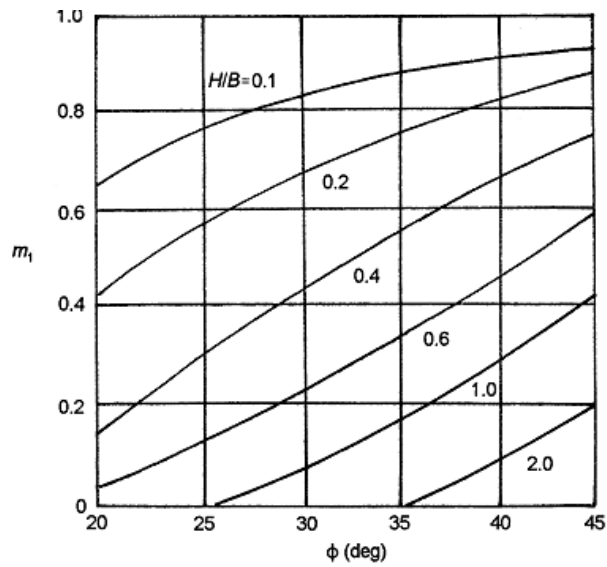


Figure 0-7 : variation de m_1 (valeurs de Meyerhof) pour l'utilisation dans l'équation du facteur de forme modifié [eq (2-4)]

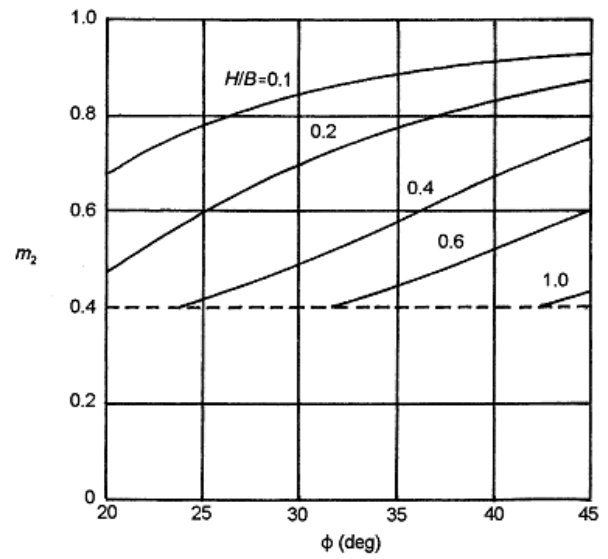


Figure 0-8 : variation de m_2 (valeurs de Meyerhof) pour l'utilisation dans l'équation du facteur de forme modifié [eq (2-5)]

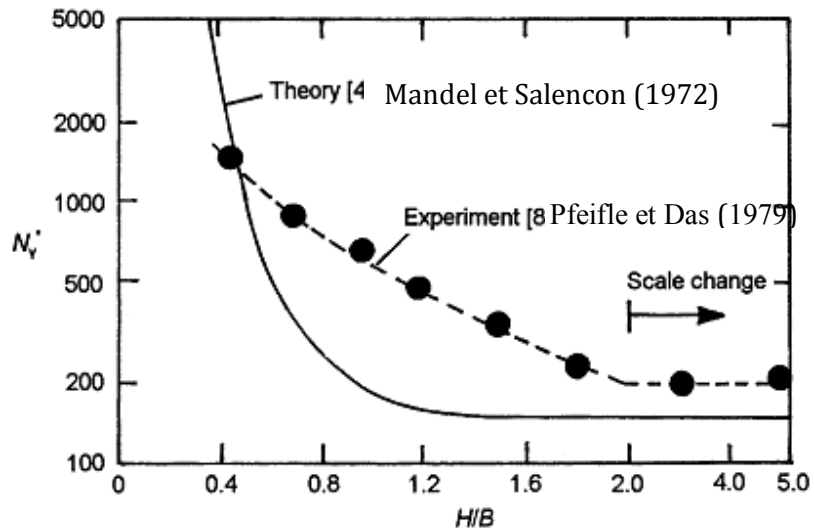


Figure 0-9 : Comparaison de la théorie avec les résultats expérimentaux de N^*_γ pour ($\phi = 43^\circ$; $c = 0$)

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

Meyerhof et Hanna (1978) ont développé une théorie pour estimer la capacité portante ultime d'une fondation filante rigide sur une couche de sol raide surmontant une couche de sol mou, figure (2-10). D'après leur théorie, à une charge ultime par unité de surface, q_u , la surface de rupture dans le sol sera similaire à celle de la figure (2-10).

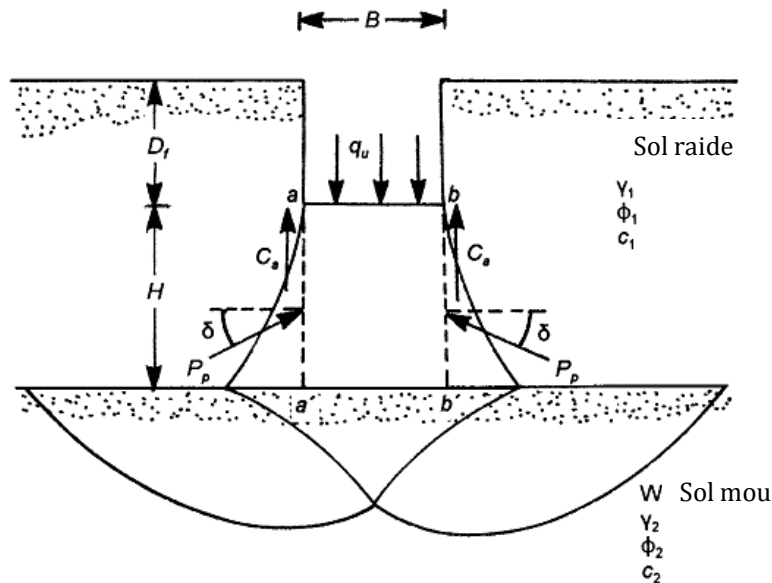


Figure 0-10 : Fondation filante rigide sur une couche de sol dense surmontant une argile molle

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

$$q_u = q_b + \frac{2(C_a + P_p \sin \delta)}{B} - \gamma_1 H \quad (2-6)$$

Où :

$$C_a = c_a H \quad (2-7)$$

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 \left(\frac{K_{pH}}{\cos \delta} \right) (\gamma_1 D_f) (H) \left(\frac{K_{pH}}{\cos \delta} \right) = \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{D_f}{H} \right) \left(\frac{K_{pH}}{\cos \delta} \right) \quad (2-8)$$

$$q_b = c_2 N_{c(2)} + \gamma_1 (D_f + H) N_{q(2)} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma(2)} \quad (2-9)$$

Où :

$N_{c(2)}$, $N_{q(2)}$, $N_{\gamma(2)}$ = les facteurs de la capacité portante de la couche inférieure du sol (c'est, en ce qui concerne l'angle du frottement de la couche inférieure du sol, Φ_2)

La combinaison des équations (2-6), (2-7) et (2-8) donne l'équation suivante :

$$q_u = q_b + \frac{2c_a H}{B} + 2 \left[\frac{1}{2} \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \right] \left(\frac{K_{pH}}{\cos \delta} \right) \left(\frac{\sin \delta}{B} \right) - \gamma_1 H$$

$$= q_b + \frac{2c_a H}{B} + \gamma_1 H^2 \left[1 + \frac{2D_f}{H} \right] \frac{K_{pH} \tan \delta}{B} - \gamma_1 H \quad (2-10)$$

Où :

$$K_{pH} \tan \delta = K_s \tan \phi_1 \quad (2-11)$$

Avec : K_s = le coefficient de cisaillement local

Alors :

$$q_u = q_b + \frac{2c_a H}{B} + \gamma_1 H^2 \left[1 + \frac{2D_f}{H} \right] \frac{K_s \tan \phi_1}{B} - \gamma_1 H \quad (2-12)$$

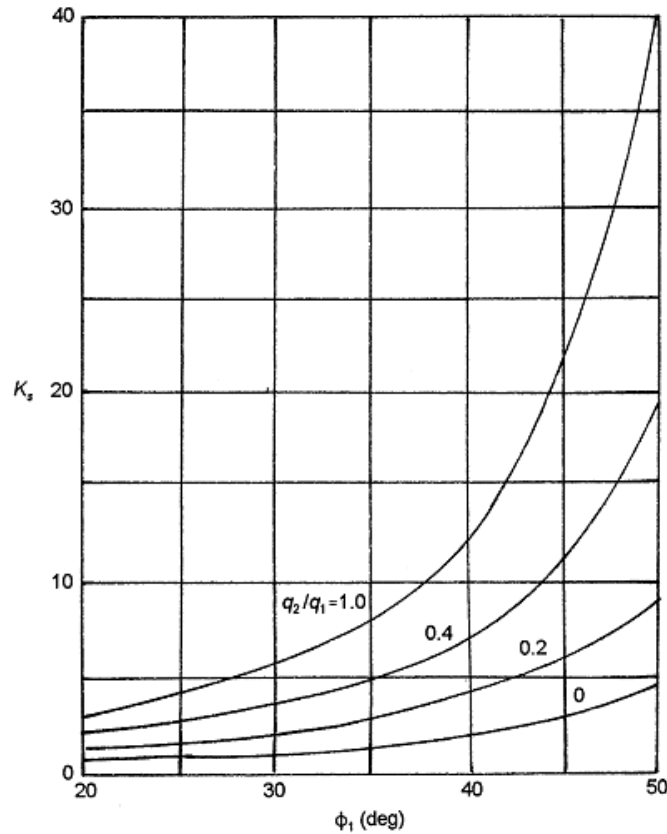


Figure 0-11 : La théorie de variation de K_s avec Φ_1 et q_2/q_1 de Meyerhof et Hanna

Le coefficient de cisaillement local peut être déterminé en utilisant les tableaux du coefficient de la pression du sol passif proposés par Caquot et Kerisel (1949). La figure (2-11) donne la variation de K_s avec q_2/q_1 et Φ_1 . On notera que q_1 et q_2 sont les capacités portantes ultimes d'une fondation de la surface continue de largeur B , sous charge verticale, sur couches homogènes des sols supérieurs et inférieurs, respectivement, où :

$$q_1 = c_1 N_{c(1)} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)} \quad (2-13)$$

Où : $N_{c(1)}$, $N_{\gamma(1)}$ = les facteurs de la capacité portante correspondant à l'angle de frottement du sol Φ_1

$$q_2 = c_2 N_{c(2)} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma(2)} \quad (2-14)$$

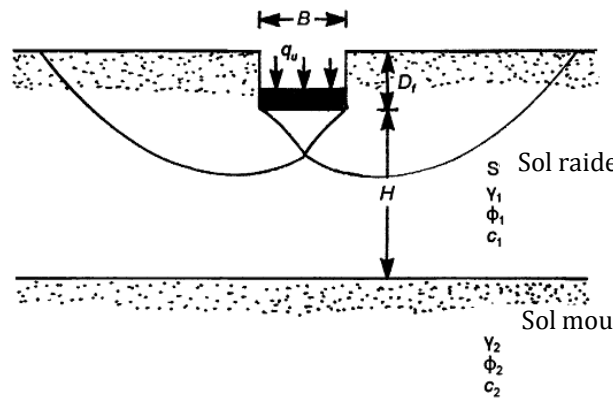


Figure 0-12 : Fondation filante rigide sur bi-couche de sol (H/B est relativement petite)

Si la hauteur H est grande, comparée à la largeur B , alors, la surface de rupture sera complètement localisée dans la couche de sol raide supérieure, comme dans la figure (2-12). Dans tel cas, la limite supérieure pour q_u sera de la forme suivante :

$$q_u = q_1 = c_1 N_{c(1)} + q N_{q(1)} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)} \quad (2-15)$$

D'où, en combinant les équations (2-12) et (2-15):

$$q_u = q_b + \frac{2c_a H}{B} + \gamma_1 H^2 \left[1 + \frac{2D_f}{H} \right] \frac{K_s \tan \phi_1}{B} - \gamma_1 H \leq q_t \quad (2-16)$$

Pour la fondation rectangulaire, l'équation précédente peut être modifiée comme suit :

$$q_u = q_b + \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(\frac{2c_a H}{B} \right) \lambda_a + \left(1 + \frac{B}{L} \right) \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \left(\frac{K_s \tan \phi_1}{B} \right) \lambda_s - \gamma_1 H \leq q_t \quad (2-17)$$

Où : λ_a, λ_s : facteurs de forme

$$q_b = c_2 N_{c(2)} \lambda_{cs(2)} + \gamma_1 (D_f + H) N_{q(2)} \lambda_{qs(2)} + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_{\gamma(2)} \lambda_{\gamma s(2)} \quad (2-18)$$

$$q_t = c_1 N_{c(1)} \lambda_{cs(1)} + \gamma_1 D_f N_{q(1)} \lambda_{qs(1)} + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)} \lambda_{\gamma s(1)} \quad (2-19)$$

$\lambda_{cs(1)}, \lambda_{qs(1)}, \lambda_{\gamma s(1)}$ = facteurs de forme pour la couche supérieure du sol (l'angle de frottement Φ_1 ; annexe 1)

$\lambda_{cs(2)}, \lambda_{qs(2)}, \lambda_{\gamma s(2)}$ = facteurs de forme pour la couche inférieure du sol (l'angle de frottement Φ_2 ; annexe 1)

Basé sur les équations générales [(2-17), (2-18) et (2-19)] ; on a près un cas particulier en considérant la couche supérieure comme sable dense et la couche inférieure comme argile molle.

2.4 Capacité portante d'une couche de sable dense surmontant une argile molle saturée

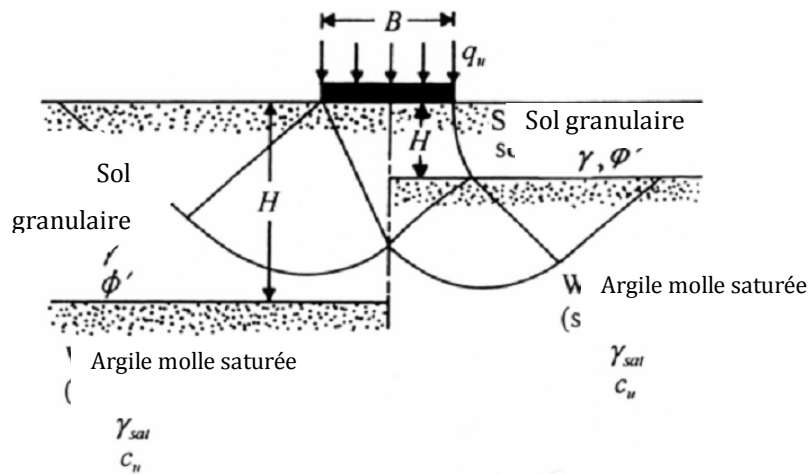


Figure 0-13 : La surface de rupture sous une fondation filante supportée par une couche de sol granulaire dense surmontant une argile molle

Dans ce cas : $c_1 = 0$ et d'où $c_a = 0$ aussi pour $\Phi_2 = 0$; $N_{c(2)} = 5.14$; $N_{\gamma(2)} = 0$; $N_{q(2)} = 1$; $\lambda_{cs} = 1 + 0.2(B/L)$; $\lambda_{qs} = 1$ (les facteurs de forme sont des valeurs de Meyerhof comme donné dans l'annexe 1), alors

$$q_u = 5.14c_2 \left[1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \right] + \left(1 + \frac{B}{L} \right) \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \frac{K_s \tan \phi_1}{B} \lambda_s + \gamma_1 D_f \leq q_t \quad (2-20)$$

Où :

$$q_t = \gamma_1 D_f N_{q(1)} \left[1 + 0.1 \left(\frac{B}{L} \right) \tan^2 \left(45 + \frac{\phi_1}{2} \right) \right] + \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)} \left[1 + 0.1 \left(\frac{B}{L} \right) \tan^2 \left(45 + \frac{\phi_1}{2} \right) \right] \quad (2-21)$$

Dans l'équation (2-21), les relations pour les facteurs de forme λ_{qs} , et $\lambda_{\gamma s}$ sont celles données par Meyerhof, comme présenté dans l'annexe 1. Noter que K_s est la fonction de q_2/q_1 [équations (2-13) et (2-14)] pour ce cas

$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{c_2 N_{c(2)}}{\frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)}} = \frac{5.14 c_2}{0.5 \gamma_1 B N_{\gamma(1)}} \quad (2-22)$$

Une fois q_2/q_1 est connu, la grandeur K peut être obtenue de la figure (2-11) qui, par la suite, peut être utilisée dans l'équation (2-20) pour déterminer la capacité portante ultime de q_u de la fondation. La valeur du facteur de forme λ_s , pour une fondation filante, peut être prise comme un. Pour les fondations carrées ou circulaires, d'après le travail expérimental de Meyerhof et Hanna (1978), la valeur de λ_s paraît varier entre 1.1 et 1.27. Pour un calcul conservateur, il peut être pris comme égal à un.

Basé sur ce concept, Hanna et Meyerhof (1978) ont développé des courbes alternatives pour déterminer les coefficients de cisaillement local K_s . Ces courbes sont montrées dans les figures (2-14) et (2-15). Pour utiliser ces courbes, il est recommandé de suivre les étapes suivantes:

- 1- Déterminer q_2/q_1 .
- 2- Avec les valeurs connues de Φ_1 et q_2/q_1 , déterminer la valeur de δ/Φ_1 de la figure (2-14).
- 3- Avec les valeurs connues de Φ_1 et q_2/q_1 et c_2 , déterminer K_s de la figure (2-15).

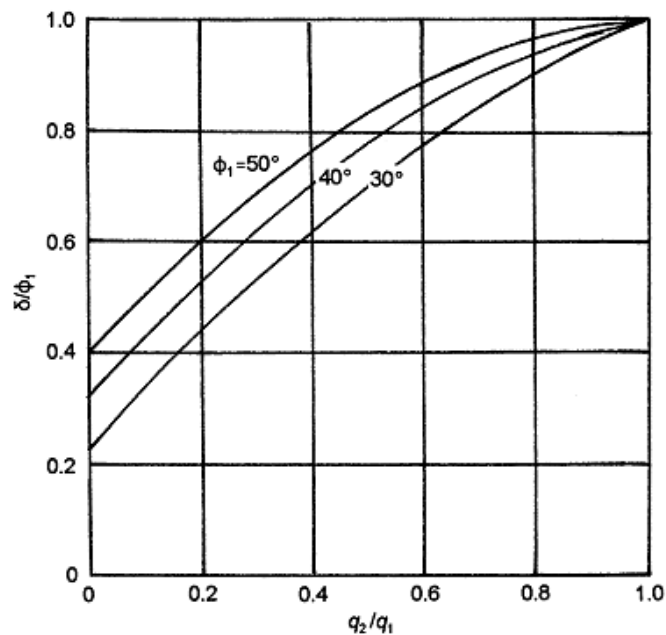


Figure 0-14 : analyse de variation de δ/Φ_1 avec q_2/q_1 et Φ_1 de Meyerhof et Hanna (pour sable dense sur argile molle)

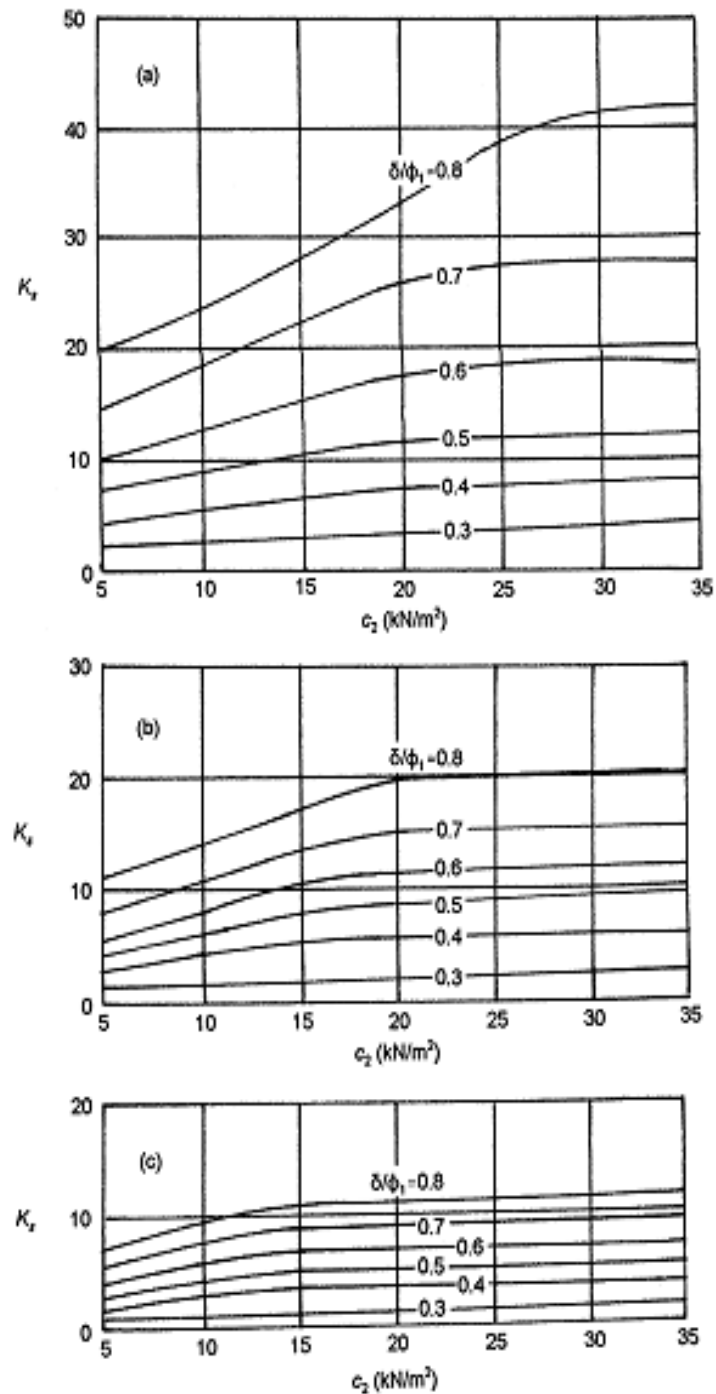


Figure 0-15 : analyse du coefficient de cisailment local du sable dense sur argile molle de Meyerhof et Hanna : a) $\Phi_1 = 50^\circ$, b) $\Phi_1 = 45^\circ$, c) $\Phi_1 = 40^\circ$

Chapitre III

Capacité portante des sables renforcés par géogrilles et géotextiles

3.1 Introduction :

Les techniques d'amélioration d'une argile molle sous fondation en employant une couche de sable dense renforcée par les géosynthétiques se sont développées considérablement pendant les dernières décennies. Récemment, un nombre croissant d'études sur le sujet ont été conduites par de nombreux chercheurs.

3.2 Etudes expérimentales :

La capacité portante des semelles filantes établies sur argile molle peut être améliorée considérablement en mettant une couche granulaire compactée, d'épaisseur limitée, avec renforcement par géotextiles ou géogrilles à l'interface entre l'argile et le sable, et / ou le système multi nappes dans le sable (Jarrett, 1980; Giroud et Noiray, 1981; Love et al, 1987; Kim et Cho, 1988; Khing et al, 1994)...

3.2.1 Renforcement par géogrilles :

3.2.1.1 Renforcement par une nappe de géogrille à l'interface sable-argile

Nishigata et Yameoka (1992), Khing et al. (1994) ont conduit des essais de laboratoire destinés à évaluer l'amélioration possible de la capacité portante des fondations filantes superficielles si un lit de géogrilles est placé à l'interface sable-argile, comme indiqué dans la figure (3-1). Dans cette figure, H est l'épaisseur de la couche de sable dense. Les variations dans la capacité portante ultime sans géogrilles, q_u figure (2-13), et avec un lit de géogrilles à l'interface, $q_{u(R)}$ figure (3-1), sont représentées sur la figure (3-2). De cette figure, il est possible de noter que l'inclusion d'une nappe de géogrilles a seulement un petit effet sur la capacité portante ultime pour $H/B \leq 1.5$ approximativement. La capacité portante ultime peut être écrite comme suit :

$$q_{u(R)} = q_{u(c)} + \Delta q_s + \Delta q_g \dots \dots \dots (3-1)$$

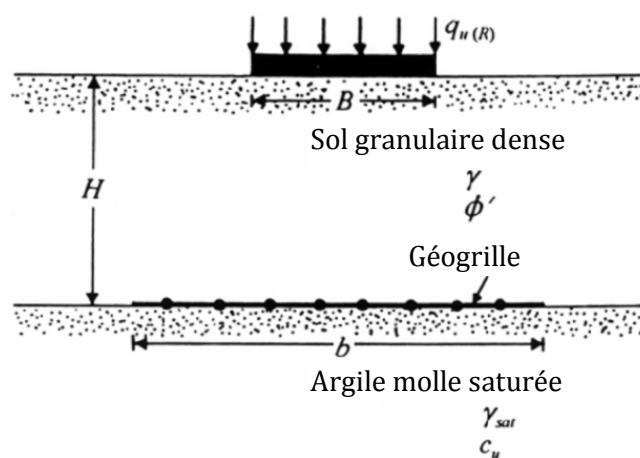


Figure 3-1 : fondation filante sur sol granulaire dense avec géogrille à l'interface sol granulaire-argile molle

La figure (3-3) représente l'allure de $\Delta q_g / [q_{u(c)} + \Delta q_s]$ en fonction de H/B. De cette figure il est possible de voir que l'effet maximal de renforcement est obtenu quand H/B est presque égale à 2/3. Ces essais ont permis aussi de montrer que :

- a. $(b / B)_{cr} \approx 6 \text{ à } 7$
- b. Pour $s / B \leq 10\%$, BCRs ≈ 1.2 (avec géogrille BX1000)

De la figure (3-3), il est intéressant de noter que la rigidité de géogrille a une influence sur la courbe charge-tassement et la capacité portante ultime. Cela peut être observé dans l'analyse de Nishigata et Yamaoka (1992), et Das et al. (1998) d'après lesquels,

$$\frac{q_u}{q_{u(R)}} = \frac{1}{1 + \left[\frac{2R}{B(1+\frac{H}{B})(1-\cos\theta)} \left(\sin\theta - \frac{\sin 2\theta}{4} - \frac{\theta}{2} \right) \right]} \dots\dots\dots (3-2)$$

Il faut noter que : R et θ en fonction de c_u , ϕ' , H/B, et de rigidité de géogrille.

Dans l'équation (3-2), q_u est la capacité portante ultime sans géogrilles, car R et θ , figure (3-4), dépendent d'une partie de la rigidité des géogrilles, donc, l'amplitude de $q_u/q_{u(R)}$ dépendra du type de géogrille.

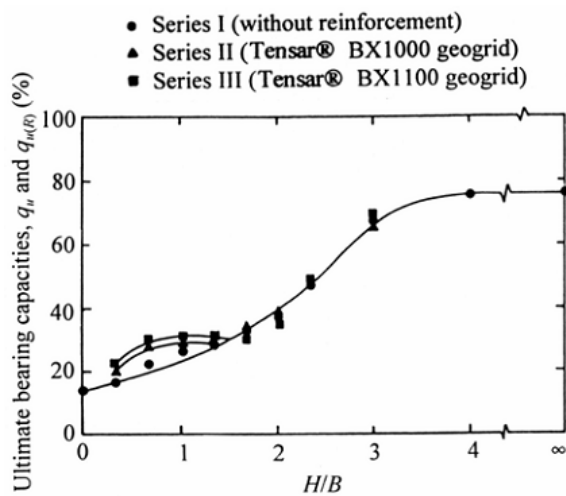


Figure 3-2: Variation de q_u et $q_{u(R)}$ avec H/B pour le sable, $\phi' = 40.3^\circ$, l'argile saturée, $c_u = 3.5 \text{ KN/m}^2$; $b/B = 10$ (d'après Khing et al 1994)

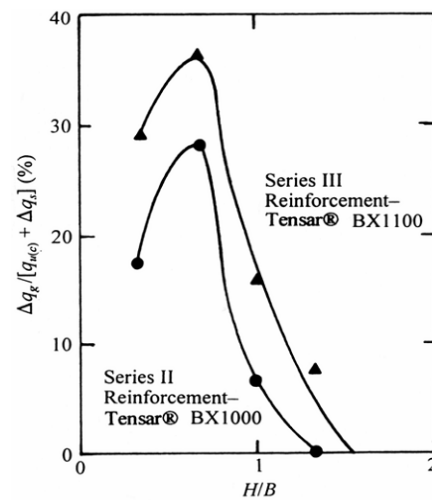


Figure 3-3 : Allure de $\Delta q_g / [q_{u(c)} + \Delta q_s]$ pour les series des essais : sable $\phi' = 40.3$; argile saturée, $c_u = 3.5 \text{ KN/m}^2$ (d'après Khing et al 1994)

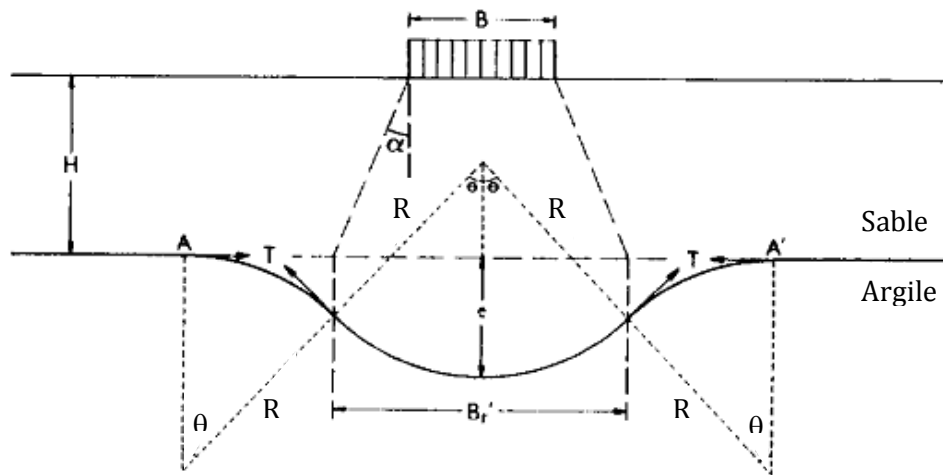


Figure 3-4 : Nature idéalisée du mécanisme de rupture à la charge ultime (d'après Gourc 1983)

Le renforcement par géogrilles distribue la charge de la fondation sur une plus grande région dans le sol, ce qui réduit les contraintes dans le sol à n'importe quelle profondeur donnée et, de ce fait, il augmente la capacité portante. L'augmentation de la capacité portante des fondations sur le sable renforcé est substantiellement plus grande, comparée à celle correspondant à une argile saturée renforcée. Avec quelques exceptions, les résultats de pratiquement toutes les études pour l'instant disponibles dans la littérature, sont basés sur les essais d'échelle réduite de laboratoire. L'étude d'Adams et Collin (1997) est basée sur les modèles en grande échelle, et les résultats rapportés par Takemura et al. (1992) sont basés sur des essais de modèles de centrifuge.

Les résultats d'une étude limitée présentés par Das et Omar (1994) montrent que les effets de l'échelle existent dans les essais de laboratoire à l'échelle réduite. D'où, des essais pratiques supplémentaires sont recommandés. Des études de la quantification de l'amélioration des capacités portantes ultimes et avec renforcement du géogrille dans le sol sont aussi nécessaires.

Il est recommandé que les futures études sur ce sujet doivent refléter aussi les effets relatifs de raideur du géogrille comparés au module d'élasticité du sol renforcé.

Kenny et al (1998) ont examiné une semelle filante d'une largeur de 0.12m dans tous les essais. Les dimensions intérieures du bac d'essais sont comme suit : Une longueur de 2m, une hauteur de 1.4 m et une largeur de 0.3m. Les parois latérales sont en verre. Le modèle d'essais est présenté dans la figure (3-5). Le bac contient une argile molle surmotée par une couche de sable avec un renforcement à l'interface sable-argile.

Il a été fréquemment noté que les valeurs de l'angle de distribution de la contrainte données par la théorie étaient plus grandes que celles qui ont été observées expérimentalement et employées à la prédiction de la capacité portante. Cela semble s'opposer à l'observation de Burd (1995) disant que l'angle de la distribution de la contrainte a tendance à être plus grand pour une argile

molle que pour celui d'une argile raide. Cette contradiction pourrait être due à la compressibilité de l'argile, comme illustre sur la figure (3-4).

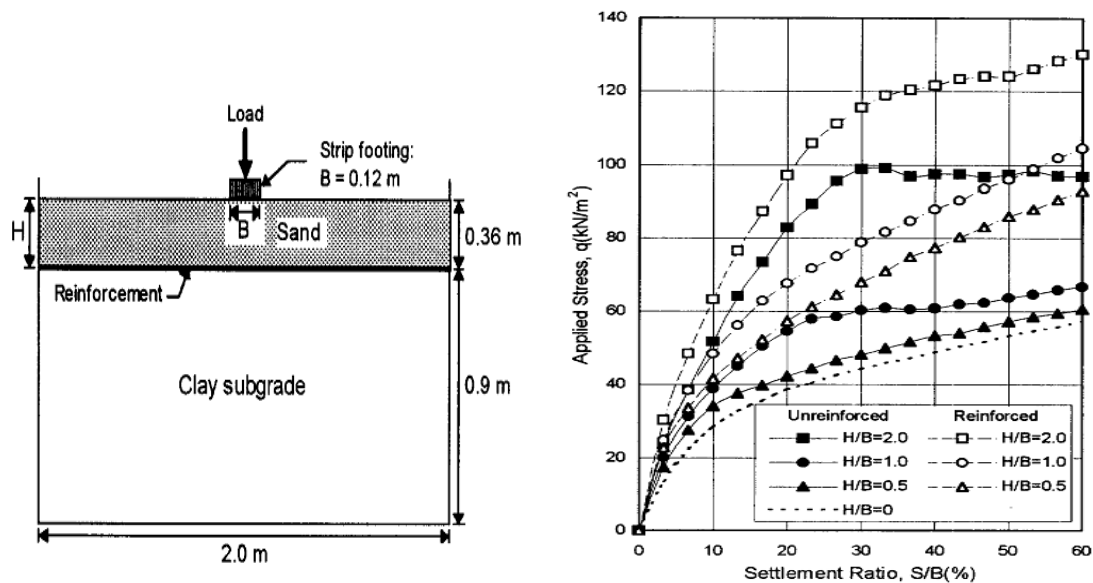


Figure 3-5 : Le modèle expérimental et le diagramme contrainte déformation pour sable renforcé sur argile molle d'après Kenny et al (1998)

Il est souvent conclu que l'augmentation de la capacité portante du sable due à la traction des géosynthétiques n'est pas considérable et par conséquent peut être négligée. Cependant, ces conclusions sont basées sur la méthode de calcul plutôt que sur le comportement observé. Kenny et al (1998) suggèrent que la traction des géosynthétiques apporté une contribution considérable, en particulier pour petites épaisseurs de la couche supérieure. Les essais in-situ réalisés par Sigurdsson et Fannin (1997) confirment l'importance de la traction des géosynthétiques pour de faibles épaisseurs de la couche supérieure.

Dans le renforcement d'un sol mou, la contribution à la capacité portante des réactions de ce sol, après le chargement qui se propage à partir de la couche granulaire, serait insignifiante. Ainsi, le renforcement extensible dépend de la traction des géosynthétiques pour supporter le chargement de la semelle. Il est possible que la déformation soit excessive sous chargement de la fondation. Par conséquent, un géosynthétique avec une rigidité à la traction considérable serait efficace à la performance de la structure.

3.2.1.2 Renforcement par une nappe de géogrille au sein de la couche de sable :

Alawaji et al (2000) ont fait des essais sur modèles à l'aide d'une plaque circulaire de diamètre de 100mm et les géogrilles de Tensar SS2. 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 ont prouvé qu'il y avait une différence significative dans la contribution

structurale de géogrille examinée avec réduction de 95% de tassement, à l'augmentation de 2000% du module élastique et à l'augmentation de 320% de la capacité portante. Il a été constaté que l'efficacité du système de sable-géogrille a augmenté avec l'augmentation de la largeur de la géogrille et la diminution de sa profondeur. Pour un renforcement efficace et économique de sable sur l'argile molle, une largeur de géogrille de quatre fois le diamètre de la fondation (D) et une profondeur de 0.1D sont recommandées.

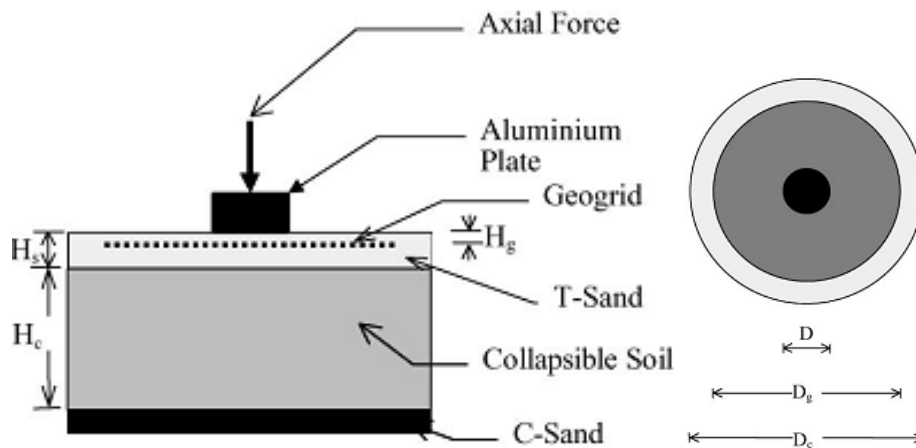


Figure 3-6 : Le modèle du sable renforcé par géogrille sur une argile compressible d'après Alawaji et al (2000)

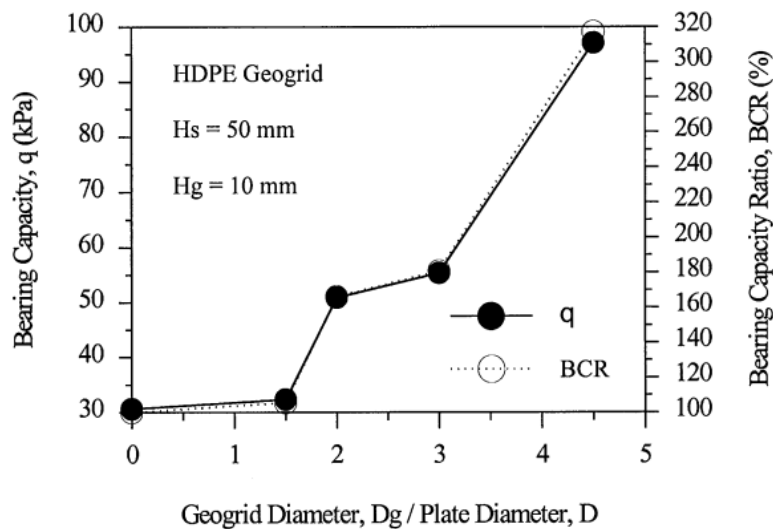


Figure 3-7 La variation de capacité portante q et du rapport BCR avec D_g/D

Le tassement a été sensiblement réduit sous la zone circulaire chargée, du aux effets du sable renforcé par géogrille. Une valeur de SRR de 95% a été réalisée en utilisant la nappe de géogrilles du diamètre égale à quatre fois le diamètre de la zone chargée ($D_g=4D$).

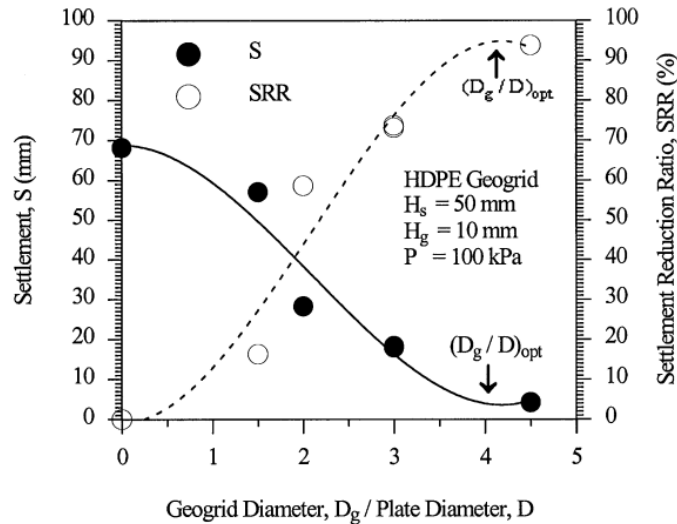


Figure 3-8 : la variation du tassement S et du rapport SRR avec D_g/D

Le module élastique du sable renforcé augmente avec le diamètre de la nappe de géogrilles. Le module élastique peut augmenter jusqu'à 2000% si on utilise une nappe de géogrilles de diamètre égal à quatre fois le diamètre de la zone chargée ($D_g=4D$).

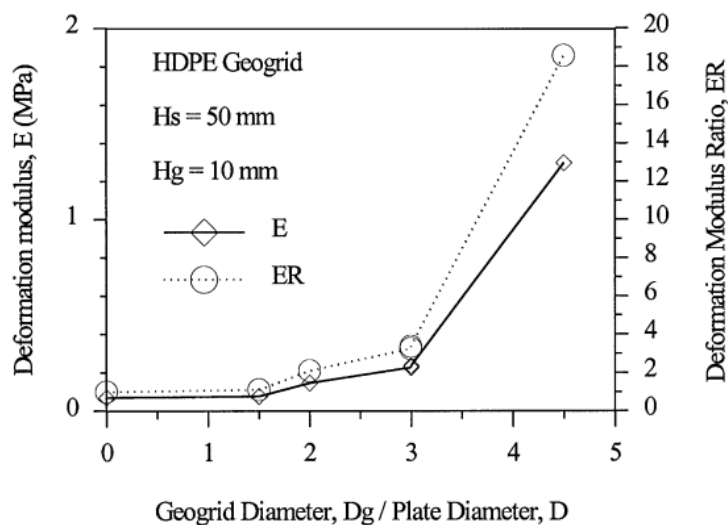


Figure 3-9 : la variation de module de déformation élastique et le rapport de young avec D_g/D

Après l'analyse complète de la réponse des modèles circulaires sur la couche de sable renforcé et non renforcé au-dessus d'argile molle, les conclusions suivantes ont été tirées par l'auteur:

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 $(0.1D)$.
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 géogrilles 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.

3.2.1.3 Renforcement par une multitude de nappes de géogrille au sein de la couche de sable :

Les essais expérimentaux ont été effectués par Kumar et al (2007) sur une fondation filante reposant sur une couche de sable renforcé.

Les géogrilles des dimensions d'ouverture 33x33 mm qui ont une résistance à la traction de 40 kN/m dans les directions longitudinales et transversales ont été utilisés comme éléments de renforcement. Le modèle a été fait avec détermination de la longueur de fondation filante. Pour simuler la rugosité de la fondation réelle, la sous-fondation a été rendu rugueuse pour la cohérence avec le papier verre et lui permettant d'assécher à plusieurs jours. Les dimensions de la fondation étaient de 0.15x1.19 m.

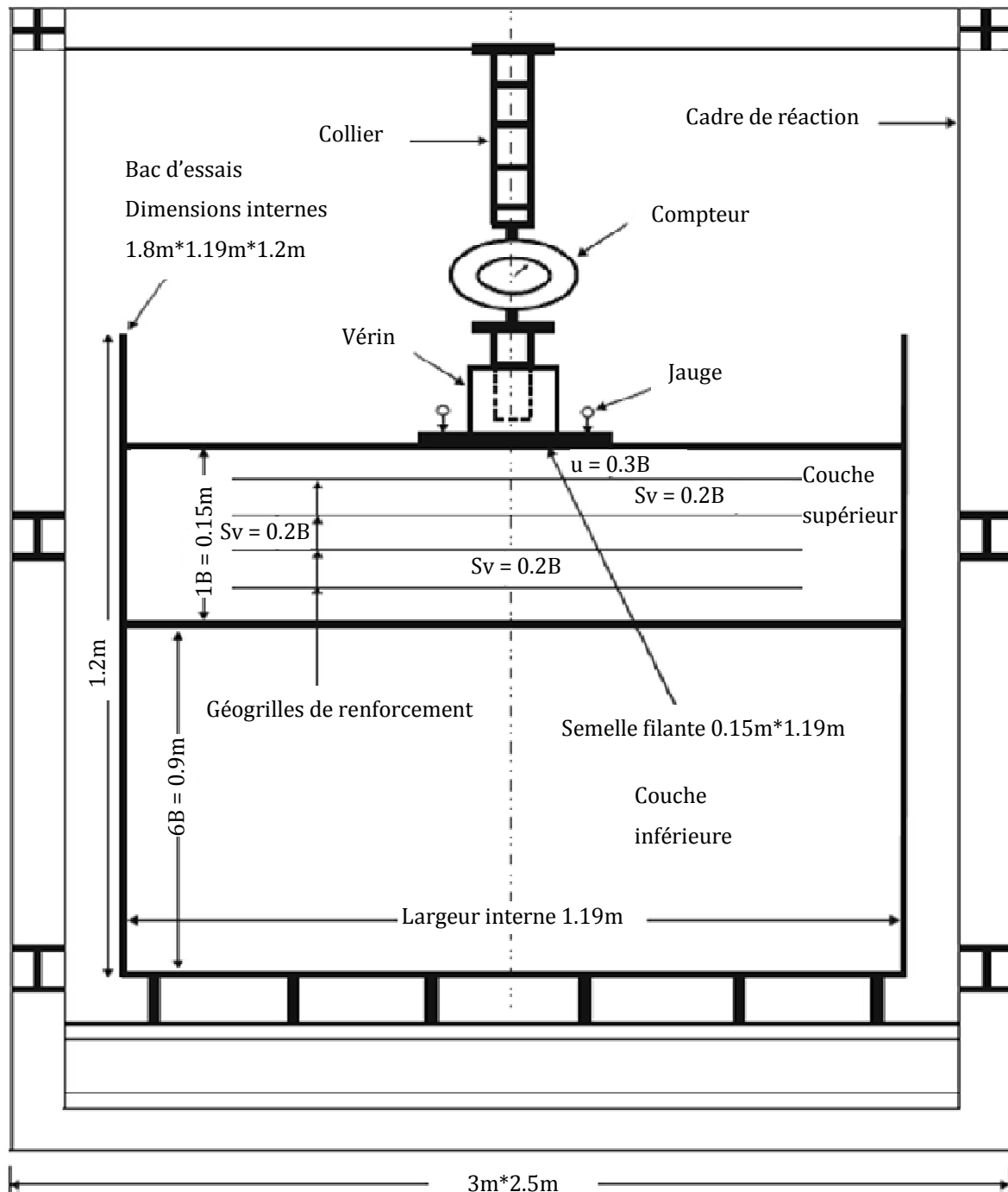


Figure 3-10 : Le modèle expérimental d'une fondation filante sur bicouches du sol renforcé par géogrilles (Kumar et al 2007)

La capacité portante ultime d'une semelle filante reposant sur un sol constitué d'une couche de sable dense (renforcé/non renforcé) surmontant un dépôt de sable ayant une faible capacité portante a été étudiée sur les modèles d'essais expérimentaux par Kumar et al (2007). Le sol utilisé dans le programme des essais au niveau du laboratoire était un sable sec. Le sable utilisé pour la couche inférieure a été classé comme sable faible.

Il a été observé que le renforcement du sol, après avoir remplacé la couche supérieure de sol avec un sol de meilleure qualité, entraîne une augmentation de la résistance par frottement du sol renforcé.

Avec une couche de sable renforcé par 2 à 4 nappes des géogrilles, il n'y pas seulement une augmentation de la capacité portante, mais aussi une réduction du tassement.

Les essais ont été portés à différentes densités relatives du sable et les données seront très utiles pour développer des solutions analytiques pour les fondations qui reposent sur des sols renforcés.

3.2.2 Renforcement par géocellules :

Dash et al (2003) ont considéré que l'efficacité du renforcement par géocellules placées dans la base de la couche granulaire surmontant une argile molle a été étudiée par des essais à échelle réduite au laboratoire. Les bancs des essais ont été soumis à une charge monotonique par une fondation circulaire rigide. La capacité portante, le tassement et les déformations sur la surface de la couche de sable, ont été mesurés pendant les essais.

Ils ont réalisé de petites plaques de 20mm longueur, 20mm largeur et 4mm épaisseur faites de plexiglas qui ont été placées sur la surface du sol. L'emplacement des jauges où des déformations seront mesurées est bien déterminé. Au centre de la surface supérieure de cette plaque, un petit renforcement a été fait. Le mouvement de la surface de cette plaque enregistré à travers les jauges est pris comme la déformation de la surface du sol. Le tassement de la fondation circulaire et les données de la déformation de la surface rapportées ici sont des valeurs moyennes des lectures prises sur deux points différents.

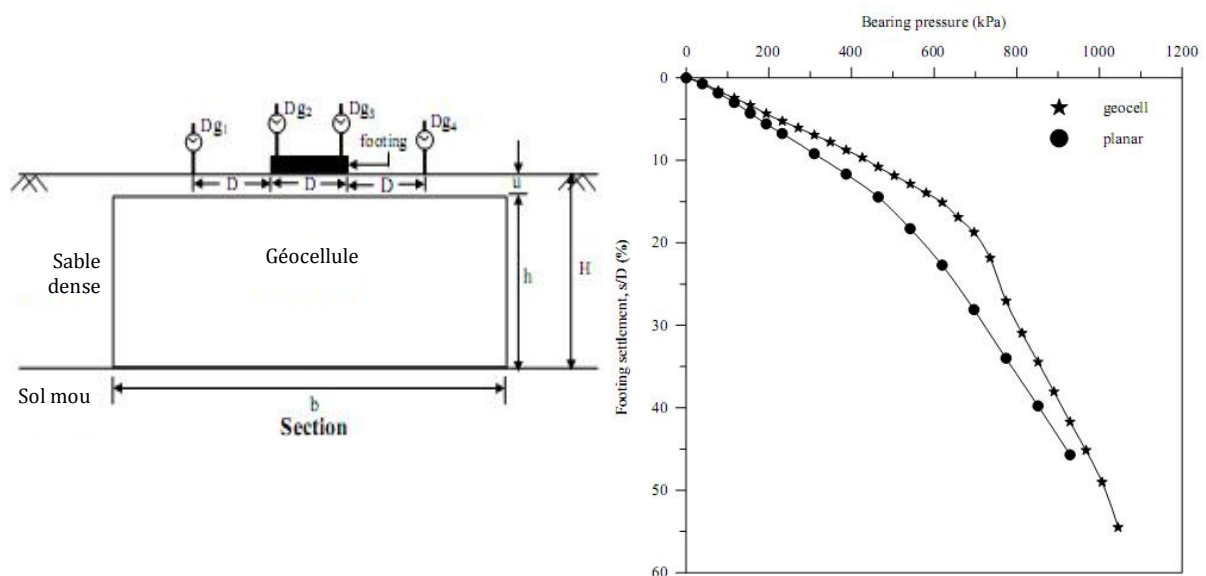


Figure 3-11 : Variation de la capacité portante par tassement pour le renforcement par géocellules et le système multinappes des géogrilles d'après Dash et al (2003)

Les résultats de ces essais montrent qu'une augmentation de sept fois la capacité portante d'une fondation peut être obtenue à condition que le renforcement soit fait avec des géocellules de dimensions adéquates avec une couche de géogrilles plane à l'interface entre la couche de sable et l'argile molle.

D'après les résultats obtenus à travers des essais limités dans cette étude ; il paraît que pour une même quantité de matière du géogrille, le système du renforcement par géocellules est plus performant qu'un système du renforcement plane.

Sireesh et al (2008) ont considéré que les avantages potentiels de mettre une couche de sable renforcée par matelas de géocellules sur la couche d'argile molle avec un vide ont été examinés par une série d'essais sur modèle réduit au laboratoire.

Le modèle d'essai a été placé dans un cadre pour le chargement, assemblé dans le laboratoire. Le modèle de fondation est constitué d'une tôle d'acier rigide de 0.15 m de diamètre (D) et d'une épaisseur de 0.03 m. Les couches du sol ont été préparées dans une cuve cubique de 0.9 m de côté. Une fenêtre circulaire de diamètre de 0.095 m a été faite sur le côté du mur de la cuve le long de la ligne centrale, à une hauteur de 0.11 m (c.-à-d. $0.73D$) de la base de la cuve. Cette fenêtre circulaire a été utilisée pour créer le vide dans la couche d'argile. Le vide a été localisé à une distance constante ($t=0.75D$, Fig. 3), à partir de la surface de l'argile. Sur la couche d'argile, une couche du sable a été placée et la fondation a été placée sur la couche du sable. La base de la fondation a été rendue rugueuse par cimentation d'une couche mince de sable avec une colle de l'époxyde.

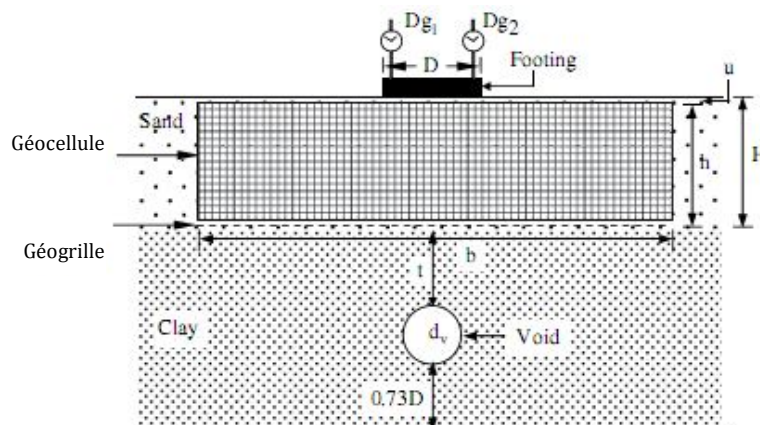


Figure 3-12 : Géométrie du sable renforcé surmontant argile molle avec vide d'après Sireesh et al (2008)

Les résultats obtenus ont mis en évidence que : La capacité portante totale de la couche sous fondation augmente avec l'augmentation de la densité du sol de remplissage. C'est, par

conséquent, avoir un remplissage dense avec geocellules. Aussi, l'augmentation de la capacité portante et la raideur de la couche sous fondation pourrait être accomplie avec l'alimentation par une nappe supplémentaire de géogrilles planaire à la base du matelas du géocellule. La nappe de géogrilles retient la déviation de la géocellule par mobilisation de sa raideur et donne un meilleur rendement de la couche de sol sous fondation. L'influence de la nappe inférieure de la géogrille devient marginale pour une hauteur importante de la géocellule. Avec l'augmentation de la hauteur, le matelas de géocellule devient relativement plus raide, de cette façon, il dévie moins sous chargement de la fondation. Cela réduit la déformation de la nappe de géogrilles qui dirige la mobilisation de la déformation inférieure, d'où une performance réduite.

3.3 Etudes numériques :

Deb et al (2005) ont proposé un modèle mécanique d'une fondation sur une couche granulaire renforcée par un système multi-nappes de géosynthétiques surmontant une argile molle. Ce modèle incorpore en même temps : le comportement non-linéaire de la couche granulaire et l'argile molle et l'effet de compressibilité de la couche granulaire. La couche granulaire et le sol mou ont été idéalisés comme une couche de cisaillement et une couche de ressorts non-linéaires, respectivement. Les membranes élastiques rigoureuses étendues représentent les lits du renforcement. Le comportement non-linéaire de la couche granulaire et de l'argile molle est considérable. Les conditions de déformation plane sont considérées pour le chargement et le système de sol renforcé. Un programme à itératives des différences finis FLAC est appliqué pour obtenir la solution.

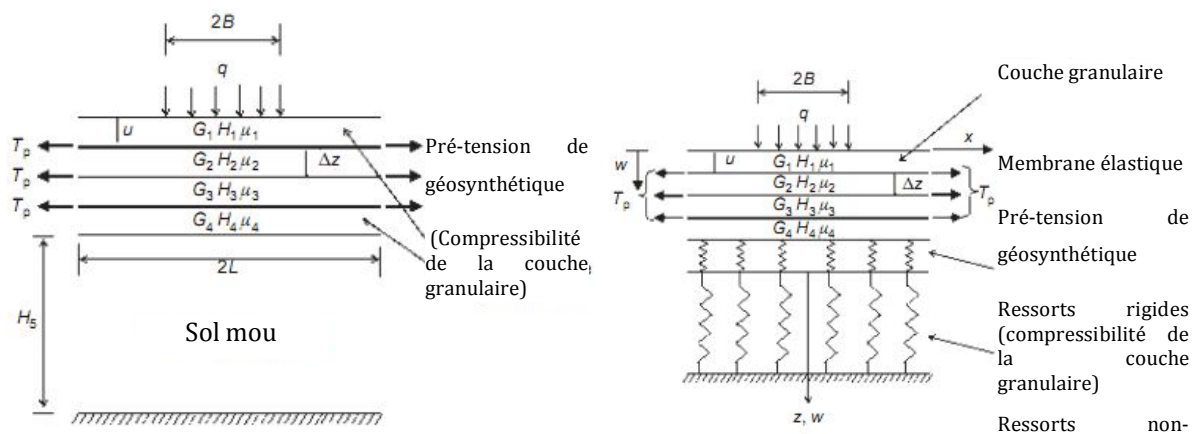


Figure 3-13 : Sable renforcé par multinappes géosynthétiques sur argile molle et son modèle proposé d'après Deb et al (2005)

La réduction du tassement maximale se produit quand une nappe de renforcement est placée près de l'interface de la couche granulaire et le sol mou. Et pour une multitude de nappes de

renforcement, le tassement est réduit très efficacement quand la nappe supérieure de renforcement est placée plus proche de l'interface.

L'application du renforcement par une multitude de nappes de géosynthétiques réduit efficacement l'épaisseur de la couche granulaire pour la même amplitude de tassement que dans le sol non renforcé. Il est aussi observé que la capacité portante ultime du sol mou de la fondation diminue, c.-à-d. le comportement non-linéaire est plus prédominant, l'épaisseur équivalente de la couche granulaire est supérieure à 40% que dans le cas linéaire pour un sol non renforcé. Cette différence diminue quand le nombre des nappes de renforcement augmente de 1 à 3.

Deb et al (2007) considèrent des conditions de déformation plane, dans une étude numérique qui a été menée pour étudier le comportement d'une couche granulaire renforcée par plusieurs nappes de géosynthétiques surmontant un sol mou, en utilisant l'analyse lagrangienne rapide du programme (FLAC). La couche granulaire, le sol mou et les géosynthétiques de renforcement sont considérés comme matériaux élastiques linéaires. Les géosynthétiques sont modélisés comme des éléments de câble entièrement collés au sol environnant, de ce fait négligeant le glissement. Les résultats obtenus à partir de cette recherche ont montré un accord très étroit en comparaison avec les résultats de l'analyse par éléments finis, figure (3-15). La distribution des efforts verticaux, de partie latérale et de cisaillement dans le sol est considérablement affectée à mesure que le nombre des nappes de renforcement augmente. La réduction du tassement de la fondation sur sable renforcée est insignifiante quand la résistance à la traction des géosynthétiques dépasse de 4.000 à 5.000 kN/m.

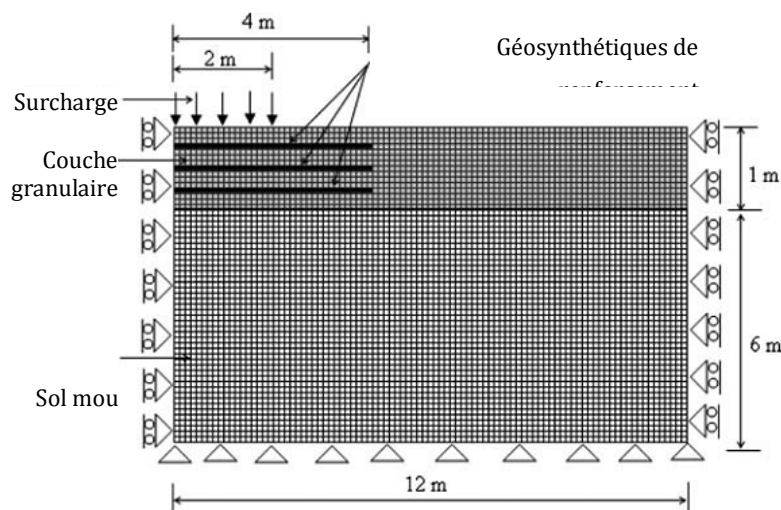


Figure 3-14 : Le modèle du sable renforcé par multinappe géosynthétique sur argile molle FLAC d'après Deb et al (2007)

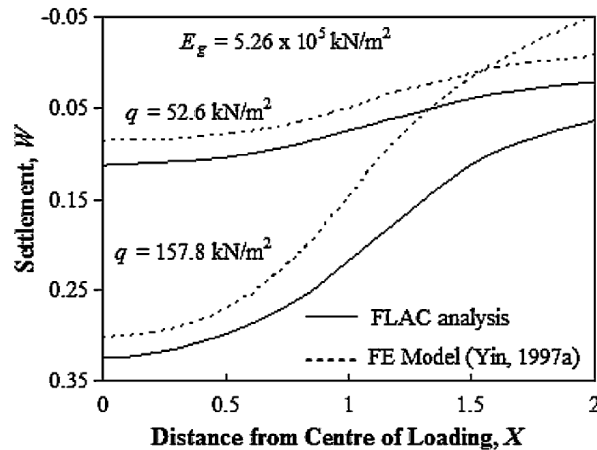


Figure 3-15 : Comparaison entre les résultats d'analyse par MDF dans FLAC (Deb et al 2007) et par MEF (Yin 1997a)

1. Cette étude démontre une application réussie de FLAC en analysant la réponse d'une couche granulaire renforcée par un certain nombre de nappes de géosynthétiques placées au-dessus d'un dépôt mou de sol. L'analyse est basée sur le comportement élastique linéaire du matériau granulaire, de sol mou et des géosynthétiques de renforcement. Les résultats obtenus s'avèrent compatibles et en accord étroit avec les résultats des éléments finis.

2. Plus le nombre des nappes de renforcement augmente, et plus les efforts verticaux dans la région chargée diminuent, entraînant ainsi une réduction maximale de tassement à un taux décroissant. Au delà de la région chargée, une inversion dans la tendance se produit.

3. Dus à l'effet de confinement, des efforts latéraux montrent une augmentation du nombre de nappes de renforcement.

4. Les efforts de cisaillement sont réduits brusquement dans la zone renforcée.

Nogami et Yong (2003) ont rapporté une tendance semblable de résultats de la méthode des éléments finis et de la méthode des différences finis. Cependant, la comparaison quantitative directe avec leurs résultats n'était pas possible à cause de la différence des deux approches dans la modélisation du problème

Ils ont observé que, pour une intensité plus élevée de chargement quand trois nappes de renforcement sont placées dans le sol mou sans aucune couche de gravier, la réponse de la couche de sol mou renforcée est meilleure que celle avec une seule nappe de renforcement placée dans la couche de gravier. Cependant, on n'a observé aucune différence significative dans la réponse de la couche renforcée pour une faible intensité de charge. Il est, dans la pratique, très difficile de placer les nappes géosynthétiques dans le sol mou pour améliorer la réponse de la fondation. Ainsi, cette étude est liée à une couche renforcée sous fondation dans laquelle des

lits multiples de géosynthétiques de renforcement sont placés dans une couche granulaire surmontant le sol mou.

3.4 Etudes analytiques :

Une série d'essais de chargement sur modèle ont été effectués par Yasuku et al (1998) avec différentes épaisseurs de la couche de sol sableux renforcé et en variant le nombre de géogrilles placées horizontalement dans cette couche. De plus, cette méthode qui estime l'épaisseur efficace pour les géogrilles servant à renforcer le plan du sol, est basée sur les considérations expérimentales et théoriques. Le modèle représente le plan expérimental ; 1.08 m de largeur, 0.8 m de profondeur et 0.4 m d'hauteur,

Et le calcul théorique de la profondeur de la couche renforcée est exprimé par :

$$\frac{H}{B} = \frac{p}{q_a} \left(1 - \frac{G_e}{pB} \right) - 1 \tag{3-1}$$

Avec : $G_e = q_a - \Delta B_g$ (3-2)

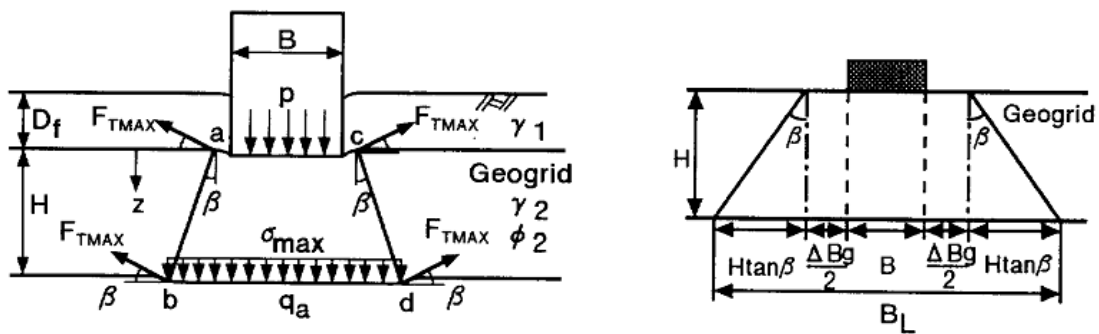


Figure 3-16 : L'idée de l'effet de propagation de la charge d'après Yasuku et al (1998)

G_e : prise de l'effet de propagation de la charge par géogrilles représentée sur la figure (3-17) :

S'il n'y a pas de géogrilles ($G_e=0$)

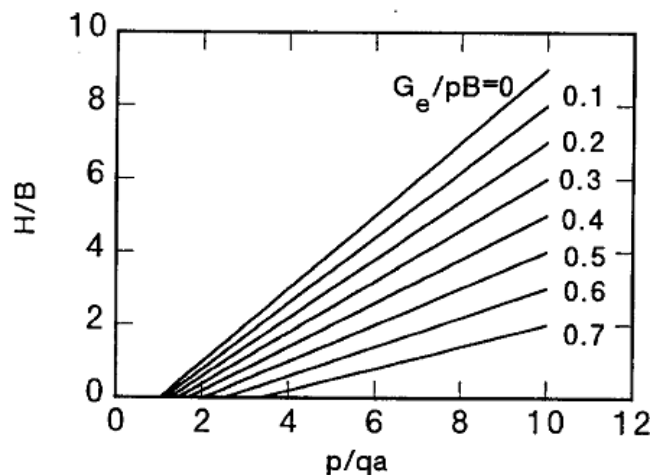


Figure 3-17 : l'épaisseur de renforcement sous l'effet de la largeur des géogrilles G_e

Ou par une autre formule :

$$H = \frac{-A_2 + \sqrt{A_2^2 - 4A_1A_3}}{2A_1} \quad (3-3)$$

Avec :

$$A_1 = \gamma_2 \tan(\delta) \sin(\beta) \quad (3-4)$$

$$A_2 = 2\gamma_1 d_f \tan(\delta) \sin(\beta) + q_z \quad (3-5)$$

$$A_3 = -(p - q_a)B \quad (3-6)$$

La propagation de la charge verticale sur la surface de l'argile molle a une forme convexe avec σ_{\max} au centre de la charge p .

La contrainte verticale maximale développée est proportionnelle à la charge verticale appliquée p . Le rapport σ_{\max}/p est influencé par l'épaisseur de la couche du sol renforcé, le nombre des géogrilles et la pression de la surcharge.

La largeur efficace B est proposée pour exprimer l'effet de la charge qui se propage dans la fondation du sol renforcé avec géogrilles et qui a deux parties: l'une est l'effet de géogrille qui s'étend et l'autre est l'effet dû à l'épaisseur de la couche du sol.

Une méthode d'estimation est proposée pour calculer l'épaisseur des fondations renforcées dans un plan pratique qui utilise la largeur efficace proposée B et le mécanisme d'interaction entre le sol et le géogrille considéré.

Maheshwari et al (2004) présentent un modèle pour estimer la réponse de flexion des poutres qui reposent sur des couches renforcées, tel que les géogrilles qui sont modélisés comme poutres avec les caractéristiques de la surface lisse. Les mauvaises couches inférieures et le sol dense supérieur sont modelés en utilisant des ressorts Winkler de rigidités différentes. Ils ont mis une surcharge sur les éléments de renforcement de manière à incorporer l'effet de profondeur de la couche renforcée. Les équations différentielles ont été dérivées pour découvrir la réponse du modèle, et les solutions analytiques sont soumises aux conditions aux limites et aux conditions de la continuité.

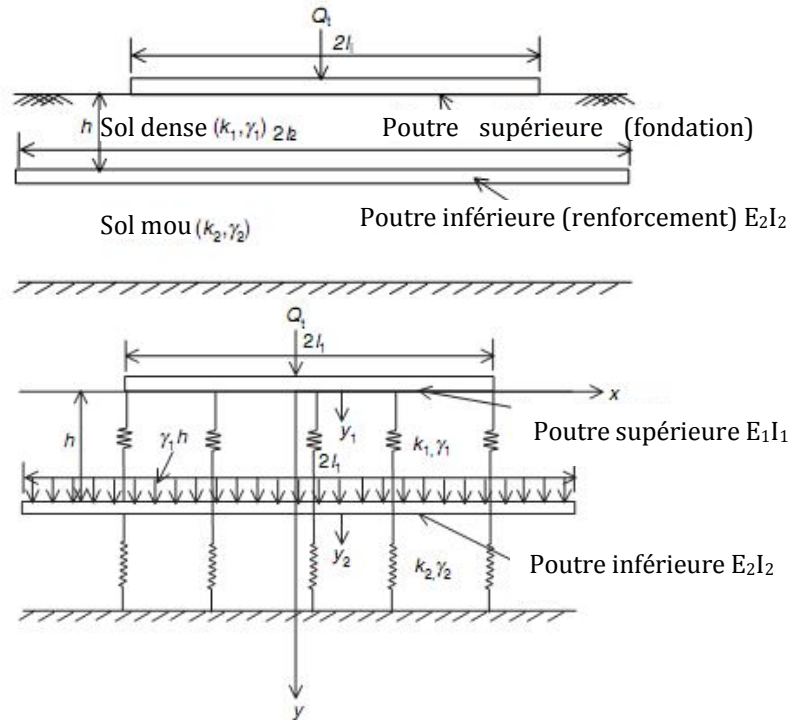


Figure 3-18 : Plans de définition du problème et leur modèle d'après Maheshwari et al (2004)

Les réponses analytiques des poutres, supérieure et inférieure sont les solutions des équations différentielles suivantes :

$$y'_1 = e^{\lambda_1 z} (C_1 \cos \lambda_1 z + C_2 \sin \lambda_1 z) + e^{-\lambda_1 z} (C_3 \cos \lambda_1 z + C_4 \sin \lambda_1 z) + e^{\lambda_2 z} (C_5 \cos \lambda_2 z + C_6 \sin \lambda_2 z) + e^{-\lambda_2 z} (C_7 \cos \lambda_2 z + C_8 \sin \lambda_2 z) + \gamma'_1 h'_r \quad (0 \leq z \leq z_1) \quad (3-7)$$

$$y'_2 = \frac{1}{R} \left(\frac{R}{r} \right)^{3/4} \left(\frac{d^4 y'_1}{dz^4} \right) + y'_1 \quad (0 \leq z \geq z_1) \\ = e^{\lambda_3 z} (C_9 \cos \lambda_3 z + C_{10} \sin \lambda_3 z) + e^{-\lambda_3 z} (C_{11} \cos \lambda_3 z + C_{12} \sin \lambda_3 z) \\ + \gamma'_1 h'_r \left(\frac{R}{r} \right)^{-1/4} (z_1 \leq z \leq z_2) \quad (3-8)$$

Avec les conditions aux limites et de la continuité :

Pour la poutre supérieure

$$\text{à } z = 0, \frac{dy'_1}{dz} = 0 \text{ et } \frac{d^3 y'_1}{dz^3} = \frac{1}{2} \quad (3-9)$$

$$\text{à } z = z_1, \frac{d^2 y'_1}{dz^2} = 0 \text{ et } \frac{d^3 y'_1}{dz^3} = 0 \quad (3-10)$$

Pour la poutre inférieure

$$\text{à } z = 0, \frac{dy'_2}{dz} = 0 \text{ et } \frac{d^3 y'_2}{dz^3} = 0 \quad (3-11)$$

$$\text{à } z = z_1, y'_2|_{z_1-\varepsilon} = y'_2|_{z_1+\varepsilon}, \frac{dy'_2}{dz}|_{z_1-\varepsilon} = \frac{dy'_2}{dz}|_{z_1+\varepsilon} \quad (3-12)$$

$$\text{à } z = z_1, \frac{d^2 y'_2}{dz^2}|_{z_1-\varepsilon} = \frac{d^2 y'_2}{dz^2}|_{z_1+\varepsilon}, \frac{d^3 y'_2}{dz^3}|_{z_1-\varepsilon} = \frac{d^3 y'_2}{dz^3}|_{z_1+\varepsilon} \quad (3-13)$$

$$\text{Quand } \varepsilon \text{ tend vers zéro } \text{à } z = z_2, \frac{d^2 y'_2}{dz^2} = 0 \text{ et } \frac{d^3 y'_2}{dz^3} = 0 \quad (3-14)$$

Pour les différents paramètres considérés, les résultats montrent que, pratiquement, aucun changement ne se produit dans la déviation des poutres supérieure et inférieure quand le rapport de la longueur de poutres en dépasse 1.5. Plus loin, il est mentionné que les différents paramètres ; le rapport de la rigidité de flexion de poutres supérieure et inférieure, le rapport de raideur des couches du sol supérieure et inférieure, le rapport de la longueur des poutres supérieure et inférieure et la profondeur de placement du renforcement inférieur, influencent considérablement la réponse combinée du modèle.

Les flexions des poutres supérieure et inférieure augmentées par 41% et 45% respectivement en augmentant la profondeur h_0 de 0.15 à 1.5. Pour la poutre inférieure, la flexion au bord de la poutre augmente par le même taux que la profondeur du placement h_0 .

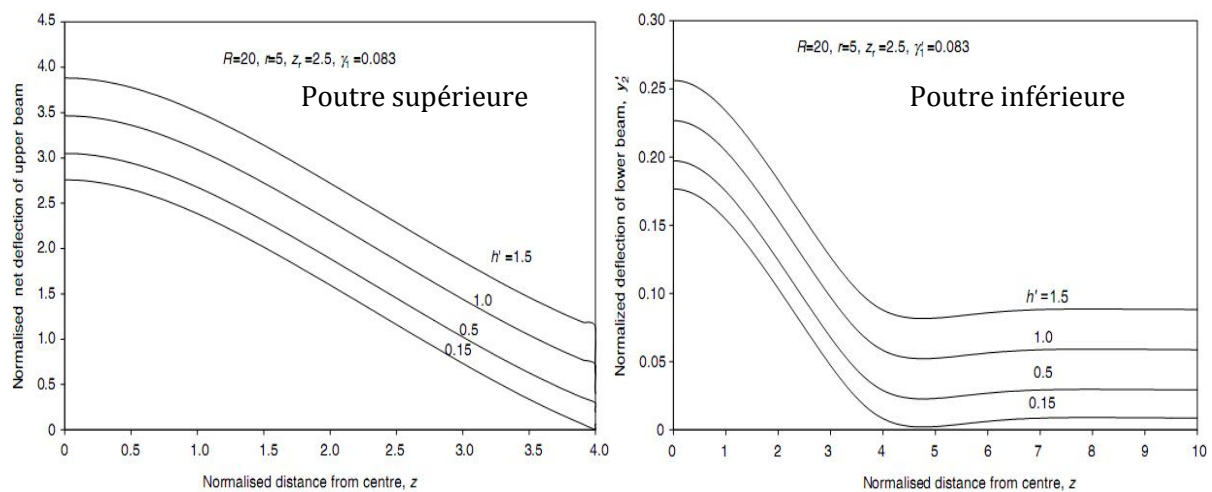


Figure 3-19 : Effet de l'espace entre les deux poutres sur leurs flexions.

La rigidité de flexion relative des poutres, représentée par le rapport R , affecte alors la flexion au bord de cette poutre plus qu'à son centre. Pour la poutre inférieure la flexion est réduite par 63% au bord de la poutre, quand R est augmenté de 1 à 50.

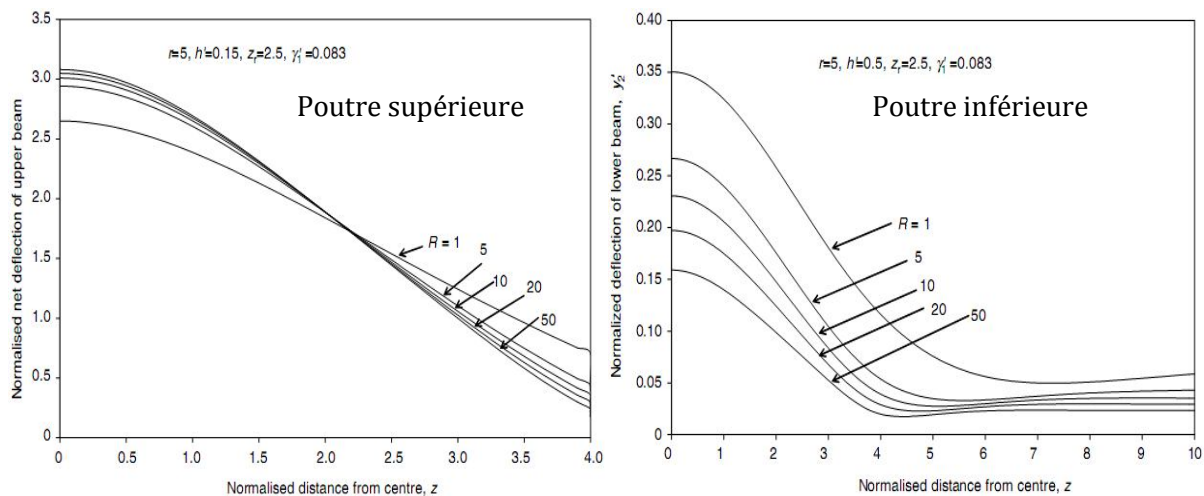


Figure 3-20 : Effet de la rigidité à la flexion relative des poutres sur leurs flexions.

La raideur relative de sols, c.-à-d. le rapport r , a une influence notable sur la flexion de la poutre supérieure aussi bien que sur la poutre inférieure. Au centre des poutres, la réduction de la flexion de la poutre supérieure est de 8.7 à 1.0 pour une réduction correspondante dans le rapport r de 20 à 1.

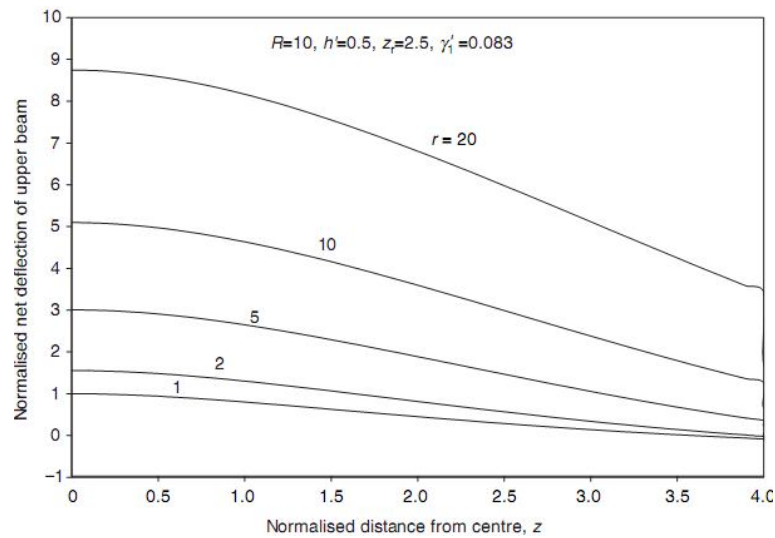


Figure 3-21 : Effet de la rigidité relative des sols sur la flexion de la poutre supérieure.

Le moment fléchissant maximum positif se produit au centre des poutres supérieure et inférieure, alors qu'au bord, il est nul. Il diminue de 46% et 51% dans les poutres pour une diminution du rapport r de 20 à 1. La position du moment fléchissant maximum négatif change vers le bord de la poutre quand le rapport r augmente. Un genre semblable de comportement a été vu pour le renforcement par la poutre inférieure.

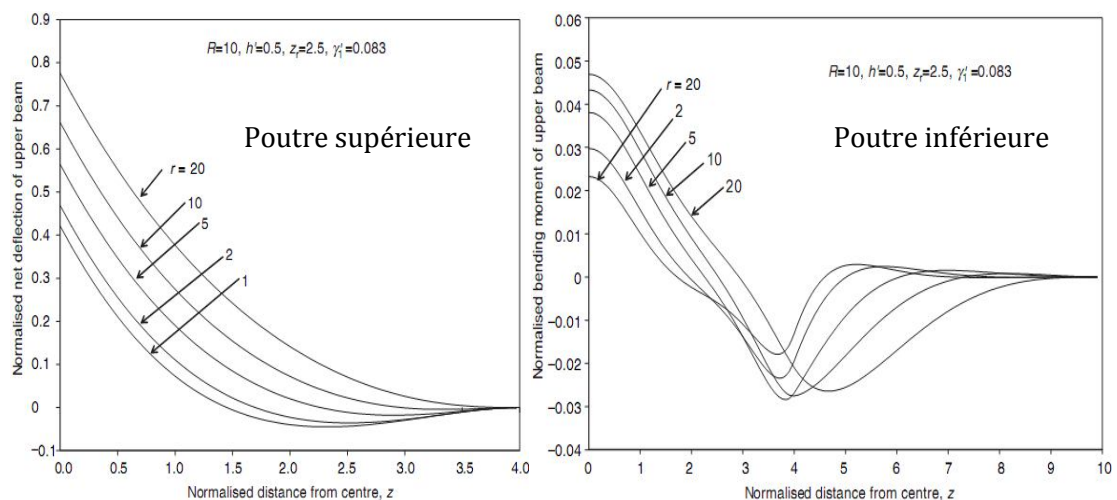


Figure 3-22 : Effet de la variation de la rigidité relative du sol sur la flexion des poutres.

3.5 Les méthodes qui décrivent le renforcement par géosynthétiques :

Frankowska (2007) : La possibilité de prédiction réaliste des caractéristiques de deux couches de sol est en recherche. Il a présenté un résumé des conclusions principales des résultats de différentes études sur l'influence du renforcement d'une couche de sable sur argile molle par géosynthétiques. Les résultats de modèle analytique d'élément membrane qui décrivent le mécanisme du renforcement dans le sol sont encore examinés. Les méthodes d'analyse et de la conception du sable renforcé peuvent être classifiées dans le cadre de quelques groupes, tableau (3-1). Il est possible de choisir deux approches générales à ce problème.

En premier lieu, les modèles analytiques sont employés pour décrire les mécanismes de renforcement du géosynthétique. Cette approche nécessite des hypothèses appropriées et réalistes, comme la nature du travail de la structure de sable renforcé et les éléments de sa construction. Les erreurs de modélisation (sur l'étape initiale de conception) sont dues à des erreurs dans les résultats des calculs des principaux paramètres du sable. Ainsi, de telles méthodes (Giroud et Noiray, 1981; Bourdeau, 1989; Houlsby et al., 1989; Sellmeijer, 1990; Burd, les 1995) exigent de bonnes connaissances théoriques au sujet des mécanismes de la couche de sable.

La deuxième approche est basée sur l'emploi des méthodes numériques pour résoudre les problèmes de la capacité portante et de tassement du sol renforcé. Ce genre de calculs permet la détermination des paramètres matériels qu'il aurait été difficile de mesurer dans l'étude expérimentale. Les modèles numériques étaient aussi utilisés avec succès dans les analyses des résultats expérimentaux (Burd et Houlsby, 1989). Le développement des procédures numériques typiques des calculs a conduit à quelques idéalizations importantes de problèmes. Les principaux traitent les éléments suivants:

La géométrie de la construction, les conditions de charge et les conditions aux limites, le comportement matériel et les modèles constitutifs des matériaux, le choix de techniques numériques. Le problème principal est que des modèles particuliers ne sont pas vérifiés vis-à-vis des données expérimentales étendues. Cependant, une certaine comparaison qualitative, en ce qui concerne le profil du tassement obtenu avec ces deux méthodes, a pu être faite, mais il y a toujours un besoin de telles comparaisons.

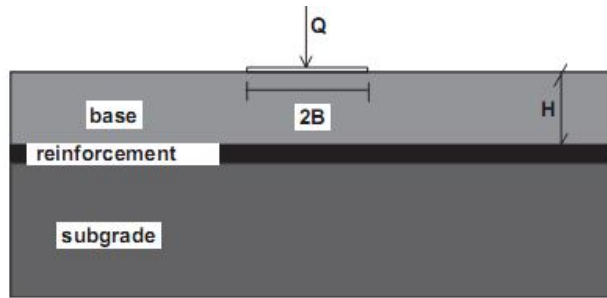


Figure 3-23 : Section transversale type de bicouche renforcée par géogrilles

Les principaux critères de classification des méthodes décrivant le mécanisme de renforcement par géosynthétiques		
Mécanisme proposé de fonctionnement du renforcement	Déformation qui est nécessaire à activer le mécanisme du renforcement	Méthodes mathématiques utilisées pour résoudre le problème
Déformation déviatoire des agrégats de la couche granulaire	grande déformation	Méthodes analytiques
Augmentation de la rigidité de la couche granulaire	petite déformation	Méthodes numériques
Amélioration de distribution de la contrainte verticale sur l'argile		
Réduction de contrainte du cisaillement dans l'argile		

Tableau 3-1 : Méthodes utilisées dans la recherche sur les mécaniques de renforcement du géosynthétique

Le problème important est l'estimation exacte des paramètres initiaux du modèle. Le paramètre clé est l'angle de la dispersion de la charge dans la couche supérieure. Même une modification mineure de sa valeur principale conduit à des erreurs considérables dans les tassements du sable calculés.

On sait peu au sujet de la déformation des systèmes de deux couches de sol renforcé sous chargement répété (Das et al. 1998). L'approche la plus commune à ce problème est basée sur la formulation empirique. Du point de vue de l'ingénieur, la connaissance de ce problème est très importante comme celles des systèmes qui sont souvent soumis aux charges répétées.

3.6 Conclusion

Historiquement, des méthodes de dimensionnement spécifiques ont été développées pour chaque technique. La tendance actuelle, avec le développement des normes, est d'harmoniser les méthodes de calcul entre les techniques similaires et d'utiliser des calculs aux états limites avec des coefficients de sécurité partiels.

Le renforcement à l'interface sable-argile prend une grande partie des études, car c'est une ancienne technique, mais pour le renforcement par systèmes de multi nappes de géogrilles; les recherches sont encore insuffisantes, et limitées seulement aux sols homogènes. En effet, cette technique a besoin de plus d'études, surtout en ce qui concerne la combinaison du sable avec l'argile.

A cet effet, notre travail consiste à examiner une nouvelle technique de renforcement d'une couche de sable surmontant une argile molle, cette technique représente une combinaison entre le renforcement par une nappe de géocomposite à l'interface sable-argile et un système multi nappe de géogrille au sein de la couche de sable.

Chapitre IV :

Présentation de l'outil de simulation numérique

4.1 Introduction

Le code Plaxis de la société Plaxis B.V. est un logiciel couramment utilisé dans les bureaux d'études. Conçu par des géotechniciens numériques de l'université de Delft aux Pays-Bas dans les années 1980, le code de calcul éléments finis Plaxis est un outil pratique d'analyse d'ouvrages et d'essais géotechniques. Si ce code a initialement été développé pour analyser les digues et les sols mous, son champ d'application s'étend aujourd'hui à une large gamme de problèmes géotechniques. Il permet d'analyser des problèmes élastiques, élasto-plastiques, élasto-viscoplastiques en 2D ou 3D et en grands déplacements par la méthode lagrangienne actualisée. Très fiable sur le plan numérique, ce code fait appel à des éléments de haute précision, tels que les triangles à 15 nœuds, ainsi qu'à des pilotages de résolution récents comme la méthode de longueur d'arc. Le manuel d'utilisation du code Plaxis présente une description détaillée du logiciel.

L'utilisation de lois de comportement complexes dans des modèles éléments finis pour l'ingénierie est délicate. Elle nécessite, pour la détermination des paramètres, des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie. L'intégration de telles lois dans des codes éléments finis est difficile. Le coût de ces calculs est généralement important et peu de codes sont actuellement opérationnels. La démarche suivie dans le développement de Plaxis est de fournir à l'utilisateur un code éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délai raisonnable, en utilisant un modèle de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale. Différents modèles de comportement, plus ou moins sophistiqués, ont été implémentés dans Plaxis : élastique linéaire, Mohr-Coulomb, modèles de sol avec écrouissage ou spécifiques aux sols mous, etc.

4.2 La méthode des éléments finis

La MEF a été utilisée beaucoup dans la pratique d'ingénierie depuis plus de trente années. C'est bien récemment qu'elle a commencé à être utilisée largement pour analyser des problèmes de la géotechnique. C'est probablement parce qu'il y a beaucoup de questions complexes qui sont spécifiques à la géotechnique, dont les réponses n'ont été trouvées que récemment.

Quand cette méthode est correctement utilisée, elle peut produire des résultats réalistes qui aident à trouver des solutions aux problèmes d'ingénierie du sol. Une bonne analyse qui simule le vrai comportement du sol permet à l'ingénieur de comprendre mieux ces problèmes.

4.2.1 L'analyse des déplacements par MEF

La MEF est une procédure computationnelle qui peut être utilisée pour obtenir une solution approximative à un problème de valeur limite. Des équations mathématiques sous forme d'une série d'équations algébriques impliquent des quantités à évaluer à points discrets dans la zone d'intérêt. Les équations des éléments finis sont formulées de façon à minimiser l'erreur dans la solution approximative. Cette partie présente seulement un aperçu général de la méthode. Elle est limitée à :

- Elasticité linéaire et élasto-plasticité
- Déformation plane bidimensionnelle

L'objectif de la première étape, dans n'importe quelle analyse par MEF, est de créer un maillage EF. Le maillage consiste en éléments reliés ensemble aux nœuds.

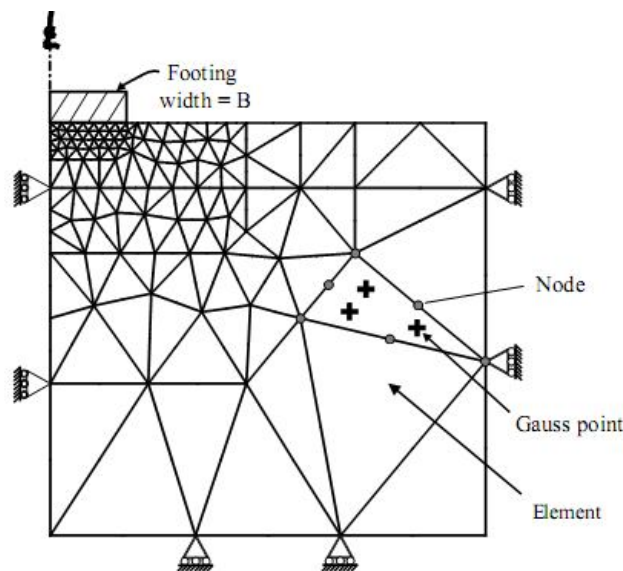


Figure 4-1 : le maillage en PLAXIS

Les nœuds sont les points où les valeurs des variables fondamentales sont calculées. Pour une approximation de la base des déplacements, les variables fondamentales sont des déplacements. Les valeurs de déplacement nodal sont interpolées dans les éléments pour donner des expressions algébriques aux déplacements, et aux déformations, partout dans la maille. Une loi constitutive est utilisée alors pour relier les déformations avec les contraintes et cela conduira au calcul des forces qui agissent aux nœuds de l'élément. Les forces nodales sont en rapport avec les déplacements nodaux. Ce rapport est exprimé par des équations formulées et résolues dans le programme des éléments finis pour trouver les valeurs des déplacements nodaux.

La méthode des éléments finis englobe les étapes suivantes :

- 1- **La discrétisation des éléments** : C'est le processus de modéliser la géométrie du problème sous une étude par un assemblage de petites régions, appelées éléments finis. Ces éléments ont des nœuds définis sur les limites ou dans les éléments mêmes.
- 2- **L'approximation des variables fondamentales** : Une valeur fondamentale doit être sélectionnée (par exemple : déplacements) et réglée, comme elle doit varier sur un élément fini établi. Cette variation est exprimée par des valeurs nodales.
- 3- **Equations élémentaires** : L'utilisation du principe variationnel approprié (par exemple, énergie potentielle minimum) pour dériver les équations de l'élément:

$$K^e U^e = P^e \quad (4-1)$$

Equations globales : L'assemblage des équations élémentaires sous forme d'équations globales :

$$KU = P \quad (4-2)$$

- 4- **Les conditions aux limites** : La formulation des conditions aux limites et la modification des équations globales. L'affectation des charges P, lorsque les déplacements affectent U. Résoudre les équations globales. Les équations globales sont sous forme d'un système à grand nombre d'équations, qui doivent être résolues pour obtenir les déplacements à tous les nœuds. A partir de ces déplacements nodaux, tel que les contraintes et les déplacements sont évalués.

4.2.2 Les éléments pour l'analyse bidimensionnelle

L'analyse bidimensionnelle de continums est basée généralement sur l'utilisation des éléments triangulaires ou quadrilatères. Les éléments les plus utilisés obéissent à une approche isoparamétrique dans laquelle une fonction de l'interpolation polynomiale est utilisée pour décrire les déplacements dans chaque élément. L'ordre le plus haut d'interpoler le polynôme (c.-à-d. le plus grand nombre de nœuds qui définissent l'élément), est le plus exact en résultats.

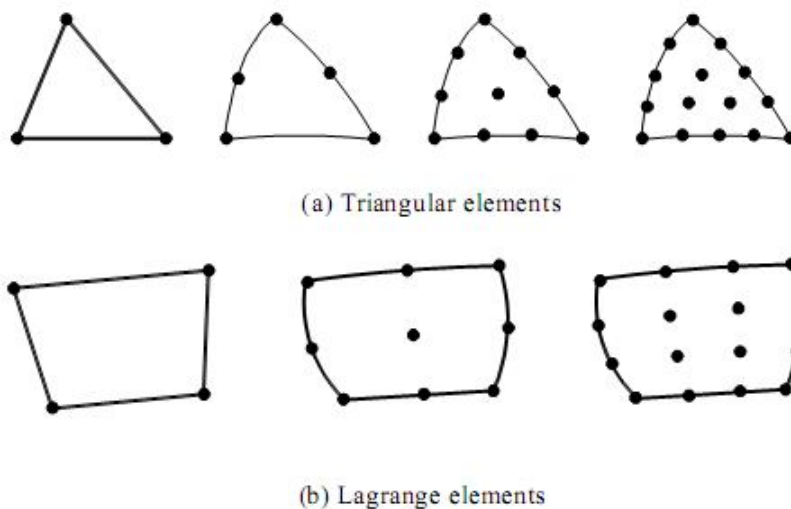


Figure 4-2 : éléments bidimensionnelles

4.2.3 L'interpolation des déplacements

Les inconnus fondamentaux : les valeurs des déplacements nodaux

Les déplacements dans l'élément sont exprimés dans le terme des valeurs nodales. Cela est accompli par l'utilisation des fonctions d'interpolation (habituellement, polynomes).

Illustration pour le cas d'un élément triangulaire a six-nœuds :

$$u(x, y) = a_0 + a_1x + a_2y + a_3x^2 + a_4xy + a_5y^2 \quad (4-3a)$$

$$v(x, y) = b_0 + b_1x + b_2y + b_3x^2 + b_4xy + b_5y^2 \quad (4-3b)$$

Où les constantes $a_1, a_2, \dots, a_5, b_1, b_2, \dots, b_5$ dépendent des valeurs nodales.

L'interpolation du second degré implique un total de 12 constantes. Ces constantes peuvent être écrites en termes de 12 déplacements nodaux associés avec l'élément.

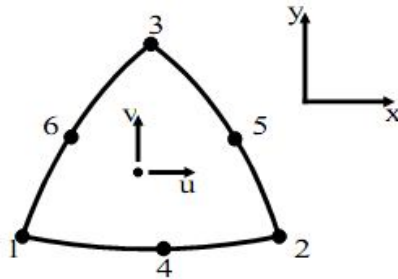


Figure 4-3 : élément à 6 nœuds

4.2.4 Déformations :

Les déformations peuvent être dérivées dans l'élément qui utilise les définitions standard. Le cas du triangle à six-nœuds donne :

$$\varepsilon_{xx} = \frac{\partial u}{\partial x} = a_1 + 2a_3x + a_4y \quad (4-4a)$$

$$\varepsilon_{yy} = \frac{\partial v}{\partial y} = b_2 + b_4x + 2b_5y \quad (4-4b)$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} = (b_1 + a_2) + (a_4 + 2b_3)x + (2a_5 + b_4)y \quad (4-4c)$$

Les équations de ce type qui relient des déformations à des déplacements nodaux sont écrites généralement dans une forme d'équation matricielle:

$$\varepsilon = BU^e \quad (4-5)$$

Où le vecteur de déformations ε , et le vecteur de déplacements nodaux sont associés avec chacun des six nœuds dans l'élément, U^e

4.3 Modèles de comportement pour les sols

La loi de comportement d'un matériau est la relation fonctionnelle qui permet d'exprimer les forces intérieures en fonction des grandeurs cinématiques qui décrivent la déformation du milieu. C'est une loi spécifique du matériau considéré (contrairement aux équations générales de conservation, valables pour tous les matériaux). La forme générale de la relation fonctionnelle est donnée par l'équation suivante :

$$\sigma_{ij} = F(\varepsilon_{ij}) \quad (4-6)$$

Les lois de comportement sont généralement exprimées sous forme incrémentale (Darve, 1974 ; Gudehus et Kolymbas, 1979), formulation dans laquelle les incréments de contrainte et de déformation sont liés par une fonction de contraintes, de déformations ou des deux. Pour un matériau non visqueux, la formulation incrémentale se met sous la forme (Darve et al., 1988) :

$$\delta\varepsilon_{ij} = G(\delta\sigma_{ij}) \quad (4-7)$$

4.3.1 Élasticité

L'élasticité correspond à la partie réversible des déformations. L'étude de cette partie vise à présenter les notions fondamentales de la théorie de l'élasticité linéaire isotrope.

En élasticité, il y a une seule relation entre les contraintes et les déformations. Dans un contexte FE, les contraintes sont sous forme de vecteur V et les déformations sont sous forme de vecteur H . la relation contraintes-déformations est exprimée alors en équation matricielle sous la forme:

$$\sigma = D\varepsilon \quad (4-8)$$

D : la matrice de rigidité matérielle

Dans ce cas, les coefficients de la matrice D sont des constantes (cinématique linéaire) ; les résultats des éléments finis sont des équations linéaires.

Avantage: Le problème peut être résolu en appliquant toutes les charges externes en un seul pas de calcul. Si les lois constitutives non-linéaires sont adoptées, alors ce sera nécessaire d'appliquer la charge externe dans des incréments séparés et adopter un plan de la solution non-linéaire convenable.

4.3.1.1 La matrice de rigidité élémentaire

Les forces du volume et de la surface appliquées à l'élément peuvent être généralisées dans un ensemble de forces qui agissent aux nœuds. Pour le cas du triangle à 6-nœuds, le vecteur des forces nodales, P^e , peut être écrit comme sur la figure :

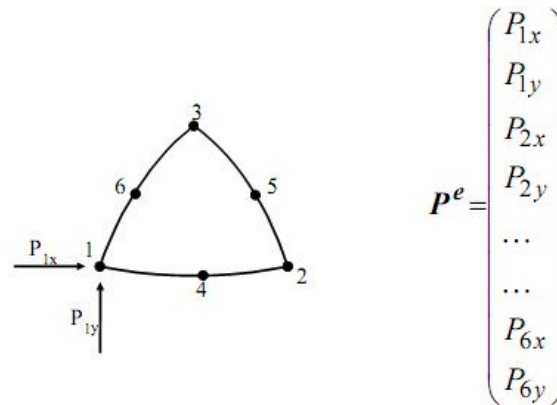


Figure 4-4 : vecteur des forces nodales

Les déplacements nodaux sont décrits par une équation matricielle de la forme équation (4-1), avec K^e la matrice de rigidité élémentaire :

$$K^e = \int B^T D B dv \quad (4-9)$$

L'intégration est prise sur la région de l'élément.

4.3.1.2 Matrice de rigidité globale

L'assemblage des K^e produit une matrice carrée de dimension égale au nombre de degrés de liberté dans le maillage. Le vecteur global des forces nodales P est obtenu d'une manière semblable en assemblant les vecteurs des forces élémentaires. La matrice de rigidité assemblée et le vecteur des forces sont reliés par l'équation (4-2).

La matrice de rigidité globale contient généralement beaucoup de termes qui sont nuls. Si le processus de numérotation des nœuds est alors effectif, tous les éléments différents de zéro seront groupés dans une bande le long de la diagonale principale.

Dans PLAXIS, le système de stockage est basé sur le profil (ou skyline) procédure. Dans ce cas, pas seulement tous les éléments sont hors de la bande passante, mais aussi quelques-uns des termes nuls dans la bande ne sont pas stockés, ce qui réduit considérablement les besoins en mémoire.

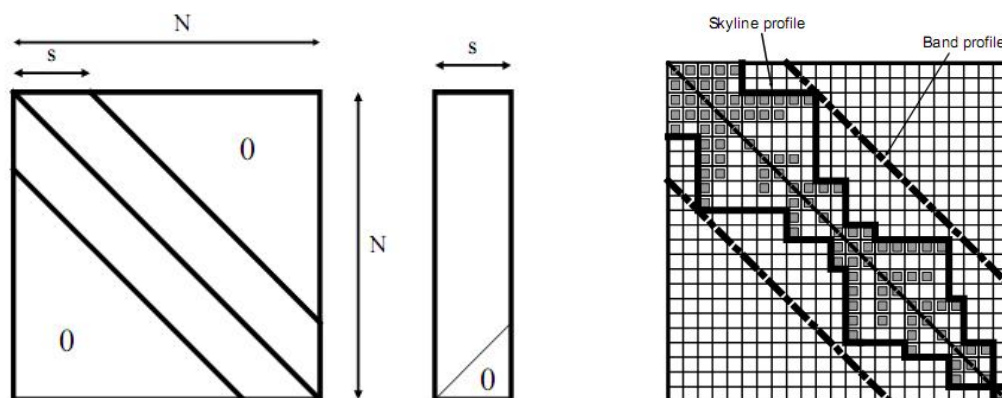


Figure 4-5 : numérotation nodale effective

4.3.1.3 Analyse élastique bidimensionnelle

Nombreux des problèmes d'ingénierie géotechniques peuvent être étudiés comme des problèmes en déformation plane

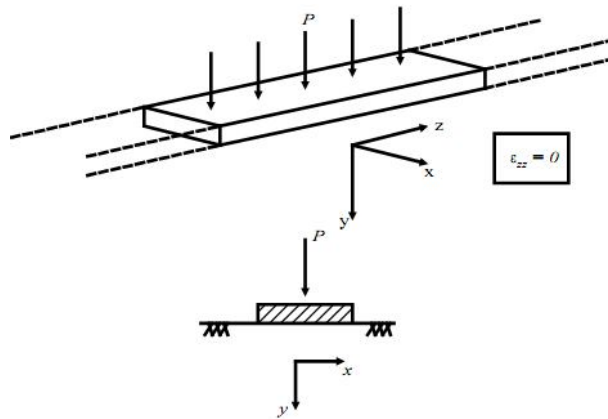


Figure 4-6 : élasticité bidimensionnelle

En déformation plane, le dehors de la déformation plane est nul. Si le x:y est le plan de déformations, alors la loi de Hooke se réduira à:

$$\sigma_{xx} = \frac{E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \left((1-\nu)\varepsilon_{xx} + \nu\varepsilon_{yy} \right) \quad (4-10a)$$

$$\sigma_{yy} = \frac{E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \left((1-\nu)\varepsilon_{yy} + \nu\varepsilon_{xx} \right) \quad (4-10b)$$

$$\tau_{xy} = \frac{E}{2(1+\nu)} \gamma_{xy} \quad (4-10c)$$

E et ν sont deux paramètres de l'élasticité, mais on peut les substituer par le module volumique K et le module de cisaillement G.

Dans le cas de l'élasticité linéaire, les paramètres E, ν , G et K sont des constantes. Les relations entre ces divers paramètres sont données dans le tableau suivant:

Couples de paramètres en entrée						
	E et ν	G et K	G et E	G et ν	E et K	K et ν
E	E	$\frac{9.G.K}{3.K+G}$	E	$2.G.(1+\nu)$	E	$3.K.(1-2\nu)$
ν	ν	$\frac{3.K-2.G}{2.(3.K+G)}$	$\frac{E-2.G}{2.G}$	ν	$\frac{3.K-E}{6.K}$	ν
G	$\frac{E}{2.(1+\nu)}$	G	G	G	$\frac{9.K.E}{9.K-E}$	$\frac{3.K.(1-2.\nu)}{2.(1+\nu)}$
K	$\frac{E}{3.(1-2.\nu)}$	K	$\frac{G.E}{9.G-3.E}$	$\frac{2.G.(1+\nu)}{3.(1-2.\nu)}$	K	K

Tableau 4-1: relation entre les paramètres de l'élasticité

4.3.2 Elasto-plasticité

La théorie de l'élasto-plasticité tente de décrire le comportement non linéaire et irréversible des matériaux. L'existence d'un palier d'écoulement sur la courbe contrainte-déformation et l'existence de déformations irréversibles suggèrent l'application du schéma de l'élasto-plasticité aux sols. De plus, le schéma élasto-plastique reste relativement simple et se prête bien à la programmation dans les logiciels de calcul, voir (l'annexe 2).

- **La partition des déformations** : Elle décompose le tenseur des déformations totales (ϵ_{ij}) en la somme du tenseur des déformations élastiques et du tenseur des déformations plastiques.
- **La surface de charge** : Elle définit le seuil de contrainte au-delà duquel le comportement du matériau est irréversible.
- **La règle d'écoulement plastique** : Elle décrit l'évolution des déformations plastiques.
- **L'écroûissage** : Elle permet d'évoluer la surface de charge dans l'espace des contraintes et donc le domaine d'élasticité.

4.3.3 Quelques modèles de comportement élasto-plastique

La plupart des matériaux ont un comportement élasto-plastique, qui est caractérisé par l'apparition de déformations réversibles élastiques et de déformations irréversibles plastiques. Sur la surface de charge, deux cas de comportement sont possibles : la surface de charge n'évolue pas, on parle de loi élastique parfaitement plastique, c'est le cas du modèle de Mohr-Coulomb; la surface de charge évolue au cours du chargement, on parle de modèle élasto-plastique avec écroûissage dont le modèle Hardening Soil de Plaxis fait partie.

4.3.3.1 Modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb est un modèle souvent utilisé pour représenter la rupture par cisaillement dans les sols et les roches tendres. Cette loi se caractérise par une élasticité linéaire isotrope de Hooke, une surface de charge et un potentiel plastique. Les règles d'écoulement sont non associées. La fonction de charge est confondue avec le critère de rupture. A l'intérieur de la surface de rupture, le comportement du matériau est supposé élastique linéaire isotrope ou anisotrope. Sur la surface de rupture, le comportement est considéré comme parfaitement plastique. Dans l'espace des contraintes principales ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$), la surface de rupture est une pyramide de section hexagonale d'équation

$$F(\sigma_{ij}) = |\sigma_1 - \sigma_3| - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi - 2 c \cos \varphi = 0 \quad (4-11)$$

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

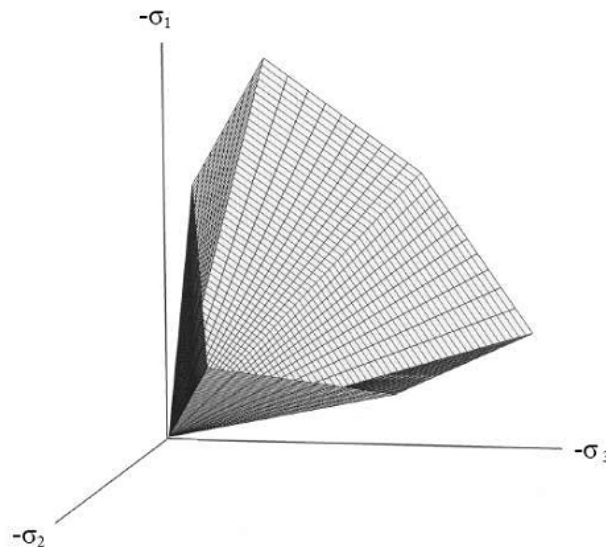


Figure 4-7 : surface de rupture de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes principales sans cohésion

Le modèle de Mohr-Coulomb nécessite cinq paramètres fondamentaux :

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

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

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

$$K_0 = \nu / (1 - \nu) \quad (4-12)$$

Cependant, dans certains logiciels comme Plaxis, la valeur de K_0 peut être imposée de façon indépendante pour notamment tenir compte de la sur-consolidation.

Plusieurs études ont été réalisées concernant l'influence de divers facteurs sur ces paramètres. La valeur de l'angle de frottement φ est couramment comprise entre 15 et 45°. Les valeurs inférieures ou autour de 30° sont typiques des argiles, tandis que des valeurs supérieures, entre 25 et 45°, caractérisent les sables. A compacité donnée, l'angle de frottement est pratiquement

indépendant de la teneur en eau du sol, mais il augmente avec le diamètre moyen des grains. Il dépend également de la forme et de l'état de surface des grains.

Les sols pulvérulents n'ont pratiquement pas de cohésion, $0 < c <$ quelques kilos Pascals. On parle de cohésion capillaire ou de cimentation en place. Les sols cohérents ont une cohésion comprise entre quelques kilos Pascals et plusieurs centaines de kilos Pascals.

L'angle de dilatance ψ quant à lui, est généralement compris entre 0 et 15°. Les sables lâches et les argiles ont des valeurs de dilatance très faibles, quelques degrés à peine voire zéro. D'une manière générale, l'angle de frottement est pratiquement toujours supérieur à l'angle de dilatance. La valeur de ψ peut être simplement déterminée à partir de la pente de dilatance observée dans les essais triaxiaux (figure (4-8)). Il existe également une relation empirique simple, généralement bien vérifiée pour les sables denses, reliant l'angle de dilatance et l'angle de frottement interne :

$$\psi = \varphi - 30 \quad (4-13)$$

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

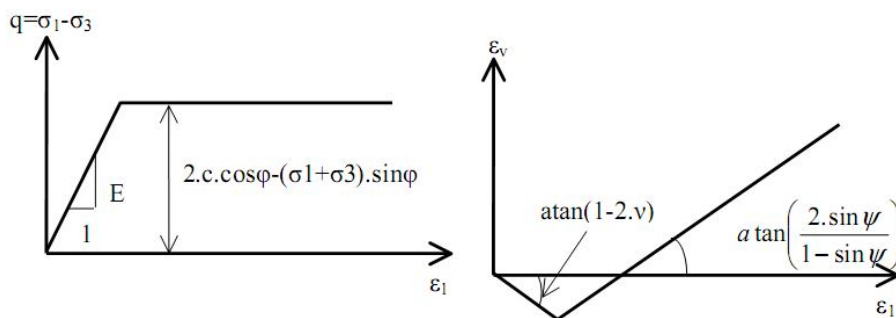


Figure 4-8 : essai de compression triaxiale avec le modèle de Mohr-coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb utilisé dans Plaxis est un modèle de comportement simple et robuste. Il peut être considéré comme une approximation au premier ordre du comportement réel d'un sol.

Selon Nova, un modèle élastique parfaitement plastique concorde avec les résultats expérimentaux, bien qu'en conditions tridimensionnelles des contraintes, l'adoption du critère de plasticité de Mohr-Coulomb peut poser quelques problèmes. Le gradient de la fonction de plasticité n'est pas défini de manière univoque sur les arêtes de la pyramide caractérisant la surface de rupture du matériau.

Le modèle de Mohr-Coulomb constitue une approche acceptable pour analyser la rupture des sols, les problèmes de fondation, la stabilité de pentes, de tunnel et de soutènement. Cependant,

ce modèle suppose une rigidité constante pendant la phase de chargement alors qu'en réalité elle dépend à la fois du niveau de contrainte et du niveau de déformation du sol. De plus, expérimentalement, il est possible d'observer des déformations irréversibles même pour des chemins de contraintes qui n'atteignent jamais la rupture. Or, un tel modèle n'est pas capable de reproduire ce phénomène.

Pour bien suivre les déformations au cours de la sollicitation, il est préférable d'adopter un modèle élasto-plastique plus complexe qui tienne compte de l'irréversibilité du comportement des sols. Dans Plaxis, il existe plusieurs types de modèles élasto-plastiques. Ici, nous nous sommes uniquement intéressés au modèle élasto-plastique avec écrouissage appelé Hardening Soil Model (HSM).

4.3.3.2 Modèle HSM ou Hardening Soil Model

Une loi de comportement élastoplastique avec écrouissage, telle que le modèle HSM, permet de mieux tenir compte des déformations irréversibles qu'on observe dans le sol même loin de la rupture. Ce concept est dérivé du comportement des métaux écrouis (hardened) dont le niveau de plasticité augmente avec l'intensité des déformations plastiques subies. Le modèle HSM est un modèle élastoplastique avec écrouissage isotrope dépendant de la déformation plastique déviatrice (écrouissage en cisaillement) et de la déformation volumique (écrouissage en compression). Ce modèle décrit relativement bien le comportement des sables, des graves mais aussi des sols plus mous comme les argiles et les limons.

L'implémentation de ce modèle dans le code de calcul Plaxis est présentée par Schanz et al. Précisons toutefois que le modèle Hardening Soil est un modèle constitutif de sol avancé basé sur le modèle de Duncan & Chang mais modifié pour tenir compte de la plasticité du sol. Les plastifications peuvent être de deux natures : liées au cisaillement ou à la compression. Ces deux mécanismes plastiques ferment l'espace des contraintes du domaine élastique comme le montre la fig (4-9) dans le plan des contraintes (p,q) et dans le plan des contraintes principales. La fonction de plasticité du modèle HSM correspond à la pyramide de Mohr-Coulomb fermée. La zone de comportement élastique est la zone à l'intérieur de la pyramide. Sa taille n'est pas fixe, elle varie avec l'augmentation de la contrainte isotrope. De cette manière, le sol est caractérisé par une compressibilité élevée durant la phase de chargement, les déformations plastiques s'ajoutent aux déformations élastiques, alors que pendant la phase de déchargement la compressibilité est plus faible, il y a uniquement des déformations élastiques. Cette représentation est inhérente au concept de sur-consolidation. En effet, en conditions œdométriques de chargement, pour des valeurs de contraintes verticales inférieures à la valeur maximale jamais supportée auparavant, le comportement du sol est élastique. Au contraire, lorsque le sol est normalement consolidé, c'est-à-dire lorsque la contrainte verticale en cours est

égale à la contrainte maximale jamais supportée, des déformations permanentes se développent et la zone élastique s'élargit en déplaçant le niveau de plasticité.

La déformation axiale et le déviateur des contraintes sont reliés dans le modèle Hardening Soil par une fonction hyperbolique, comme représenté dans la figure (4-10). La rigidité de cisaillement est utilisée pour modéliser des déformations irréversibles dues au chargement déviatorique primaire. La rigidité en compression est utilisée pour modéliser les déformations plastiques irréversibles dues aux compressions primaires œdométriques et isotropes respectivement. La surface de rupture déviatoire est donnée par le modèle de Mohr-Coulomb.

Le modèle HSM nécessite donc principalement les huit paramètres suivant qui, comme pour le modèle de Mohr-Coulomb, sont identifiables à partir d'essais œdométriques ou triaxiaux, comme illustré figures (4-9), (4-10), (4-11):

- un module de déformation plastique déviatoire, E_{50}^{ref} , pour une pression de référence P^{ref} ;
- un module de déformation plastique en compression œdométrique, E_{oed}^{ref} , pour une pression de référence P^{ref} ;
- un module et un coefficient de Poisson en décharge/recharge élastique, E_{ur}^{ref} et ν_{ur} , pour une pression de référence p^{ref} ;
- un facteur m permettant de relier contrainte et déformation selon une loi puissance ;
- trois paramètres de plasticité de Mohr-Coulomb : la cohésion c , l'angle de frottement φ et l'angle de dilatance ψ .

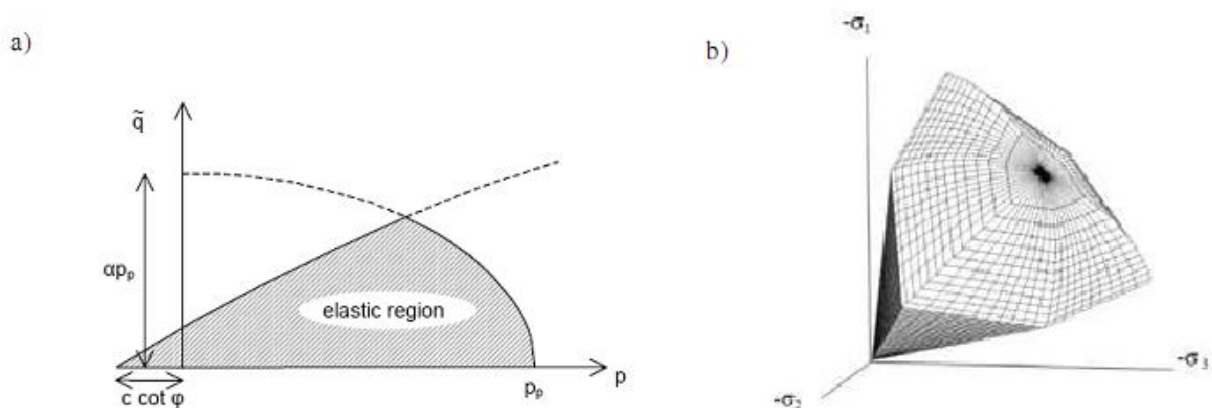


Figure 4-9 : surface de limite élastique de HSM dans le plan (p-q) (a) et dans l'espace des contraintes principales (b)

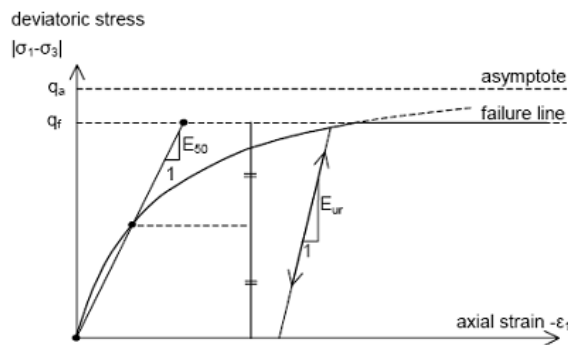


Figure 4-10 : relation hyperbolique gérant l'écroissage de HSM

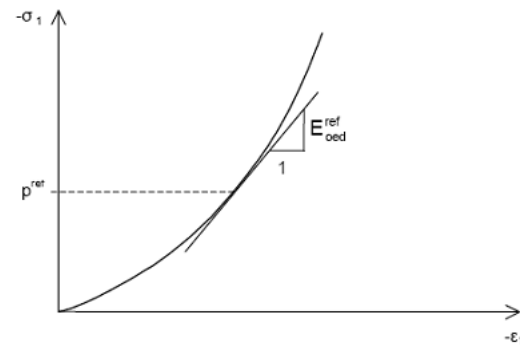


Figure 4-11 : définition de E de référence à partir des résultats d'un essai oedométrique

D'un point de vue qualitatif, ce type de modèle basé sur la théorie de la plasticité avec écroissage est capable de prendre en compte les aspects majeurs du comportement du sol et de reproduire avec suffisamment de précision l'évolution observée lors d'essais expérimentaux. Il peut alors être considéré comme une approximation au deuxième ordre du comportement réel d'un sol.

Enfin, le coefficient des terres au repos K_0 ou K^{nc}_0 pour les sols normalement consolidés horizontaux, vérifie généralement la formule de Jaky :

$$K^{nc}_0 = 1 - \sin \varphi \quad (4-14)$$

Pour les sols sur consolidés dans le domaine élastique, le coefficient des terres au repos K_0 ou K^{sc}_0 vérifie l'expression suivante, fonction du degré de consolidation OCR :

$$K^{sc}_0 = K^{nc}_0 \text{OCR} - (\text{OCR} - 1) \nu / (\nu_1 - \nu) \quad (4-15)$$

Les expressions (4.15) et (4.16) de K_0 sont utilisées par défaut dans Plaxis. Cependant, notons que sur la base des résultats expérimentaux, il est possible d'estimer K_0 ou K^{sc}_0 par la relation empirique en loi puissance n établie par Schmidt:

$$K^{sc}_0 = K^{nc}_0 \text{OCR}^n \quad (4-16)$$

4.3.3.3 Modèle Cam Clay (soft soil model):

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 œdométriques) 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.

- **Essai œdométrique :**

Le comportement général d'un sol durant un essai œdométrique tel qu'il est idéalisé par les modèles de Cam Clay est illustré par la Figure (4-12). En abscisses, est reporté le logarithme de la pression isotrope et en ordonnées, la déformation volumique ε_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 κ^* . Dans ce cas, l'indice des vides, variable, apparaît dans les expressions du tableau (4.2). Il peut, dans la majorité des cas, être pris constant et égal à la valeur initiale.

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

Tableau 4-2 : valeurs des paramètres de compressibilité et de gonflement

$$\varepsilon_v - \varepsilon_v^0 = -\lambda^* \ln\left(\frac{p'}{p^0}\right) \quad \text{Compression vierge} \quad (4-17a)$$

$$\varepsilon_v^e - \varepsilon_v^{e0} = -\kappa^* \ln\left(\frac{p'}{p^0}\right) \quad \text{Décharger et recharger} \quad (4-17b)$$

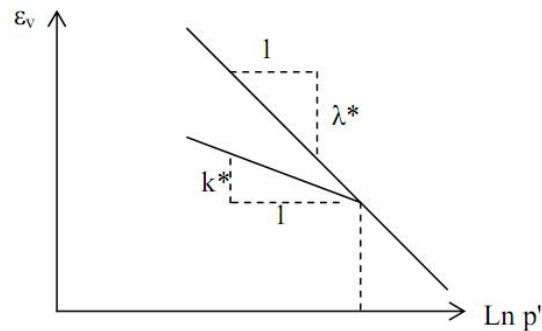


Figure 4-12 : différentes représentations lors d'un essai oedométrique

- **Essai de cisaillement :**

Lors d'un essai de cisaillement (direct à la boîte ou essai triaxial), le sol atteint un état critique durant lequel 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 :

$$q_{cr} = M \cdot p_{cr} \quad (4-18)$$

$$v_{cr} = \Gamma - \lambda \cdot \ln p_{cr} \quad (4-19)$$

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 (4-13) 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'écroûissage correspondant à l'évolution de la pression de pré-consolidation p_c . La loi d'écroûissage est basée sur les déformations plastiques. La loi d'écoulement est associée ($F = g$) et l'élasticité est non linéaire.

$$f = \bar{f} - P_p \quad (4-19)$$

$$\bar{f} = \frac{q^2}{M^2(p' + c \cot \varphi)} + p' \quad (4-20)$$

$$P_p = P_p^0 \exp\left(\frac{-\varepsilon_v^p}{\lambda^* - k^*}\right) \quad (4-21)$$

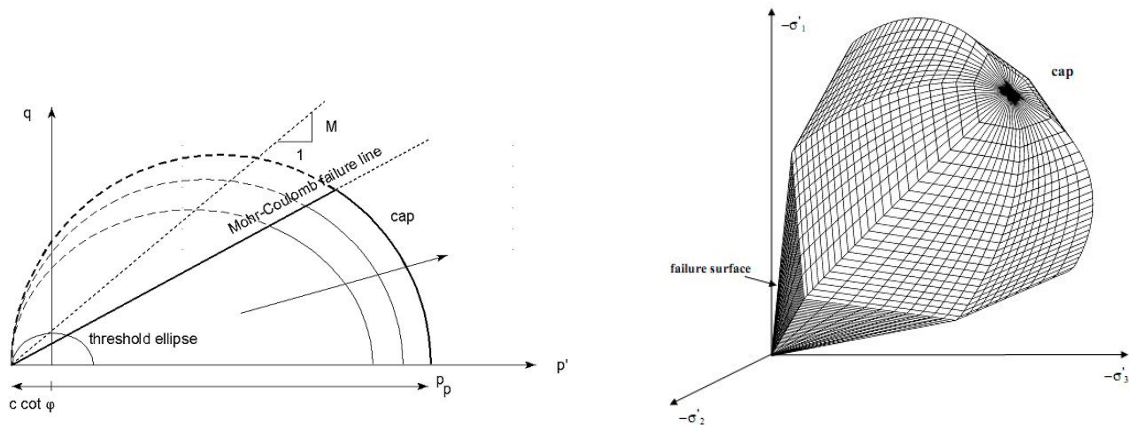


Figure 4-13 : surface de limite élastique de SSM dans le plan (p-q) (a) et dans l'espace des contraintes principales (b)

Le SSM n'est pas valable pour des interfaces : il est préférable d'utiliser un modèle HSM.

Le SSM ne permet pas des analyses de stabilité par réduction de c et Φ .

4.3.3.4 *Modèle pour sols mous avec effet du temps (S.S.C.M)*

Le SSM permet de prendre en compte l'érouissage des argiles molles mais pas la consolidation secondaire : celle-ci se traduit par une évolution de la déformation axiale dans un essai oedométrique en fonction du temps, après la fin de la consolidation primaire. Cette déformation évolue en fonction du logarithme du temps (au moins pour les échelles de temps observables).

Elle est caractérisée par le paramètre C_α . Elle génère ce qui est appelé le quasi-pré consolidation dans des sols déposés depuis longtemps. La figure (4-14) résume ce phénomène. Ces déformations secondaires se rencontrent dans les tassements différés, notamment sur sols argileux mous.

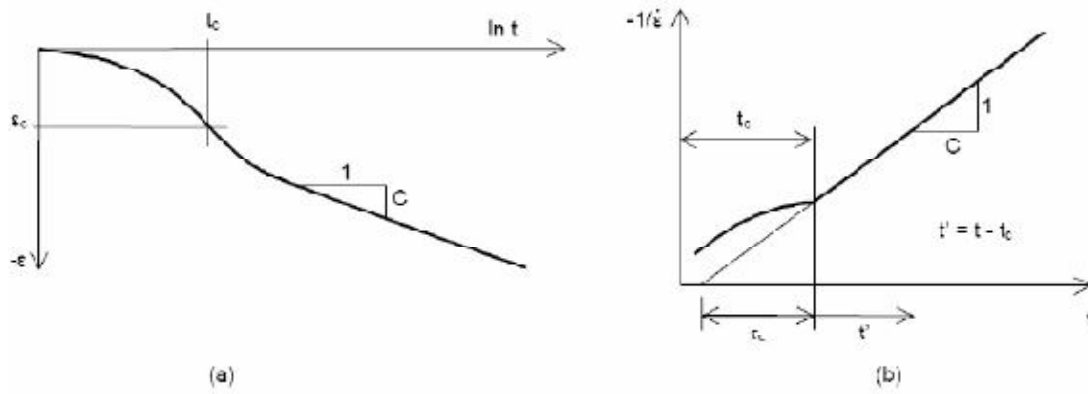


Figure 4-14 : Effet du temps sur les essais oedométriques.

Le soft soil creep model élargit ces résultats dans le plan p-q en introduisant des surfaces de charges qui « s'appuient » sur l'évolution observée en consolidation secondaire sur l'axe isotrope.

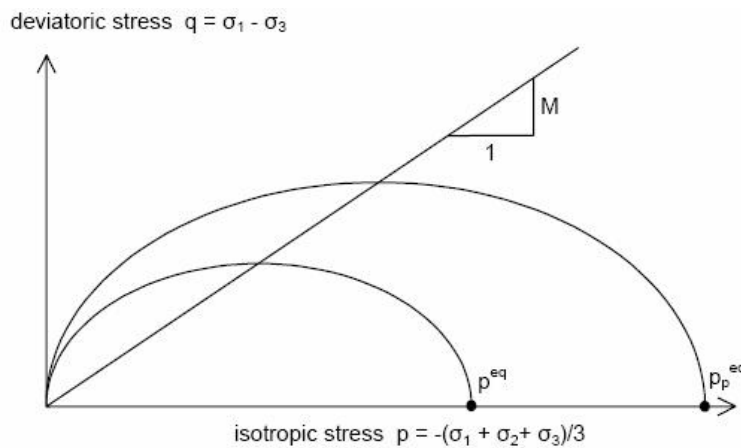


Figure 4-15 : Diagramme de Peq dans le plan p,q.

Avec les définitions suivantes des paramètres :

$$M = \frac{6 \cdot \sin \varphi_{cv}}{3 - \sin \varphi_{cv}} \tag{4-22}$$

$$p^{eq} = \sigma' \left[\frac{1 + 2k_0^{NC}}{3} + \frac{3(1 - k_0^{NC})^2}{M^2(1 + 2k_0^{NC})} \right] \tag{4-23}$$

4.4 Analyse drainée et non drainée

Dans la mécanique du sol, il est conventionnel d'utiliser deux types limités d'analyse:

- Si la charge est appliquée rapidement et/ou la perméabilité est petite et qu'il n'y a pas assez de temps pour l'écoulement d'eau interstitiel, le chargement est considéré comme non drainé.
- Si le chargement est suffisamment "lent" pour permettre à l'eau interstitielle de s'échapper de (ou d'entrer dans) un élément de sol, alors le chargement est considéré comme écoulé (drainé).

Dans les conditions non drainées, les pressions interstitielles en excès sont développées ($\Delta U \neq 0$; $\Delta \sigma \neq \Delta \sigma'$); en conditions drainées, aucune des pressions interstitielles en excès n'est développée ($\Delta U = 0$; $\Delta \sigma = \Delta \sigma'$)

Conditions drainées: aucun problème, l'analyse est emportée en utilisant un modèle constitutif basé sur les contraintes effectives dans lesquelles le modèle matériel est spécifié en termes de paramètres effectifs.

- Approche A: adopte un modèle constitutif basé sur les contraintes totales qui sont spécifiées en termes de paramètres du sol non drainé (analyse des contraintes totales).
- Approche B: adopte un modèle spécifié en termes de paramètres effectifs et inclue dans l'analyse d'interaction entre l'eau interstitielle et le sol pour modéliser le comportement non drainé (analyse des contraintes effectives).

Dans PLAXIS, l'approche B (analyse des contraintes effectives) est recommandée habituellement pour l'analyse non drainée.

Pour faire une analyse élastique non drainée qui utilise cette approche, il est nécessaire de spécifier les valeurs des paramètres non drainés E' et ν' aussi spécifier cependant le calcul du PLAXIS ; l'analyse est non drainée

Dans une analyse non drainée de ce genre, le sol est approprié pour être saturé et l'eau interstitielle est attribuée à la majorité des modules. Plus précis que ceux concernant la structure du sol (il assure que, pendant le chargement non drainé, les déformations volumétriques sont très petites)

En pratique, les paramètres élastiques du sol obtenus au laboratoire ou par des essais pratiques peuvent être spécifiés en termes de valeurs drainées ou non drainées. Si les valeurs non drainées sont spécifiées, alors ce sera nécessaire de convertir celles-ci à des valeurs drainées pour faire des calculs non drainés qui utilisent l'approche B.

- Les modules de cisaillement drainé et non drainé sont identiques.

$$G_u = G' = G \quad (4-24)$$

- Les modules de Young drainé et non drainé sont reliés par

$$E' = \frac{2}{3}(1 + \nu')E_u \quad (4-25)$$

4.5 Conclusion :

L'utilisateur doit se concentrer sur deux choix : l'un est inhérent à la géotechnique en général, l'autre concerne la simulation numérique.

Le choix du modèle de comportement dépend en fait du problème posé : soutènement, tassement de remblai, fondation sur sol en pente, tunnel : quel modèle de comportement utiliser pour quel problème géotechnique ? La réponse à cette question n'est pas simple car il n'existe pas de modèle universel.

Il existe quelques modèles pour simuler le comportement des sols, plus ou moins complexes, selon la complexité des phénomènes que l'on souhaite simuler et la précision recherchée. De plus, le nombre de paramètres du modèle est variable, et leur identification plus ou moins aisée et important. Plus le modèle de comportement n'est pas sophistiqué.

Nous avons présenté quelques modèles en distinguant parmi eux ceux adaptés à la simulation du comportement des sols granulaires et ceux plus adaptés pour la simulation du comportement des argiles. Cette partie a permis de nous guider dans le choix de modèles mieux adaptés aux différents matériaux mis en jeu dans le problème étudié, en combinaison avec les aspects du comportement que l'on souhaite simuler. Alors que le modèle de Cam Clay est bien adapté pour représenter les phénomènes observés dans le comportement des argiles, il ne peut décrire des phénomènes typiques du comportement des sables ni les interfaces avec les argiles. A cause de sa prise en compte de l'interface entre les deux couches, nous préférons le modèle HSM pour l'argile. Le modèle HSM a ainsi été mis en œuvre dans notre étude pour simuler le comportement du sable, car le niveau de complexité de ce modèle est adapté au problème que nous traitons dans le cadre de ce thème.

.

Chapitre V

Présentation et interprétation des résultats obtenus

5.1 Introduction

Comme décrit au chapitre 4, la méthode d'analyse par PLAXIS consiste à résoudre numériquement un problème géotechnique par une simulation éléments finis à partir de paramètres mécaniques optimisés. Ainsi, un modèle numérique de sol est basé sur les données expérimentales.

5.2 Caractéristiques géométriques et géotechniques

5.2.1 Coupe géotechnique et géométrie de l'ouvrage

A cause du remplissage naturel de la couche granulaire, le renforcement de la structure par nappes géosynthétiques ne peut être envisagé que pour cette couche.

La coupe géotechnique retenue pour le calcul est décrite comme suit :

- De 0 à 5m de profondeur totale
- La semelle filante : $B = 1\text{m}$

La figure représente l'épaisseur H d'une couche granulaire renforcée avec des nappes de géogrille placées sur une argile molle. Le nombre des nappes de renforcement est varié dans la couche du sable selon un espacement (h). Une charge permanente de la fondation d'intensité constante (Q) est appliquée sur la couche granulaire. La largeur des renforcements est (b). Figure (5-1). Le maillage du modèle est présenté sur la Figure (5-2).

Le modèle suppose un comportement en état de déformations planes. L'objectif est de juger l'apport des géogrilles dans la couche granulaire et à l'interface sable-argile.

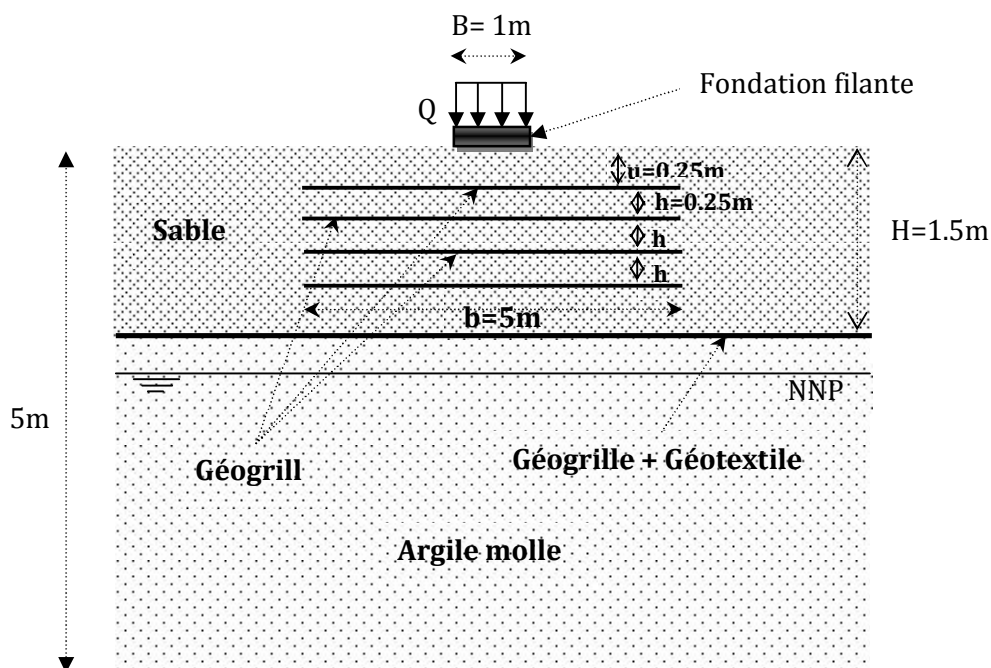


Figure 5-1 : Géométrie du problème

5.2.2 Caractéristiques géotechniques des matériaux

Les tableaux (5-1) et (5-2) résument les paramètres d'entrée pour modéliser les couches du sol. Chacun des modèles éléments finis considère un profil des couches du sol (profil dans la figure 5-2) avec les conditions initiales K_0 inscrites dans Tableau (5-2).

Couche	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	K_x [m/jour]	K_y [m/jour]	C [kPa]	Φ (°)	ψ (°)
Sable*	21	21	--	--	1	35	5
Argile*	18.5	18.5	5×10^{-5}	5×10^{-5}	60	0	0

Tableau 5-1 : Paramètres physiques et de résistance du sol

Couche	Modèle	Type	E_{50} [MPa]	$E_{\text{eod}}^{\text{ref}}$ [MPa]	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ [MPa]	m	k_0
Sable*	HSM	Drainé	45	45	135	0.5	0.8
Argile*	HSM	Non drainé	25	25	100	1	0.6

Tableau 5-2 : Paramètres de la rigidité du sol

* [www.plaxis.nl/upload/bulletins/17%20PLAXIS%20Bulletin%20\(S\).pdf](http://www.plaxis.nl/upload/bulletins/17%20PLAXIS%20Bulletin%20(S).pdf)

Note:

- Paramètres par défaut : $E_{\text{eod}}^{\text{ref}} = E_{50}$, $R_f = 0.9$ et $\nu_{\text{ur}} = 0.2$.
- Paramètres de rigidité définies ; la pression à référence, $P^{\text{ref}} = 100\text{kPa}$
- Tout les paramètres de rigidité: $E \sim (\sigma'_3/P^{\text{ref}})^m$

Le comportement de la fondation filante a été modélisé en utilisant des éléments de poutres élastiques (avec des rigidités axiales et de flexion) les valeurs considérées sont données dans le tableau (5-3).

Les géosynthétiques sont représentés par des éléments de traction spéciaux (éléments de géogrille) dans Plaxis. La seule propriété des géosynthétiques est la rigidité axiale élastique EA qui est donnée au tableau (5-3). C'est souvent commode de combiner ces éléments avec les interfaces pour modéliser l'interaction avec le sol environnant. Pour la modélisation des géogrilles, le comportement contrainte-déformation à l'interface du sol est simulé par un modèle élastique linéaire. Les paramètres de l'interface du sol peuvent être produits de ce sol qui utilise le coefficient de l'interface R_i , défini comme le rapport de force de cisaillement de l'interface sol/structure à la force de cisaillement correspondante du sol (Brinkgreve et Vermeer 1998). La valeur de (R_i) est 1.0 et 0.3 pour l'interface sable/géogrille et l'interface argile/géotextile, respectivement, comme obtenu par Long et al. (1997). Cela veut dire que le frottement entre les géogrilles et le sable est assez grand, pour cela il n'y aura pas un déplacement relatif entre les deux matériaux (frottement complet). D'où l'effet de la rugosité de l'interface sol/renforcement sur la capacité portante est dû à une interface sol/renforcement parfaitement rugueux ($\Phi_i = \Phi$). Les conditions de l'interface complètement rugueuses ($R_i = 1$) a été supposé dans l'étude pour la géogrille avec le sable et ($R_i = 0.3$) pour l'interface de géotextile avec l'argile.

Elément structural	type	EA	EI
		[KN/m]	[KNm ² /m]
Fondation *	Elastique	2.2x10 ⁷	1.173x10 ⁶
Géogrille**	Elastique	500	--
Géotextile***	Elastique	965	--

Tableau 5-3 : Paramètres élastiques de la fondation et des géosynthétique s

* [www.plaxis.nl/upload/bulletins/17%20PLAXIS%20Bulletin%20\(S\).pdf](http://www.plaxis.nl/upload/bulletins/17%20PLAXIS%20Bulletin%20(S).pdf)

** www.tensarcorp.com/uploadedFiles/SPECTRA_MPDS_BX_8.05.pdf

*** www.mirafi.com/products/product_hp_index2.html

Pour tenir en compte du creusement ; on considère en premier lieu toute la coupe géotechnique constituée d'argile avec le niveau de la nappe phréatique à une profondeur de 0.25m sous la surface. Vu la symétrie du problème seulement une demi-portion est considérée.

Les conditions aux limites

- déplacement horizontal nul suivant les limites latérales du modèle ;
- déplacement total nul suivant la base du modèle

Un modèle type de :

Caractéristiques géométriques

- taille du modèle : $L = 5\text{ m}$; $H = 5\text{ m}$
- profondeur du sable : $d = 1.5\text{ m}$
- demi-largeur de la semelle $B/2 = 0.5\text{ m}$
- demi-largeur de géogrille : $b/2 = 2.5\text{ m}$

Caractéristiques éléments finis

- type d'éléments du maillage : triangles à 15 nœuds
- nombre d'éléments : 398
- nombre de nœuds : 3816
- nombre de points de Gauss : 4776

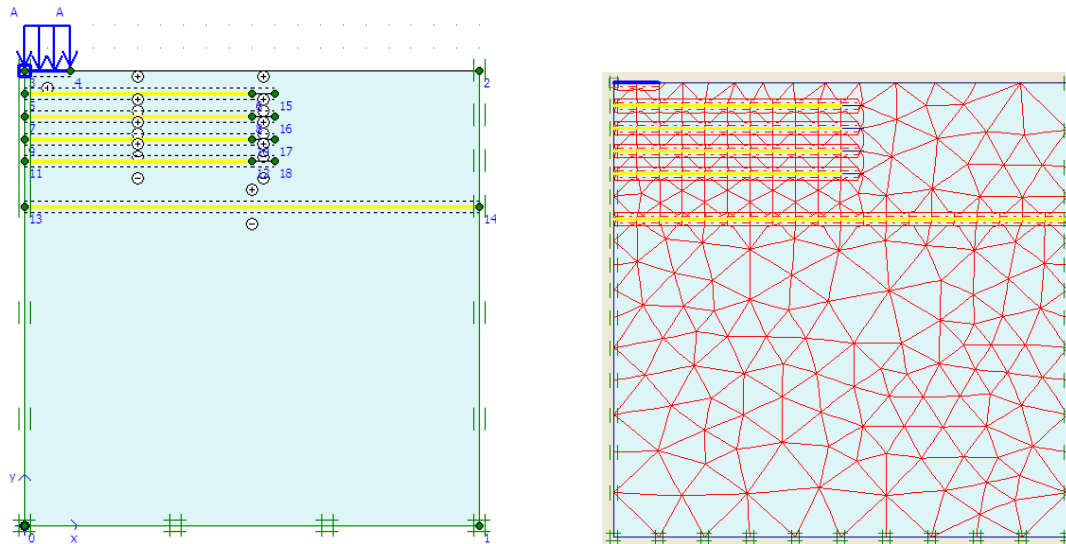


Figure 5-2 : Modèle utilisé pour la simulation du problème

5.3 Phases de calcul

- **Phase 0** : phase initiale d'argile saturée au repos
- **Phase 1** : creusement et rabattement du niveau de la nappe phréatique
- **Phase 2** : mettre le sable en place avec le système des géosynthétiques et les interfaces avec le sol : géotextile à l'interface entre les deux couches argile-sable et le système multi nappes des géogrilles dans le sable
- **Phase 3** : installation de la semelle filante avec l'interface entre elle et le sable
- **Phase 4** : cette phase est en grandes déformations ; application d'une charge uniformément répartie sur la fondation d'une intensité ; $Q = 1500\text{ KN/m}^2$. Sous forme $(\Sigma\text{-MloadA})$

5.4 Programme d'essais

La définition du problème est montrée dans les Figures (5-1) et (5-2). Le système multi nappes des géogrilles mis en place dans la couche du sable est considéré dans la plupart des essais. Les détails des différents paramètres pris en compte sont donnés dans le Tableau (5-4). La largeur de la fondation a été gardée constante et égale à 1m dans tous les essais.

Type de renforcement	séries	Paramètres constants	Paramètres variables	objectif	
Non renforcé	1	aucun	H/B = 0 ; 0.5 ; 1 ; 1.5 ; 2	Effet de la profondeur de la coche de sable avec et sans renforcement	
Renforcement à l'interface sable-argile	2	$R_{f(\text{géotextile-argile})}=0.3$; EA=1465KN/m	H/B = 0.5 ; 1 ; 1.5 ; 2		
	3	a	$R_{f(\text{géotextile-argile})}=0.6$; H/B=1	EA = 500 ; 956 ; 1465 KN/m	Effet de la rigidité des géosynthétiques
		b	$R_{f(\text{géotextile-argile})}=0.6$; H/B=1.5	EA = 500 ; 956 ; 1465 KN/m	
		c	$R_{f(\text{géotextile-argile})}=0.6$; H/B=2	EA = 500 ; 956 ; 1465 KN/m	
	4	a	EA=1465KN/m ; H/B=1	$R_{f(\text{géotextile-argile})}=0.3 ; 0.6 ; 0.9$	Effet d' l'interface sol-géosynthétique
		b	EA=1465KN/m ; H/B=1.5	$R_{f(\text{géotextile-argile})}=0.3 ; 0.6 ; 0.9$	
c		EA=1465KN/m ; H/B=2	$R_{f(\text{géotextile-argile})}=0.3 ; 0.6 ; 0.9$		
Système multi nappes géogrilles	5	N=2 ; u/B=0.5 ; h/B=0.5 ; b/B=5	Et/ou renforcement à l'interface sable-argile	Effet de la combinaison entre le renforcement à l'interface sable-argile et par multi nappes géogrilles au sein de la couche de sable	
Système multi nappes géogrilles avec renforcement à l'interface sable-argile	6	a	N=1 ; b/B=5 ; H/B=1.5	u/B = 0.25 ; 0.5 ; 0.75 ; 1	Effet de l'espacement entre la base de fondation et la première nappe de géogrilles
		b	N=2 ; h/B=0.25 ; b/B=5 ; H/B=1.5	u/B = 0.25 ; 0.5 ; 0.75 ; 1	
		c	N=3 ; h/B=0.25 ; b/B=5 ; H/B=1.5	u/B = 0.25 ; 0.5 ; 0.75	
	7	N=2 ; u/B=0.25 ; b/B=5 ; H/B=1.5	h/B = 0.25 ; 0.5 ; 0.75 ; 1	Effet de l'espacement entre les nappes de géogrilles	
	8	u/B=0.25 ; h/B=0.25 ; b/B=5 ; H/B=1.5	N = 1 ; 2 ; 3 ; 4 ; 5	Effet du nombre des nappes de géogrilles	
9	N=3 ; u/B=0.25 ; h/B=0.25 ; H/B=1.5	b/B = 2 ; 3 ; 4 ; 5 ; 6	Effet de largeur de multi nappes géogrilles		

Tableau 5-4 : programme d'essais sur le modèle

Remarque :

EA=500KN/m : renforcement par géogrille

EA=965KN/m : renforcement par géotextile

EA=1465KN/m : renforcement par géogrille+géotextile

5.5 Résultats et interprétations :

Deux termes sont utilisés dans la présente étude pour évaluer les avantages d'opter pour la solution du sol renforcé. Le BCR (Bearing Capacity Ratio) est défini comme le rapport de la capacité portante du sol renforcé à celle du sol non renforcé; et le SRF (Settlement Reduction Factor) est défini comme le rapport du tassement du sol renforcé à celui du sol non renforcé,

Deux types de comportement charge-tassement peuvent être obtenus en général. Le premier type de courbe charge-tassement est représenté dans la figure (5.3a), le point de rupture n'est pas bien défini. L'effet du renforcement est évalué alors à partir du BCR à un tassement spécifique (BCR_s) et du tassement de la fondation sur sol renforcé à une pression de la surface spécifique (SRF). La figure (5.3b) représente le deuxième type de courbe charge-tassement qui a un point de rupture bien défini. Pour ce type de comportement charge-tassement, le BCR à un tassement spécifique (BCR_s), le BCR à la capacité portante ultime (BCR_u) et le SRF à une pression de la surface spécifique sont utilisés pour évaluer le meilleur rendement du sol renforcé. Dans la présente étude le premier type de comportement a été observé.

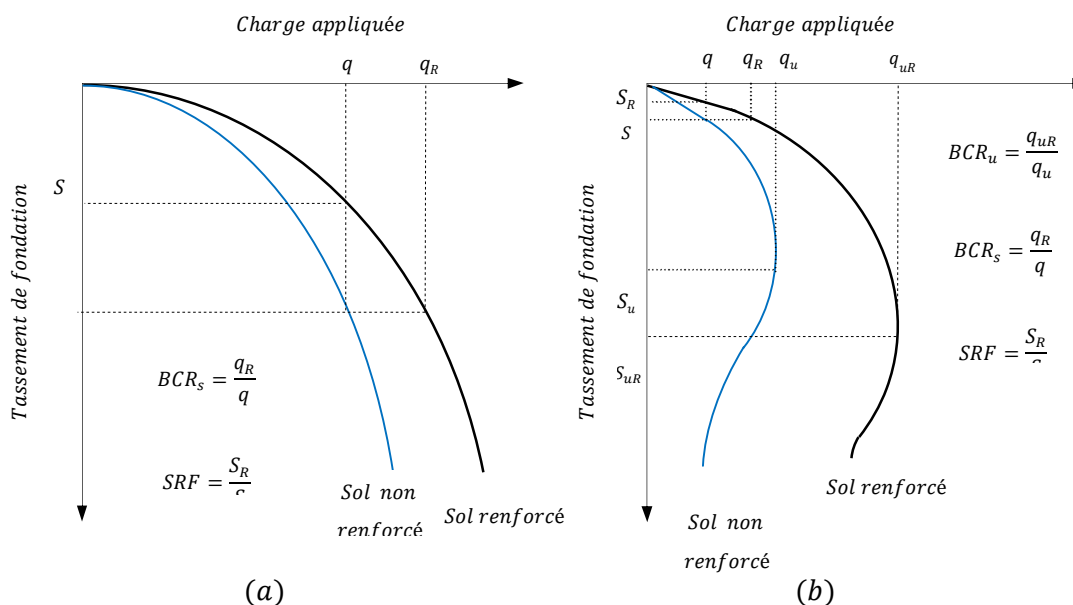


Figure 5-3: Définition du BCR et SRF

Les valeurs optimales pour le dispositif de renforcement et l'effet des types de renforcement et du sol sont déterminées sur la base du BCR et du SRF dans cette étude. Cette discussion inclut aussi la caractérisation du sol renforcé, la distribution des contraintes dans le sol avec et sans renforcement et la distribution des déformations le long du renforcement. Les résultats de cette étude numérique sont aussi comparés avec les résultats d'études antérieures réalisées par d'autres chercheurs.

5.5.1 Effet du maillage

Il est bien connu que le nombre de nœuds et d'éléments ont généralement un grand effet sur les calculs par éléments finis. Par conséquent, l'effet du maillage a été examiné dans cette étude avant de conduire des analyses numériques. Plaxis incorpore une procédure de génération de maillage complètement automatique dans laquelle la géométrie est divisée en éléments de base et éléments structurels compatibles. Cinq densités de maillage différentes sont disponibles dans Plaxis, en allant du très grossier au très fin. Pour obtenir le maillage le plus convenable pour la présente étude, des calculs préliminaires utilisant les cinq niveaux disponibles de grossièreté du maillage global ont été menés. Dans l'analyse, Trois différents niveaux de densité du maillage ont été sélectionnés comme grossier, moyen, et fin alors que toutes les autres conditions sont gardées constantes pour la condition de déformation plane. Les courbes charge-tassement avec trois différents niveaux de maillage sont présentées sur la figure (5-4).

Comme observé sur la figure (5-4), les dimensions des mailles ont un effet minime sur les résultats d'après le degré de maillage. Cela correspond au maillage moyen avec le raffinage autour de la fondation où les grandes concentrations de contrainte sont attendues. Par conséquent cette procédure de maillage a été adoptée dans cette étude. Le maillage du sable a été modélisé en utilisant des éléments triangulaires à 15 nœuds. Un maillage typique noté EF composé de sol, fondation et des éléments du renforcement, avec les conditions aux limites utilisées, est présenté sur la figure (5-4). Les limites de maillage ont été basées sur les dimensions du sol utilisées dans la modélisation physique. Dans les analyses supplémentaires antérieures, Yildiz ; (2002) a montré que les distances de la limite n'ont pas influencée les résultats. On choisit les conditions aux limites par défaut de plaxis ; déplacements libres sur les deux cotés verticaux et bloqués au fond.

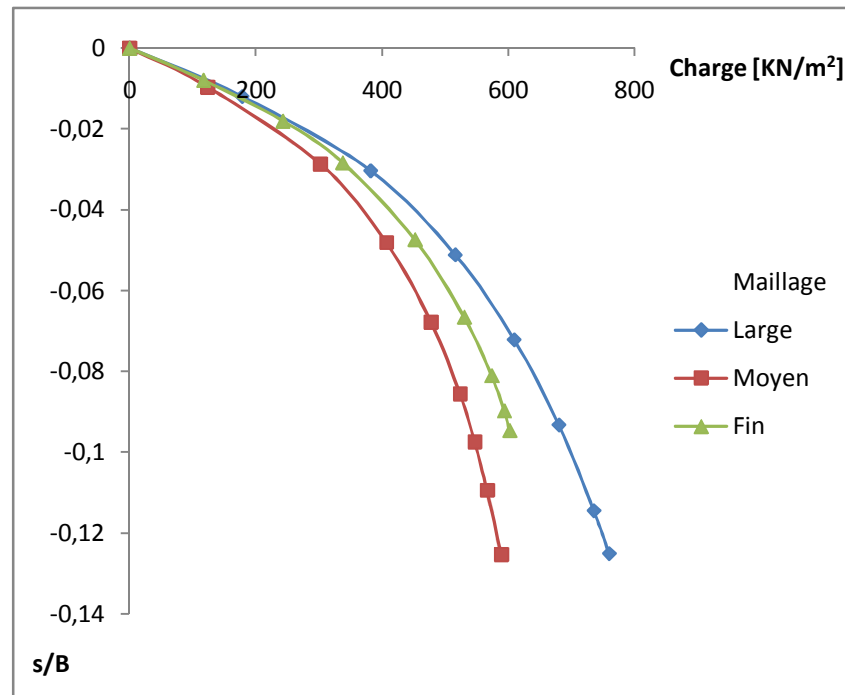


Figure 5-4 : Courbe charge-tassement pour différents niveaux du maillage

Comme on a déjà vu sur la figure (5-4), il n'y a pas de grande différence dans les capacités portantes quand on utilise différentes dimensions de maillage dans les analyses 2D, pour le cas d'une fondation filante uniformément chargée. Donc, le maillage moyen (correspondant approximativement à 324 éléments) a été sélectionné dans toutes les analyses numériques.

5.5.2 Renforcement à l'interface sable-argile

5.5.2.1 Effet de la profondeur de la couche de sable et du renforcement à l'interface

Les champs de déplacements enregistrés pendant les dernières étapes de pénétration de la fondation sont donnés respectivement dans les figures (5-5) et (5-6) pour un rapport H/B de 0.5 et 1.5 respectivement. En général il a été observé que pour de petites profondeurs de sable la déformation de l'interface sable-argile était négligeable avec la présence du renforcement, Cela indique que la distribution de contrainte s'est améliorée dans le cas renforcé. Il y avait aussi une tendance pour le sable sous la fondation à se déplacer vers l'extérieur quand aucun renforcement n'est utilisé, en particulier pour les grandes profondeurs du sable pour de petits tassements de la fondation. Ce déplacement latéral est réduit quand le renforcement est utilisé. Ceci est conforme aux observations de Milligan et al. (1989) et Kenny. (1998), mais l'effet a été un peu plus prononcé.

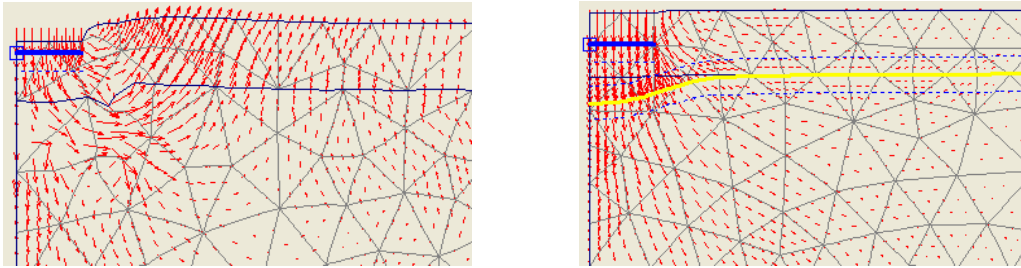


Figure 5-5 : Vecteurs des déplacements pour $H/B=0.5$ à $s/B=0.1$

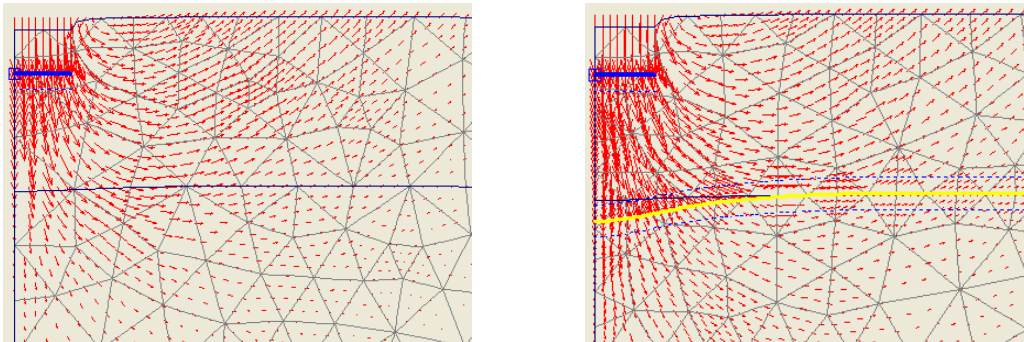


Figure 5-6 : Vecteurs des déplacements pour $H/B=1.5$ à $s/B=0.1$

On présente dans ce qui suit :

Un exemple de calcul théorique selon Meyerhof et Hanna (1978), pour une fondation filante de largeur $B=1\text{m}$ reposant sur une couche de sable non renforcé d'une profondeur $H=1.5B$ surmontant une argile molle, avec les caractéristiques des matériaux représentées dans les tableaux (5-1) et (5-2).

Pour déterminer la capacité portante ultime q_u de la fondation, on utilise les résultats représentés dans les figures (2-14) et (2-15).

Pour la fondation filante $B/L = 0$ et avec $\lambda_s = 1$, l'équation (2-20) prend la forme

$$\begin{aligned} q_u &= 5.14c_2 + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{2D_f}{H} \right) \frac{K_s \tan \phi_1}{B} + \gamma_1 D_f \\ &= (5.14)(60) + (21)(H^2)[1 + 0] \frac{K_s \tan 35}{2} + 0 \\ &= 308.4 + 7.35H^2 K_s \quad [a] \end{aligned}$$

Pour déterminer K_s on a besoin d'obtenir q_2/q_1 . De l'équation (2-22)

$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{5.14c_2}{0.5\gamma BN_{\gamma(1)}}$$

De l'annexe 1 pour $\Phi_1 = 35^\circ$, la valeur de Meyerhof de $N_{\gamma(1)}$ est égale à 37.15, alors

$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{5.14c_2}{0.5\gamma BN_{\gamma(1)}}$$

A la figure (2-14) pour $q_2/q_1 = 0.79$ et $\Phi_1 = 35^\circ$, la valeur de $\delta/\Phi_1 = 0.92$.

Avec $\delta/\Phi_1 = 0.92$ et $c_2 = 60 \text{ KN/m}^2$, la figure (2-15) prend la valeur de $K_s = 12$

Substituant ces valeurs de l'éq (a), elle prend

$$q_u = 308.4 + 88.2H^2 \leq q_t \quad [b]$$

De l'éq (2-21)

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

Pour la fondation filante $B/L = 0$ et $D_f = 0$, alors

$$q_t = \frac{1}{2} \gamma_1 B N_{\gamma(1)}$$

Pour $\Phi_1 = 35^\circ$, la valeur de Meyerhof de $N_{\gamma(1)} = 37.15$ et $N_{q(1)} = 33.3$ (annexe 1), d'où

$$\begin{aligned} q_t &= \frac{1}{2} (21)(2)(37.5) \\ &= 787.5 \text{ KN/m}^2 \end{aligned} \quad [c]$$

Si $H = 1.5\text{m}$ est substituée dans l'équation [b]

$$q_u = 308.4 + (88.2)(1.5)^2 = 506.85 \text{ KN/m}^2$$

D'où $q_u = 506.85 < q_t$. La capacité portante ultime est 506.85 KN/m^2

La figure (5-7) représente les résultats numériques du même exemple calculé théoriquement.

De cette figure on peut déduire que la capacité portante de la couche du sable d'une profondeur $H=1.5B$ égale à presque 539 KN/m^2 , elle est proche de la valeur obtenue théoriquement

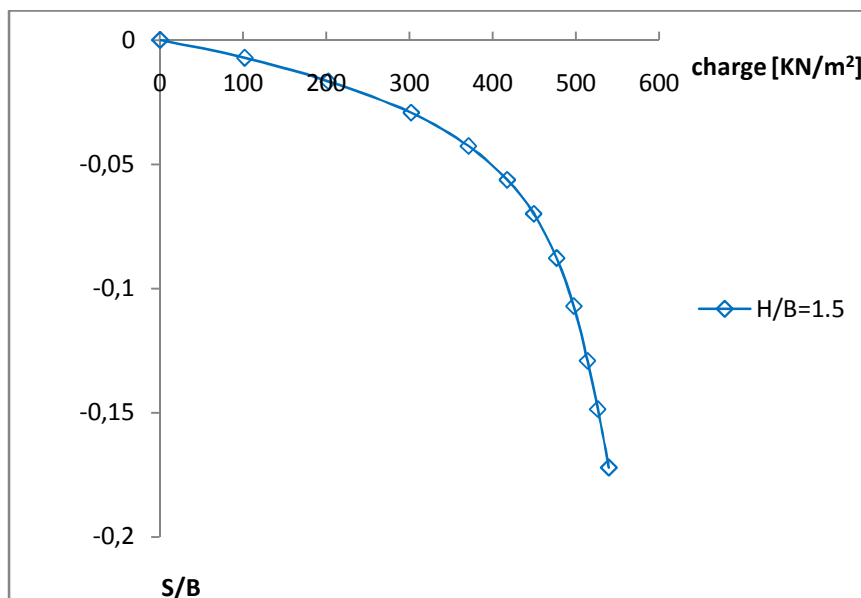


Figure 5-7 : Détermination de la capacité portante du sol lache

Les relations charge-tassement pour un sable non renforcé et renforcé surmontant une argile molle, sont représentées sur la figure (5-8). Les courbes correspondantes sont données pour différentes valeurs de la profondeur de la couche de sable.

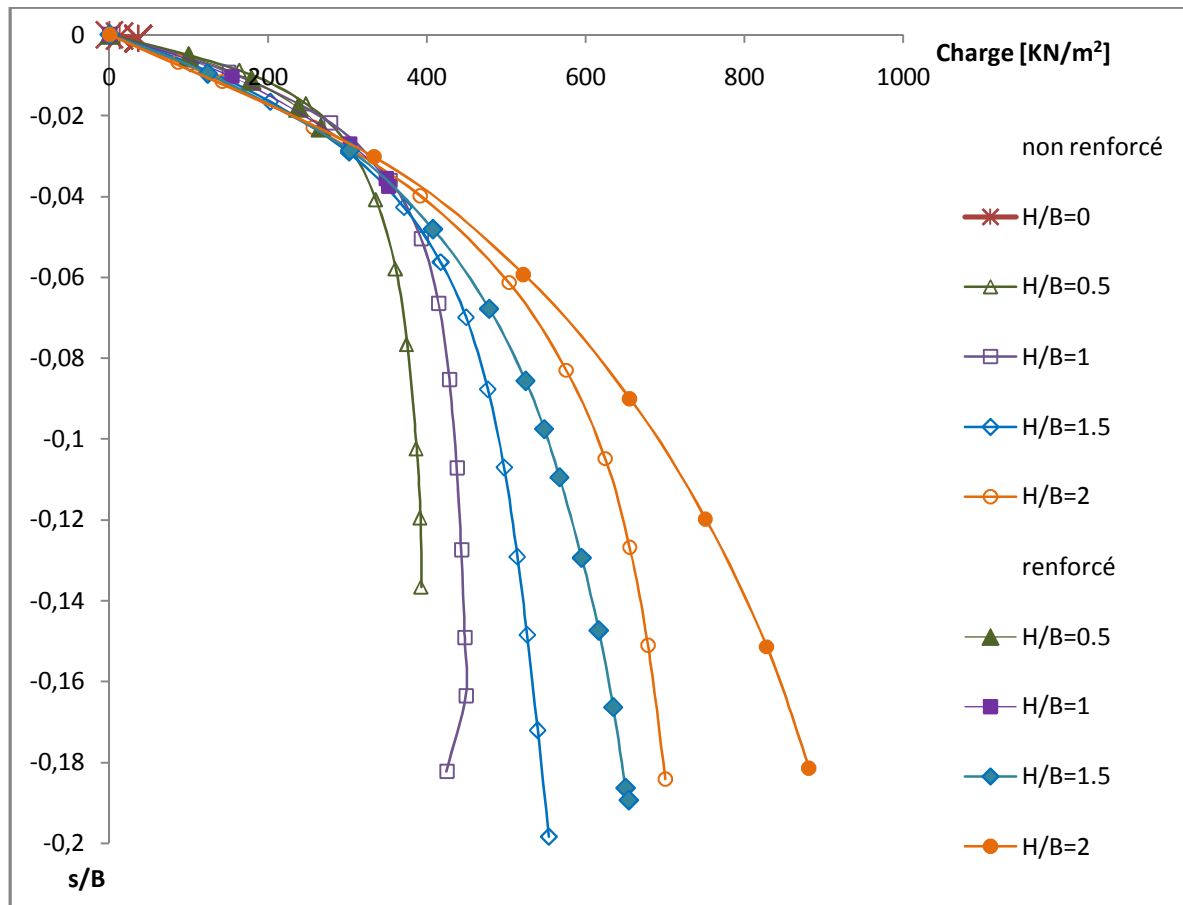


Figure 5-8 : Courbe charge-tassement pour différentes profondeurs de la couche granulaire avec et sans renforcement par GG+GT à l'interface sable-argile

L'amélioration dans la capacité portante d'une couche de sol renforcée est généralement exprimée par le BCR. La figure (5-9) représente la variation du rapport de la capacité portante ultime avec la profondeur de la couche de sable, la performance du renforcement apparait quand la profondeur de la couche de sable est égale à la largeur de fondation. La figure (5-10) représente la relation entre la valeur du BCR et le rapport du tassement à la largeur de la fondation s/B pour différentes profondeurs de la couche de sable.

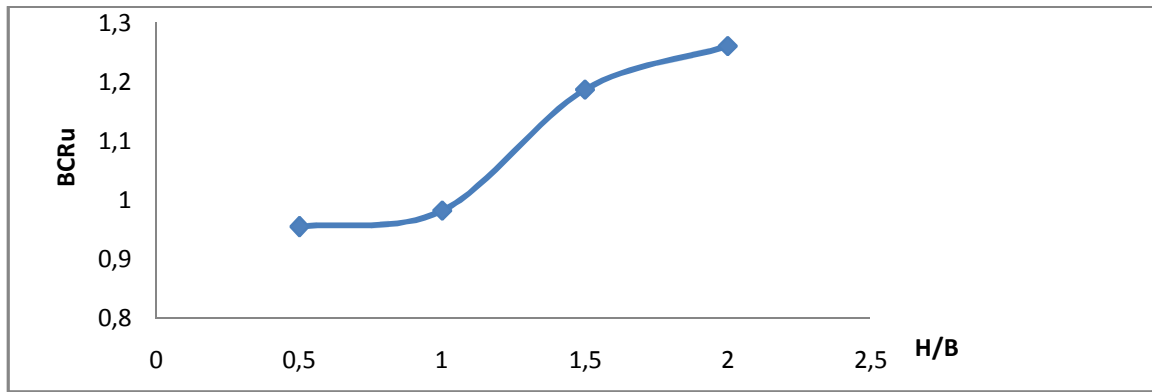


Figure 5-9 : BCRu en fonction de la profondeur de la couche de sable pour une couche granulaire renforcé à l' interface sable-argile

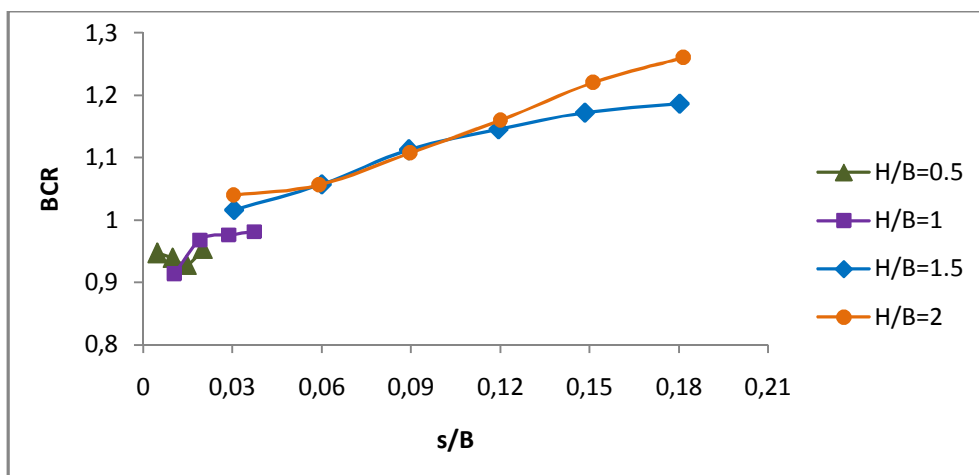


Figure 5-10 : BCR en fonction du rapport du tassement s/B pour différentes profondeurs de la couche granulaire renforcé à l'interface sable-argile

Pour observer l'effet de réduction des tassements. La figure (5-11) représente la relation entre la valeur de SRF et la charge appliquée.

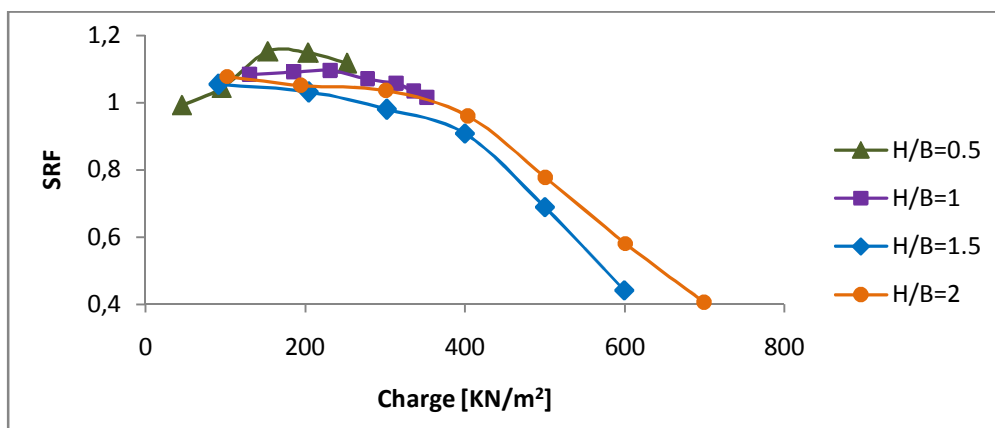


Figure 5-11 : SRF en fonction de chargement pour différentes profondeurs de la couche granulaire renforcé à l'interface sable-argile

Il est clair dans les figures (5-8) et (5-10) que ; pour une profondeur ($H \geq 1.5B$), la valeur de BCR reste presque constante ($BCR \approx 1$) dans le domaine des petites déformations ($s/B < 0.04$). En grandes déformations la valeur de son amplitude augmente avec les tassements des argiles. Mais pour de petites profondeurs de la couche de sable, on remarque que la capacité portante diminue légèrement et les ruptures sont très rapidement observées. En outre, on a constaté dans la figure (5-11) que pour $H=2B$, le tassement du sable renforcé à une charge ($q \leq 300 \text{ KN/m}^2$) est plus faible que celui du sable non renforcé.

Guido et al (1985) ont rapporté que pour $s/B < 1.7\%$ la réponse du sable non renforcé était plus rapide que celle du sable renforcé par géotextile. Il est intéressant de noter que la capacité portante ultime du sable renforcé par géotextile est un peu plus grande que celle du sable renforcé par géogrille, pour les fondations superficielles.

Les géosynthétiques ont deux paramètres structuraux ; la rigidité normale à la traction et l'interface avec le sol (§ 1-4-4). Alors d'après les résultats de la comparaison entre la couche du sable sur argile molle non renforcé et renforcé à l'interface sable-argile pour différentes profondeurs du sable, et d'après la conclusion de Guido et al (1985) ; on va faire une comparaison entre différentes rigidités des géosynthétiques aussi entre différentes interactions des géotextiles avec l'argile pour connaître l'effet de ces paramètres sur la capacité portante et le tassement.

5.5.2.2 Effet de la rigidité des géosynthétiques

Des analyses par MEF ont été menées pour examiner l'effet de rigidité axiale (EA) du renforcement par géosynthétiques sur la capacité portante de la fondation filante. Pour les analyses, les valeurs de H/B , $R_{f(\text{géotextile-argile})}$, ont été gardées constant et égales à 1, 0.30, respectivement. Trois types différents de renforcement avec différents modules de traction ont été utilisés dans les essais de la fondation sur le sable. Ceux-ci incluent les géosynthétiques de ($EA=500, 965, 1465 \text{ KN/m}$). Les figures (5-12), (5-13), et (5-14) comparent les courbes de charge-tassement, BCR et SRF obtenues pour différents types de renforcement pour différentes épaisseurs de la couche de sable pour des essais menés avec une nappe du renforcement placée à l'interface sable-argile.

La performance du sable renforcé par les géosynthétiques a été augmentée lorsque la rigidité EA passe de 500 KN/m à 965 KN/m . Dans ce dernier cas la performance est très semblable à celle du renforcement par géosynthétique de $EA=1465 \text{ KN/m}$ jusqu'à ce que la capacité portante ultime soit atteinte. Ce point est démontré plus clairement sur les figures préalablement citées.

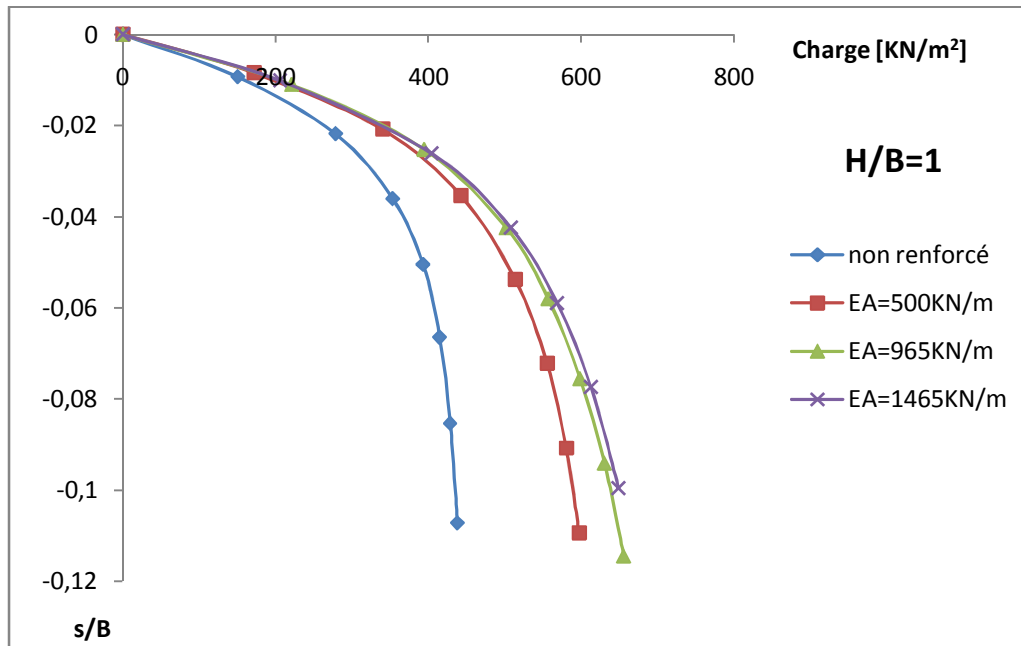


Figure 5-12 : Courbe charge-tassement pour différentes rigidités du géosynthétique EA à H/B=1

Les variations du BCR en fonction des rapports de tassement (s/B) pour des essais avec une nappe à l'interface sable-argile avec différents types de renforcement, sont présentées sur la figure (5-13). Il est clairement visible que le BCR augmente généralement avec l'augmentation du rapport de tassement (s/B). Le BCR augmente également avec la rigidité du géosynthétique de EA=500KN/m jusqu'à EA=965KN/m. Au delà de cette rigidité le BCR est très semblable à celui de la rigidité EA=1465KN/m.

L'effet de la rigidité des géosynthétiques sur le SRF en terme de pression de fondation appliquée sur sable renforcé par géosynthétiques a un effet plus important comparé à celui pour le BCR, en effet la rigidité de géosynthétique EA=1465/m entraîne une diminution de SFR plus important que EA=965KN/m et EA=500KN/m. ceci est illustré sur la figure (5-14)

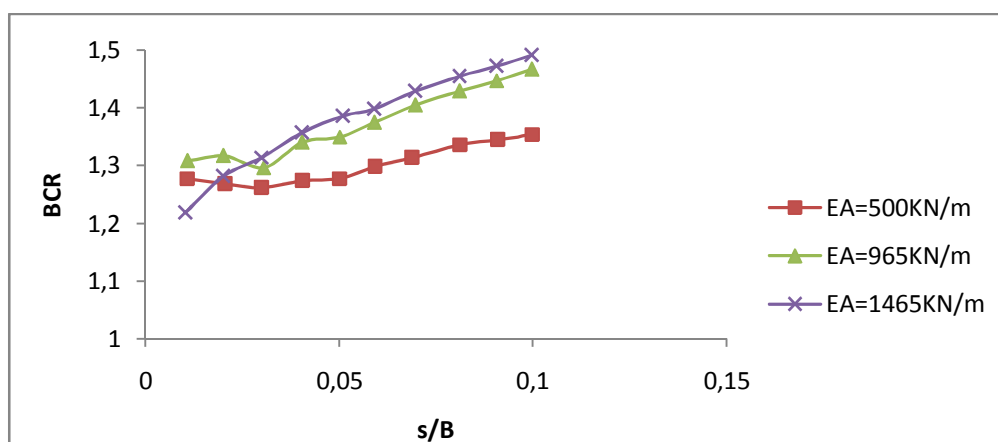


Figure 5-13 : BCR en fonction du rapport du tassement s/B pour différentes rigidités du géosynthétique EA à H/B=1

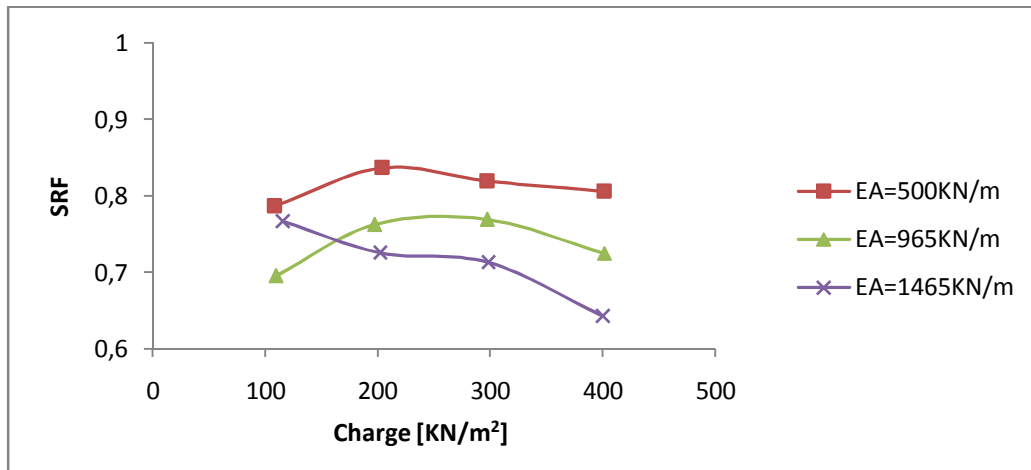


Figure 5-14 : SRF en fonction de la charge pour différentes rigidités du géosynthétique EA à H/B=1

Cependant comme indiqué sur les figures (5-15), (5-16) et (5-17). Lorsque la profondeur de la couche de sable $H=2B$, les performances du géosynthétique avec $EA=500\text{KN/m}$ et avec $EA=965\text{KN/m}$ sont équivalentes. Après la phase élastique, le sable renforcé par les géosynthétiques qui ont un module de traction plus élevé $EA=1465\text{KN/m}$, a un effet supérieur que celui renforcé par géosynthétique de $EA=965\text{KN/m}$.

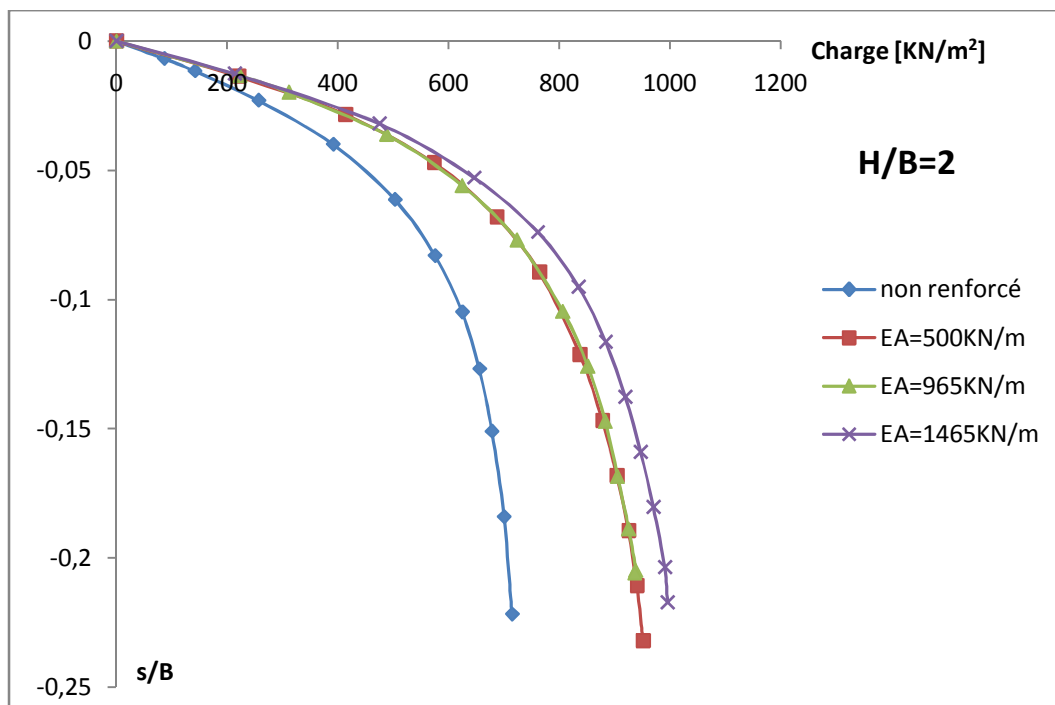


Figure 5-15 : Courbe charge-tassement pour différentes rigidités du géosynthétique EA à H/B=2

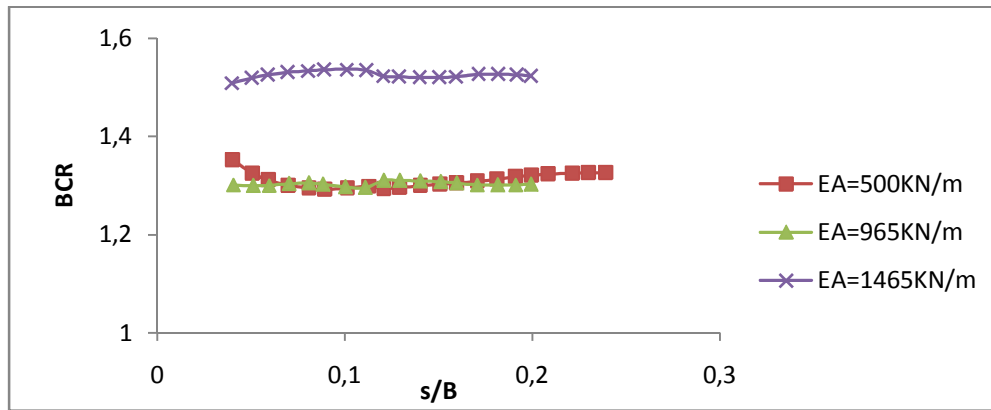


Figure 5-16 : BCR en fonction du rapport du tassement s/B pour différentes rigidités du géosynthétique EA à $H/B=2$

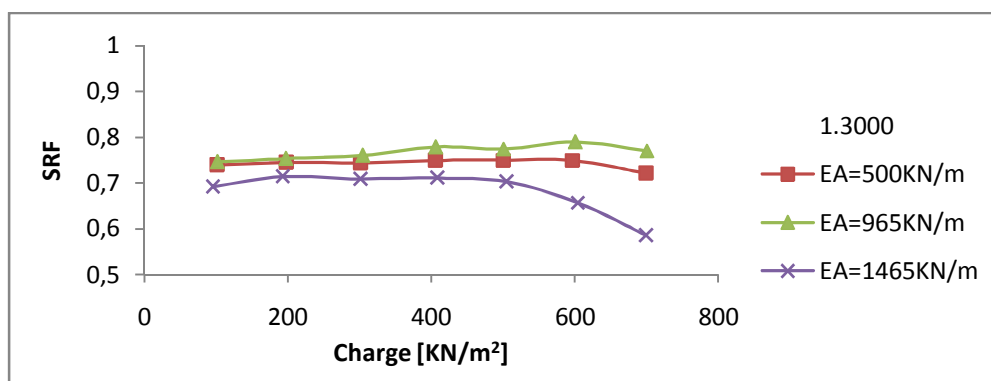


Figure 5-17 : SRF en fonction de la charge pour différentes rigidités du géosynthétique EA à $H/B=2$

On peut déduire de ce qui précède, que la performance du renforcement de la couche de sable sur argile molle par géosynthétique est proportionnelle avec la rigidité de ce dernier. Une étude menée par Lee et Manjunath (2000) sur sable renforcé indique que la géogrille avec le plus haut module et la plus petite dimension de l'ouverture entraîne la meilleure performance. Ce qui concorde avec l'observation sus-citée.

En revanche, les résultats de l'essai présenté par Huang et Tatsuoka (1990) pour une fondation filante sur sable renforcé indiquent que le comportement du renforcement avec différents modules était très semblable jusqu'à ce que le tassement de la fondation atteigne une certaine valeur.

Les figures (5-18), (5-19) et (5-20) représentent les variations du BCR en fonction de EA. Trois valeurs différentes de profondeur de la couche du sable ($H/B=1$, 1,5 et 2) ont été considérées dans les calculs. La valeur de la capacité portante généralement augmenté avec EA quelque soit le tassement. L'influence de la rigidité du renforcement sur la profondeur de la couche du sable renforcé a aussi été examinée sur les mêmes figures. Les résultats de ces analyses ont indiqué

que la profondeur de la couche du sable renforcé qui donne un meilleur rendement pour la capacité portante pour tous les cas de tassement est $H=1,5B$.

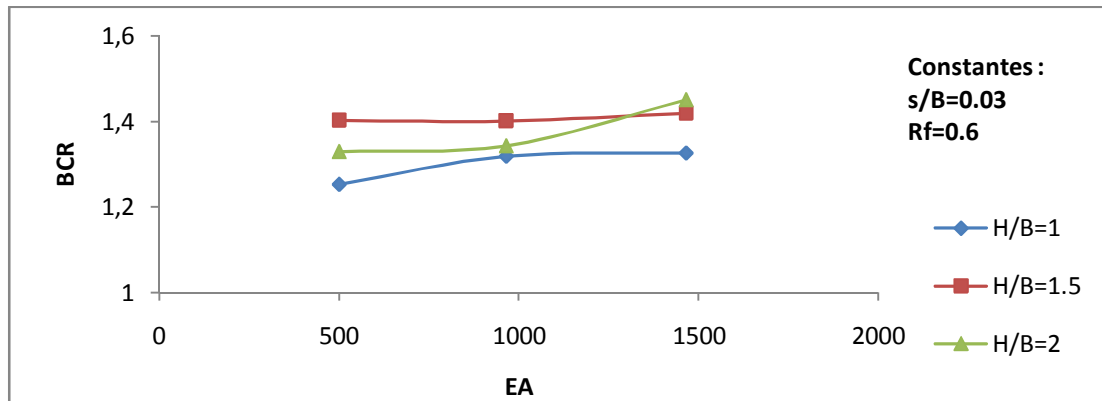


Figure 5-18 : BCR en fonction de la rigidité du géosynthétique EA pour différents rapports H/B avec $s/B=0.03$

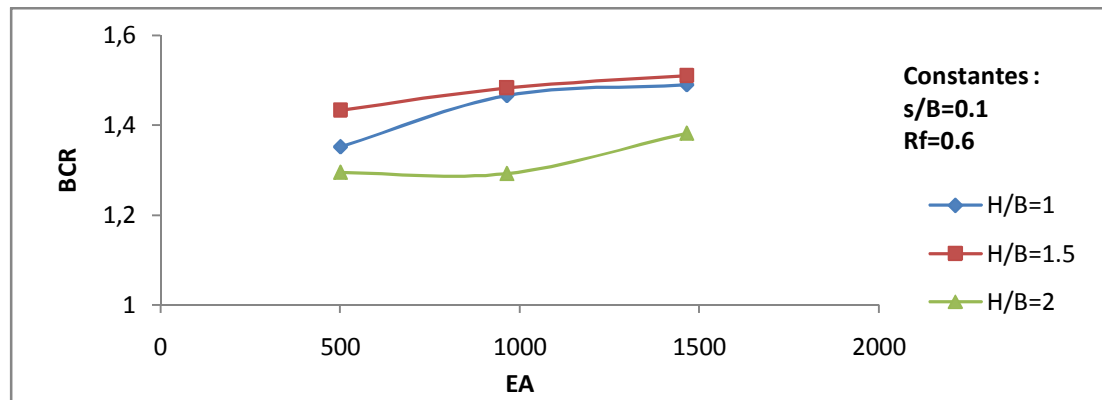


Figure 5-19 : BCR en fonction de la rigidité du géosynthétique EA pour différents rapports H/B avec $s/B=0.1$

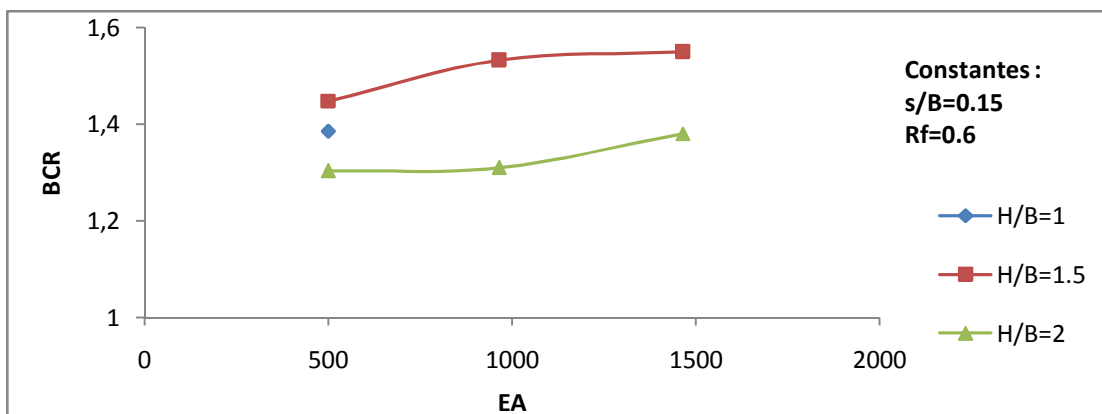


Figure 5-20 : BCR en fonction de la rigidité du géosynthétique EA pour différents rapports H/B avec $s/B=0.15$

5.5.2.3 Effet de l'interface géotextile-argile

Pour examiner l'effet du facteur d'interface (R_f) entre l'argile et le géotextile sur la capacité portante de la fondation filante. Les valeurs de H/B et EA , ont été gardées constantes et égales à 1 et 1465 respectivement. Trois valeurs différentes d'interface du géotextile avec l'argile ($R_{f(\text{géotextile_argile})} = 0.3, 0.6 \text{ et } 0.9$) ont été choisies dans les calculs. Les figures de (5-21) à travers (5-29) indiquent l'effet de l'interface argile-géotextile pour les sables renforcés surmontant l'argile molle en termes de charge-tassement, BCR et SRF. Ces résultats indiquent clairement que la performance de l'interface $R_f=0.3$ était plus faible que celle de $R_f=0.6$ et elle reste presque constante pour les valeurs de l'interface supérieures à 0.6.

Les géogrilles ont une interface très importante avec le sol, non seulement par l'effet de rugosité du matériau mais aussi par l'effet de l'auto-blocage des grains du sol dans les mailles de la géogrille. Dautre part les géotextiles sont des nappes continues ; pour cela leur interface avec le sol est très faible surtout avec l'argile molle.

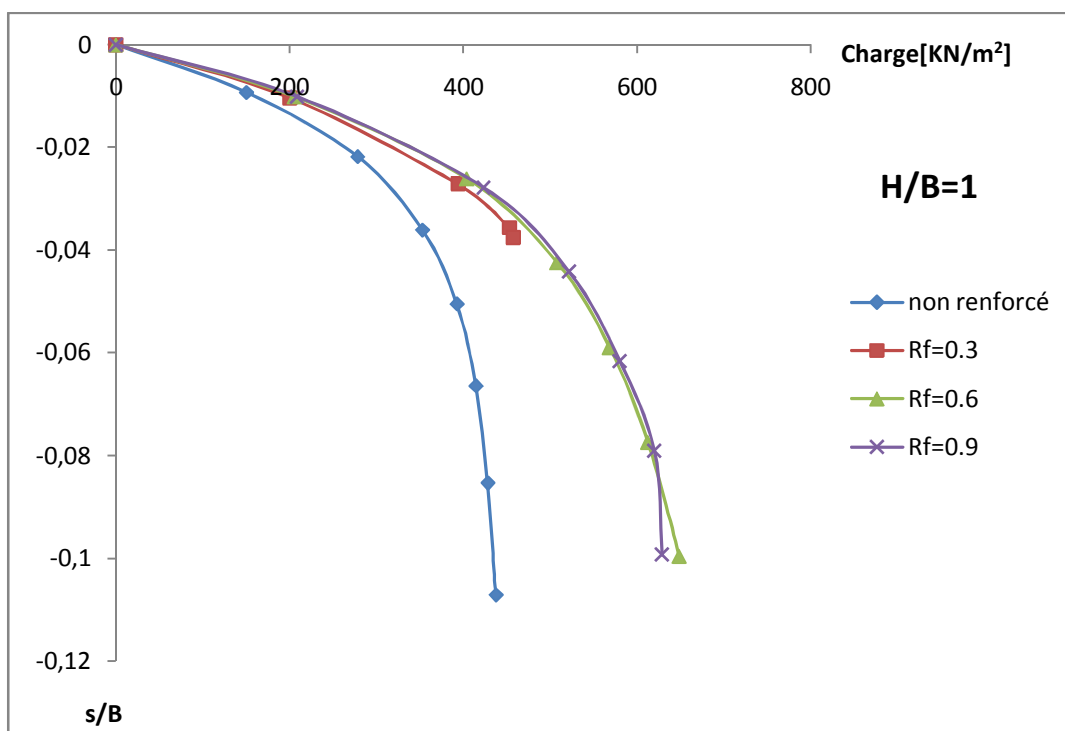


Figure 5-21 : Courbe charge-tassement pour différents facteurs d'interface géotextile-argile à $H/B=1$

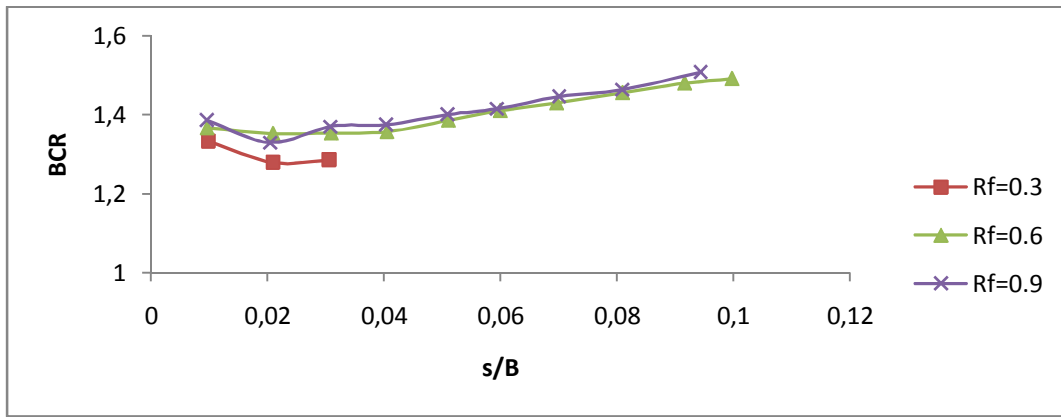


Figure 5-22 : BCR en fonction du rapport du tassement s/B pour différentes interfaces géotextile-argile à $H/B=1$

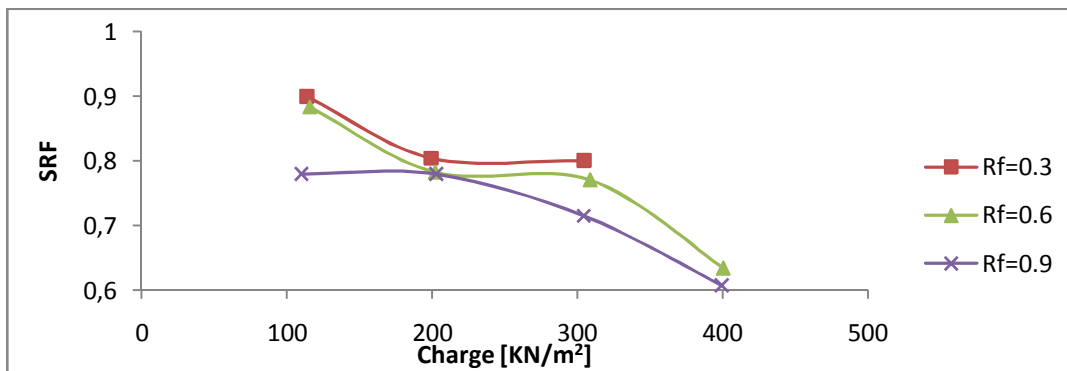


Figure 5-23 : SRF en fonction de la charge pour différentes interfaces géotextile-argile à $H/B=1$

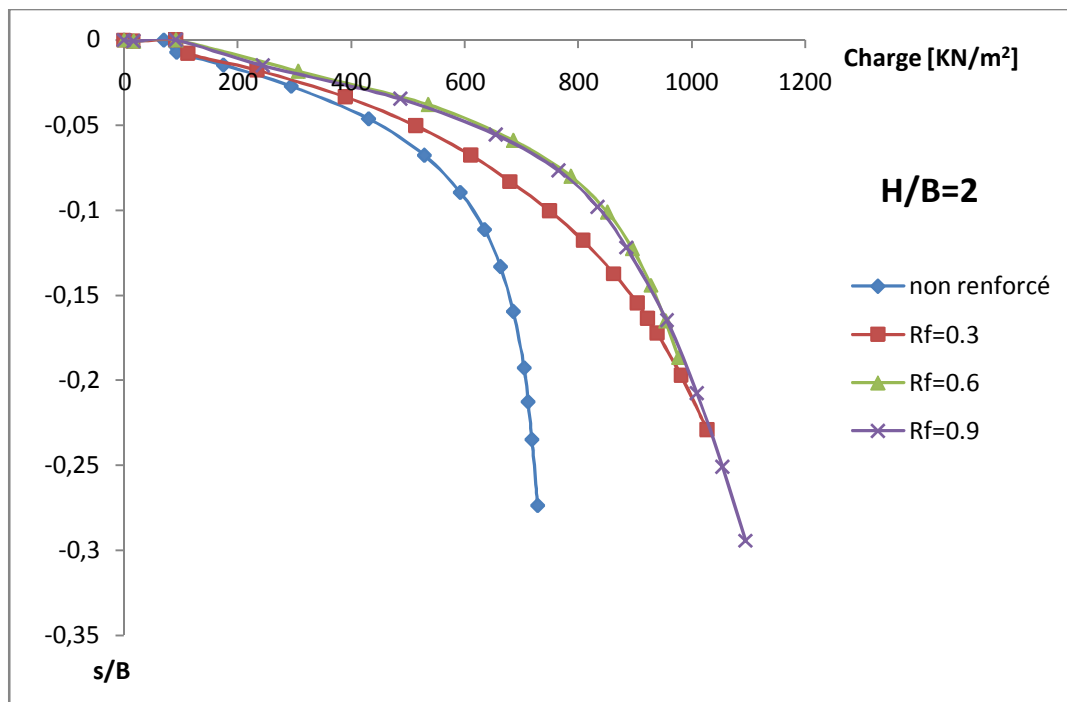


Figure 5-24 : Courbe charge-tassement pour différents facteurs d'interfaces géotextile-argile à $H/B=2$

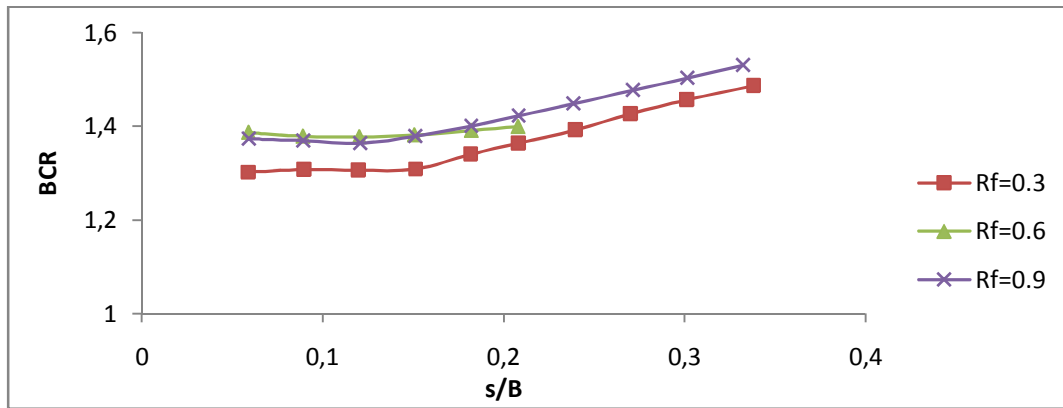


Figure 5-25 : BCR en fonction du rapport du tassement s/B pour différentes interfaces géotextile-argile à $H/B=2$

Le facteur de réduction du tassement (SRF) en fonction des charges dans le cas d'une nappe de renforcement à l'interface sable-argile, pour différentes valeurs de l'interface entre le sol et le renforcement R_f , est présenté dans la figure (5-26). Il est évident que l'inclusion du renforcement réduit le tassement. Ce dernier peut être réduit avec l'augmentation de l'interface entre le renforcement et le sol. Cette étude a montré que le facteur de l'interface du géosynthétique a un effet très important pour réduire le tassement du sable. Le taux de minimiser SRF avec l'augmentation de pression de fondation appliquée pour le sable renforcé sur argile molle est plus important à une interface $R_f=0.6$ comparé à ce que d'une petite interface $R_f = 0.3$, dans l'intervalle de $R_f = 0.6$ à 0.9 l'effet est négligeable.

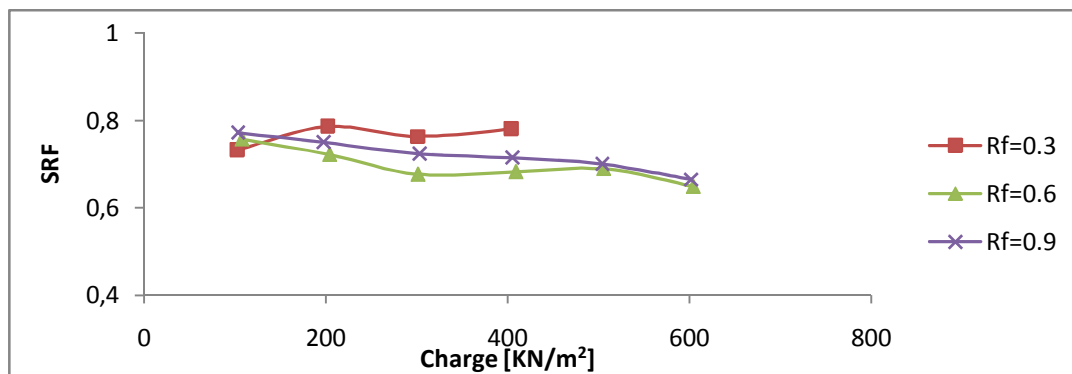


Figure 5-26 : SRF en fonction de la charge pour différentes interfaces géotextile-argile à $H/B=2$

Si on suppose que l'interface de la géogrille est plus important que celle du géotextile comme il est décrit préalablement avec la même rigidité à la traction pour les deux ($EA=1465KN/m$) ; on peut constater que le taux d'augmentation de BCR et de réduction de SRF avec l'augmentation du tassement pour le sable renforcé par géogrille est beaucoup plus grand que celui du sable renforcé par géotextile. Ce point peut être observé clairement dans les figures ; de (5-21) à (5-26)

Ces résultats suggèrent que la propriété fondamentale de géogridde qui contrôle son efficacité dans l'augmentation de la capacité portante des sables de remplissage est la dimension de l'ouverture, pourvu que le module de résistance à la traction de géogridde soit adéquat.

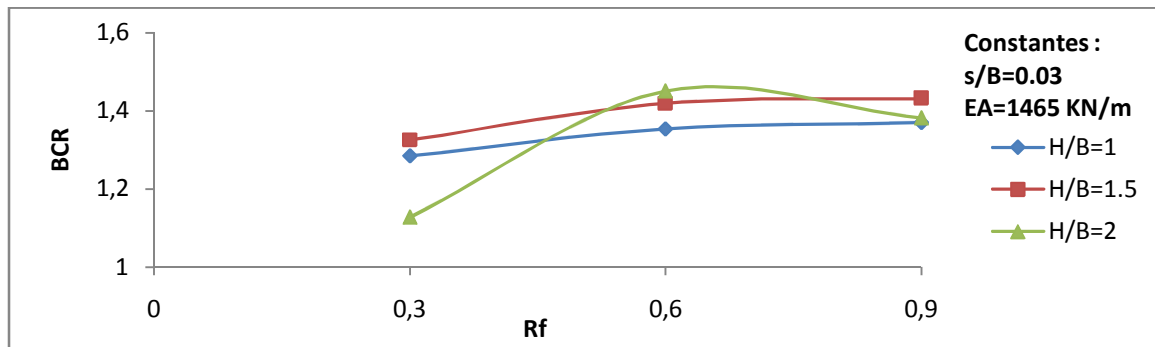


Figure 5-27 : BCR en fonction de l'interface géotextile-argile R_f pour différents rapports H/B avec $s/B=0.03$

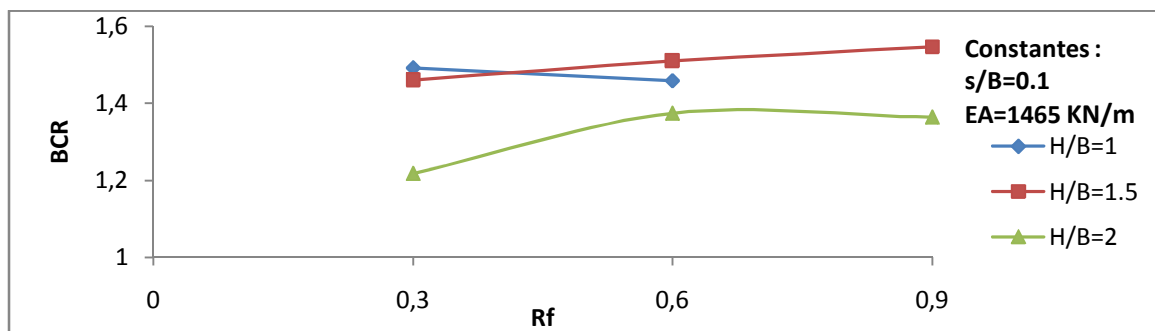


Figure 5-28 : BCR en fonction de l'interface géotextile-argile R_f pour différents rapports H/B avec $s/B=0.1$

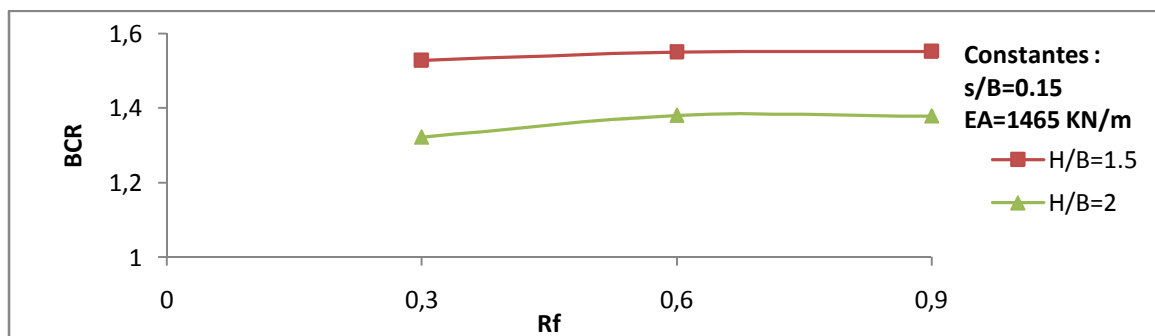


Figure 5-29 : BCR en fonction de l'interface géotextile-argile R_f pour différents rapports H/B avec $s/B=0.15$

Les figures (5-27), (5-28), (5-29) montrent que la meilleure performance de la profondeur de la couche de sable renforcé correspond à $H/B=1.5$ pour tous les niveaux d'interface géotextile-argile.

Encore, la géogrille est considérée généralement pour mieux renforcer le sable à cause d'une exigence de la capacité de renforcement. Semblable à cette découverte, Guido al. (1986) et Lee et Manjunath (2000) qui ont rapportés que la performance de géogrille à renforcer le sable était vraiment meilleure que les sables renforcés par géotextile.

5.5.3 Combinaison entre le renforcement par multi nappes de géogrilles dans le sable et géocomposite à l'interface sable-argile

Les analyses par MEF ont aussi été menées pour examiner l'effet du renforcement par système multi nappes géogrilles dans la couche du sable sur la capacité portante de la fondation filante. Pour ces analyses, la profondeur de la couche du sable ($H/B=1.5$), les valeurs u/B , h/B , N et b/B ont été gardées constantes et égales à 0.5, 0.5, 2 et 5 respectivement pour le système multi nappes géogrilles et aussi le renforcement le long de l'interface sable-argile par le géocomposite géogrille-géotextile, les rigidités axiales (EA) des géosynthétiques ont été prises égales à 500 KN/m et 965 KN/m pour les géogrille et le géotextile respectivement.

Les figures (5-30), (5-31) et (5-32) indiquent la performance des trois types de renforcement du sable sur l'argile molle en termes de charge-tassement, BCR et SRF. Ces résultats indiquent clairement que la performance du renforcement par multi nappes géogrilles dans la couche du sable était moins importante que celle du renforcement par géogrille-géotextile le long de l'interface sable-argile. D'autre part si on associe les deux options de renforcement on obtient une performance meilleure que celle des deux cas précédents.

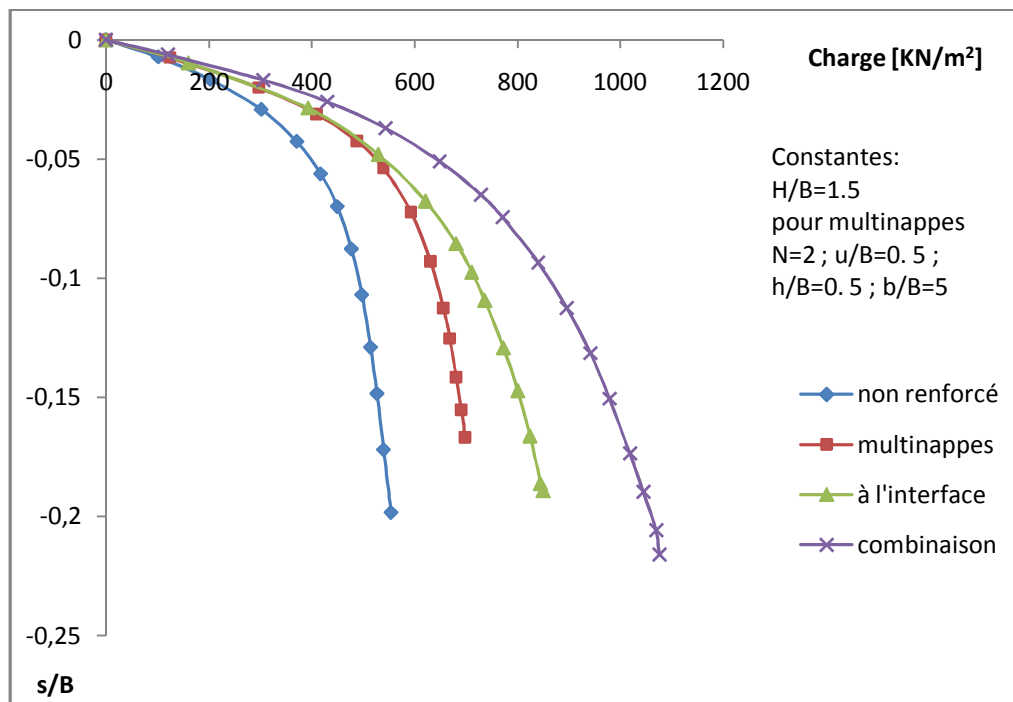


Figure 5-30 : Courbe charge-tassement avec une combinaison entre le renforcement par multi nappes de géogrilles et le renforcement à l'interface sable-argile

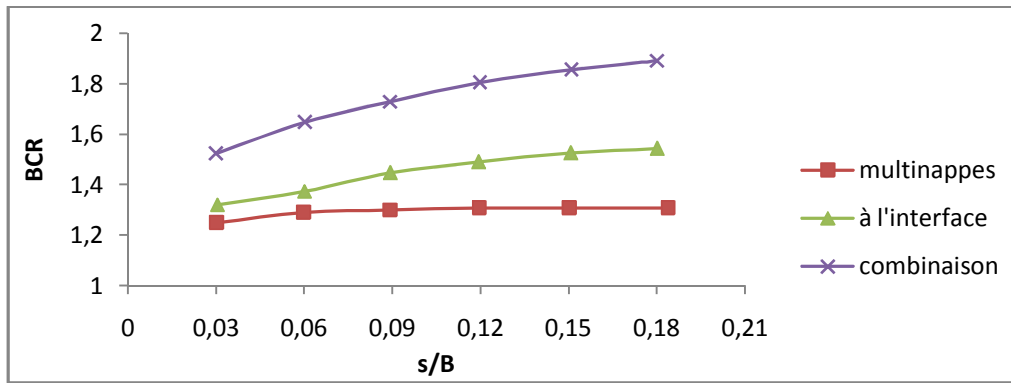


Figure 5-31 : BCR en fonction du rapport du tassement s/B avec une combinaison entre renforcement par multi nappes géogrilles et renforcement à l'interface sable-argile

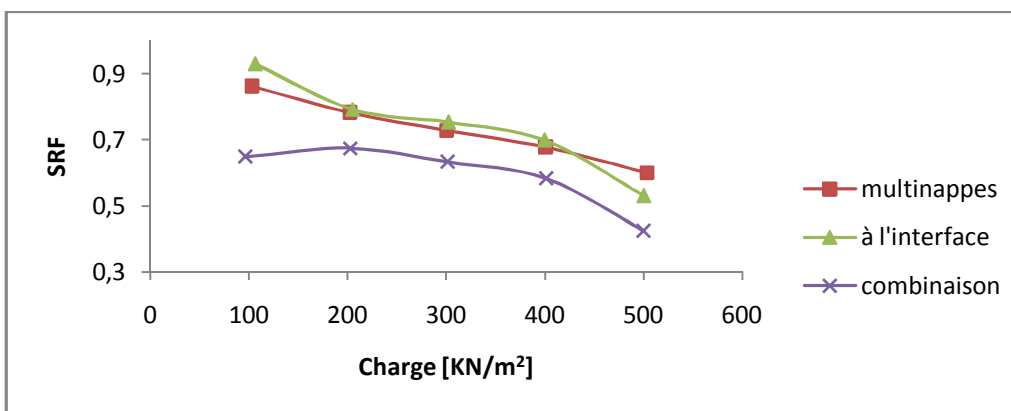


Figure 5-32 : SRF en fonction du chargement avec une combinaison entre renforcement par multi nappes géogrilles et renforcement à l'interface sable-argile

Ce résultat nous a incités à continuer l'étude en optant pour un renforcement avec la combinaison des deux options du renforcement, pour améliorer la performance du système multi nappes géogrilles

5.5.4 Effet de l'espacement entre la base de la fondation et la nappe supérieure de géogrille

5.5.4.1 Une seule nappe de géogrille dans le sable

Une série d'essais a été exécutée pour différentes distances entre la première nappe de renforcement et la base de la fondation (u/B) de 0,25, 0,5, 0,75 et 1,0 en gardant les autres paramètres constants avec $N=1$. Les essais ont été effectués avec un type de renforcement, c.-à-d. un géogrille de $EA=500\text{KN/m}$ pour la nappe dans le sable et la même géogrille avec un géotextile de $EA=965\text{KN/m}$ pour le renforcement le long de l'interface sable-argile. Un résumé des résultats des essais est donné dans la figure (5-33) qui comprend les courbes charge-tassement pour quatre rapports u/B .

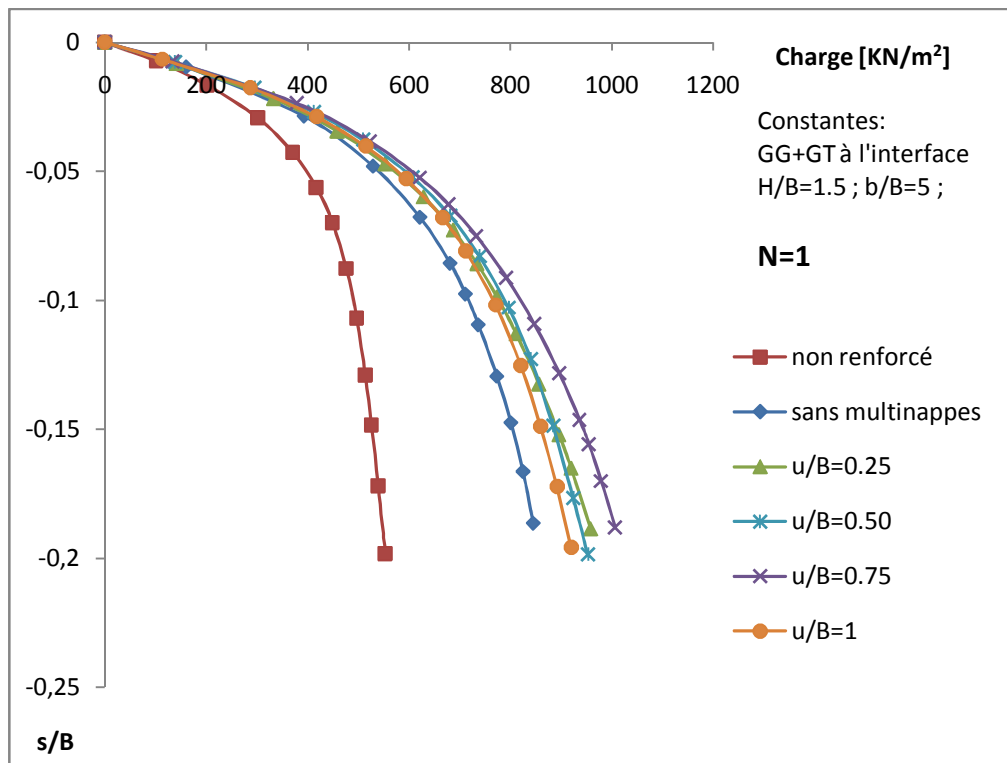


Figure 5-33 : Courbe charge-tassement pour différents espacements entre la base de la fondation et la première nappe géogrille avec un renforcement par une seule nappe géogrille

Les variations de BCR et SRF pour quelques valeurs de u/B sont montrées dans les Figures (5-34) et (5-35), respectivement, pour les géogrilles et les géotextiles utilisés dans les essais montrés dans les figures (5-34) à (5-36). Il est évident que l'incorporation du géosynthétique améliorerait la performance de la fondation en augmentant la capacité portante et en réduisant le tassement du système. Il y a un rapport optimal d'espacement de la première nappe de renforcement par la largeur de la fondation (u/B) de presque 0.75. De part et d'autre du rapport u/B optimum, l'efficacité du renforcement paraît réduite considérablement (comme indiqué par la réduction de valeurs BCR et l'augmentation de valeurs SRF). Ces résultats sont conformes aux résultats expérimentaux obtenus par Chen (2007). Ces résultats indiquent clairement que l'avantage d'une couche du sable renforcé par une seule nappe de géogrille surmontant une couche d'argile molle atteint son maximum quand la profondeur du renforcement est approximativement 0.75B.

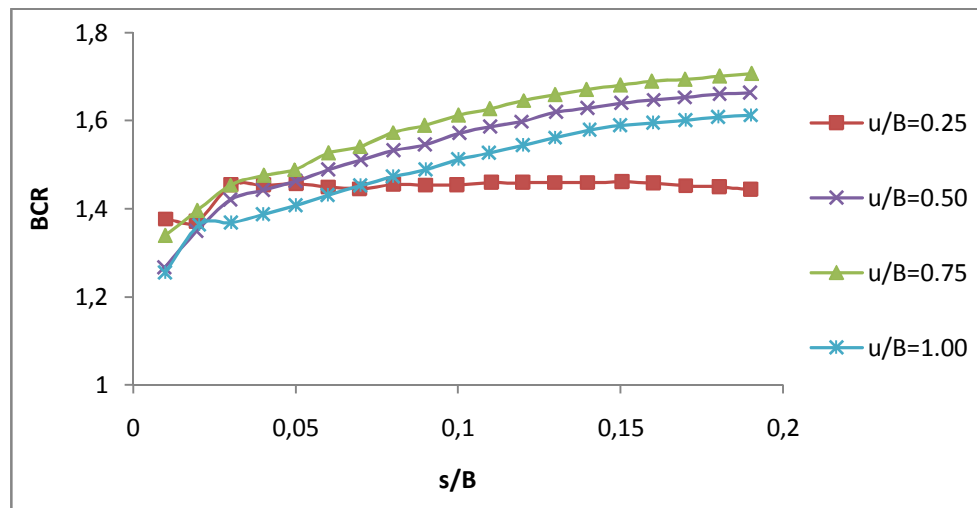


Figure 5-34 : BCR en fonction du rapport du tassement s/B pour différents espacements entre la base de la fondation et la première nappe géogrille

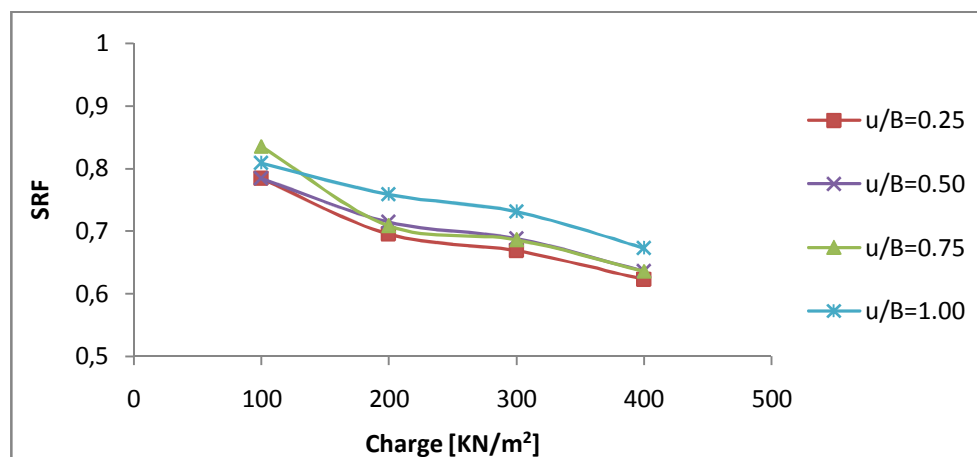


Figure 5-35 SRF en fonction du chargement pour différents espacements entre la base de la fondation et la première nappe géogrille

A un rapport du tassement $s/B=18\%$, la figure (5-36) montre que le rapport de la capacité portante du sable renforcée (BCRs) augmenté de 1.58 à 1.72, quand u/b augmente de 0.25 à 0.75. Il diminue alors à 1.6 quand $u = B$. La capacité portante a atteint sa valeur maximale quand u/B est égale à 0.75. La figure (5-36) représente la variation de BCR qui correspond aux rapports du tassement $s/B=3\%$, 12% et 18% , en fonction du rapport u/B . La figure montre que les BCR aux différents rapports de tassement augmentent avec l'augmentation des rapports (u/B) jusqu'à une valeur maximale correspondant à $u/B = 0.75$, après cette dernière les BCR diminuent. L'emplacement optimum de la nappe supérieure correspond alors approximativement 75cm à $0.75B$.

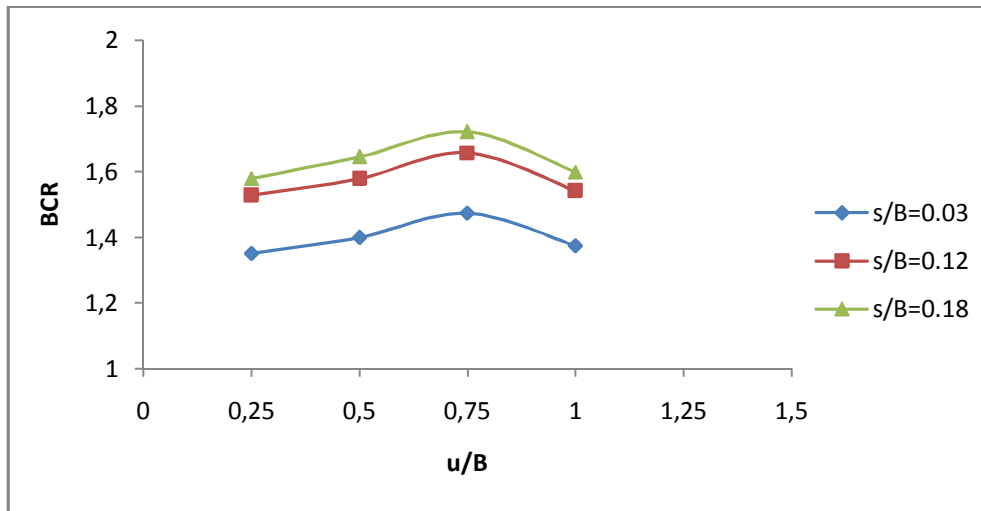


Figure 5-36 : BCR en fonction de « u/B » à différents rapports du tassement

5.5.4.2 Plus d'une nappe de géogrille dans le sable

La figure (5-39) représente la relation entre BCR et u/B , les valeurs de (u/B) ont été prises égales à 0.25, 0.5, 0.75 et 1.0 en gardant les autres paramètres constants avec $N=2$. Les résultats obtenus montrent que, avec l'augmentation de u/B , BCR augmentent légèrement et atteignent une valeur optimale de u/B approximativement égale à 0.5 ($(u/B)_{opt} = 0.5$) en suite il diminue jusqu'à $u/B = (u/B)_{crit} = 1$. Pour les valeurs de u/B plus grande que 0.75, les valeurs BCR diminuent légèrement et la géogrille supérieure agit quelque peu comme une base rugueuse rigide.

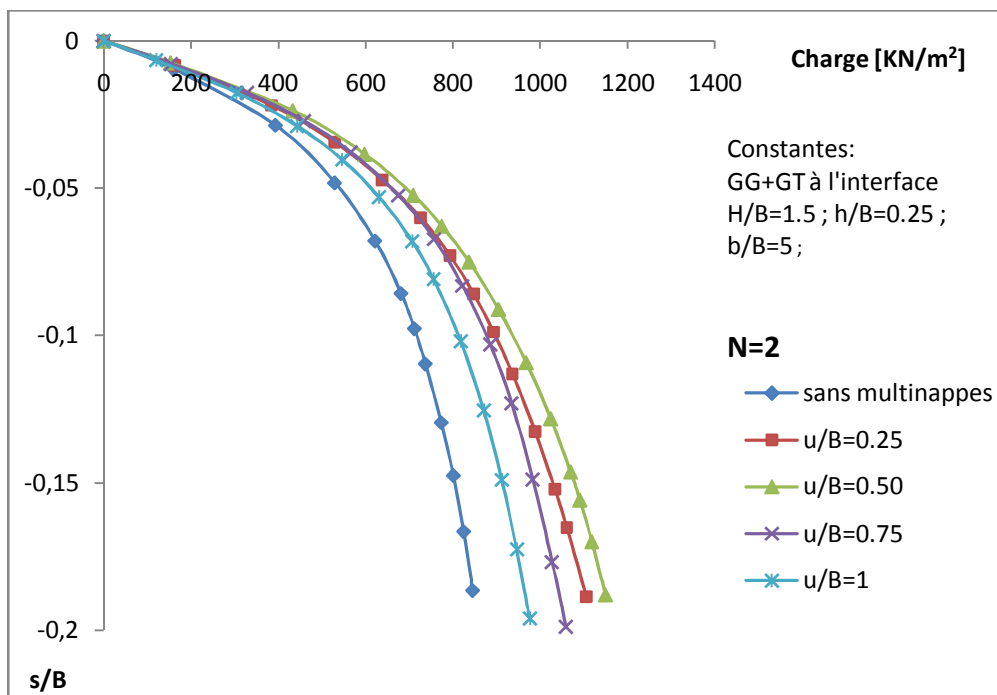


Figure 5-37 : Courbe charge-tassement pour différents espacements entre la base de la fondation et la première nappe de géogrille avec un renforcement par deux nappes de géogrilles

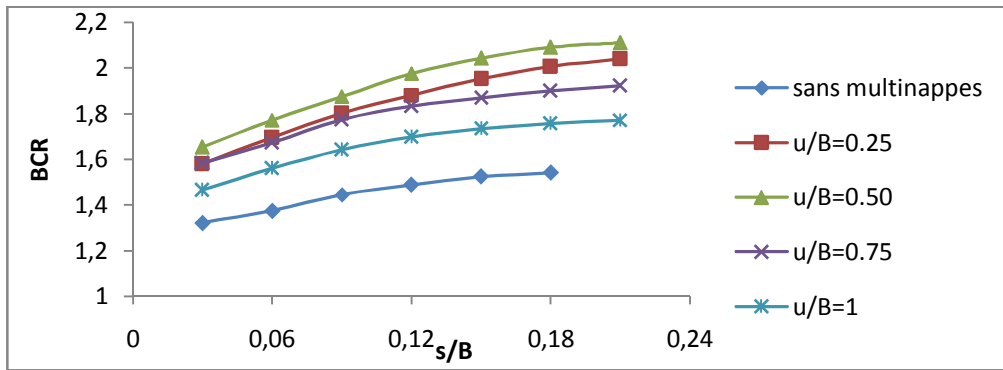


Figure 5-38 : BCR en fonction du rapport du tassement s/B pour différents espacements entre la base de la fondation et la première nappe géogrille

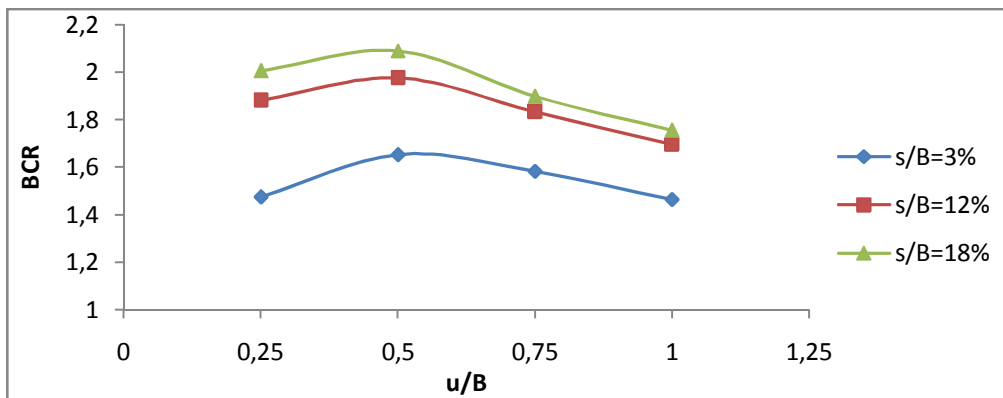


Figure 5-39 : BCR en fonction de « u/B » à différents rapports du tassement

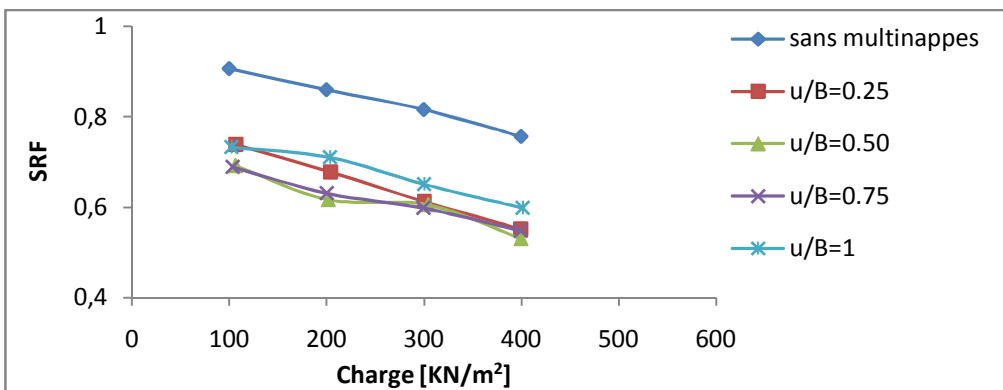


Figure 5-40 : SRF en fonction du chargement pour différents espacements entre la base de la fondation et la première nappe géogrille

Dans la littérature, la plupart des études ont été réalisées sur les semelles filante, carrée et rectangulaire. Le rapport (u/B) est recommandé généralement pour être dans l'intervalle 0.2–0.4. Singh (1988), à la suite de son étude sur les fondations carrées sur sables renforcés avec des grilles en acier flexible, a indiqué que la profondeur optimale de la première nappe du renforcement était presque $0.25B$ pour les sables renforcés par une seule nappe et par plusieurs nappes. Omar et al. (1993b) ont proposés que la profondeur maximale de la première nappe de géogrille devrait être $u/B < 1$ pour les fondations filantes et carrées supportés par un sable renforcé par géogrilles.

Les figures (5-41) à (5-43) représentent la variation de BCR avec u/B pour chaque nombre des nappes géogrille. On remarque que pour deux et trois nappes le BCR est pratiquement identique, quelque soit la valeur de u . le BCR est susceptible d'atteindre une valeur de 2, pour les tassements de 12%B et 18%B, lorsque $u = 0.5B$.

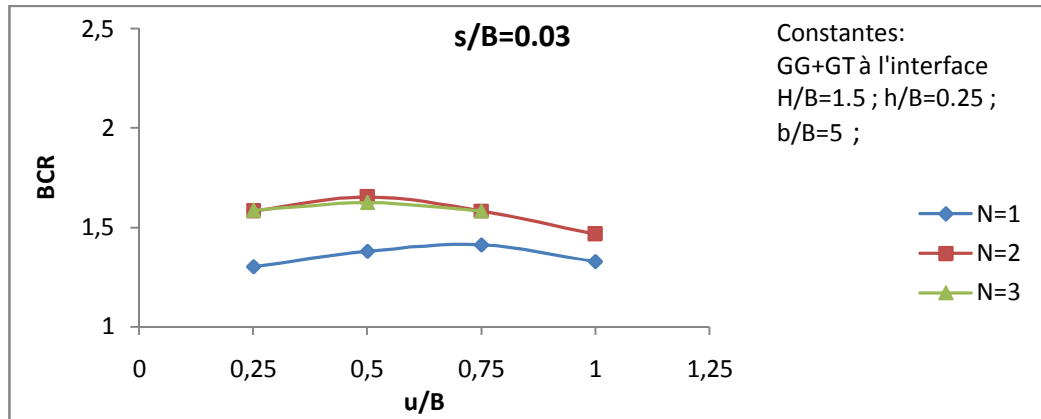


Figure 5-41 : BCR en fonction de u/B pour différents nombres des nappes géogrille à un tassement $s/B=0.03$

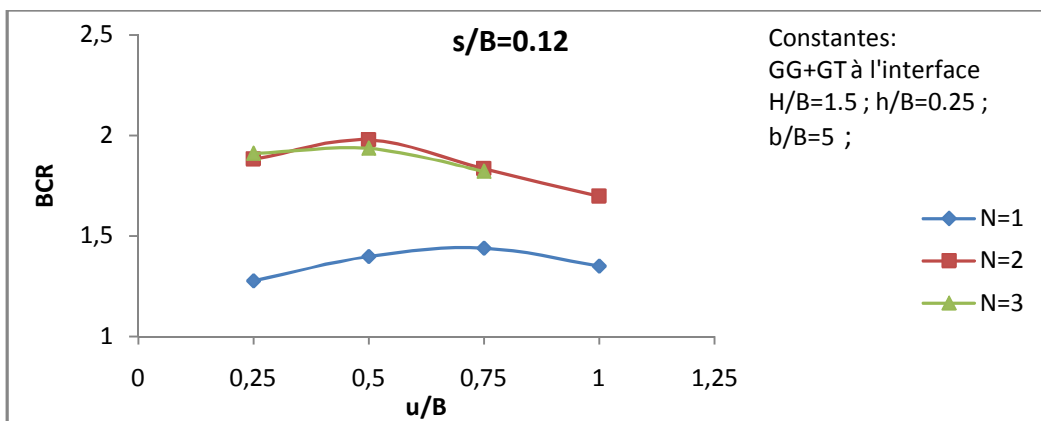


Figure 5-42 : BCR en fonction de u/B pour différents nombres des nappes géogrille à un tassement $s/B=0.12$

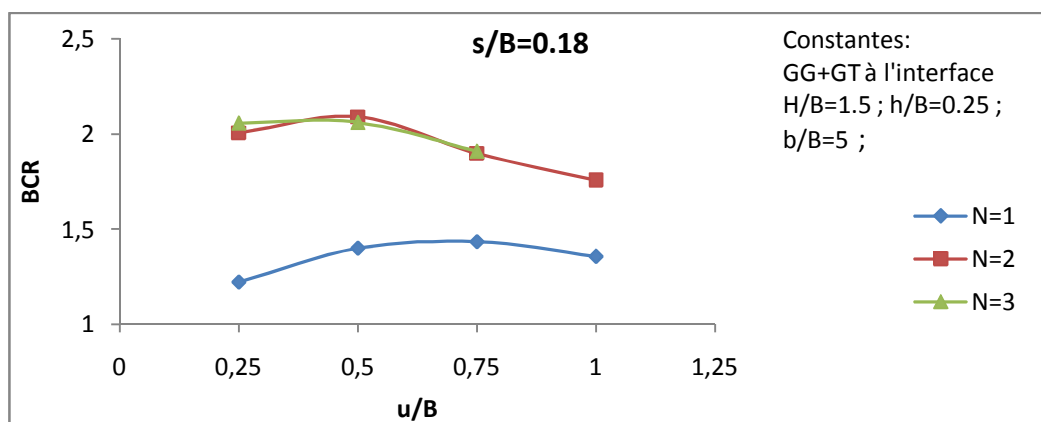


Figure 5-43 : BCR en fonction de u/B pour différents nombres des nappes géogrille à un tassement $s/B=0.18$

La figure (5-44) et le tableau (5-5) représente les résultats des essais expérimentaux de Guido et al. (1986), Akinmusuru et Akinbolande (1981), Yetimoglu et al. (1994) pour les essais de capacité portante de fondations établies sur un sable renforcé par plusieurs nappes de géosynthétiques on notera que l'allure des courbes donnant le BCR en fonction de u obtenues dans le cadre de ce travail est similaire aux courbes obtenues par les chercheurs cités ci-dessus.

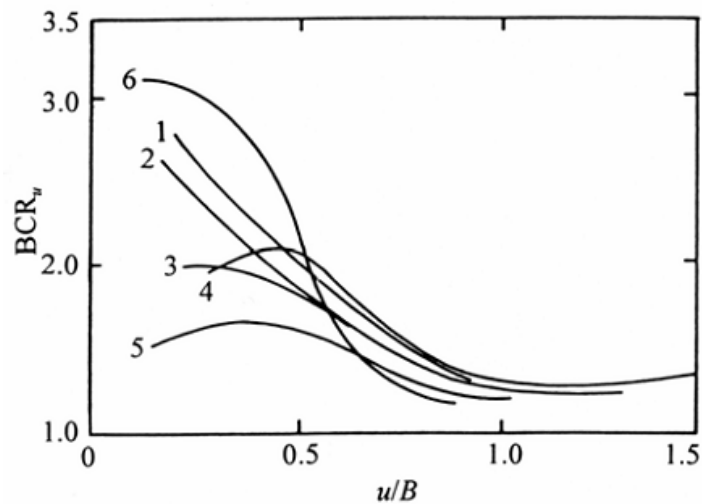


Figure 5-44 la variation de BCR avec u/B (voir le tableau suivant)

courbe	investigateur	Type de fondation	Type de renforcement	paramètres
1	Guido et al. (1986)	Carrée	Tensor BX1100	$h/B=0.25$; $b/B=3$; $N=3$
2	Guido et al. (1986)	Carrée	Tensor BX1200	
3	Guido et al. (1986)	Carrée	Tensor BX1300	
4	Akinmusuru et Akinbolande (1981)	Carrée	Rope fibres	$h/B=0.5$; $b/B=3$; $N=5$
5	Yetimoglu et al. (1994)	Rectangulaire $B/L=0.8$ L = longueur de fondation	Terragide GS100	$b/B=4$; $N=1$
6	Yetimoglu et al. (1994)	Rectangulaire $B/L=0.8$ L = longueur de fondation	Terragide GS100	$h/B=0.3$; $b/B=4.5$; $N=4$

Tableau 5-5 détails des paramètres des essais représentés dans les courbes de figure (5-44)

Les résultats d'essais numériques sur sable avec une nappe de renforcement montrent qu'il y a deux types différents de modes de rupture pour sol renforcé:

- 1- Quand l'espacement entre la nappe supérieure et la base de la semelle est plus grand que $0.75B$, la surface de rupture dans les sables s'étend jusqu'à la surface et la charge diminue rapidement après la rupture. Le modèle de rupture ressemble alors à la rupture par cisaillement généralisé. Le cisaillement du sol arrive au renforcement du dessus. Dans ce modèle, la nappe supérieure de renforcement agit comme une limite rigid. Quelque soit la valeur de u supérieure à $0.75B$, le BCR n'atteint jamais 1. Ce mode de rupture a été rapporté en premier par Binquet et Lee (1975b).

- 2- Quand la position de la nappe supérieure telle que u est inférieure à $0.75B$, la surface de rupture dans les sables ne s'étend jamais à la surface, en indiquant un type de rupture local. Ici la charge diminue lentement après rupture. Pour ce genre de mode de rupture, il est agrée que le cisaillement du sol revient sous renforcement. La déformation du renforcement sous la fondation est considérable. De même, Yetimoglu et al. (1994) ont rapporté qu'une rupture par ce mode de cisaillement se produirait pour u/B moins de $0.25B$.

5.5.5 Effet de l'espacement entre les nappes géogrille

L'effet de l'espacement vertical entre les nappes de renforcement dans le sable a été examiné en utilisant deux nappes de géogrille avec une distance entre la nappe supérieure et la base de la semelle de $0.25B$ et l'espacement entre nappes variant de $0.25B$ à B . Les résultats obtenus en termes de courbes charge-tassement sont donnés dans la figure (5-45). La figure (5-47) représente la variation dans le BCR avec s/B qui correspond à chaque (h/B). Il est clair que le BCR diminue avec l'augmentation (h/B). Les résultats montre que le rapport de capacité portante du sable renforcé à $s/B=0.18$ diminue de 2.27 à 1.71 quand l'espacement vertical (h) augmente de 0.25 à 1. Aucun espacement vertical optimum n'a été obtenu pour l'essai du sable renforcé par les géogrilles.

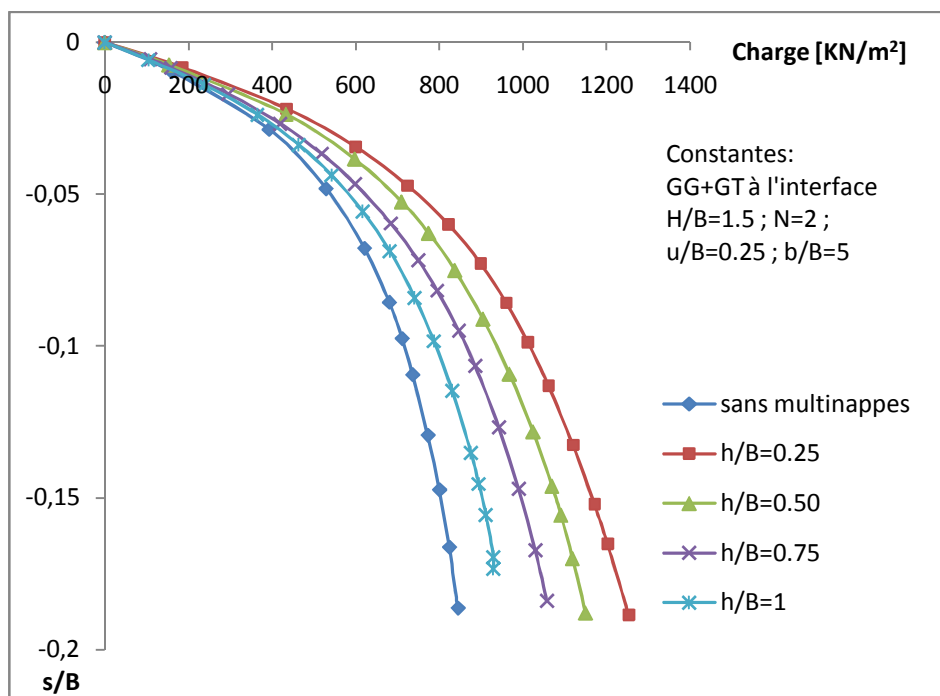


Figure 5-45 : Courbe charge-tassement pour différents espacements entre les nappes géogrille
h/B

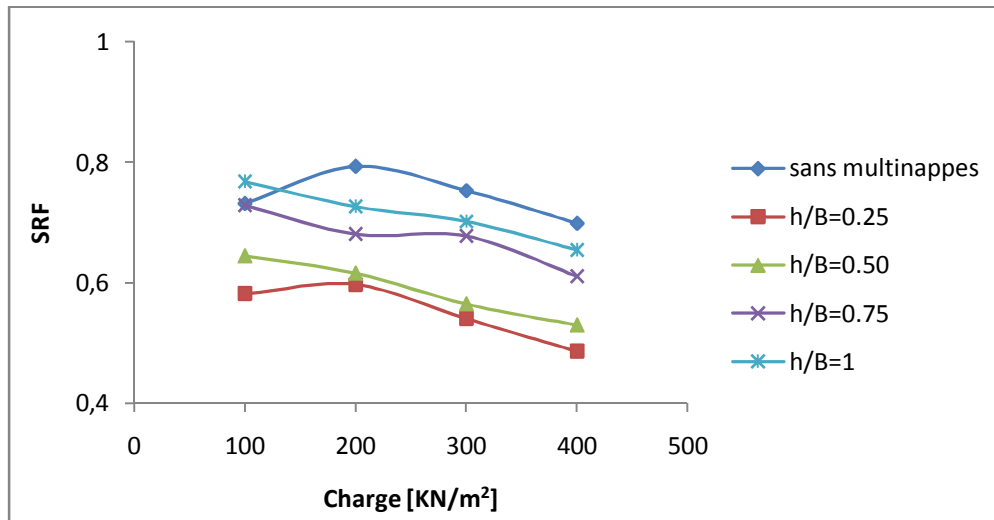


Figure 5-46 : SRF en fonction du chargement pour différents espacements entre les nappes géogrille

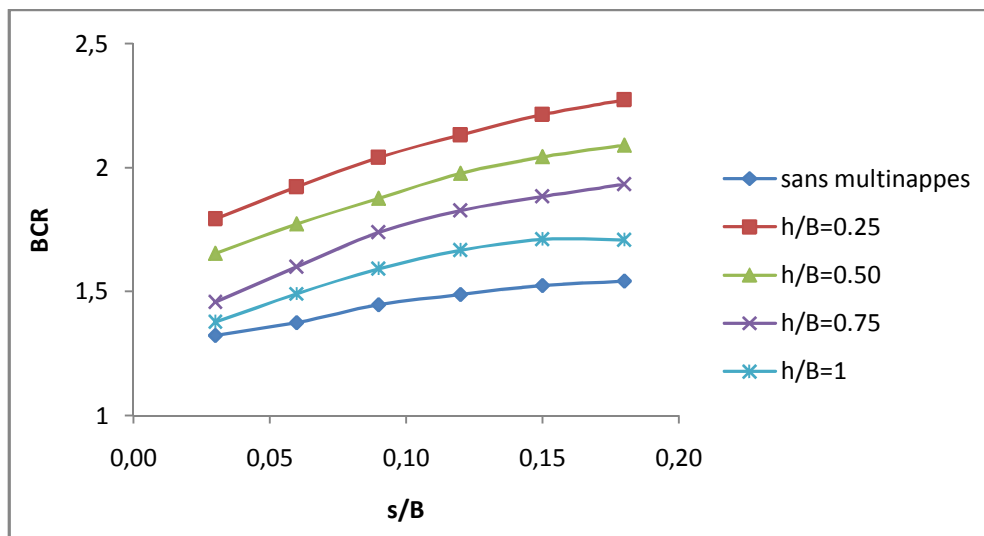


Figure 5-47 : BCR en fonction du rapport du tassement s/B pour différents espacements entre les nappes géogrille

Les BCR ultimes et spécifiques en fonction du rapport d'espacement vertical (h/B) sont représentés dans la figure (5-48). Les résultats obtenus par Shin et Das (1999) dans la figure (5-49) montrent la même tendance, c'est-à-dire une diminution de BCRu lorsque h/B augmente. Des résultats semblables ont aussi été rapportés par Akinmusuru et Akinbolade (1981) sur sable renforcé par fibre de corde, Guido et al, (1986) sur le sable renforcé par géogrille et géotextile et Chen (2007) pour le renforcement d'un sable surmonté par une fondation carrée.

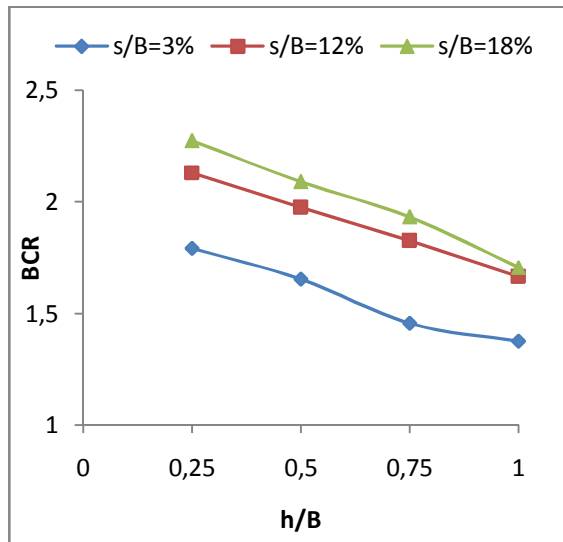


Figure 5-48 : BCR en fonction de « h/B » à différents rapports du tassement

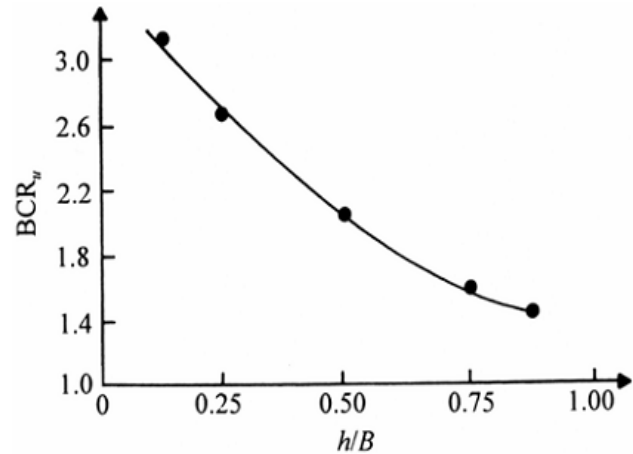


Figure 5-49 : la variation de BCR avec h/B pour fondation filante $u/B = 0.375$; $d/B = (d/B)_{cr} \approx 2$ (Shin et Das, 1999)

En revanche, une étude menée par Yetimoglu et al. (1994) en utilisant des fondations rectangulaires sur sable renforcé par géogridde a montré qu'il y avait un espacement vertical optimum des nappes de renforcement auxquelles la capacité portante maximale a été obtenue. D'après leurs études, l'espacement vertical optimum était presque $0.2B$ pour le sable renforcé avec quatre nappes de renforcement avec une valeur de $u = 0.3B$. Les résultats de Boushehrain et Hattaf (2003) montrent que la capacité portante maximale se produit à des valeurs différentes h/B selon le nombre de nappes de renforcement. Par conséquent, il peut être conclu que la référence à une seule valeur de h pour la capacité portante optimale sur sol renforcé n'est pas une procédure correcte comme rapporté par quelques chercheurs (Guido et al, 1985; Adams et Colin, 1997).

Comme indiqué par chen (2007) dans le cas de l'argile renforcé, on ne peut séparer l'effet de l'espacement entre nappes sur la capacité portante, des autres paramètres d'influence tel que la distance entre la nappe supérieure et la base de la semelle (u), le nombre des nappes (N) et le module de rigidité axiale des géogrids (EA).

A première vue une valeur de $h/B=0.25$ est une valeur raisonnable pour l'utilisation dans la construction du sable renforcé sur argile molle.

5.5.6 Effet du nombre de nappes de géogrids

Une série d'essais numériques a été menée sur le sable renforcé avec un à cinq nappes de géosynthétiques. Les valeurs de u/B , h/B et b/B ont été gardées constantes et égales à 0.25 , 0.25 et 5 , respectivement. La figure (5-50) présente les courbes charge-tassement de ces essais et montre que la capacité portante augmente avec le nombre des nappes de renforcement. Par

exemple, d'après la figure (5-53) les rapports de capacité portante du sable renforcé par géogrille sur argile molle pour une fondation filante de largeur 1m à un tassement $s/B=0.18$ augmente de 1.67 à 2.37 avec l'augmentation du nombre de nappes de renforcement de 1 à 4. Cependant, on remarque qu'au delà de deux nappes, il n'y a pratiquement pas d'augmentation du BCR.

Ces résultats sont conformes à ceux obtenus par Sakti et Das (1987) à partir des essais sur modèles réduits, comme le montre la figure (5-51). Ils montrent qu'une augmentation dans la capacité portante a été observée lorsque le nombre de nappes augmente jusqu'à deux. Cependant, l'addition de plus de deux nappes de renforcement (N_{opt}) n'a pratiquement pas contribué à améliorer la capacité portante (pour une profondeur de renforcement égale à $1.5B$).

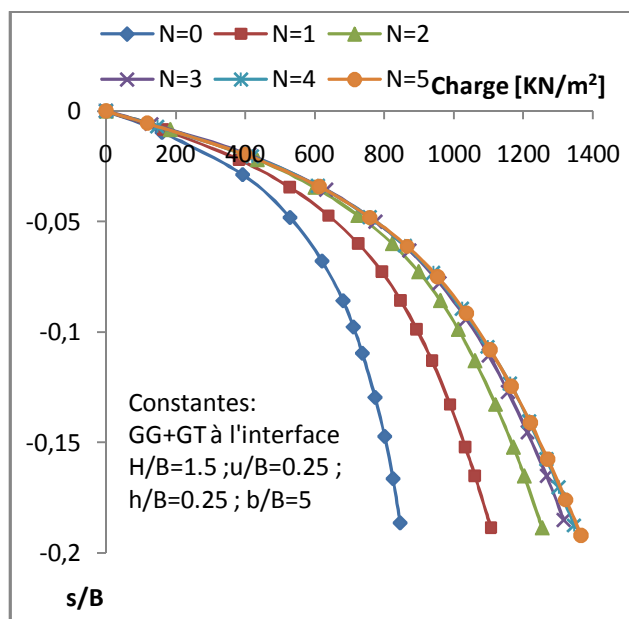


Figure 5-50 : Courbe charge-tassement pour différents nombres des nappes géogrilles

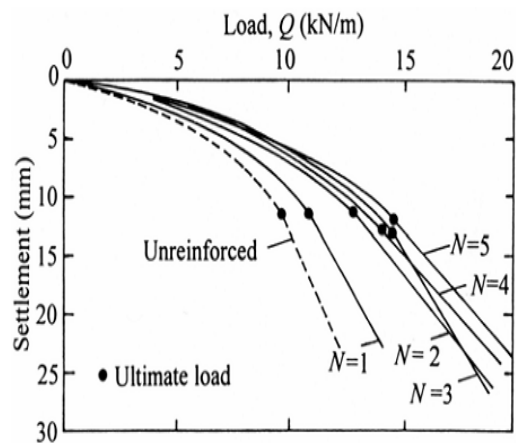


Figure 5-51 : La capacité portante d'une fondation filante sur argile molle renforcé par géotextiles ; $c_u = 22.5$ kN/m^2 ; $u/B = h/B = 0.33$; $b/B = 8$; $B = 76.2$ mm (Sakti et Das, 1987)

D'autre part, Akinmusuru et Akinbolade (1981) trouvent une valeur optimale de N égale à 3 pour les fondations carrées. Guido al. (1986) ont aussi trouvé une valeur optimale de N égale à 3 pour les fondations carrées. Omar et al. (1993) ont trouvé que la profondeur critique de renforcement est approximativement $2B$ pour fondation filante et $1.4B$ pour les fondations carrées.

Les figures (5-52), (5-54) représentent les variations de BCR et SRF respectivement en fonction de s/B et la charge. La figure (5-53) représente la relation de BCR avec le nombre des nappes du renforcement N . Ces figures montrent clairement que le rendement du renforcement par plus de deux nappes géogrille devient négligeable, soit pour augmenter la capacité portante ou réduire le tassement de la semelle filante.

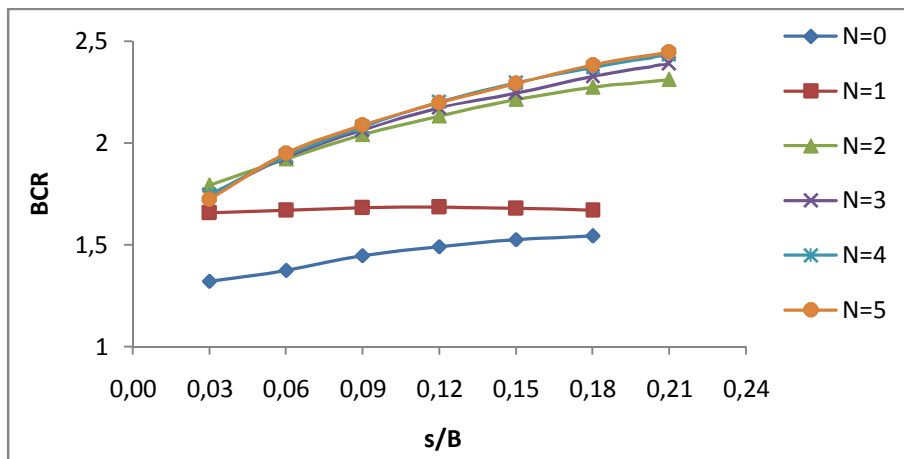


Figure 5-52 : BCR en fonction du rapport du tassement s/B pour différents nombres des nappes géogrilles

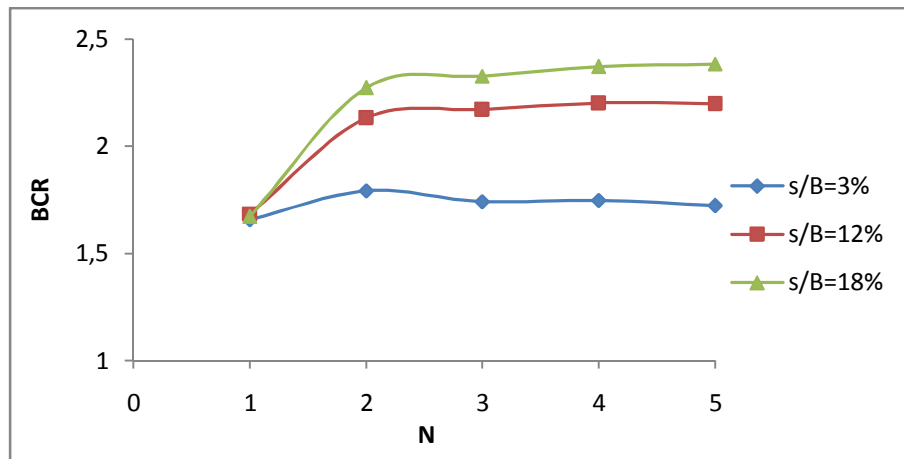


Figure 5-53 : BCR en fonction de « N » à différents rapports du tassement

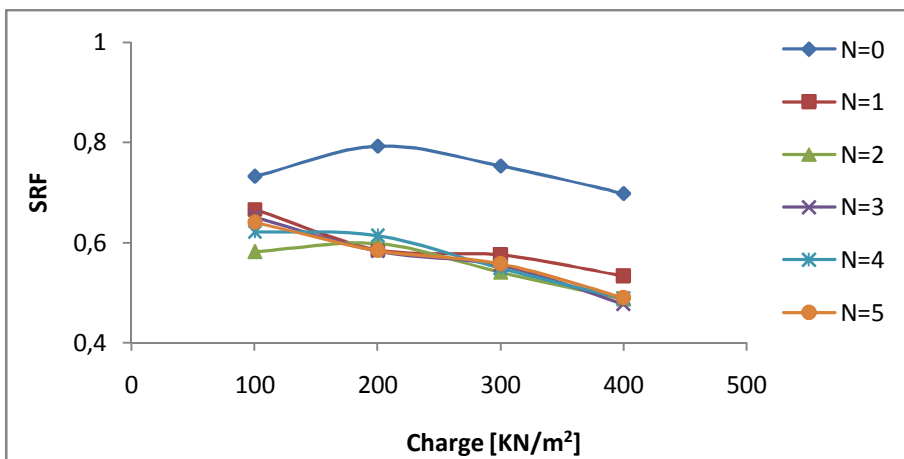


Figure 5-54 : SRF en fonction du chargement pour différents nombres des nappes géogrilles

5.5.7 Effet de la largeur des nappes de géogrilles

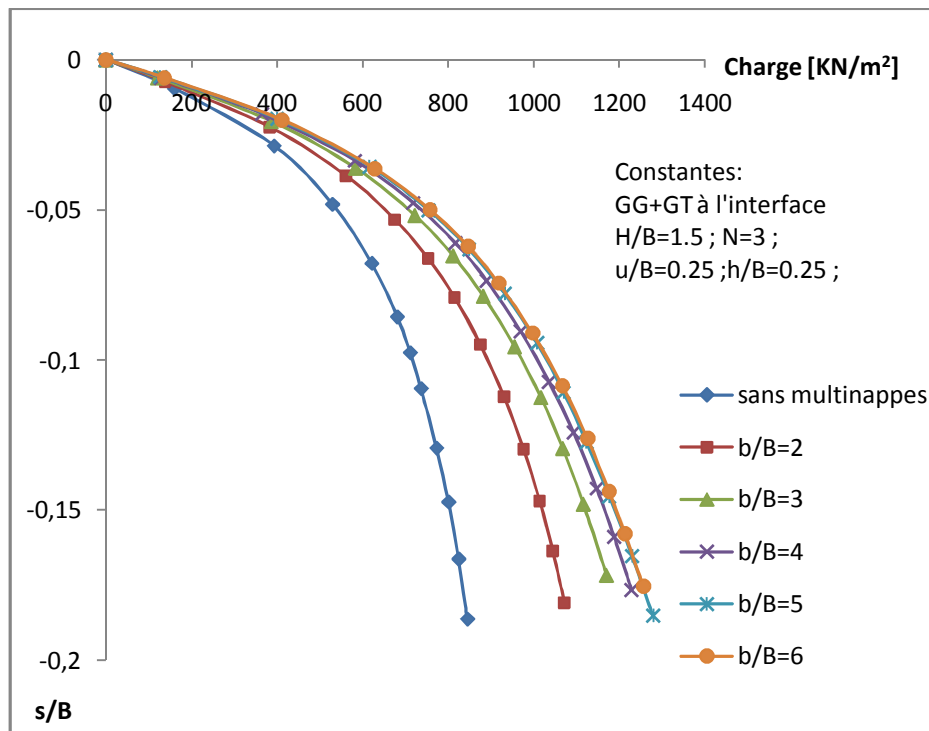


Figure 5-55 : Courbes charge-tassement pour différentes largeurs des nappes de géogrilles

L'influence du rapport de la largeur du renforcement (b/B) a été aussi examinée. La figure (5-58) représente la relation du BCR avec la largeur des nappes de renforcement b/B , qui a été obtenue en utilisant des analyses par MEF. Dans ces analyses, la profondeur de la première nappe de renforcement et le pas vertical entre les nappes du renforcement ont été gardées constantes et égales à $0.25B$. Le nombre des nappes a été fixé à 3. Les résultats obtenus sont en très bon accord avec les observations expérimentales d'autres études. Il peut être vu de la figure (5-58) que ce BCR augmente avec la largeur de la nappe croissante jusqu'à une largeur optimale approximativement égale à $3B$. Pour $b/B = 4$, on remarque qu'il y'a une petite augmentation et pour $b/B = 5$ et 6 on obtient les mêmes valeurs du BCR.

A partir de la figure (5-56) qui représente la réduction du tassement de la semelle filante, on peut constater que la largeur de la fondation qui a un effet notable sur la réduction du tassement est $3B$.

La largeur optimale de la nappe de renforcement, b , est recommandée généralement pour être dans l'intervalle $2B-8B$. Singh (1988) trouve la valeur optimale du rapport de la largeur du renforcement pour être approximativement 2 pour les fondations carrées établies sur sable renforcé par géogrille. Omar et al. (1993b) trouvent que la dimension optimale des nappes du

géogridle était approximativement $8B$ pour les fondations filantes et $4.5B$ pour les fondations carrées. Omar et al. (1993a) ont proposé que la largeur optimale du géogridle de renforcement varie en fonction du rapport B/L de la fondation rectangulaire. Yetimoglu et al. (1994) ont obtenu la largeur optimale de renforcement égale à 4.5 fois une largeur de la fondation rectangulaire.

Pour le renforcement effectif et économique du sable sur sol mou, Alawaji (2001) a proposé que la largeur du géogridle soit quatre fois le diamètre de la surface chargée (D).

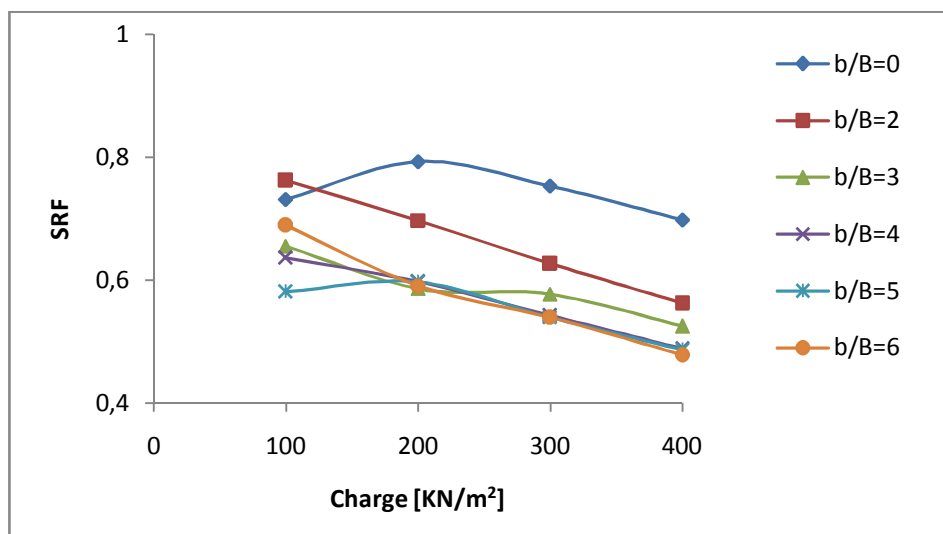


Figure 5-56 : SRF en fonction du chargement pour différentes largeurs des nappes géogridles

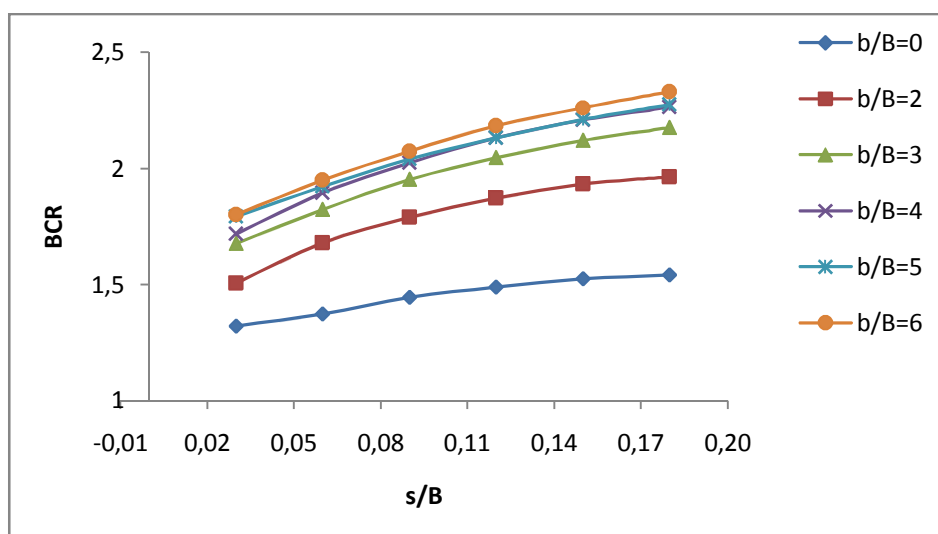


Figure 5-57 : BCR en fonction du rapport du tassement s/B pour différentes largeurs des nappes géogridles

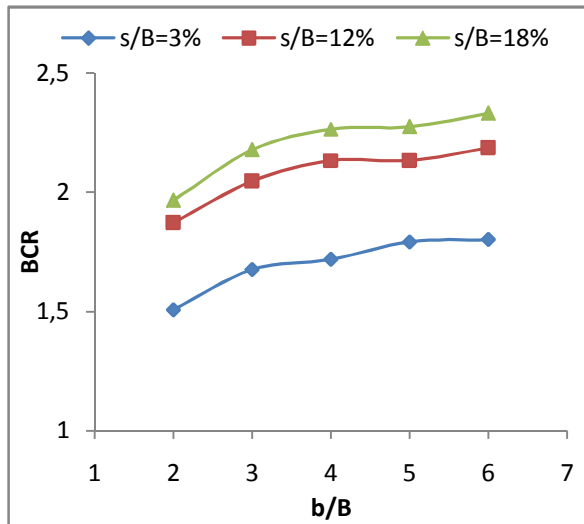


Figure 5-58 : BCR en fonction de « b/B » à différents rapports du tassement pour une fondation filante

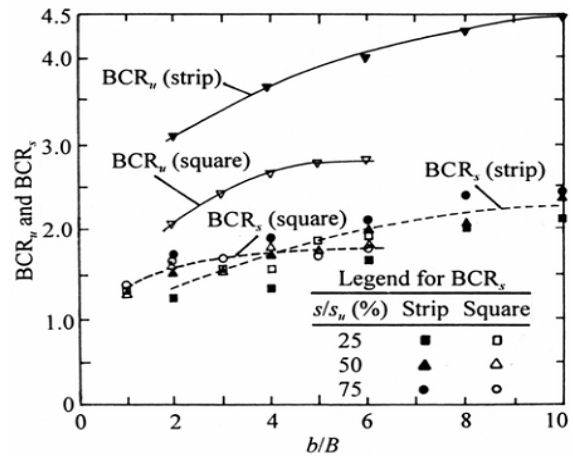


Figure 5-59 : Variation de BCR avec b/B d'une fondations sur sable renforcé par géogridde ; u/B = h/B = 0.33; B = 76.2 mm; N = 6 pour fondation filante, N = 4 pour fondation carrée (Omar et al., 1993b)

5.6 Conclusion

Les études par MEF effectuées dans le cadre de ce travail ont indiqué qu'il y avait une zone de placement des nappes du renforcement efficace pour laquelle la capacité portante était plus importante, selon le nombre des nappes, la distance de la première nappe par rapport à la base de la fondation, l'espacement vertical entre nappes et la largeur des nappes pour un sol donné.

Conclusions

A partir des simulations numériques, effectués par la méthode des éléments finis au moyen du code de calcul PLAXIS, et les résultats obtenus, les conclusions ci-dessous peuvent être mis en avant :

- 1- La capacité portante d'une argile molle surmontée par une couche granulaire dense augmente avec l'épaisseur de cette dernière.
- 2- Le renforcement à l'interface sable-argile dépend de la rigidité des géosynthétiques utilisés et de leur interface avec le sol. Le renforcement pour une épaisseur du sable égale à 1.5 fois la largeur de la fondation filante augmente la capacité portante plus que toutes les autres épaisseurs. Le renforcement pour des épaisseurs plus petites ou plus grandes nécessite une rigidité accrue des éléments géosynthétiques pour augmenter l'amélioration du sol. De ce fait, l'interface sol-géosynthétique a un effet considérable sur le renforcement.
- 3- Le renforcement à l'interface sable-argile améliore la capacité portant d'une façon meilleure que l'inclusion d'un système multi-nappes de géogrilles dans le sable. Mais, pour le tassement du sol, le système multi-nappes de géogrilles est préférable. La combinaison de ces deux méthodes de renforcement permet, à la fois, d'augmenter la capacité portante et de réduire considérablement le tassement du sol.
- 4- La profondeur de la première nappe de géogrilles par rapport à la base de la fondation (u) dépend du nombre de nappes (N). En effet si $N = 1$, le meilleur rendement est obtenu avec ($u \geq 0.75B$), c'est-à-dire : à une profondeur moins de $0.5B$, le rendement est négatif à cause de la faiblesse des géogrilles. Mais, si le nombre des nappes de géogrilles supérieur à un, on constate que cette profondeur d'amélioration diminue à $0.25B$, donc, l'amélioration augmente avec la diminution de « u ».

- 5- Concernant les espacements entre les nappes de géogrilles (h), dans tous les cas, et quelque soit le nombre des nappes $h = 0.25B$, c'est la valeur optimale pour augmenter la capacité portante et réduire le tassement du sol en même temps. En effet, il est constaté que l'amélioration augmente quand l'espacement entre les nappes diminue.
- 6- Le nombre des nappes de géogrilles dans la couche granulaire, supportée par l'argile molle, le plus efficace et le plus économique est ($N = 2$). Cela signifie que l'amélioration est maximale avec un nombre de nappes de géogrilles égale à $N = 2$. Au-dessus de cette valeur l'augmentation de la capacité portante est négligeable surtout pour le tassement du sol. On est trouvé à la même conclusion pour la largeur des nappes de géogrilles : $b = 2B$ est la largeur optimale.

Recommandations

Cette étude numérique, réalisée selon la méthode des éléments finis par l'intermédiaire du code de calcul PLAXIS, a permis de faire quelques recommandations que l'on peut résumer ci-dessous :

- 1- Il est recommandé de faire une étude expérimentale sur le même sujet afin de comparer les résultats expérimentaux avec ceux obtenus numériquement.
- 2- Pour modéliser numériquement l'interface sol-géosynthétique, il est indispensable d'effectuer des essais expérimentaux afin de déterminer la valeur du paramètre d'interface, car celui-ci varie non seulement d'un géosynthétique à un autre, mais aussi d'un type de sol à un autre, et même entre les géosynthétiques et les sols.
- 3- En modélisation numérique, il est difficile de connaître l'effet réel d'un géosynthétique déterminé dans un renforcement. Cet effet est déterminé par deux paramètres : la rigidité et l'interface. Et comme le mécanisme de cette interface est très compliqué à modéliser, alors les essais expérimentaux sont nécessaires afin de valider les résultats numériques.

Annexe 1 : Facteurs de la capacité portante de Meyerhof

Facteur	Relation	Référence
forme	Pour $\phi = 0^\circ$: $\lambda_{cs} = 1 + 0.2 \left(\frac{B}{L}\right)$ $\lambda_{qs} = 1$ $\lambda_{\gamma s} = 1$ pour $\phi \geq 10^\circ$: $\lambda_{cs} = 1 + 0.2 \left(\frac{B}{L}\right) \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$ $\lambda_{qs} = \lambda_{\gamma s} = 1 + 0.1 \left(\frac{B}{L}\right) \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$	MEYERHOF 1974

Tableau 71 : Résumé des facteurs de forme

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \left(\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi)$$

Φ	Nc	Nq	N γ	Φ	Nc	Nq	N γ	Φ	Nc	Nq	N γ
0	5.14	1.00	0.00	17	12.34	4.77	1.66	34	42.16	29.44	31.15
1	5.38	1.09	0.00	18	13.10	5.26	2.00	35	46.12	33.30	37.15
2	5.63	1.20	0.01	19	13.93	5.80	2.40	36	50.59	37.75	44.43
3	5.90	1.31	0.02	20	14.83	6.40	2.87	37	55.63	42.92	53.27
4	6.19	1.43	0.04	21	15.81	7.07	3.42	38	61.35	48.93	64.07
5	6.49	1.57	0.07	22	16.88	7.82	4.07	39	67.87	55.96	77.33
6	6.81	1.72	0.11	23	18.05	8.66	4.82	40	75.31	64.20	93.69
7	7.16	1.88	0.15	24	19.32	9.60	5.72	41	83.86	73.90	113.99
8	7.53	2.06	0.21	25	20.72	10.66	6.77	42	93.71	85.37	139.32
9	7.92	2.25	0.28	26	22.25	11.85	8.00	43	105.11	99.01	171.14
10	8.34	2.47	0.37	27	23.94	13.20	9.46	44	118.37	115.31	211.41
11	8.80	2.71	0.47	28	25.80	14.72	11.19	45	133.87	134.87	262.74
12	9.28	2.97	0.60	29	27.86	16.44	13.24	46	152.10	158.50	328.73
13	9.81	3.26	0.74	30	30.14	18.40	15.67	47	173.64	187.21	414.33
14	10.37	3.59	0.92	31	32.67	20.63	18.56	48	199.26	222.30	526.45
15	10.98	3.94	1.13	32	35.49	23.18	22.02	49	229.92	265.50	674.92
16	11.63	4.34	1.37	33	38.64	26.09	26.17	50	266.88	319.06	873.86

Tableau 2 : variation des facteurs de la capacité portante de Meyerhof

Annexe 2 : Formulation élasto-plastique

A chaque pas de temps, PLAXIS calcul les déplacements et donc les déformations totales à partir des contraintes du pas précédent en utilisant l'équation du mouvement. La loi de comportement permet de déterminer le nouvel état de contrainte à partir de la déformation totale et de l'état de contrainte actuel.

Partition des déformations

On se place dans le cadre de la plasticité incrémentale. Ceci est indispensable lorsqu'il n'est pas possible d'écrire une relation biunivoque entre déformations et contraintes. On fait l'hypothèse de partition de la déformation en une partie élastique réversible et une partie plastique irréversible :

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon^e_{ij} + d\varepsilon^p_{ij} \quad (1)$$

La déformation plastique est la déformation permanente associée à la configuration relâchée. Elle résulte de la déformation totale par « décharge élastique » conduisant à la partition des déformations.

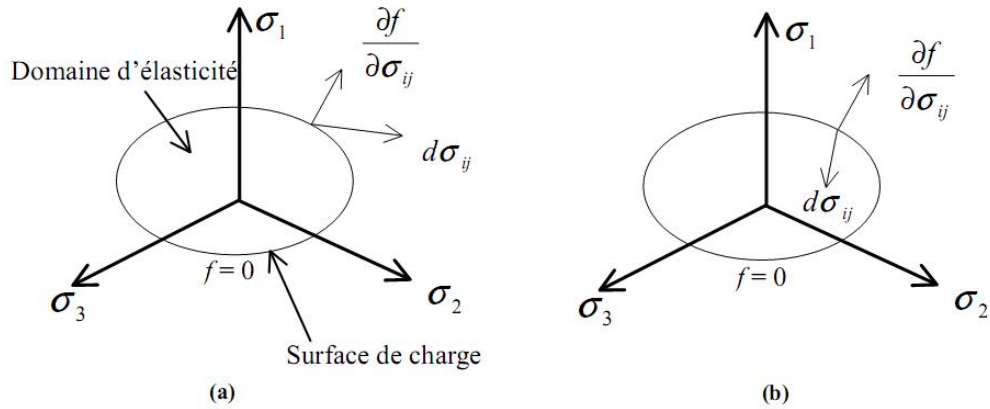
Surface de charge

Au cours de la sollicitation, le sol subit des déformations plastiques (ou permanentes). Les observations expérimentales montrent cependant qu'il existe un domaine dans l'espace des contraintes à l'intérieur duquel le comportement des sols est élastique. Pour une sollicitation quelconque, ce domaine d'élasticité est délimité dans l'espace des contraintes par une surface $F(\sigma_{ij})$ appelée surface de charge. La condition $F(\sigma_{ij}) = 0$ est appelée critère de plasticité. Lorsqu'elle est vérifiée, le point représentatif de l'état de contrainte est situé sur la surface de charge et le comportement du matériau dépend de la direction de l'incrément de contrainte. La fonction de charge est donc une fonction scalaire du tenseur des contraintes définit les limites du domaine d'élasticité du matériau telle que :

- Lorsque $F(\sigma_{ij}) < 0$, on est à l'intérieur du domaine élastique, les déformations sont réversibles
- lorsque $F(\sigma_{ij}) = 0$, on est à la frontière du domaine, et des déformations plastiques peuvent alors avoir lieu, à condition que $\frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} > 0$, on est alors dans le cas du chargement
- $F(\sigma_{ij}) > 0$ est impossible à atteindre

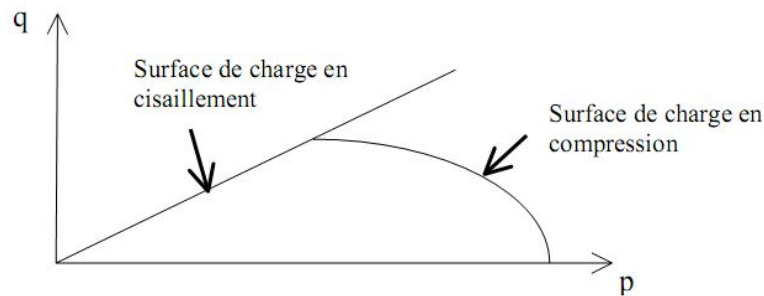
La Figure (1) illustre la notion de surface de charge, de chargement et de déchargement dans le plan déviatorique.

La surface de charge peut dépendre de l'état de contrainte seul, on parlera alors de plasticité parfaite, ou alors dépendre également de l'état de déformation, et on parlera d'écrouissage.



1. Surface de charge; Charge (a) Décharge (b)

On peut distinguer la plastification au cisaillement, qui conduit à la rupture du sol et la plastification par compression, qui correspond à la compressibilité. En admettant ces deux phénomènes, on aura dans l'espace des contraintes un domaine fermé délimité par une courbe (modèle de Cam Clay de Burland et Roscoe, 1968) ou plusieurs courbes (Di Maggio et Sandler, 1971 ; Chaffois et Monnet, 1985 ; Vermeer, 1982 ; Lade, 1987). Si on admet seulement la plastification au cisaillement, le domaine élastique intérieur pour lequel le sol est en équilibre sera ouvert (Frydman et al., 1973 ; Monnet et Gielly, 1979). La Figure (2) illustre le cas de deux surfaces de charges délimitant un espace fermé dans le plan des contraintes (p,q). La surface de charge en compression se referme sur l'axe des contraintes isotropes p, permettant une plastification par compression.



2. surface de charge dans le plan (p-q) d'après Chaffois et Monnet (1985)

Les modélisateurs considèrent souvent qu'une approche avec deux mécanismes (déviatorique et volumique) est suffisante pour modéliser le comportement d'un sol granulaire sous chargement monotone. Pour modéliser les sollicitations cycliques, trois mécanismes sont nécessaires.

Règle d'écoulement plastique

La règle d'écoulement plastique permet de préciser la direction de la déformation plastique ; son amplitude est fixée par les règles d'évolution des paramètres d'écrouissage. Elle exprime l'accroissement de déformation plastique en fonction des états de contrainte (σ_{ij}) et ($d\sigma_{ij}$) et d'écrouissage (α) par l'intermédiaire d'un potentiel plastique g :

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \psi_{ij} \quad (2)$$

Ψ donne la direction de l'écoulement plastique. On admet souvent le potentiel plastique $g(\sigma, \alpha)$ tel que

$$\psi_{ij} = \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \quad (3)$$

Lorsque $g = F$, la loi d'écoulement est dite standard ou associée. Sinon, elle est non-associée.

$d\lambda$ est un scalaire strictement positif appelé multiplicateur plastique. On peut introduire la variable H , appelée module d'écrouissage et définie par :

$$H \cdot d\lambda = \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} \quad (4)$$

Le multiplicateur plastique se détermine à l'aide de la condition de consistance qui stipule que l'état de contrainte doit rester sur la surface de charge (on doit vérifier $F = 0$). On a donc, au cours du pas de temps, $dF = 0$. Le cas le plus simple est celui où un seul mécanisme est activé. Lorsqu'au moins deux mécanismes sont activés nous devons appliquer la théorie des multi-mécanismes (Koiter, 1960). Ce multiplicateur définit l'amplitude du taux de déformation plastique dans le cas d'un seul mécanisme.

$$d\lambda = \frac{\frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \cdot E_{ijkl} \cdot d\varepsilon_{kl}}{H + \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \cdot E_{ijkl} \cdot \frac{\partial g}{\partial \sigma_{kl}}} \quad (5)$$

La loi d'écoulement est fréquemment déduite de l'équation de contrainte - dilatance de Rowe (1962). Le cadre de la « plasticité non associée » (lorsque le potentiel plastique g est différent de la fonction de charge F) est quasiment indispensable en mécanique des sols (Vermeer et De Borst, 1984 ; Lemaitre et Chaboche, 1988).

La règle d'écoulement ne semble pas adaptée à la description du comportement des sols pulvérulents. Cette règle implique que la direction de l'incrément de déformation plastique ne dépend que de l'état de contrainte actuel, or des expérimentations montrent que cette direction dépend également de l'incrément de contrainte (Loret, 1981 ; Poorooshasb et al, 1966 ; Tan, 1990 ; Tatsuoka et Ishihara, 1974). L'unicité du potentiel n'est pas assurée (sauf près de la rupture)

Notion d'écrouissage

Il faut également donner la loi d'évolution des variables d'écrouissage de la forme :

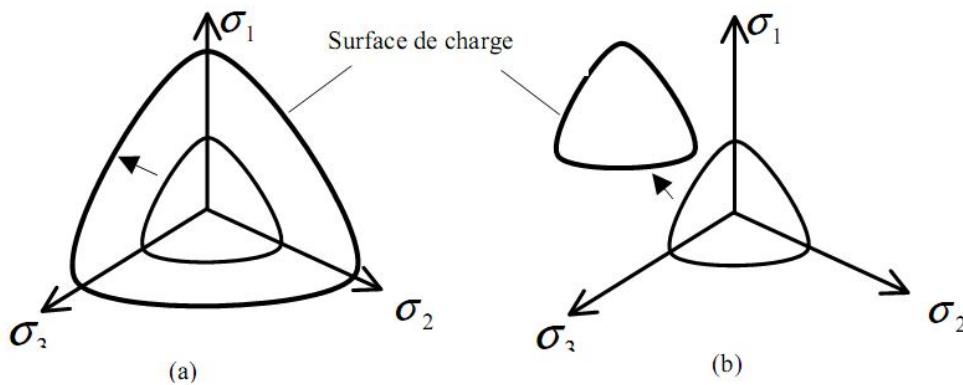
$$\dot{\alpha} = \lambda^{pl} \cdot (\sigma_{ij}, \alpha) \quad (6)$$

Les paramètres d'écrouissage n'évoluent que s'il y a déformation plastique. Un écrouissage correspond à une modification du seuil d'élasticité au cours de la sollicitation. Le domaine d'élasticité d'un matériau dépend de son état d'écrouissage. La loi d'écrouissage précise la modification de la surface de charge au cours de la déformation plastique. On distingue différents types d'écrouissage.

- Pour un écrouissage isotrope, la surface de charge subit une expansion ou une contraction au cours du processus de déformation.
- Pour un écrouissage cinématique, la surface de charge se déplace dans l'espace des contraintes.
- Pour un écrouissage anisotrope, la surface de charge peut subir, en plus d'une expansion/contraction et d'une translation, une rotation et une déformation.

La Figure (9) illustre l'évolution de la surface de charge dans le cas de l'écrouissage isotrope (a) et de l'écrouissage cinématique (b). Lorsque l'on veut prendre en compte une plasticité apparaissant au cours d'une décharge, ou lorsque l'on veut traduire la réalité expérimentale d'un essai cyclique (phénomène de rochet), l'écrouissage cinématique s'avère nécessaire.

Dans la formulation d'un modèle de comportement, l'écrouissage est pris en compte par le biais d'un paramètre d'écrouissage introduit dans l'expression de la surface de charge. L'écrouissage isotrope nécessite un paramètre d'écrouissage scalaire alors que l'écrouissage cinématique nécessite un paramètre d'écrouissage de nature tensorielle.



3. écrouissage isotrope (a) et cinématique (b)

Surface de rupture

La surface de rupture correspond à l'enveloppe des points de rupture ou résistances maximales dans l'espace des contraintes.

Condition de charge décharge

$F < 0$ $\lambda_p = 0$ décharge

$F = 0$ $\lambda_p > 0$ charge

On a toujours : $\lambda_p \cdot F = 0$

Bibliographies

- 1 Adams, M.T., & Collin, J.C. 1997 : Large model spread footing load tests on geogrid-reinforced soil foundations
- 2 Akinmusuru, J.O., and Akinbolade, J.A., 1981 : Stability of loaded footing on reinforced soil
- 3 Alawaji H.A. et al, 2000 : Settlement and bearing capacity of geogrid-reinforced sand over collapsible soil
- 4 Andrawes, K.Z., Mcgown, A., Wilson-Fahmy, R.F., Mashhour, M.M.,1982 : The finite element method of analysis applied to soil-geotextile systems
- 5 Bera, A.K., Ghosh, A., Ghosh, A, 2005 : Bearing capacity of square footing on pond ash reinforced with jute geotextile.
- 6 Biquet, J., and Lee, K.L., 1975a : Bearing capacity tests on reinforced earth slabs
- 7 Bourdeau, P.L., 1989 : Modelling of membrane action in a two-layer reinforced soil system.
- 8 Boushehrian Javad Hajiani, Hataf Nader 2003 : Experimental and numerical investigation of the bearing capacity of model circular and ring footings on reinforced sand
- 9 Brinkgreve, R. B. J. & Vermeer, P. A. 1998 : Finite Element Code for Soil and Rock Analyses.
- 10 Burd, H.J., Houlsby, G.T., 1989 : Numerical modeling of reinforced unpaved roads
- 11 Burd H.J. 1995 : Analysis of membrane action in reinforced unpaved roads
- 12 Burd, H.J., 1995 : Analysis of membrane action in reinforced unpaved roads
- 13 Caquot, A., and Kerisel, J. 1949 : Active Pressure, and Bearing Capacity of Foundations.
- 14 Chen Qiming; 2007 : an experimental study on characteristics and behavior of reinforced soil foundation
- 15 Das B. M, Omar M. T, Puri V. K, & Yen S. C. 1993a : Ultimate bearing capacity of shallow foundations on sand with geogrid-reinforcement.
- 16 Das B. M, Omar M. T, Puri V. K, & Yen S. C. & Cook, E. E. 1993b : Ultimate bearing capacity of rectangular foundations on geogrid-reinforced sand
- 17 Das, B.M., & Omar, M.T. 1994 : The effect of foundation width on model tests for the bearing capacity of sand with geogrid reinforcement.
- 18 Das, B.M., Maji, A., & Shin, E.C. 1998: Foundation on geogrid-reinforced sand--effect of transient loading.
- 19 Das Braja M, Maher T. Omar, Eun Chul Shin ; 2004 : Developments on the Bearing Capacity of Shallow Foundations on Geogrid-Reinforced Soil
- 20 Dash Kumar, S. Sireesh, T.G. Sitharam 2003: Model studies on circular footing supported on geocell reinforced sand underlain by soft clay
- 21 Deb¹. K, S. Chandra² and P. K. Basudhar³, 2005 : Settlement response of a multilayer geosynthetic-reinforced granular fill-soft soil system
- 22 Deb Kousik. Sivakugan N. Chandra Sarvesh. Basudhar P. K, 2007 : Numerical Analysis of Multi Layer Geosynthetic-Reinforced Granular Bed over Soft Fill
- 23 Demir, M. Ornek, M.Laman, A.Yildiz et G. Misir 2009 : Model studies of circular foundations on soft soil
- 24 Fannin, R.J., Sigurdsson, O., 1996 : Field observations on stabilization of unpaved roads with geosynthetics

- 25 Ghosh, C. & Madhav, M. R. 1994 : Settlement response of a reinforced shallow earth bed
- 26 Giroud, J.P., Noiray, L., 1981 : Geotextile reinforced unpaved road design
- 27 Gnanendran, C.T., and Selvadurai, A.P.S., 2001 : Strain measurement and interpretation of stabilizing force in geogrid reinforcement
- 28 Gourc, J.P. 1983 : Quelques aspects du comportement des geotextiles en mecanique des sols
- 29 Guido, V.A., Chang, D.K., and Sweeny, M.A. 1986 : Comparison of geogrid and geotextile reinforced slabs
- 30 Holtz, R.D., Christopher, B.R, Berg, R.R. 1995: Geosynthetic Design and Construction Guidelines
- 31 Houlsby, G.T., Milligan, G.W.E., Jewell, R.A., Burd, H.J., 1989 : A new approach to the design of unpaved roads.
- 32 Huang, C.C., and Tatsuoka, F., 1990 : Bearing capacity reinforced horizontal sandy ground
- 33 Hufenus, R., Rueegger, R., Banjac, R., Mayor, P., Springman, S.M., Brounimann, R., 2006 : Full-scale field tests on geosynthetic reinforced unpaved roads on soft subgrade
- 34 Jarrett, J.M., 1980 : Large scale model tests on gravel-fabric-peat systems.
- 35 Kenny. M.J, 1998: The Bearing Capacity of a Reinforced Sand Layer Overlying a Soft Clay Subgrade
- 36 Khing, K.H., Das, B.M., Puri, V.K., Yen, S.C., Cook, E.E., 1994 : Foundation on strong sand underlain by weak clay with geogrid at the interface.
- 37 Kim, S.I., Cho, S.D 1988 : An experimental study on the contribution of geotextiles to bearing capacity of footings on weak clays.
- 38 Krystyna Kazimierowicz-Frankowska ; 2007: Influence of geosynthetic reinforcement on the load-settlement characteristics of two-layer subgrade
- 39 Kumar. M. L. Ohri. R. K. Bansal, 2007: Bearing capacity tests of strip footings on reinforced layered soil
- 40 Laman¹ M. and Yildiz² A. 2007 : Numerical studies of ring foundations on geogrid-reinforced sand
- 41 Lee K.M. and Manjunath V.R.; 2000 : Experimental and numerical studies of geosynthetic-reinforced sand slopes loaded with a footing
- 42 Long, P. V., Bergado, D. T. & Balasubramaniam, A. S. 1997 : Localized mobilization of geotextile reinforcement force at failure surface.
- 43 Love, J.P., Burd, H.J., Milligan, G.W.E., Houlsby, G.T., 1987 : Analytical and model studies of reinforcement of a layer of granular fill on a soft clay subgrade
- 44 Lundgren, H., and Mortensen, K. 1953 : Determination by the theory of plasticity of the bearing capacity of continuous footings on sand
- 45 Madhav, M. R. & Poorooshab, H. B. 1988 : A new model for geosynthetic-reinforced soil.
- 46 Maheshwari, P., Basudhar, P. K. & Chandra, S. 2004 : Analysis of beams on reinforced granular beds.
- 47 Mandel, J., and Salencon, J. 1972 : Force portante d'un sol sur une assise rigide (étude theorizue),
- 48 McGown, A., Andraws, K.Z., and Al-Hasani, M.M. 1978 : Effect of inclusion properties on the behaviour of sand
- 49 Meyerhof, G, et Chaplin K. 1953 : The compression and bearing capacity of cohesive soils
- 50 Meyerhof, G. G., 1974: Ultimate bearing capacity of footings on sand layer overlying clay.
- 51 Meyerhof, G. G., and Hanna, A. M. 1978: Ultimate bearing capacity of foundations on layered soils under inclined load
- 52 Mostafa A. El Sawwaf ; 2006 : Behavior of strip footing on geogrid-reinforced sand over a soft clay slope
- 53 Nishigata, T., Y Yamaoka, I.1992 : Ultimate bearing capacity of unpaved road reinforced by geotextile.
- 54 Nogami, T. & Yong, T.Y. 2003 : Load-settlement analysis of geosynthetic-reinforced soil with a simplified model. Soils and Foundations.

- 55 Patra, C.R., Das, B.M., Bhoi, M., Shin, E.C., 2006 : Eccentrically loaded strip foundation on geogrid-reinforced sand
- 56 Pfeifle, T. W., and Das, B. M. 1979 : Bearing capacity of surface footings on sand layer resting on rigid rough base
- 57 Poorooshasb, H. B. 1989 : Analysis of geosynthetic reinforced soil using a simple transform function
- 58 Sakti J, et Das B.M. (1987). Model tests for strip foundations on clay reinforced with geotextile layers.
- 59 Sellmeijer, J.B., 1990 : Design of geotextile reinforced paved roads and parking areas.
- 60 Selvadurai, A.P.S., and Gnanendran, C.T. 1989 : An experimental study of a footing located on a sloped fill: influence of a soil reinforcement layer.
- 61 Shukla, S. K. & Chandra, S. 1994 : A study of settlement response of a geosynthetic-reinforced compressible granular fill-soft soil system.
- 62 Shukla, S. K. & Chandra, S. 1995 : Modeling of geosynthetic-reinforced engineered granular fill on soft soil.
- 63 Sigurdsson O., et Fannin R.J, 1997 : Construction and performance of a geosynthetic reinforced unpaved road
- 64 Singh, H. R. 1988 : Bearing Capacity of Reinforced Soil Beds.
- 65 Sireesh ^a, T.G. Sitharam^b, Sujit Kumar Dash^c, 2008 : Bearing capacity of circular footing on geocell-sand mattress overlying claybed with void
- 66 Som, N., Sahu, R.B., 1999 : Bearing capacity of a geotextile-reinforced unpaved road as a function of deformation: a model study
- 67 Takemura, J., Okamura, M., Suesmasa, N., & Kimura, T. 1992 : Bearing capacity and deformations of sand reinforced with geogrids
- 68 Tatsuoka, F., and Yamauchi, H. 1986 : A reinforcing method for steep clay slopes using a non-woven geotextile.
- 69 Tensar Corporation. 1986 : Slope reinforcement with tensar geogrids-design and construction guideline.
- 70 Yasufuku N, H. Ochiai, K. Kawamata 1998: Supporting Capability of Geogrid Reinforced Soil Foundations
- 71 Yetimoglu, T., Wu, J. T. H. & Saglamer, A. 1994: Bearing capacity of rectangular footings on geogrid-reinforced sand.
- 72 Yetimoglu, T., Inanir, M., Inanir, O.E., 2005 : A study on bearing capacity of randomly distributed fiber-reinforced sand fills overlying soft clay
- 73 Yildiz, A. 2002 : Bearing Capacity of Shallow Foundations on Geogrid-Reinforced Sand
- 74 Yin, J. H. 1997a : Modeling geosynthetic-reinforced granular fills over soft soil
- 75 Yin, J. H. 1997b : A non-linear model for geosynthetic-reinforced granular fill over soft soil.
- 76 Yin, J. H. 2000 : Comparative modeling study on reinforced beam on elastic foundation.
- 77 www.tensar-international.com
- 78 www.maccafferri.fr
- 79 www.emergo.be
- 80 www.huesker.com
- 81 www.geosyntheticssociety.org
- 82 www.envirotiss.com
- 83 www.rehau.fr
- 84 [www.plaxis.nl/upload/bulletins/17%20PLAXIS%20Bulletin%20\(S\).pdf](http://www.plaxis.nl/upload/bulletins/17%20PLAXIS%20Bulletin%20(S).pdf)
- 85 www.tensarcorp.com/uploadedFiles/SPECTRA_MPDS_BX_8.05.pdf
- 86 www.mirafi.com/products/product_hp_index2.html