

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



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

Thèse présentée en vue de l'obtention
du diplôme de
Doctorat en Génie Civil

Spécialité : Modélisation numérique en génie civil

**Analyse numérique de la portance des fondations
superficielles sur sol renforcé**

Présentée par :

DJERIDI Safa

Soutenue publiquement le : **22/11/2018**

Devant le jury composé de :

TATI Abdelouahab
BENMEBAREK Sadok
BENMEBAREK Naima
KHEMISSA Mohamed
ABECHE Khelifa
HOUHOU Mohamed Nabil

Professeur
Professeur
Professeur
Professeur
Professeur
MC-A

Président
Rapporteur
Co-Rapporteur
Examineur
Examineur
Examineur

Université de Biskra
Université de Biskra
Université de Biskra
Université de M'Sila
Université de Batna
Université de Biskra

Remerciements

Je dois tout d'abord remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné la force et la patience d'accomplir ce travail.

Tout d'abord, j'exprime mes vifs remerciements à mon directeur de thèse, Monsieur **Benmebarek Sadok**, Professeur à l'Université de Biskra, qui m'a encadré durant la période de la thèse avec grande patience et bonne humeur. Son assistance, sa disponibilité, les encouragements qu'il n'a cessé de me prodiguer et enfin la confiance qu'il m'a toujours témoigné, m'ont été d'un grand secours pour l'accomplissement de ce travail. Je lui en suis très reconnaissant.

Mes vifs remerciements vont également à mon Co-encadreur Madame **Benmebarek Naima**, Professeur à l'université de Biskra, pour ses conseils et pour ses encouragements.

Je tiens à remercier profondément les membres de jury:

- Monsieur **TATI Abdelouahab**, Professeur à l'Université de Biskra, d'avoir accepté d'examiner ce travail et de m'avoir honoré de présider le jury.
- Monsieur **KHEMISSA Mohamed**, Professeur à l'Université de M'Sila, qui m'a fait l'honneur d'examiner ce travail et je lui en suis profondément reconnaissant.
- Monsieur **ABECHE Khelifa**, Professeur à l'Université de Batna, qui a accepté d'être examinateur. Je le remercie très sincèrement.
- Monsieur **HOUHOU Mohamed Nabil**, Maître de Conférences à l'Université de Biskra, qui a accepté lui aussi d'examiner cette thèse. Je tiens à le remercier pour son extrême gentillesse et pour son conseil fructueux.

J'aimerais également remercier chaleureusement, le Professeur **BELOUNAR Lamine**, pour son aide.

J'exprime également ma reconnaissance aux membres de ma famille. Je remercie mon mari qui m'a beaucoup soutenue et aidée afin que ce travail soit achevé. Merci à toi mon cher **Zahreddine** pour ton précieux moral et patience avec mes humeurs.

Résumé

L'utilisation des géosynthétiques pour élaborer des massifs en sol renforcé est apparue dans les années 1970, et fait, depuis, l'objet de nombreuses améliorations. Bien que le problème de la capacité portante des fondations superficielles sur sol renforcé par les géosynthétiques ait été amplement étudié pendant plusieurs décennies, la méthode couramment utilisée pour renforcer le sol consiste en une ou plusieurs nappes de géosynthétiques disposées horizontalement au sein du massif du sol. Cependant, la géométrie du site ne permet pas parfois l'utilisation de cette forme de renforcement. Pour résoudre ce problème, le présent sujet de recherche s'intéresse à l'exploitation du logiciel FLAC^{2D} pour développer une nouvelle technique de construction combinant la substitution et le renforcement par géosynthétique pour améliorer la capacité portante et réduire le tassement d'une fondation filante reposant sur un sol sableux. Afin de valider notre modèle numérique et d'examiner l'influence de la disposition horizontale des nappes de géosynthétiques, des investigations numériques ont été d'abord effectuées pour évaluer la capacité portante d'une fondation filante reposant sur un sable renforcé avec multi-nappes de géosynthétiques. En deuxième lieu, des simulations numériques ont été effectuées pour évaluer, d'une part, l'effet de la forme enveloppée de géosynthétique et d'autre part, l'effet de la combinaison entre la substitution du sol par des matériaux granulaires à l'intérieur de la nappe enveloppée et le renforcement par géosynthétiques sur la capacité portante. La comparaison des résultats obtenus avec les résultats des études disponibles dans la littérature a montré que la technique proposée est très efficace et plus économique par rapport aux méthodes traditionnelles de renforcement horizontal, elle apporte également quelques avantages supplémentaires, comme l'amélioration de la capacité portante, réduit la quantité du renforcement utilisé, économise dans l'espace du terrain. De plus, cette étude a également prouvé qu'en adoptant la nouvelle technique consistant à utiliser le renforcement enveloppé dans les fondations, il est possible de supporter plus de chargement sans provoquer de grands tassements. Par ailleurs, une étude paramétrique a également été menée pour mettre en évidence l'effet de certains paramètres sur la variation de la capacité portante, tels que la profondeur, la largeur, la rigidité axiale de géosynthétique et l'angle de frottement.

Mots clés: Modélisation numérique, Géosynthétiques, Fondations superficielles, capacité portante, Tassement.

Abstract

The use of geosynthetics to develop reinforced soil massifs appeared in the 1970s, and made from the subject of numerous improvements. Although the problem of the bearing capacity of shallow foundations constructed on geosynthetic-reinforced soil has been extensively studied for many decades, the method commonly used to reinforced soil consisted of one or more layers of geosynthetic reinforcement placed horizontally within the soil mass. However, the geometry of the site does not sometimes allow the use of this form of reinforcement. To resolve this problem, the present research subject focuses on the use of FLAC software to develop a new construction technique combining substitution and geosynthetic reinforcement to improve the bearing capacity and reduce the settlement of strip footing resting on a reinforced sand bed. In order to validate our numerical model and to examine the influence of the planar reinforcement, numerical investigations were first carried out to evaluate the bearing capacity of strip footing resting on reinforced sand with multi-layers geosynthetics. Secondly, numerical simulations were performed to evaluate, on the one hand, the effect of the full wrap-around ends of geosynthetic and on the other hand, the effect of the combination between soil substitution with granular materials inside the full wrap-around ends of geosynthetic on the bearing capacity. The comparison of the results obtained with the results of the studies available in the literature has shown that the proposed technique is very effective and more economical compared to traditional methods of planar reinforcement layers, it also brings some additional benefits, such as improved bearing capacity, saving in the land space to construct a reinforced sand bed system and the proposed full wrap-around ends need less quantity of geosynthetic. In addition, this study also proved that by adopting the new technique of using the full wrap-around ends of geosynthetic in the foundations, it is possible to support more loading without causing large settlements. Moreover, a parametric study was also conducted to investigate the effect of certain parameters on the variation of the bearing capacity, such as geosynthetic depth, width, axial stiffness and friction angle.

Keywords: Numerical modelling, Geosynthetic, Shallow foundations, Bearing capacity, Settlement.

ملخص

استخدام الجيوسنتيتيك لإنشاء كتلة ترابطة مسلحة في السبعينيات ، ومنذ ذلك الحين كان موضوع العديد من التحسينات. على الرغم من أن مشكلة قدرة تحمل الأساسات السطحية على التربة المدعمة بواسطة الجيوسنتيتيك تمت دراستها على نطاق واسع لعدة عقود، إلا أن الطريقة شائعة الاستخدام لتعزيز التربة تتكون من طبقة واحدة أو عدة طبقات من الجيوسنتيتيك توضع أفقياً داخل كتلة التربة. ولكن، أبعاد الموقع لا تسمح أحياناً باستخدام هذا النوع من التعزيز. لحل هذه المشكلة، يركز موضوع البحث هذا على استخدام برنامج **FLAC^{2d}** لتطوير تقنية بناء جديدة تجمع بين استبدال التربة والتعزيز بواسطة الجيوسنتيتيك لتحسين قدرة تحمل والتقليل من هبوط الأساسات السطحية على التربة الرملية. من أجل التحقق من صحة نموذجنا الرقمي ودراسة تأثير الترتيب الأفقي للطبقات الجيوسنتيتيك، تم أولاً إجراء تحقيقات عددية لتقييم قدرة تحمل الأساسات السطحية المستمرة على رمال معززة بواسطة طبقات متعددة من الجيوسنتيتيك. ثانياً، تم إجراء عمليات محاكاة عددية لتقييم تأثير الشكل الملفوف لطبقة الجيوسنتيتيك من جهة، والمزج بين تقنية استبدال التربة بالمواد الحبيبية داخل الطبقة الملفوفة و التدعيم بواسطة الجيوسنتيتيك من جهة أخرى. أظهرت مقارنة النتائج التي تم الحصول عليها مع نتائج الدراسات التي نشرت سابقاً في الأدب أن التقنية المقترحة فعالة جداً و اقتصادية أكثر مقارنة بالطرق التقليدية للتعزيز الأفقي، كما أنها تجلب بعض المزايا الإضافية، مثل تحسين قدرة التحمل، تقلل من كمية الجيوسنتيتيك المستخدمة، يوفر في مساحة الأرض. بالإضافة إلى ذلك، أثبتت هذه الدراسة أيضاً أنه من خلال اعتماد التقنية الجديدة لاستخدام الجيوسنتيتيك الملفوف في الأساسات، من الممكن دعم المزيد من التحميل دون التسبب في هبوط كبير. من ناحية أخرى، أجريت دراسة بارومتريه لإلقاء الضوء على تأثير بعض المعلمات على اختلاف قدرة التحمل ، مثل العمق ، العرض ، صلابة الجيوسنتيتيك ، وزاوية الاحتكاك.

كلمات مفتاحية: المحاكاة العددية، الجيوسنتيتيك، اساسات سطحية ، قدرة التحمل، الهبوط.

Table des matières

Résumé	I
Abstract	II
ملخص.....	III
Table des matières	IV
Liste des symboles	VII
Liste des figures	VIII
Liste des tableaux	IV
Introduction générale.....	1

PARTIE A : Recherche bibliographique

Chapitre 1 : *Capacité portante des fondations superficielles*

1.1. Introduction	5
1.2. Description du comportement des fondations superficielles.....	6
1.2.1. Types de fondations.....	6
1.2.2. Comportement des fondations superficielles.....	7
1.2.3. Mécanisme de rupture d'une fondation superficielle	7
1.3. Capacité portante des fondations superficielles	10
1.3.1. Théorie de Terzaghi (1943)	10
1.3.2. Théorie de Meyerhof (1963)	14
1.3.3. Théorie de Hansen (1970)	16
1.3.4. Théorie de Vesic (1973).....	17
1.4. Conclusion	17

Chapitre 2: *Comportement des fondations superficielles sur sol renforcé*

2.1. Introduction	19
2.2. Notions sur les géosynthétiques	20
2.2.1. Définition.....	20
2.2.2. Principaux rôles des géosynthétiques.....	21
2.2.3. Classification des géosynthétiques	22
2.2.4. Considérations environnementales	24
2.2.5. Conception et choix	25
2.3. Travaux antérieurs.....	25
2.3.1. Etudes expérimentales	25
2.3.1.1. Fondations reposant sur un sable renforcé par géogrilles	26
2.3.1.2. Fondations reposant sur un sable renforcé par géotextiles.....	31
2.3.1.3. Fondations reposant sur un sable renforcé par d'autres matériaux	32

2.3.2. Etudes analytiques	34
2.3.2.1. Méthode de Binquet et Lee	35
2.3.2.2. Méthode de Huang et Tatsuoka.....	37
2.3.2.3. Méthode de HUANG et MENQ.....	37
2.3.2.4. Méthode de Wayne et al.....	38
2.3.3. Etudes numériques.....	39
2.3.4. Résumé des résultats de la littérature	51
2.4. Conclusion	53

PARTIE B : Modélisation numérique

Chapitre 3: Modèles de comportement et outil numérique utilisé

3.1. Introduction	55
3.2. Modèles de comportement	55
3.2.1. Le modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb.....	56
3.2.2. Critère de plasticité de Mohr-Coulomb	57
3.3. Présentation de l'outil de simulation <i>Flac^{2d}</i>	59
3.3.1. Méthodologie de modélisation par FLAC	59
3.3.2. Méthode des différences finies (MDF).....	60
3.3.3. Schéma de résolution explicite	61
3.3.4. Eléments d'interfaces	64
3.3.5. Eléments structurels	66
3.3.4.2. Elément Câble	66
3.3.4.2. Elément Poutre	68
3.4. Conclusion.....	70

Chapitre 4: Evaluation numérique du renforcement par multi-nappes de géosynthétiques

4.1. Introduction	72
4.2. Procédés de simulation numérique.....	73
4.2.1. Définition du problème et présentation du cas étudié	73
4.2.2. Simulations par <i>Flac^{2D}</i>	74
4.2.3. Modélisation du renforcement géosynthétique	76
4.3. Résultats des calculs et discussion	80
4.3.1. Validation des résultats.....	80
4.3.1.1. Semelle reposant sur un sable non renforcé	80
4.3.1.2. Semelle reposant sur un sable renforcé	80
4.3.2. Effet du nombre des nappes de géosynthétique	81
4.3.3. Effet de la position de géosynthétique	85
4.3.4. Vecteurs de déplacement.....	87
4.4. Conclusion.....	89

Chapitre 5: *Évaluation numérique du renforcement enveloppé rempli de matériau granulaire*

5.1. Introduction.....	91
5.2. Analyse numérique de l'effet du renforcement enveloppé sur la capacité portante.....	92
5.2.1. Présentation du cas étudié.....	92
5.2.2. Procédure de modélisation numérique	95
5.2.3. Résultats des calculs et discussions.....	97
5.2.3.1. Performance et efficacité de géosynthétique enveloppé	97
5.2.3.2. Influence de la largeur de la nappe du renforcement	99
5.2.3.3. Influence de la profondeur de la nappe du renforcement.....	101
5.2.3.4. Influence de la rigidité axiale du géosynthétique.....	102
5.2.3.5. Mécanismes de rupture.....	103
5.3. Analyse numérique de l'effet du renforcement enveloppé rempli de matériau granulaire	106
5.3.1. Présentation des cas étudiés.....	106
5.3.2. Résultats et discussions	109
5.3.2.1. Performance et efficacité du géosynthétique enveloppé et rempli de matériau granulaire.....	109
5.3.2.2. Influence de la largeur de renforcement	112
5.3.2.3. Influence de la profondeur de renforcement	114
5.3.2.4. Influence de la rigidité axiale de géosynthétique	116
5.3.2.5. Mécanismes de rupture.....	117
5.4. Conclusions.....	121
Conclusions générales	122
Références bibliographiques	126

Liste des symboles

B	Largeur de la fondation
L	Longueur de la fondation
A	Surface de la fondation
Q_u	Charge ultime
D_f	Encastrement des fondations
N_c	Facteur de capacité portante, terme de cohésion
N_q	Facteur de capacité portante, terme de profondeur
N_γ	Facteur de capacité portante, terme de surface
b	Largeur des nappes de renforcement
h	Distance entre les nappes
u	Distance entre la base de la fondation et la première nappe
N	Nombre des nappes de renforcement
b'	Largeur de la nappe du géosynthétique enveloppé
h'	Hauteur de la nappe du géosynthétique enveloppé
u'	Profondeur de la nappe du géosynthétique enveloppé à partir de la base de la fondation
BCR	Rapport de capacité portante
BCR_s	Rapport de capacité portante correspondant à un tassement donné, S
S	Tassement
EA	Rigidité axiale de géosynthétique
k_n	Raideur normale
k_s	Raideur de cisaillement
c	Cohésion du sol
φ	Angle de frottement interne du sol
ψ	Angle de dilatance du sol
G	Module de cisaillement
K	Modules volumiques
E	Module d'Young
ν	Coefficient de Poisson
γ	Poids volumique du sol

Liste des figures

Chapitre 1 : Capacité portante des fondations superficielles

	Page
Figure 1.1 : Types de fondations superficielles (Frank, 1999)	06
Figure 1.2 : Chargement d'une semelle superficielle (Frank, 1999)	07
Figure 1.3: Rupture par cisaillement généralisé (Vesic, 1963)	08
Figure 1.4: Rupture par cisaillement localisé (Vesic, 1963)	08
Figure 1.5: Rupture par poinçonnement (Vesic, 1963)	09
Figure 1.6: Nature de la rupture d'une fondation dans un sable d'après Vesic (1963)	10
Figure 1.7: Mécanisme de rupture d'une fondation de base rugueuse Terzaghi (1943)	11
Figure 1.8: Schéma de principe de la théorie de Terzaghi	11
Figure 1.9: Méthode de superposition de Terzaghi	12
Figure 1.10: Modèle utilisé par Terzaghi pour la détermination des facteurs de portance	13
Figure 1.1: Facteurs de capacité portante en fonction de ϕ (Terzaghi : fondation rugueuse)	14
Figure 1.12: Les lignes de glissement pour une fondation superficielle rugueuse, d'après Meyerhof (1951)	15
Figure 1.13: Facteurs de la capacité portante, d'après Meyerhof (1951)	16
Figure 1.14: Mécanisme de rupture pour le calcul de N_γ d'après Lundgren et Mortensen (1953)	17

Chapitre 2 : Comportement des fondations superficielles sur sol renforcé

Figure 2.1: Rôles principaux des matériaux géosynthétiques	21
Figure 2.2: Paramètres étudiés et résultats de BCR en fonction de N et b d'après Khing et al. (1993)	26
Figure 2.3: Dispositif expérimental et maillage pour une semelle rectangulaires fournis par Yetimoglu et al (1994)	27
Figure 2.4: Valeurs critiques de (u, Z, N, B) d'après Yetimoglu et al (1994)	27
Figure 2.5: Présentation du problème étudié par: (a) Shin et al. (2002) et (a) Patra et al. (2005)	28
Figure 2.6: Description du problème, d'après Prasad et al. (2016)	29
Figure 2.7: Résultats obtenus par Prasad et al. (2016)	29
Figure 2.8: Disposition type et la configuration de géogrilles 3D dans le réservoir d'essai par Makkar et al. 2017	30
Figure 2.9: types de géogrilles 3D	30
Figure 2.10: Présentation du problème étudié par: (Tafreshi and Dawson 2010)	31
Figure 2.11: Configurations testées par Abu-Farsakh et al. (2013)	31
Figure 2.12: Mécanismes de renforcement	35
Figure 2.13: Les trois mécanismes possibles de rupture des sols renforcés (D'après Binquet et Lee, 1975b)	36
Figure 2.14 : Les deux modes possibles de rupture des sables renforcés (D'après Huang et Tatsuoka.1990)	36
Figure 2.15: Mécanisme de rupture des sols renforcés(D'après Huang et Menq, 1997)	37
Figure 2.16: Modes possibles de rupture des sols renforcés (D'après Wayne et al, 1998)	39
Figure 3.17: Présentation du problème étudié par Basudhar et al. (2008)	40
Figure 2.18: Maillages et les paramètres étudiés d'après Ghazavi et Lavasan (2008)	40
Figure 2.19: (a) variation du BCR en fonction de b/B ($u/B = h/B = 0.33, N = 4$) ; (b) Variation du BCR en fonction d/B ($u/B = h/B = 0.33, b/B = 6$); (c) variation du BCR en	40

fonction de u/B ($h/B = 0.3$, $b/B = 4$, $N = 4$)	
Figure 2.20: Variation du facteur d'amélioration avec: (a) la raideur du renfort, (b) la largeur du renforcement, (c) la profondeur de la zone renforcée, (d) l'espacement entre les nappes de renforcement (<i>Latha and Somwanshi 2009</i>)	41
Figure 2.21: Présentation du problème étudié par <i>Murad Abu-Farsakh et al. (2012)</i>	42
Figure 2.22: Comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques (<i>Murad Abu-Farsakh et al 2012</i>)	43
Figure 2.23: Configurations testées par <i>Kolay et al. (2013)</i>	43
Figure 2.24: Maille utilisée dans l'analyse, avec une l'angle de frottement interne du sol $\phi=30^\circ$ d'après <i>Kumar et Chakraborty (2014)</i>	44
Figure 2.25: Schémas de rupture obtenue, d'après <i>Chakraborty and Kumar (2014)</i> pour (a) sans renfort; (b) avec une seule nappe du renfort; (c) avec un groupe de deux nappes de renforcement $\phi=30^\circ$	44
Figure 2.26: (a) Schéma de principe, (b) photo de la configuration de test, d'après <i>Cicek et al., (2015)</i>	45
Figure 2.27: L'effet du nombre des nappes de renforcement pour la longueur de géogridde: (a) ($L/B=1$); (b) ($L/B=3$); (c) ($L/B=5$); (d) ($L/B=7$) d'après <i>Cicek et al. (2015)</i>	45
Figure 2.28: Présentation du problème étudié par <i>Kazi et al. (2015a)</i>	46
Figure 2.29: Comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques (<i>Monir Kazi et al 2015a</i>)	47
Figure 2.30: Dispositif d'essai de laboratoire, (a) nappe de renforcement placé horizontalement, (b) nappe de renforcement avec extrémités enveloppantes (<i>Kazi et al. 2015b</i>).	47
Figure 2.3: La capacité portante (q) en fonction du rapport de tassement- effet du nombre de couches de renfort (N) pour le renforcement: a sans extrémités enveloppantes à $D_f/B=0$ et b avec extrémités enveloppantes à $D_f/B = 0$	47
Figure 2.32: Comparaison entre les résultats expérimentaux et de modèle numérique à: $D_f/B = 0$; $D_f/B = 0.5$; $D_f/B = 1$ d'après (<i>Kazi et al 2015b</i>)	48
Figure 2.33: Présentation du problème étudié par (<i>Shadi Aria et al 2017</i>)	49
Figure 2.34: Variation du $BCRu$ en fonction du (u/B) pour (a) $\phi = 25^\circ$, (b) $\phi = 27.5^\circ$, (c) $\phi = 30^\circ$ (d) $\phi = 32.5^\circ$ and (e) $\phi=35^\circ$ d'après (<i>Shadi Aria et al. 2017</i>)	49
Figure 2.35: Vecteurs des déplacements pour $\phi = 30^\circ$ et $b/B = 4$ (a) non renforcé, (b) $u/B = 0,2$, (c) $u/B = 0,4$ et (d) $u/B = 0,5$	50
Figure 2.36: Présentation du problème étudié par (<i>Oliaei and Kouzegaran 2017</i>).	50
Figure 2.37: Comparaison des performances des géosynthétiques géocellulaires et planaires dans le renforcement de l'argile et du sable d'après (<i>Oliaei and Kouzegaran 2017</i>)	51

Chapitre 3 : Modèles de comportement et outil numérique utilisé

Figure 3.1: Critère de rupture de Mohr-Coulomb dans Flac	58
Figure 3.2: Détermination des paramètres du modèle de base de Mohr-Coulomb	58
Figure 3.3: Méthodologie de modélisation numérique d'après le manuel de FLAC (2007)	60
Figure 3.4: Cycle explicite de calcul de base par la méthode des différences finies, pour un pas de temps Δt , d'après <i>Billaux et Cundall (1993)</i>	63
Figure 3.5: Interface représentée par la connexion des face A et B par des ressorts de raideur en cisaillement (ks) et normale (kn)	65
Figure 3.6: Dimension de la zone utilisée pour le calcul des raideurs (FLAC 2007)	65
Figure 3.7: Comportement axial du l'élément Câble de FLAC (2007)	67
Figure 3.8: Représentation mécanique de l'interface associée à l'élément Câble de FLAC (2007)	67

Figure 3.9: Comportement mécanique de l'interface du l'élément Câble de FLAC (2007)	68
Figure 3.10: Nomenclature pour un élément poutre	69

Chapitre 4 : Evaluation numérique du renforcement par multi-nappes de géosynthétiques

Figure 4.1: Présentation des cas étudiés	73
Figure 4.2: Le maillage a utilisé dans les simulations FLAC ^{2D}	75
Figure 4.3: Conditions aux limites du modèle	76
Figure 4.4: La force de traction la nappe de géogrille	80
Figure 4.5: Courbes capacite portante -tassement avec $h/B=u/B=0.3$ et $b=6B$ pour différentes nombre des nappes de géosynthétique	82
Figure 4.6: Comparaison de la capacité portante (q) en fonction du rapport de tassement (s/B) pour (a) $N=1$, (b) $N=2$, (c) $N=3$, (d) $N=4$, (e) $N=5$ obtenu par la présente étude avec les résultats de <i>Monir Kazi et al. (2015a, b)</i>	85
Figure 4.7: Courbes chargement-tassement avec $h=0.3B$ et $b=6B$ pour différentes profondeurs des nappes des géotextiles	87
Figure 4.8: Variations du rapport de capacité portante (BCRs) facteur avec (u/B) à différentes valeurs de tassement	87
Figure 4.9: Répartition de la force de traction et des vecteurs de champ de déplacement (a) $N = 0$; (b) $N = 1$; (c) $N = 2$; (d) $N = 3$; (E) $N = 4$; (F) $N = 5$	89

Chapitre 5: Évaluation numérique du renforcement enveloppé rempli de matériau granulaire

Figure 5.1: Présentation du problème	92
Figure 5.2: Conditions aux limites du modèle	96
Figure 5.3: Modèle numérique utilisé	96
Figure 5.4: Variation de la capacité portante (q) en fonction du rapport de tassement (s/B) - Effet de la forme enveloppée du géosynthétique: (a) $\phi=30^\circ$ et (b) $\phi=37^\circ$ (série de tests A, B, C)	98
Figure 5.5: Variation de la capacité portante (q) en fonction du rapport de tassement (s/B) pour différentes largeur de la nappe de renforcement enveloppée (série d'essais D)	99
Figure 5.6: Variation du rapport de capacité portante (BCRs) en fonction du rapport (b'/B) pour différentes valeurs de tassement.	100
Figure 5.7: Variation de la capacité portante (q) en fonction du rapport de tassement (s/B) pour différentes profondeur du nappe de renforcement enveloppée (série d'essais E).	102
Figure 5.8: Influence de la rigidité axiale de géosynthétique, EA , sur la capacité portante	103
Figure 5.9: Vecteurs du champ des déplacements pour différentes (u'/B); ($b'/B = 2$)	104
Figure 5.10: Vecteurs du champ des déplacements et la répartition des force de traction le long de la nappe du géosynthétique enveloppé avec: ($u'/B = 0.3$).	105
Figure 5.11: Présentation du problème	106
Figure 5.12: Renforcement plane	107
Figure 5.13: Renforcement plane remplis d'un matériau granulaire	107
Figure 5.14: Conditions aux limites du modèle	108
Figure 5.15: Maillage utilisé dans les simulations avec FLAC	108
Figure 5.16: Variation de la capacité portante (q) en fonction des rapports de tassement (s/B) - Effet du renforcement enveloppé rempli de matériau granulaire: (a) $\phi = 30^\circ$; (b) $\phi = 35^\circ$ (série d'essais A, B, C et H)	111
Figure 5.17: Variation de la capacité portante (q) en fonction du rapport de tassement (s/B) pour différentes largeurs de nappe enveloppée et remplie de matériau granulaire (série d'essais A, K).	113

Figure 5.18: Variations du facteur de rapport de capacité portante ($BCRs$) avec (b'/B) à différentes valeurs de tassement	114
Figure 5.19: Variation de la capacité portante (q) par rapport au rapport de tassement (s/B) pour différentes profondeurs de la nappe enveloppée et remplie de matériau granulaire	115
Figure 5.20: Variations du rapport de capacité portante ($BCRs$) du rapport (u'/B) pour différentes valeurs de tassement	116
Figure 5.21: Influence de la rigidité axiale de géosynthétique, EA , sur la capacité portante	117
Figure 5.22: Vecteurs du champ des déplacements et la répartition de la force de traction le long de la nappe enveloppée avec: (u'/B) = 0.3	118
Figure 5.23: Champ de déplacement fondations non renforcées et renforcées pour différents rapports de profondeurs (u'/B) à ($b'/B = 2$)	119

Liste des tableaux

Chapitre 1: *Capacité portante des fondations superficielles*

Tableau 1.1: Coefficients de capacité portante de Terzaghi pour un cisaillement générale	13
--	----

Chapitre 2: *Comportement des fondations superficielles sur sol renforcé*

Tableau 2.1: Classification des géosynthétiques générale	22
Tableau 2.2: Valeurs critiques des paramètres géométriques d'après différents chercheurs	52

Chapitre 3: *Les modèles de comportement et l'outil numérique utilisé*

Tableau 3.1: Comparaison des méthodes explicite et implicite, d'après <i>Billaux</i> et <i>Cundall (1993)</i>	64
---	----

Chapitre 4: *Évaluation numérique du renforcement par multi-nappes de géosynthétiques*

Tableau 4.1: Propriétés des matériaux utilisés	79
Tableau 4.2: Comparaison des valeurs de capacité portante ultime q_u issues de la présente étude avec les résultats donnés par d'autres auteurs (cas non renforcé)	81
Tableau 4.3: Comparaison des valeurs de capacité portante ultime q_u issues de la présente étude avec les résultats donnés par d'autres auteurs (cas renforcé)	81

Chapitre 5: *Évaluation numérique du renforcement enveloppé rempli de matériau granulaire*

Tableau 5.1: Les tests effectués pour différents configurations	94
Tableau 5.2: Propriétés du sol, matériau granulaire et géosynthétique	107

Introduction générale

Depuis une quarantaine d'années, l'usage des géosynthétiques se généralise dans le domaine de la géotechnique. Ces inclusions souples permettent de renforcer les sols de mauvaise qualité dans le but de pouvoir construire au-dessus. L'interposition des nappes géosynthétiques dans les sols, est l'un des moyens permettant de donner aux matériaux composée une certaine résistance à la traction, de ce fait, les solutions du renforcement par géosynthétiques peuvent rendre possible l'utilisation du sol de qualité médiocre, et s'avérer économiquement intéressantes.

Avec le développement et l'accroissement urbains et industriels, des terrains avec de bonnes conditions de construction sont moindres, ce qui impose le recours à la construction sur des terrains possédant des caractéristiques géotechniques médiocres. L'implantation des infrastructures de génie civil dans les zones dont le sol est de portance très médiocre est problématique, compte tenu des tassements différentiels importants qui peuvent survenir pendant, et après construction des ouvrages.

Les plus anciennes techniques de renforcement des sols reposent sur la substitution partielle ou totale du sol de fondation. L'utilisation de cette technique conçue pour répartir ou transmettre la charge apportée par l'ouvrage vers des zones de sols plus étendues ou plus résistantes. Actuellement, la diversité des produits géosynthétiques et des méthodes de construction correspondantes permettent à l'ingénieur de proposer des solutions qui peuvent augmenter l'efficacité des techniques classiques, et même dans certains cas, de donner de nouvelles solutions.

D'après la recherche bibliographique que nous avons effectuée, plusieurs études expérimentales et numériques ont continué à développer les approches économiques et pratiques de l'utilisation du renforcement géosynthétique pour augmenter la capacité portante du sol de fondation. Selon les études précédentes, le renforcement géosynthétique en nappes horizontales a été la méthode couramment utilisée au sein du massif du sol. Cependant, la géométrie du site ne permet pas parfois l'utilisation de cette forme de renforcement.

Dans ce contexte, le présent sujet de recherche s'intéresse à l'exploitation du logiciel FLAC^{2D} pour contribuer d'une part à l'amélioration de la capacité portante et réduire le tassement des fondations superficielles et d'autre part au développement d'une nouvelle technique de renforcement combinant la substitution du sol et/ou le renforcement par les géosynthétiques. Par ailleurs, la recherche vise à mieux comprendre l'influence des différents paramètres et variables sur la variation de la capacité portante, tel que la profondeur, la largeur et la rigidité axiale du géosynthétique, la répartition de la force de traction le long de la nappe du géosynthétique, et la compréhension du mécanisme de rupture du sol renforcé.

La présente thèse se compose de 5 chapitres scindée en deux parties.

La première partie est une synthèse bibliographique comportant deux chapitres:

Dans le premier chapitre, nous rappelons un certain nombre de connaissances de base sur la définition des fondations superficielles, les différents mécanismes de rupture. Ensuite, on présente les différentes méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles.

Le deuxième chapitre est consacré, tout d'abord, à la présentation des quelques notions générales concernant les matériaux de géosynthétiques. Ensuite, nous présentons les travaux des importantes recherches effectuées sur les fondations superficielles sur sol renforcé par géosynthétiques.

La deuxième partie est consacrée à la présentation de l'outil numérique adopté et les développements effectués dans le cadre de cette thèse. Cette partie est présentée en trois chapitres.

Dans le troisième chapitre, nous présentons une description générale de l'outil de calcul (FLAC^{2D}) ainsi que la présentation des modèles de comportement utilisées lors de l'étude, les différents éléments structurels mis en œuvre dans les analyses numériques sont aussi explicités.

Le quatrième chapitre présente la validation de la procédure de simulation numérique de la capacité portante ultime d'une fondation superficielle reposant sur un sable renforcé et non renforcé. Après la validation du modèle avec les mesures expérimentales et les résultats numériques disponibles en littérature, une étude paramétrique a également été menée pour mettre

en évidence l'effet de certains paramètres sur le comportement des sols de fondation renforcés par multi-nappes de géosynthétiques placées horizontalement.

Le cinquième chapitre est consacré à la description et le développement d'une nouvelle technique de renforcement combinant la substitution et le renforcement par géosynthétique pour améliorer la capacité portante et réduire le tassement des fondations superficielles sur un sol sableux. Pour montrer plus clairement la performance de la nouvelle technique proposée par rapport aux méthodes traditionnelles de renforcement, les effets des différents paramètres contribuant à leurs performances, tel que la profondeur, la largeur et la rigidité axiale du géosynthétique sur l'augmentation de la portance et le tassement, ont été étudiés.

Des interprétations et des comparaisons avec les résultats disponibles dans la littérature et provenant d'autres auteurs sont également entreprises.

Enfin, cette thèse est clôturée par une conclusion générale synthétisant les différents résultats obtenus.

Chapitre 1 : Capacité portante des fondations superficielles

Sommaire

1.1.	Introduction	5
1.2.	Description du comportement des fondations superficielles	6
1.2.1	Types de fondations	6
1.2.2	Comportement des fondations superficielles	7
1.2.3	Mécanisme de rupture d'une fondation superficielle	7
1.3	Capacité portante des fondations superficielles.....	10
1.3.1	Théorie de Terzaghi (1943).....	10
1.3.2	Théorie de Meyerhof (1963)	14
1.3.3	Théorie de Hansen (1970).....	16
1.3.4	Théorie de Vesic (1973).....	17
1.4	Conclusion	17

Chapitre 1

Capacité portante des fondations superficielles

1.1. Introduction

La stabilité d'une construction résulte des dispositions prises par le concepteur pour éviter la ruine de celle-ci au cours de sa durée de vie. En effet, les constructions doivent résister à un certain nombre de sollicitations (vent, neige, charge de service, séisme,...) sans endommagement et sans risque pour les habitants.

Les constructions d'ingénierie doivent être réalisées sur des éléments qui permettent de transmettre et de répartir les charges au sol, parmi ces éléments les fondations superficielles. La fondation est la composante d'un ouvrage qui transmet au sol d'assise les efforts provenant de cet ouvrage. Les fondations sont généralement conçues pour remplir certaines conditions de service et de stabilité, donc la stabilité est assurée quand les efforts provenant des charges extérieures ne dépassent pas la capacité de résistance du sol, c'est-à-dire le sol doit posséder une résistance ou une capacité suffisante à la rupture.

Ce premier chapitre est consacré à la présentation du comportement des fondations superficielles et donne une synthèse sur les méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles.

1.2. Description du comportement des fondations superficielles

1.2.1 Types de fondations

Les fondations superficielles sont utilisées lorsque la couche du sol qui est capable de supporter l'effort de la construction se trouve relativement à faible profondeur sous la base de l'ouvrage à construire.

Les fondations superficielles les plus courantes sont des semelles de forme quelconque qui correspondent normalement à la structure de l'ouvrage à construire (Figure 1.1) ; sous un mur porteur on aura le plus souvent une semelle filante, c'est-à-dire dont la longueur est nettement supérieure à la largeur, tandis que sous un point d'appui isolé on envisage plutôt une semelle carrée ou rectangulaire ; éventuellement, on peut trouver des semelles circulaires, par exemple pour un château d'eau. Le radier général sous un ouvrage est également une fondation superficielle.

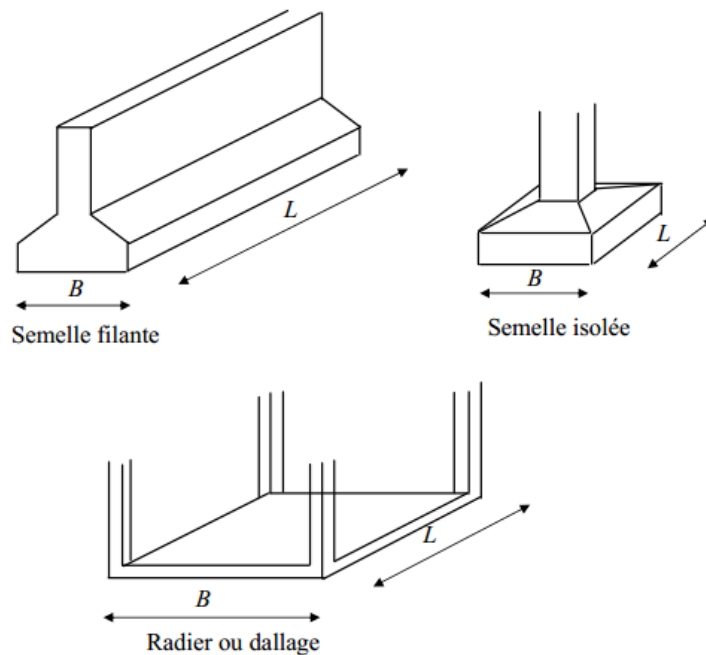


Figure 1.1: Types de fondations superficielles (Frank, 1999).

1.2.2 Comportement des fondations superficielles

Afin de montrer le comportement d'une fondation superficielle, on considère le cas d'une fondation filante de largeur B soumise à une charge verticale centrée et posée à une profondeur D (Figure 1.2). On applique une charge monotone croissante Q , d'une manière quasi-statique. La courbe présentée sur la Figure 1.2, montre l'évolution du tassement en fonction de la charge appliquée Q ; au début du chargement le comportement est sensiblement linéaire, c'est-à-dire que le tassement croît proportionnellement à la charge appliquée. A partir d'une certaine charge Q_d le tassement n'est plus proportionnel (on peut dire qu'il y a création et propagation de zones de sol plastifiées sous la fondation). Enfin, pour une charge Q_u il y a un tassement qui n'est plus contrôlé, le sol n'est plus capable de supporter une charge supérieure ; la charge Q_u est par définition la charge limite qui entraîne la rupture (Frank, 1999).

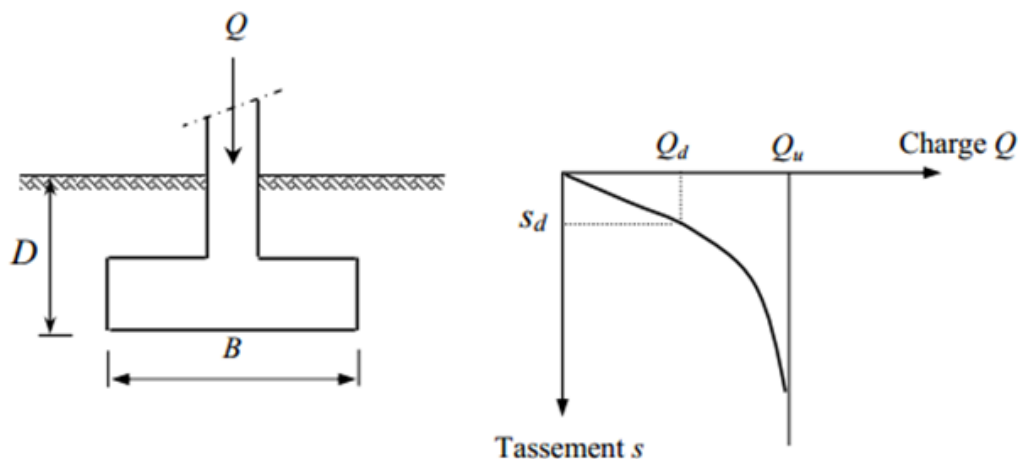


Figure 1.2: Chargement d'une semelle superficielle (Frank, 1999).

1.2.3 Mécanisme de rupture d'une fondation superficielle

D'après Vesic (1963), les modes de rupture des fondations superficielles peuvent être divisés en trois types, le premier est caractérisé par une rupture de cisaillement généralisé, le deuxième est une rupture par cisaillement localisé, et le troisième est une rupture par poinçonnement. Les observations expérimentales de Vesic (1963), montrent que le type de mécanisme de rupture mis en jeu lors du chargement d'une fondation rigide dépend essentiellement de la densité du sable.

Rupture par cisaillement généralisé

La Figure 1.3 (a) montre une fondation superficielle de largeur B située à une profondeur D_f et posée sur un sable dense. Si cette fondation est soumise à une charge Q , que l'on augmente progressivement, on observe lorsque la charge atteint la valeur ultime Q_u , une rupture par cisaillement généralisé qui se caractérise par une surface de rupture continue du coin de la fondation à la surface du sol; dans ce cas, la charge limite est la valeur au pic de contrainte (Figure 1.3 (b)).

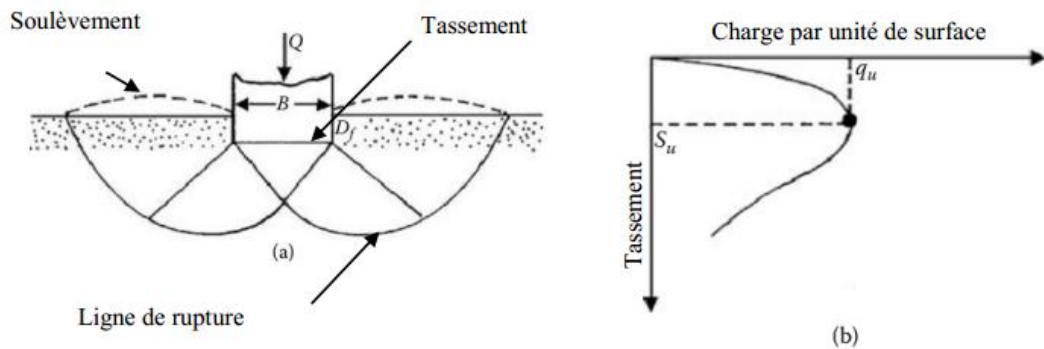


Figure 1.3: Rupture par cisaillement généralisé (*Vesic, 1963*).

Rupture par cisaillement localisé

Dans le cas d'une fondation posée sur un sable lâche (Figure 1.4 (a)), on note une rupture par cisaillement localisé ; ce type de rupture est caractérisé par un gonflement du sol au voisinage de la fondation, et la surface de rupture ne débouche pas à la surface du sol. La courbe charge déplacement est représentée sur la Figure 1.4 (b).

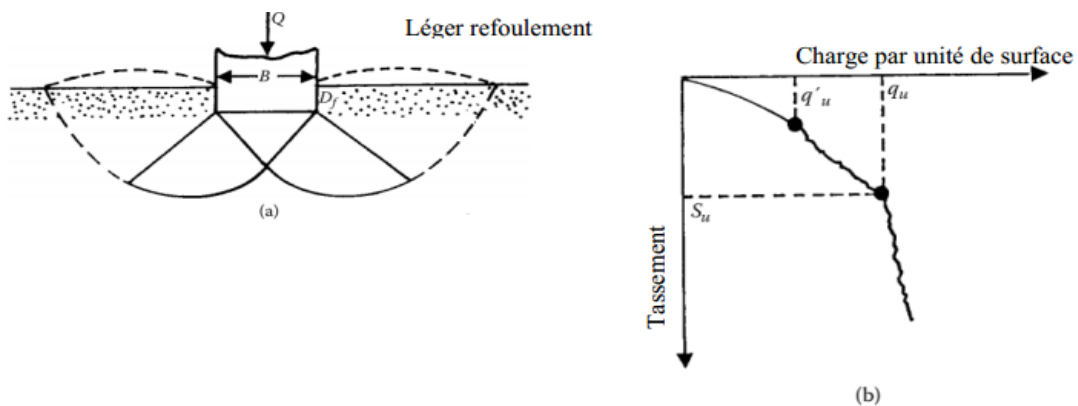


Figure 1.4: Rupture par cisaillement localisé (*Vesic, 1963*).

Rupture par poinçonnement

La Figure 1.5 (a) montre la même fondation posée sur un sable lâche, lorsque les dimensions ou l'enfouissement de la fondation sont augmentées, le mode de rupture tend de la rupture généralisée vers le poinçonnement. Dans ce cas, la courbe de charge-tassement est présentée sur la Figure 1.5 (b). Une valeur de pic de la charge par unité de surface n'est jamais observée. La capacité portante ultime q_u est définie comme le point où le rapport $\Delta s/\Delta q$ devient le plus grand et reste presque constante par la suite. Dans ce cas, la surface de rupture ne s'étend pas jusqu'à la surface du sol. La fondation pénètre verticalement dans le massif sans mobiliser le sol qui n'est pas directement sous la fondation. Ce type de rupture est désigné par *Vesic (1973)* comme rupture par poinçonnement.

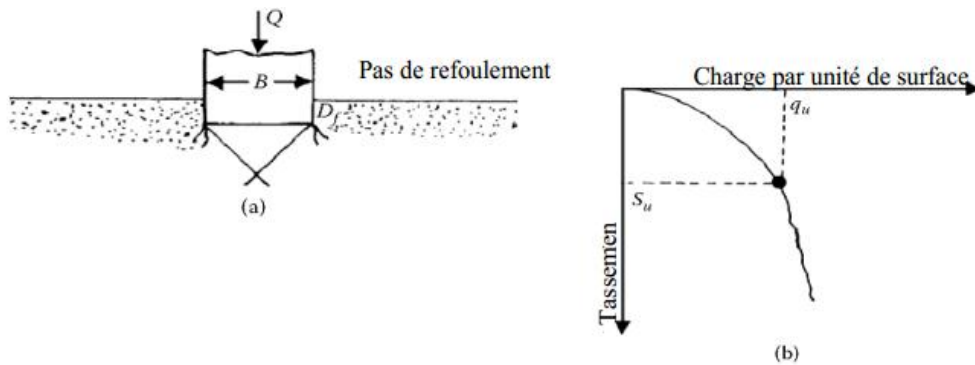


Figure 1.5: Rupture par poinçonnement (*Vesic, 1963*).

La nature de la rupture dans le sol à la charge ultime est fonction de plusieurs facteurs tels que la rigidité et la compressibilité relative du sol, la profondeur d'encastrement D_f par rapport à la largeur de la fondation (B), et le rapport de la largeur à la longueur (B/L) de la fondation. Ceci a été clairement expliqué par *Vesic (1973)* qui a conduit plusieurs essais réalisés sur modèles réduits au laboratoire dans le cas d'un sable. La conclusion de ces résultats est montrée dans la figure 1.6. Dans cette figure, D_r est la densité relative du sable, et R le rayon hydraulique de la fondation qui est défini comme suit :

$$R = \frac{A}{P} \quad (1.1)$$

Où :

A : surface de la fondation = $B.L$

P : périmètre de la fondation = $2(B + L)$

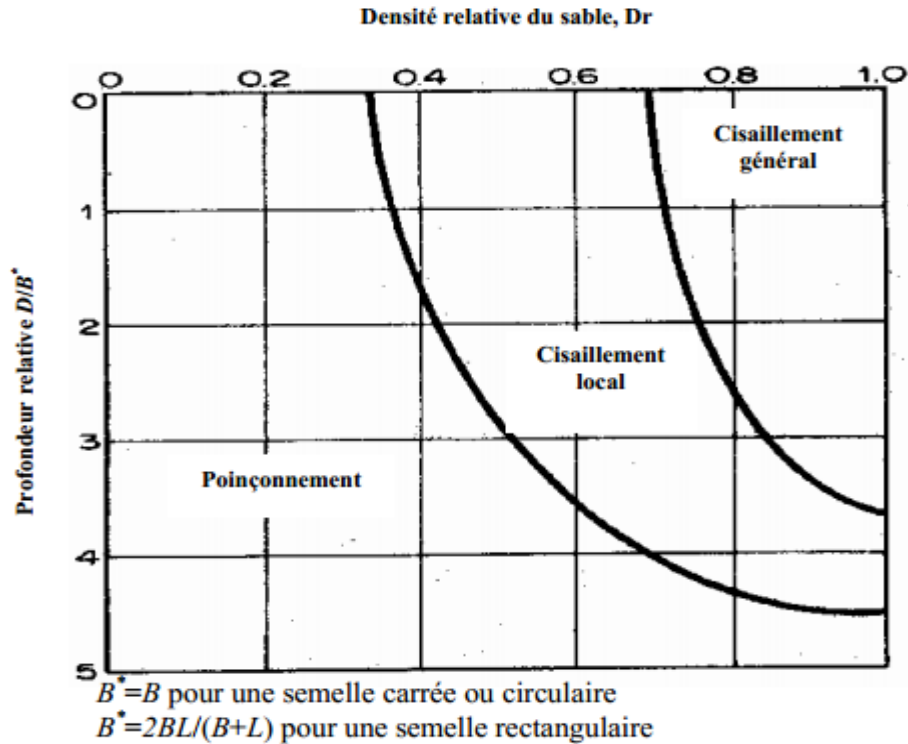


Figure 1.6: Nature de la rupture d'une fondation dans un sable d'après *Vesic (1963)*.

1.3 Capacité portante des fondations superficielles

La capacité portante ultime est l'intensité de la pression à laquelle le sol subit une rupture par cisaillement. La détermination de la capacité portante d'une fondation superficielle, reposant sur une couche de sol de résistance donnée, constitue une des questions les plus anciennes et fondamentales de mécanique du sol.

1.3.1 Théorie de Terzaghi (1943)

En 1943 *Terzaghi* améliora la solution de *Prandtl 1920* pour inclure la rugosité de la fondation et le poids de la zone de rupture. *Terzaghi* était le premier à développer une théorie pour l'évaluation de la capacité portante ultime des fondations superficielles. La charge limite est déterminée en superposant trois états de résistance: la résistance du sol pulvérulent sous le niveau de la semelle, l'action des terres situées au-dessus du niveau de la fondation et l'action de la cohésion (Méthode de superposition de *Terzaghi*). *Terzaghi* a proposé un mécanisme de rupture d'une fondation filante, présentée ci-dessous (figure 1.7).

Il a basé sa théorie sur les conditions suivantes :

- Il a assumé que le coin au-dessous de la semelle est en équilibre élastique.
- Terzaghi a assumé que l'angle des surfaces du coin de rupture est α supérieur à $45^\circ + \frac{\varphi}{2}$, qui résulte d'une prétention des coins actifs de *Rankine*.
- La résistance au cisaillement du sol au-dessus du niveau de fondation D , a été ignorée et contribue seulement comme une surcharge.
- On assume que la semelle est rugueuse.

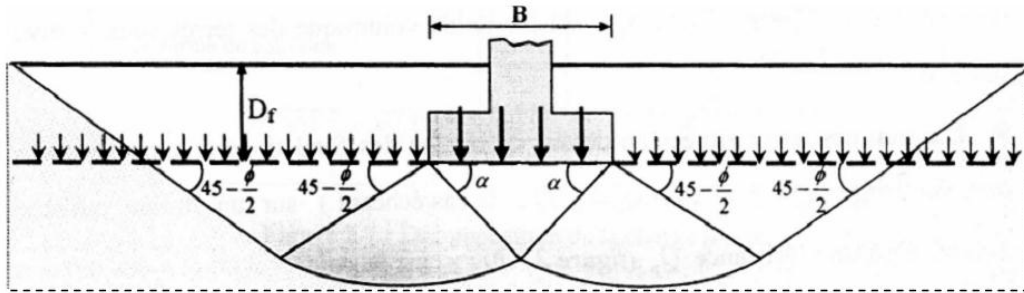


Figure 1.7: Mécanisme de rupture d'une fondation de base rugueuse [Terzaghi (1943)].

En règle générale, la semelle de fondation est placée, après creusement, à une profondeur D_f dans un sol de poids spécifique γ à surface horizontale. La base de la semelle est alors choisie comme plan de référence sur lequel s'exercent des contraintes de compression égale Q_u/B à l'emplacement de la semelle et à $q_s = \gamma D_f$ à l'extérieur (Figure 1.8).

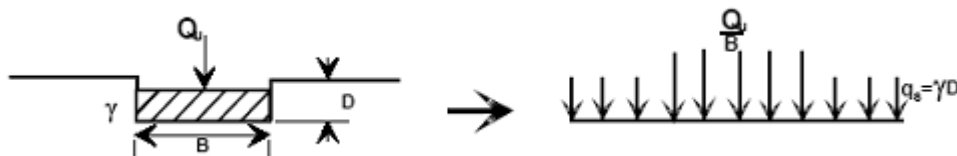


Figure 1.8: Schéma de principe de la théorie de Terzaghi.

Terzaghi a émis l'hypothèse que la charge maximum que l'on pouvait appliquer sur une fondation à la surface d'un sol pouvait être considérée approximativement comme étant la résultante des charges maximales applicables dans les états suivants (Figure 1.9).

- Sol supposé sans poids et sans cohésion, la charge dépend alors uniquement de la surcharge q et de l'angle de frottement interne φ ;
- Sol pesant, mais sans cohésion;
- Sol non pesant, et cohérent.

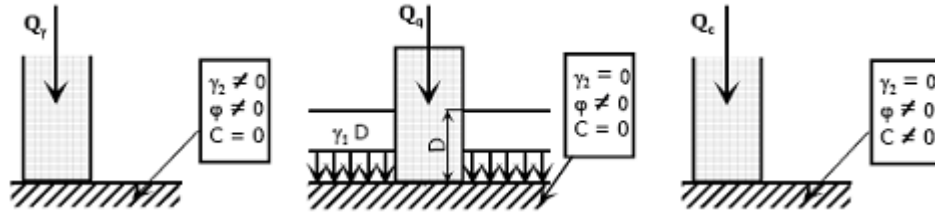


Figure 1.9: Méthode de superposition de *Terzaghi*.

Utilisant l'analyse d'équilibre, Terzaghi a exprimé la capacité portante ultime sous la forme:

$$q_u = c \cdot N_c + q N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad (1.2)$$

Où : N_c , N_q et N_γ sont les facteurs de portance, ne dépendant que de l'angle de frottement interne φ du sol sous la base de la fondation.

$$N_c = \cos \varphi \left[\frac{e^{2(3\pi/(4-\frac{\varphi}{2})\tan\varphi)}}{2 \cdot \cos^2(\frac{\pi+\varphi}{4})} - 1 \right] = \cot\varphi (N_q - 1) \quad (1.3)$$

$$N_q = \frac{e^{2(3\pi/(4-\frac{\varphi}{2})\tan\varphi)}}{2 \cdot \cos^2(\frac{\pi+\varphi}{4})} \quad (1.4)$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\varphi} - 1 \right) \tan\varphi \quad (1.5)$$

Avec $K_{p\gamma}$ est le coefficient de poussée des terres (passive)

Cette équation, cependant, est soumise aux restrictions suivantes: rupture générale, semelle filante, semelle de base rugueuse.

Toujours dans sa théorie, Terzaghi divise la zone de rupture sous la fondation en trois zones (figure 1.10) :

➤ Une zone triangulaire ACB immédiatement sous la fondation ou le sol fortement comprimé est en équilibre surabondant et se déplace avec la fondation, il forme un coin limite par les points A, B, C avec les angles BAC et ABC sont égaux à l'angle de frottement interne du sol φ .

➤ Une zone de cisaillement radial BCF où CF est un arc spirale logarithmique définie par la fonction : $r = r_0 \cdot e^{\theta \tan\varphi}$.

➤ zone passive de Rankine triangulaire BFD.

Dans les zones de cisaillement radial et passif, les déplacements et les cisaillements sont très importants et il en résulte ainsi une rupture généralisée au-dessous de ces trois zones, le sol est peu ou non perturbé par la rupture (*Salençon 1974*).

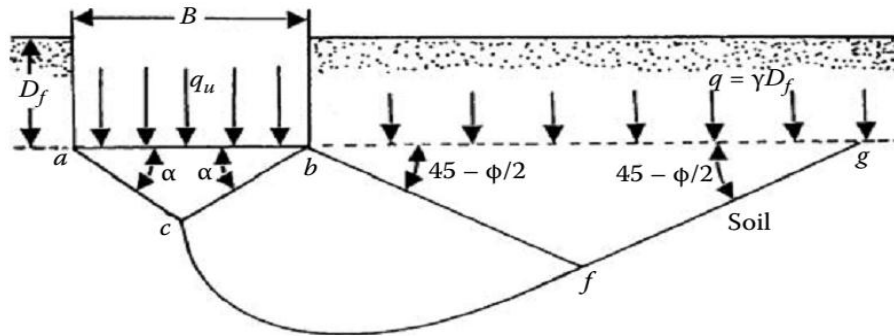


Figure 1.10 : Modèle utilisé par *Terzaghi* pour la détermination des facteurs de portance.

La variation des coefficients de capacité portante en fonction de l'angle de frottement interne φ est donnée par le tableau 1.1, et la figure 1.11 donne les mêmes valeurs sous une forme graphique.

φ	N_c	N_q	N_γ	φ	N_c	N_q	N_γ
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	11.35
2	6.30	1.22	0.18	28	31.61	17.81	15.15
4	6.97	1.49	0.38	30	37.16	22.46	19.73
6	7.73	1.81	0.62	32	44.04	28.52	27.49
8	8.60	2.21	0.91	34	52.64	36.51	36.96
10	9.61	2.69	1.25	36	63.53	47.16	51.70
12	10.76	3.29	1.70	38	77.50	61.55	73.47
14	12.11	4.02	2.23	40	95.67	81.27	100.39
16	13.68	4.92	2.94	42	119.67	108.75	165.69
18	15.52	6.04	3.87	44	151.95	147.74	248.29
20	11.69	7.44	4.97	46	196.22	204.20	426.96
22	20.27	9.19	6.91	48	258.29	287.86	742.61
24	23.36	11.40	8.85	50	347.52	415.16	1153.15

Tableau 1.1: Coefficients de capacité portante de *Terzaghi* pour un cisaillement générale.

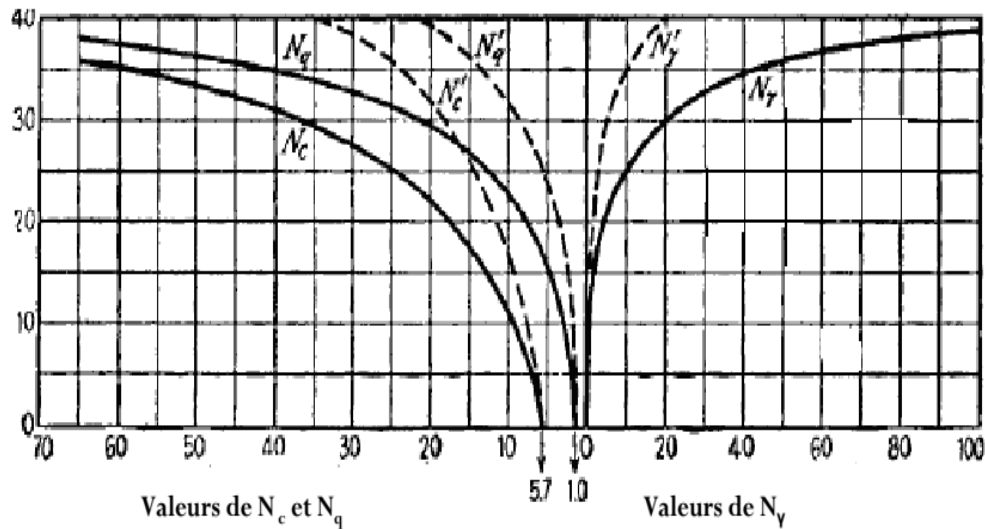


Figure 1.11: Facteurs de capacité portante en fonction de ϕ (Terzaghi : fondation rugueuse).

De nombreux auteurs ont résolu le problème en faisant des hypothèses différentes sur la rugosité de la semelle et la forme de la zone en équilibre limite. Bien que les valeurs numériques soient parfois assez différentes, toutes ces études conduisent à la formule générale de Terzaghi.

Ainsi le problème de la capacité portante se réduit à la détermination des facteurs de la capacité portante N_c , N_q et N_γ . Après la proposition de cette approche, diverses études ont été faites pour l'évaluation de ces facteurs.

1.3.2 Théorie de Meyerhof (1963)

Meyerhof (1951) a publié une théorie de la capacité portante qui pourrait être appliquée à la fondation rugueuse, superficielle et profonde. Mécanisme de la rupture à charge limite sous une fondation continue supposée par Meyerhof (1951) montrée sur la Figure 1.12. Sur cette Figure, abc est une zone triangulaire élastique, bcd est une zone de cisaillement radial avec cd un arc d'une spirale logarithmique et bde est une zone de cisaillement mixte dans laquelle le cisaillement varie entre les limites de cisaillement radial et le plan duquel dépendant la profondeur et la rugosité de la semelle. Le plan be s'appelle la surface libre équivalente. Les contraintes normales et de cisaillements dans le plan be sont p_o et s_o , respectivement. La méthode de superposition a été utilisée pour déterminer la contribution de la cohésion c , p_o , γ et ϕ dans la capacité portante ultime qu d'une semelle continue et exprimée comme suit :

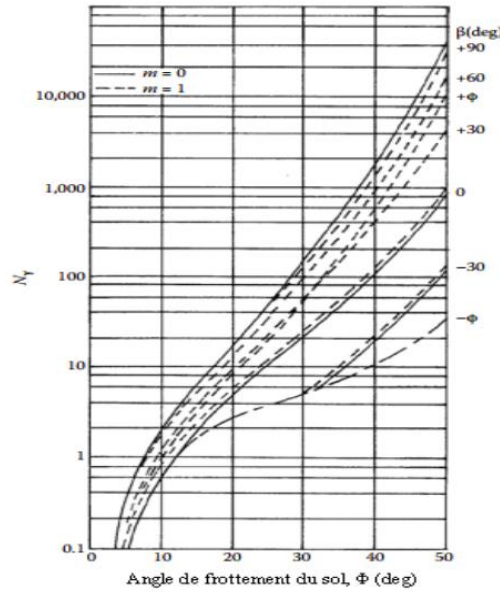


Figure 1.13: Facteurs de la capacité portante, d'après *Meyerhof (1951)*.

1.3.3 Théorie de Hansen (1970)

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

Les trois facteurs de portance ont pour expressions :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \\ N_q = \exp(\pi \tan \varphi) \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \\ N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \varphi \end{array} \right. \quad (1.10)$$

Les résultats de la formule empirique de N_γ (équation 1.10) sont en bon accord avec les valeurs calculées par *Lundgren et Mortensen (1953)* en utilisant le mécanisme de rupture présenté sur la Figure 1.14. La superposition des trois termes N_γ , N_q et N_c , conduit à une sous-estimation de la portance de la fondation, qui reste en général inférieure à 20% (*Lundgren et Mortensen, 1953*). Par ailleurs, en 1961, Hansen a proposé une expression différente pour N_γ :

$$N_\gamma = 1.8(N_q - 1) \tan \varphi \quad (1.11)$$

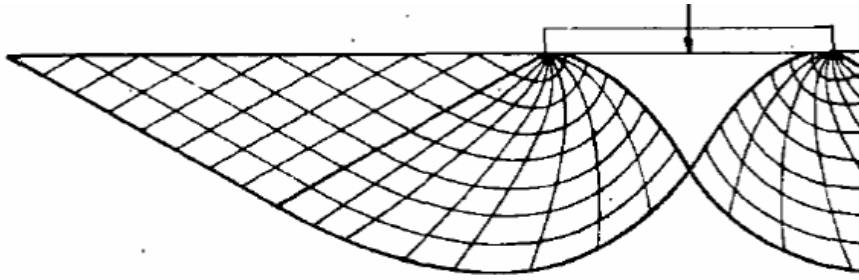


Figure 1.14: Mécanisme de rupture pour le calcul de N_y d'après *Lundgren et Mortensen (1953)*.

1.3.4 Théorie de Vesic (1973)

Vesic (1973) présente un panorama complémentaire du développement de l'analyse de la capacité portante des fondations superficielles. Il rappelle que l'histoire des premiers travaux sur le sujet, commençant à *Rankine en 1857*, a été décrite dans le premier traité de mécanique des sols de *Terzaghi (1925, chapitre 24)*. Il évoque l'effet de la compressibilité du sol et de la dimension de la fondation. La diminution de la résistance du sol lorsque la taille de la fondation augmente semble provenir de trois causes :

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

1.4 Conclusion

La détermination de la capacité portante des fondations est l'un des problèmes les plus importants de la mécanique des sols. Dans ce chapitre, on a présenté les différentes méthodes de calcul de la capacité portante. Toutes les approches proposées dans la littérature ont une allure identique puisqu'elles adoptent le principe de superposition proposé par *Terzaghi (1943)*. Dans plusieurs cas, les fondations superficielles sont construites sur des dépôts cohésifs ou sur remblais ayant une plasticité faible, ce qui donne une capacité portante faible et/ ou des tassements excessifs. Pour résoudre les problèmes associés aux sols de faible capacité portante, une des solutions proposées consiste à renforcer les sols de fondation par des géosynthétique qui feront l'objet du prochain chapitre.

Chapitre 2: Comportement des fondations superficielles sur sol renforcé

Sommaire

2.1	Introduction.....	19
2.2	Notions sur les géosynthétiques.....	20
2.2.1	Définition	20
2.2.2	Principaux rôles des géosynthétiques.....	21
2.2.3	Classification des géosynthétiques.....	22
2.2.4	Considérations environnementales.....	24
2.2.5	Conception et choix.....	25
2.3	Travaux antérieurs	25
2.3.1	Etudes expérimentales	25
2.3.1.1	Fondations reposant sur un sable renforcé par géogrilles	26
2.3.1.2	Fondations reposant sur un sable renforcé par géotextiles	30
2.3.1.3	Fondations reposant sur un sable renforcé par d'autres matériaux.....	32
2.3.2	Etudes analytiques	33
2.3.2.1	Méthode de Binquet et Lee	35
2.3.2.2	Méthode de Huang et Tatsuoka	36
2.3.2.3	Méthode de HUANG et MENQ	37
2.3.2.4	Méthode de Wayne et al.....	38
2.3.3	Etudes numériques	39
2.3.4	Résumé des résultats de la littérature	51
2.4	Conclusion	53

Chapitre 2

Comportement des fondations superficielles sur sol renforcé

2.1 Introduction

La technique de renforcement des sols, en dessous des semelles superficielles, avec un renforcement géosynthétique est l'une des techniques qui évolue actuellement dans le domaine de la géotechnique. De nombreux auteurs ont conduit différentes études afin de mieux saisir le comportement des sols de fondation renforcée par géosynthétiques. Toutes ces études ont indiqué que l'utilisation de géosynthétique augmente la capacité portante et diminue le tassement des fondations.

L'effet du renforcement sur l'augmentation de la capacité portante est généralement exprimé en terme de paramètre sans dimensions appelé rapport de la capacité portante (*BCR*: Bearing Capacity Ratio). Le *BCR* est le rapport de la valeur de la capacité portante du sol renforcé à celle du sol non renforcé. Les résultats des essais expérimentaux trouvés dans la littérature ont indiqué que des améliorations ont été obtenues quand les nappes de géosynthétiques sont placées au-dessous des fondations sur une profondeur déterminée. Au-dessous de cette profondeur une amélioration insignifiante sera produite.

Ce chapitre est organisé comme suit : la première partie sera consacrée à la présentation de quelques notions générales concernant les matériaux de géosynthétiques (définition, principaux rôles, classification des géosynthétiques et conception et choix), et la deuxième partie va présenter quelques travaux publiés dans la littérature qui traitent de l'effet des paramètres géométriques et géotechniques qui sont susceptibles d'avoir le plus d'influence sur la valeur du *BCR*. Les paramètres étudiés par différents chercheurs sont: Le nombre des nappes de renforcement (*N*), la distance entre la base de la fondation et la première nappe (*u*), la distance entre les nappes (*h*), la largeur des nappes (*b*), l'encastrement des fondations (*D_f*), le type de géotechniques, le type de sol, la forme de la fondation.

2.2 Notions sur les géosynthétiques

Dans une analogie directe avec le béton armé, les matériaux en acier et polymères fournissent la résistance et la stabilité à la traction, aux sols qui ont de faibles ou aucune résistance à la traction. Cette technique représente une alternative économiquement et techniquement intéressante. *Holtz 2001* rapporte qu'en 1970, il y avait seulement cinq ou six types de géosynthétiques disponibles, alors qu'aujourd'hui plus de 600 produits géosynthétiques différents sont vendus dans le monde entier. La consommation annuelle mondiale de géosynthétiques est de près de 1 milliards de m². En moins de 30 ans, les géosynthétiques ont révolutionné beaucoup d'aspects de notre pratique, et dans quelques applications ils ont entièrement remplacé le matériau de construction traditionnel. Dans beaucoup de cas, l'utilisation d'un géosynthétique permet l'augmentation de manière significative du facteur de sécurité, l'amélioration de la performance, et la réduction des coûts en comparaison avec une conception conventionnelle et une construction alternative.

2.2.1 Définition

Les géosynthétiques sont des produits, dont au moins l'un des constituants est à base de polymère synthétique ou naturel, se présentant sous forme de nappe, de bande ou de structure tridimensionnelle, utilisés en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. Selon la récente norme EN ISO 10318. Ces produits sont utilisés dans les domaines tels que la construction routière, les travaux hydrauliques, les chemins de fer, les terrains d'aviation, etc.

Les géosynthétiques peuvent être produits à partir de différents polymères :

Polyester (PET), L'avantage du PET est un faible allongement lié à une grande résistance à la traction (haute ténacité).

Polyvinyle alcool (PVA), L'avantage du PVA est un allongement extrêmement bas et une excellente résistance chimique.

Polypropylène (PP), L'avantage du PP est aussi très bonne résistance chimique avec un allongement acceptable.

2.2.2 Principaux rôles des géosynthétiques

L'incorporation de géosynthétiques dans le sol permet d'en améliorer le comportement mécanique et hydraulique. Leurs principaux rôles sont les suivants (figure 2.1) :

- ❖ **Séparation:** prévention contre le mélange des deux matériaux de natures différentes par l'emploi d'un géotextile.
- ❖ **Renforcement:** utilisation de la capacité de résistance d'un géotextile ou d'un produit apparenté aux géotextiles afin d'améliorer les propriétés mécaniques des sols.
- ❖ **Protection:** fonction consistant à empêcher les endommagements localisés concernant un matériau donné en utilisant le géotextile, en général une géomembrane.
- ❖ **Etanchéité:** contrôle de la migration de gaz ou de liquide.
- ❖ **Filtration :** maintien du sol ou d'autres particules soumis à des forces hydrauliques en permettant le passage de fluides à travers ou dans un géotextile.
- ❖ **Drainage :** collecte et transport des eaux pluviales, souterraines ou d'autres liquides dans le plan d'un géotextile ou d'un produit apparenté aux géotextiles

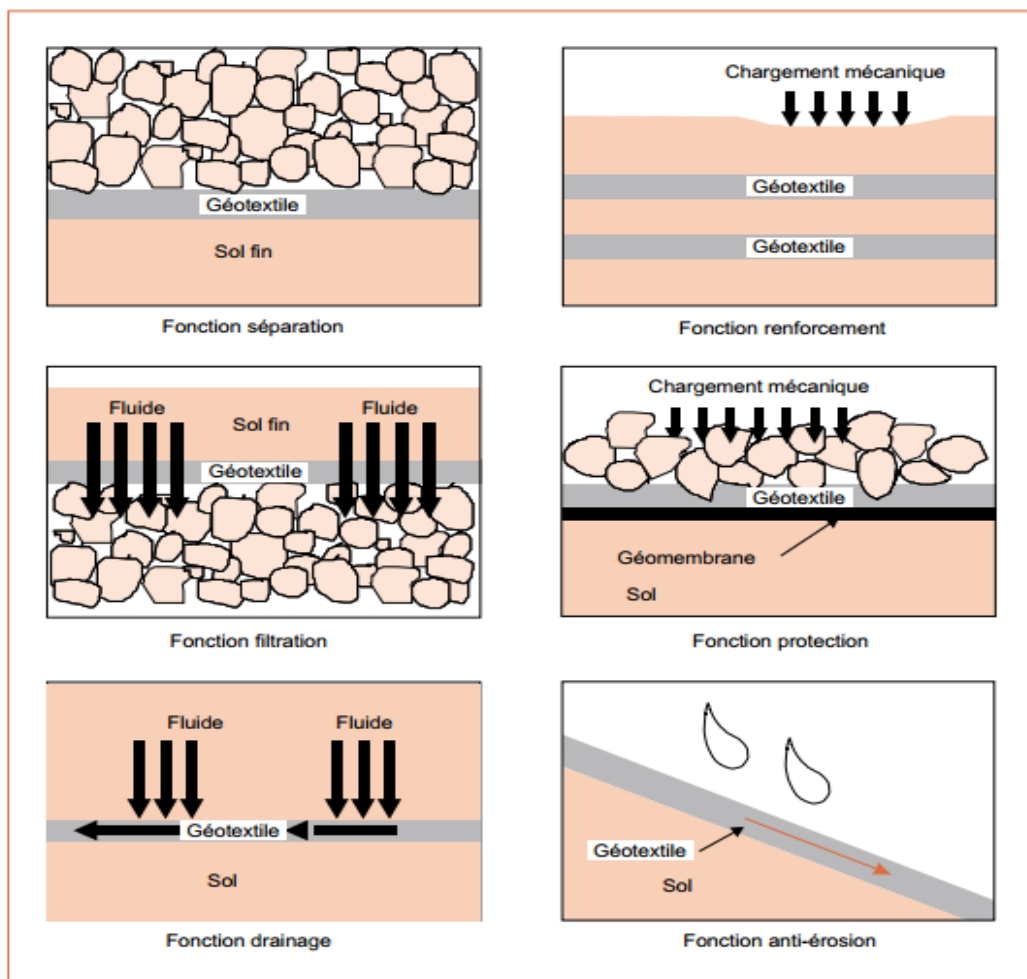


Figure 2.1 Rôles principaux des matériaux géosynthétiques.

Les géosynthétiques de renforcement sont reconnus pour leur flexibilité et robustesse. Ils sont non-polluants et peu encombrants ce qui minimise le coût de transport. D'autres avantages peuvent être cités :

- ✓ résistance aux agents chimiques ;
- ✓ supporte les forces exercées lors de la construction ;
- ✓ limite les coûts d'installation en matière de structure et d'emprise au sol ;
- ✓ facilite la réalisation d'extensions de structure routière ou chemin de fer ;
- ✓ optimise le coût de construction ;
- ✓ maintient l'apparence naturelle de l'environnement ;
- ✓ amélioration des caractéristiques mécaniques des sols ;
- ✓ réduction de l'interpénétration des matériaux d'apport avec les sols en place et diminution des mouvements de terre ;
- ✓ réduction du mélange indésirable de terres et diminution des exigences de transfert de matériau ;
- ✓ création de merlons antibruit d'aspect naturel ;
- ✓ réduction des délais de construction (possibilité de travailler pendant la période hivernale) ;
- ✓ augmentation de la sécurité et de la stabilité des remblais.

2.2.3 Classification des géosynthétiques

Les géosynthétiques peuvent être généralement classés en catégories selon le mode de fabrication. Les dénominations courantes présentées sur le tableau 2.1 ci-dessous :

Tableau 2.1 Classification des géosynthétiques

Types de géosynthétique	Dénomination	Description
	<p>Les géotextiles</p>	<p>Des nappes continues de fibres ou filaments tissés, non-tissés, tricotés ou thermo-soudés. Les nappes sont souples et perméables et ressemblent en général à des textiles.</p>
	<p>Les géogrilles</p>	<p>Des géosynthétiques ressemblant à des grilles ouvertes.</p>
	<p>Les géofilets</p>	<p>Des matériaux analogues aux grilles, constitués de deux ensembles de brins grossiers parallèles de polymères extrudés, s'entrecroisant selon un angle aigu constant. Le maillage forme une nappe ayant une porosité dans le plan qui est utilisée pour véhiculer des débits relativement importants de fluides ou de gaz.</p>
	<p>Les géomembranes</p>	<p>Des nappes souples continues fabriquées à partir d'un ou plusieurs matériaux synthétiques. Elles sont relativement imperméables</p>
	<p>Les géocomposites</p>	<p>Des géosynthétiques fabriqués par association de deux ou plusieurs types de géosynthétiques. Ils incluent par exemple : géotextile-géofilet, géotextile-géogrille, géofilet-géomembrane</p>

	<p>Les géosynthétiques bentonitiques</p>	<p>Des géocomposites préfabriqués avec une couche de bentonite incorporée de façon typique entre un géotextile supérieur et un géotextile inférieur ou collée à une géomembrane ou une couche unique de géotextile. Les GBS à base de géotextiles sont souvent cousus ou aiguilletés à travers le cœur de bentonite pour augmenter la résistance au cisaillement interne.</p>
	<p>Les géotuyaux</p>	<p>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.</p>
	<p>Les géosynthétiques alvéolaire</p>	<p>Des géosynthétiques 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.</p>
	<p>Les blocs ou plaques de géomousses</p>	<p>Des géosynthétiques obtenus par expansion de mousse polystyrène pour former un réseau de faible densité de cellules closes remplies de gaz.</p>

2.2.4 Considérations environnementales

La compatibilité chimique et biologique n'est habituellement pas un souci. Cependant, dans des situations peu communes, telles que des pH très bas des sols (c'est-à-dire, < 3) ou très hauts (c'est-à-dire, > 9), ou d'autres environnements chimiques peu communs (par

exemple, dans les secteurs industriels ou proches des mines ou des décharges), la compatibilité chimique avec le polymère du géosynthétique devrait être vérifiée. Par ailleurs les géosynthétiques ne supportent pas et sont dégradés par les rayons UV (Ultra-Violet). C'est pourquoi on doit les protéger, tant en phase de construction en limitant la durée de leur exposition au soleil, qu'en service en les protégeant toujours par une couche de sol. Aussi, un petit pourcentage de carbone noir (couleur noire), est ajouté au polymère pour absorber la radiation UV de rayonnement et contrecarrer la dégradation due à la lumière du soleil. Enfin le géosynthétique est à protéger quant à un contact direct avec les camions et engins de chantier

2.2.5 Conception et choix

Dans les premiers temps où il y avait seulement quelques géotextiles disponibles, la conception était la plupart du temps par épreuve et essais, et le choix des produits était principalement par le type ou le nom de marque. Aujourd'hui, cependant, avec une si grande variété de géosynthétiques disponible, cette approche est inadéquate. L'approche recommandée pour concevoir, choisir et indiquer le géosynthétique n'est pas différente de ce qui est généralement pratiqué dans n'importe quelle conception géotechnique et d'engineering. D'abord, la conception devrait être faite sans géosynthétiques pour voir s'ils sont vraiment nécessaires. Si les solutions conventionnelles sont impraticables ou peu économiques, concevoir alors les calculs employant des évaluations raisonnables d'engineering des propriétés géosynthétique requises.

2.3 Travaux antérieurs

D'après la littérature scientifique, on remarque qu'une quantité importante de travaux a été faite sur l'analyse de comportement des fondations superficielles sur sol renforcés par géosynthétiques.

2.3.1 Etudes expérimentales

Après que *Binquet et Lee (1975a)*, ont conduit une étude expérimentale pour étudier la capacité portante des sols renforcés par des barres métalliques, plusieurs études expérimentales sur la capacité portante des sols de fondation renforcés par géogrilles ou géotextiles ont été rapportées dans la littérature. par exemple (*Akinmusuru et Akinbolade, 1981, Fragaszy et Lawton.1984; Guido et al.1985; Guido et al.1986; Huang et Tatsuoka. 1990; Khing et al.1993, Omar et al.1993a,b; Shin et al.1993; Das et Omar 1994; Yetimoglu et*

al.1994;Adams et Collin 1997;Gabr et al.1998;Gabr et Hart.2000; Shin et al.2002;Michalowski et Shin 2003; Dash et al.2004; Bera et al.2005; Patra et al.2005;Basudhar et al.2007; Qiming Chen 2007; Latha and Somwanshi 2009; Abu-Farsakh et al. 2013; Chen and Abu-Farsakh 2014; Durga Prasad et al.2016; Makkaret al. 2017; Ouria and Mahmoudi 2018).

2.3.1.1 Fondations reposant sur un sable renforcé par géogrilles

Afin de déterminer les paramètres qui influencent la capacité portante des fondations superficielles sur sable renforcé par géogrilles, *Khing et al. (1993)* ont réalisé une série des essais en laboratoire sur modèles réduits. Les expérimentations ont été réalisées sur des modèles defondationfilante renforcéeavec 6 nappes de géogrilles. La Figure 2.2 (a), (b) et (c)présente respectivement, les différents paramètres considérés et les résultats obtenus.*Khing et al.* ont conclu que la profondeur et la largeur effective égale à $2,25B$ et $6B$, respectivement.

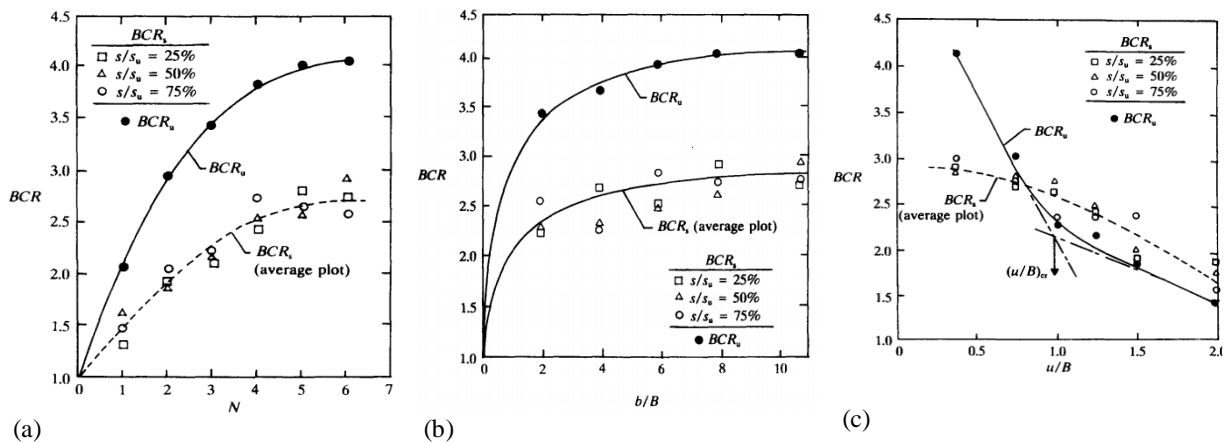


Figure 2.2: Paramètres étudiés et résultats de BCR en fonction de N , b/B et u/b d'après *Khing et al. (1993)*.

Ensuite des expérimentations ont été menées par *Omar et al. (1993a)* et *Das et Omar (1994)*, pour étudier l'influence de la largeur de fondation sur la capacité portante des fondations reposant sur un sable renforcé par géogrilles. Les auteurs indiquent que le rapport de capacité portante BCR diminue avec l'augmentation de la largeur de la fondation, et la profondeur de renforcement (d) était égale à peu près à $2B$ pour le cas de fondations filantes et à $1,2B$ dans le cas des fondations rectangulaires. Dans la même année, *Yetimoglu et al. (1994)* ont effectué les essais réalisés sur modèles réduits et des analyses numériques pour étudier la capacité portante des fondations rectangulaires (figure 2.3). Les essais ont montré que les valeurs critiques de u/B , b/B et Z/B ont été égal à 0.25, 4.5 et 0.2, respectivement comme présenté sur la Figure 2.4.

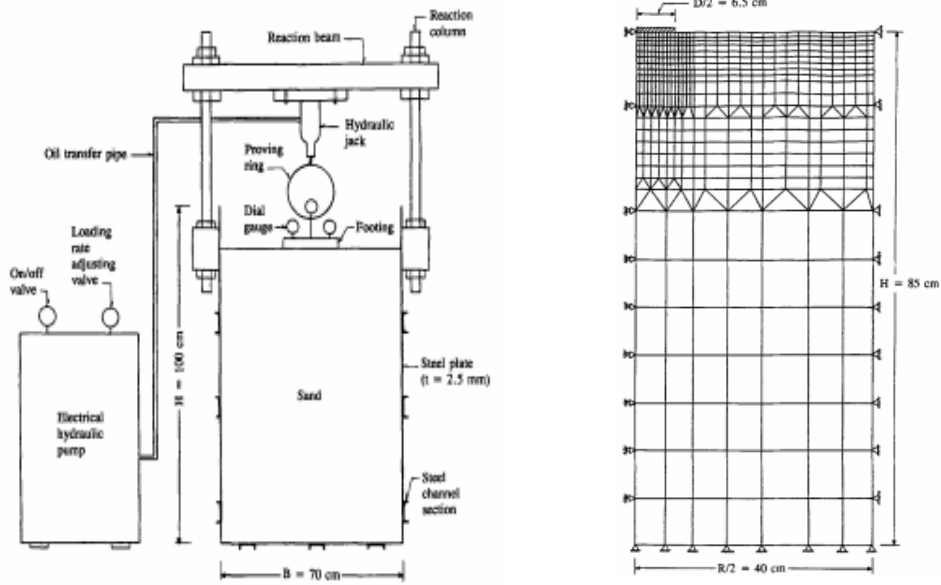


Figure 2.3: Dispositif expérimental et maillage pour une semelle rectangulaires fournis par Yetimoglu et al. (1994).

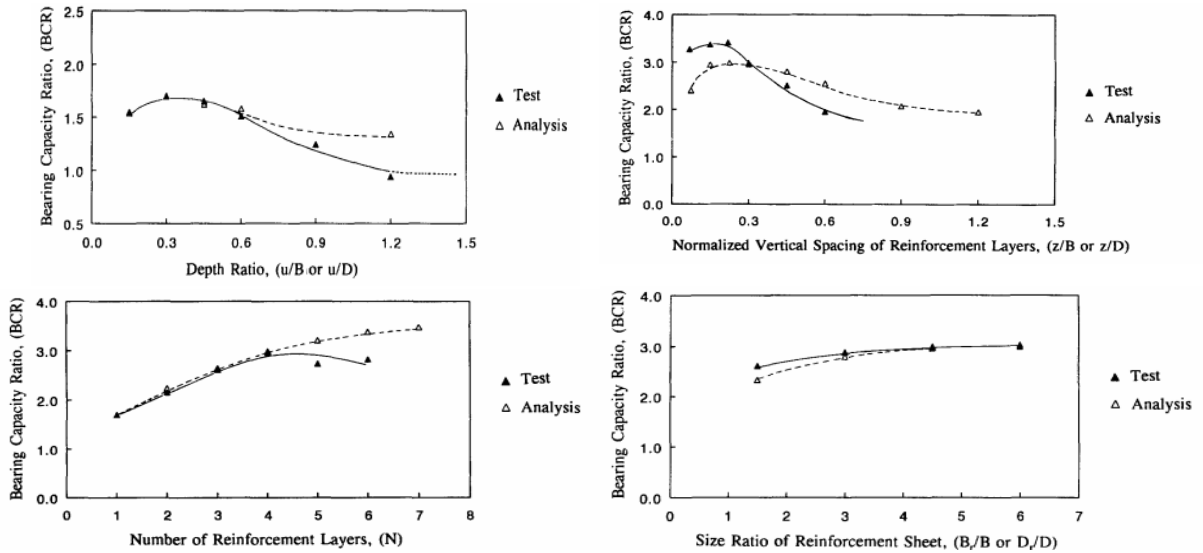


Figure 2.4: Valeurs critiques de (u , Z , N , B) d'après Yetimoglu et al. (1994).

Par la suite, Adams et Collin (1997) ont exécuté plusieurs essais à grande échelle sur terrain, qui ont été effectués sur quatre modèles de fondations carrées ayant les dimensions suivantes: $0,3 \times 0,3$ m, $0,46 \times 0,46$ m, $0,61 \times 0,61$ m, et $0,91 \times 0,91$ m. En faisant varier les paramètres géométriques (N , h , u) et la densité relative du sol. Les résultats de cette étude montrent que trois nappes de géogrilles peuvent augmenter la capacité portante de manière significative et que le BCR peut atteindre une valeur supérieure à 2,6 pour trois nappes de renforcement.

Shin et al. (2002) et Patra et al. (2005) ont effectué un certain nombre d'essais en laboratoire sur un sol granulaire avec plusieurs nappes de géogrilles afin de déterminer la capacité portante d'une fondation filante encastrées (figure 2.5).

Shin et al. (2002) et Patra et al. (2005) ont rapporté que la capacité portante ultime et *BCR* augmente avec l'augmentation de l'encastrement de la fondation d_f .

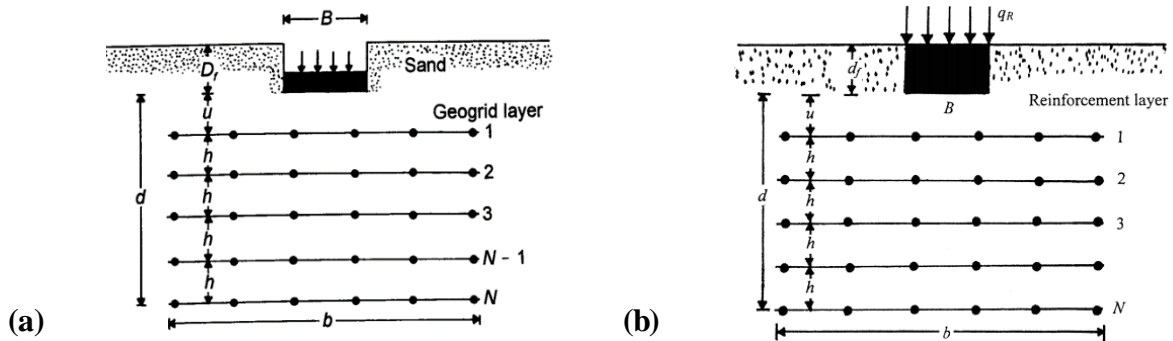


Figure 2.5:Présentation du problème étudié par:
(a) *Shin et al. (2002)* et (a) *Patra et al. (2005)*.

Sitharam and Sireesh (2004) ont effectué des essais sur un sable renforcés avec multicouches des géogrilles, pour déterminer la capacité portante d'une semelle circulaire encastrée. L'étude expérimentale de *Sitharam and Sireesh a* a montré aussi que la capacité portante finale augmente avec l'augmentation de la profondeur d'encastrement de la fondation.

Prasad et al. 2016 ont réalisé une étude expérimentale pour obtenir la réponse de charge-tassement d'une semelle carrée reposant sur un sol granulaire non renforcés et renforcés. Les résultats a été obtenue pour deux cas: couche de sable renforcée par géogrilles, et système stratifié renforcé de géogrilles consistant en une couche d'agrégat recouvrant une couche de sable. Les paramètres pris en compte dans l'étude expérimentale incluent l'épaisseur de la couche d'agrégats, la profondeur de l'armature géogridle placée dans lacouche de sable et dans la couche agrégée, la largeur du renforcement et la densité relative du sable. Les configurations expérimentales sont résumées sur la Figure 2.6.

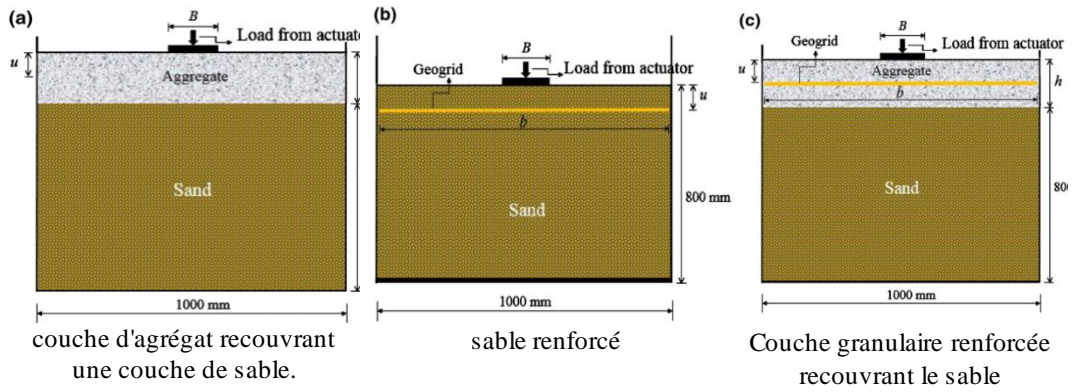
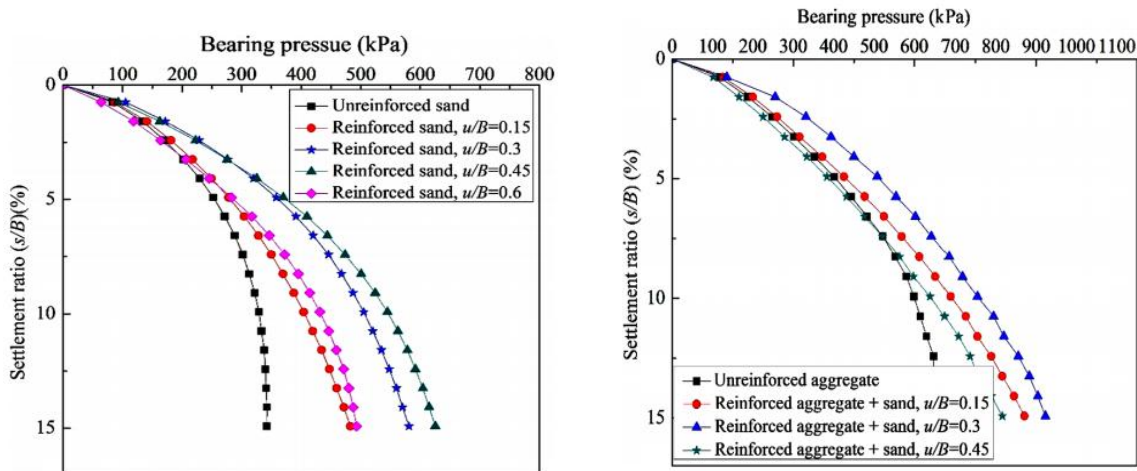


Figure 2.6:Description du problème, d'après Prasad et al. 2016.

Les Figures 2.7a et 2.7b présentent respectivement les courbes capacité portante-tassement obtenues par Prasad et al. 2016 pour différents cas étudiés. L'analyse de ces résultats montre que la capacité portante augmente avec l'épaisseur de l'agrégat recouvrant la couche de sable. La profondeur optimale de renforcement de la géogridde placée dans le sable était de 0,45 fois la largeur de la semelle. Lorsque l'armature a été placée à la profondeur optimale, la capacité portante a augmenté de 66% par rapport au cas non renforcé. Dans le cas de la couche d'agrégats renforcés recouvrant du sable, la profondeur optimale de l'armature était de 0,3 fois la largeur de la semelle. Lorsque le renforcement a été placé dans la couche d'agrégat à cette profondeur optimale, la capacité portante s'est avérée être augmentée de 27% par rapport à la couche d'agrégat non renforcée recouvrant le sable.



(a) Effet de la profondeur du renfort dans le sable.

(b) Effet de la profondeur du renforcement dans la couche d'agrégat recouvrant le sable.

Figure 2.7:Résultats obtenus par Prasad et al. 2016.

Une année plus tard, *Makkar et al. 2017* ont proposé un nouveau type de matériau de renforcement sous la forme d'une géogridle tridimensionnelle (figure 2.8). La performance d'une fondation carrée reposant sur sable renforcé par géogridle tridimensionnelle est étudiée en effectuant des tests de charge de plaque à l'échelle en laboratoire. Deux types de géogridles 3D avec un motif triangulaire et rectangulaire ont été utilisés (figure 2.9). Les résultats présentés par *Makkar et al. 2017* ont indiqué que la capacité portante de la semelle a été améliorée de 1,85 fois par la fourniture d'une seule couche de renforcement conventionnel, tandis que des améliorations de 2,7 et 3,1 ont été utilisées avec des géogridles 3D du modèle triangulaire et rectangulaire à une profondeur optimale de $0,25B$.

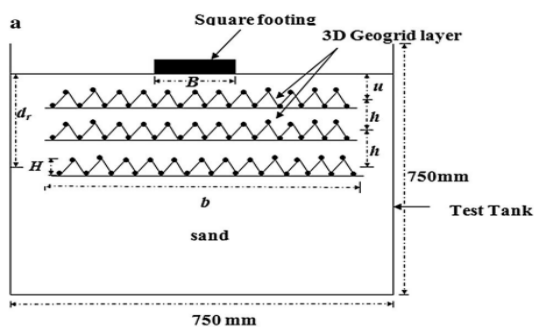


Figure 2.8: Disposition type et la configuration de géogridles 3D dans le réservoir d'essai par *Makkar et al. 2017*.



Figure 2.9: types de géogridles 3D.

2.3.1.2 Fondations reposant sur un sable renforcé par géotextiles

Guido et al. (1985) ont conduit des études expérimentales sur des semelles carrées de 0,71 m de côté reposant sur un sable renforcé par géotextiles. Les résultats ont indiqué que l'amélioration de la capacité portante est négligeable quand la profondeur de renforcement (d) dépasse $1B$, le BCR peut atteindre une valeur supérieure à 2,8 lorsque le nombre de nappes (N) est égal à 5, la distance u est égale à $0,28B$ et h est égale à $0,18B$. Les résultats ont aussi montré que le BCR augmente quand la rigidité axiale des géotextiles augmente.

Guido et al. (1986) ont conduit des essais expérimentaux dans le but de comparer la capacité portante d'un sable renforcé par géotextiles avec celle d'un sable renforcé par géogridles dans une boîte carrée de 1,22 m de côté et 0,92 m de profondeur. Une fondation carrée de 0,305 m a été utilisée dans ces essais. Le sable utilisé dans ces essais a un coefficient d'uniformité (Cu) égal à 1,90, un coefficient de courbure (Cc) égal à 1,23 et un

pois volumique sec égal à $14,39 \text{ kN/m}^3$ ($D_r = 55 \%$) et un angle de frottement ϕ égale à 37° . *Guido et al.* ont constaté que les géogrilles sont plus performantes que les géotextiles et le BCRs des géogrilles est généralement de 10% supérieur à celui des géotextiles.

Tafreshi and Dawson 2010 ont effectuées des essais sur des modèles de fondations filantes pour faire une comparaison entre le renforcement par géotextiles et le renforcement par géocellules. Les différents paramètres étudiés sont présentés sur la figure 2.10. L'expérimentation de *Tafreshi and Dawson* a montré que l'utilisation de renforcement de géocellules est un moyen beaucoup plus efficace de fournir une capacité portante améliorée qu'un renforcement plane.

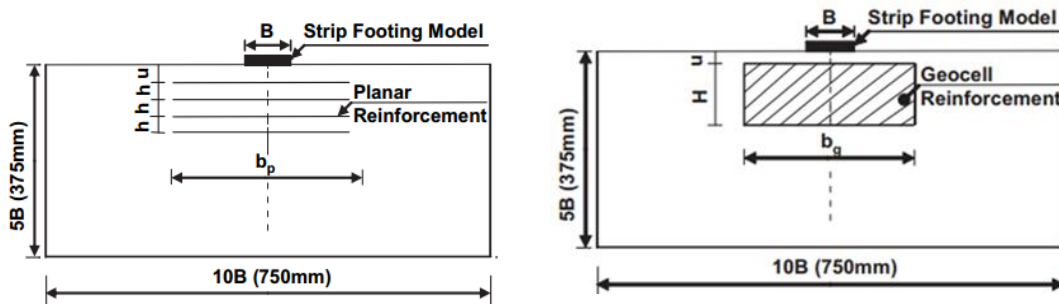


Figure 2.10: Présentation du problème étudié par: [Tafreshi and Dawson 2010].

Abu-Farsakh et al. (2013) ont également réalisé une importante série d'essais sur des modèles réduits, en considérant un sol pulvérulent et en faisant varier les paramètres géométriques et mécaniques (B , u , N , h , EA , D_f). La Figure 2.11 récapitule les différents cas examinés. Les essais effectués par *Abu-Farsakh et al. 2013* ont confirmé qu'une longueur de renforcement géosynthétique supérieure à $6B$ n'influence pas la portance, l'espacement optimal de la nappe supérieure est $0,33B$.

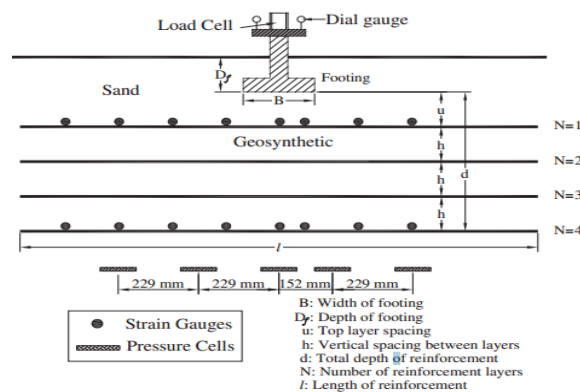


Figure 2.11: Configurations testées par *Abu-Farsakh et al. 2013*.

2.3.1.3 Fondations reposant sur un sable renforcé par d'autres matériaux

Binquet et Lee (1975a) ont conduit une série d'essais réalisés sur modèles réduits, afin de simuler le comportement d'une fondation filante supportée par un sable surmontant une couche d'argile molle. Ces essais ont été réalisés dans une boîte de 1500 mm de longueur, 510 mm de largeur et d'une profondeur de 330 mm. Une bande de 76 mm de largeur a été utilisée comme modèle de fondation. Les résultats présentés par *Binquet et Lee (1975a)* ont indiqué que l'introduction des feuilles au-dessous d'une profondeur de renforcement $d = 2B$ n'augmente pratiquement pas la capacité portante. Ils ont aussi indiqué que pour obtenir la capacité portante est maximale, la distance entre la base de la fondation et la première feuille (u) doit être égale à 25 mm ($u/B = 0,3$).

Akinmusuru et Akinbolade (1981) ont conduit des essais expérimentaux dans le but d'étudier l'effet de l'espacement vertical, la distance entre la base de la fondation et la première nappe (u) et le nombre de nappes de renforcement (N) sur la capacité portante des sols renforcés. Les essais ont été réalisés dans une boîte carrée de 1 m de côté et d'une profondeur de 0,7 m. Une plaque carrée en acier de 100 mm de côté et une épaisseur de 13 mm a été utilisée dans ces essais pour simuler la fondation. Des feuilles métalliques de 10 mm de largeur et une épaisseur de 0,03 mm ont été utilisées comme matériau de renforcement pour simuler des barres métalliques. Ces chercheurs (1981) ont indiqué que la capacité portante du sol renforcé peut augmenter jusqu'à 3 fois par réduction de l'espacement horizontal. La capacité portante du sol renforcé augmente quand la densité linéaire des feuilles augmente. La distance optimale entre la base de la fondation et la première feuille métallique (u) est $0,5B$. Ils ont aussi rapporté que l'augmentation de la capacité portante est négligeable quand (N) est supérieur à 4 avec une profondeur de renforcement $d = 1,75B$.

Fragaszy et Lawton (1985) ont étudié l'influence de la longueur des nappes de renforcement et celle de la densité du sol sur l'amélioration de la capacité portante des sols renforcés. Une plaque rectangulaire en acier de 7,6 cm de largeur et d'une longueur de 15,2 cm a été prise comme modèle de fondation. Le renforcement est assuré par des feuilles d'aluminium ayant une épaisseur de 0,0254 mm et une largeur de 2,54 cm, placées selon une densité linéaire de 47% et une résistance à la traction de 1,34 kN/m. Tous les essais ont été effectués avec trois nappes de renforcement pour lesquelles (u) était égale à 2,54 cm ($u/B = 0,33$) et h égale à 2,54 cm ($h/B = 0,33$). *Fragaszy et Lawton (1985)* ont également prouvé que la capacité portante du sable renforcé augmente avec l'augmentation de la longueur

des bandes d'aluminium de $3B$ à $7B$ (où B est la largeur de la fondation); au-delà l'amélioration est négligeable.

Huang et Tatsuoka (1990) ont conduit une étude expérimentale afin d'évaluer la capacité portante des sables renforcés. Leurs essais ont été effectués dans une boîte de 183 cm de longueur, 40 cm de largeur et 74 cm de hauteur. Cinq groupes d'essais ont été effectués dans leur étude. Dans le premier groupe d'essais, les nappes de renforcement ont une longueur égale à B avec un nombre différent de nappes. Dans le deuxième groupe d'essais, l'effet de la longueur des nappes de renforcement a été étudié. Le troisième groupe d'essais a été utilisé pour étudier l'effet du nombre des nappes (N). Le rapport de couverture de renforcement a été étudié dans le quatrième groupe d'essais. Quatre types de renforcement avec différentes rigidités et résistances à la rupture ont été utilisés dans le cinquième groupe d'essais; trois d'entre eux sont des barres en bronze de phosphore, les autres sont des barres en aluminium. *Huang et Tatsuoka (1990)* ont rapporté que la longueur critique des barres de renforcement est égale à $2B$. Ils ont aussi rapporté que la rigidité des barres a un effet négligeable sur l'amélioration de la capacité portante. Ils ont identifié également deux mécanismes qui expliquent l'augmentation de la capacité portante dans les sols de fondation renforcés: un mécanisme profond de semelle et mécanisme dalle large.

2.3.2 Etudes analytiques

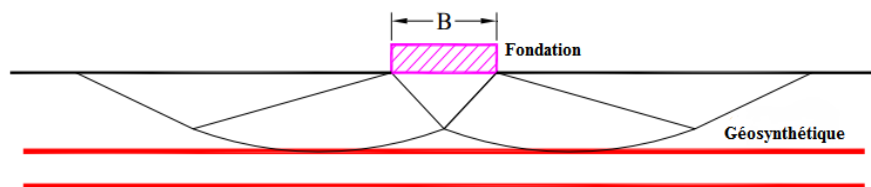
Comparée au nombre d'études expérimentales, l'analyse théorique de la capacité portante des fondations reposant sur un sol renforcé est relativement rare. Les mécanismes de rupture des sols renforcés proposés dans la littérature peuvent être classés par catégories comme suit :

(1) **Frontière rigide** (Figure 2.12a) : si la profondeur entre la première nappe et la base de la fondation (u) est plus grande qu'une valeur donnée, la nappe de renforcement agira en tant que frontière rigide et la rupture se produira au-dessus des nappes de renforcement. *Binquet et Lee (1975b)* sont les premiers à avoir rapporté ce mécanisme. Les études expérimentales conduites par plusieurs chercheurs (*Akinmusuru et Akinbolade, 1981; Mandal et Sah, 1992; Khing et al. 1993; Omar et al, 1993b; Ghosh et al. 2005*) ont ensuite confirmé cette constatation.

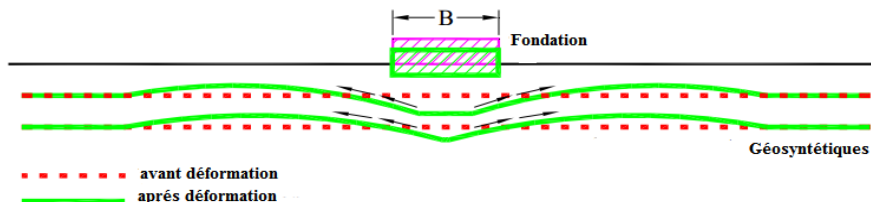
(2) **Effet de membrane** (figure 2.12b): Avec la charge appliquée, le sol situé au-dessous de la fondation tasse et les nappes de renforcement sont déformées et tendues. Dues à

leur rigidité, les nappes de renforcement se courbent, de ce fait, une force dirigée vers le haut se développe pour soutenir la charge appliquée. Une certaine amplitude du tassement est nécessaire pour mobiliser l'effet de membrane, les nappes de renforcement doivent avoir assez de longueur et assez de rigidité afin de ne pas subir une rupture par traction. *Binquet et Lee (1975b)* sont peut-être les premiers à avoir appliqué ce mécanisme de renforcement pour développer une méthode de conception pour des fondations filantes reposant sur des sables renforcés. *Kumar et Saran (2003)* ont étendu cette méthode aux fondations rectangulaires reposant sur des sables renforcés.

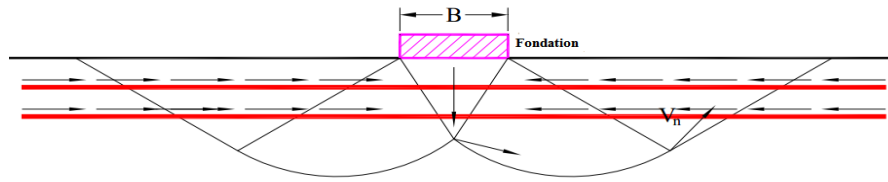
(3) **Effet de confinement** (effet latéral de contrainte) (figure 2.12c): En raison du déplacement relatif entre le sol et les nappes de renforcement, une force de frottement se développe à l'interface sol-renforcement. Cette dernière produit aussi un enchevêtrement entre le sol et les nappes de renforcement. En conséquence, la déformation latérale par traction du sol renforcé sera empêchée. De ce fait, la déformation verticale du sol sera alors réduite. L'amélioration du confinement latéral peut augmenter le module de compressibilité du sol, ce qui améliore la capacité portante. *Huang et Tatsuoka (1990)* ont justifié ce mécanisme avec succès en utilisant des nappes de renforcement courtes ayant une longueur (l) égale à la largeur de la fondation (B) pour renforcer un sable. *Michalowski (2004)* a appliqué ce mécanisme de renforcement et déduit une formule pour calculer la capacité portante des fondations filantes reposant sur des sols renforcés.



(a) Frontière rigide



(b) Effet de membrane



(c) Effet de confinement

Figure 2.12: Mécanismes de renforcement.

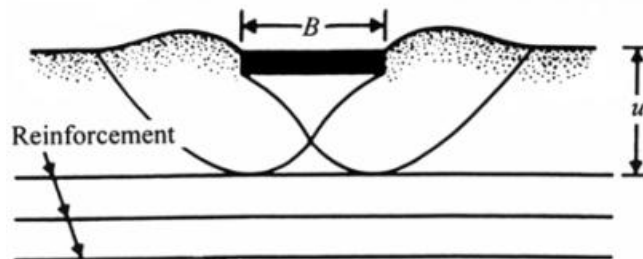
2.3.2.1 Méthode de Binquet et Lee

Binquet et Lee (1975b) ont identifié trois mécanismes possibles de rupture des sols renforcés selon la résistance à la traction et l'emplacement des nappes de renforcement, à travers des essais sur modèles réduits.

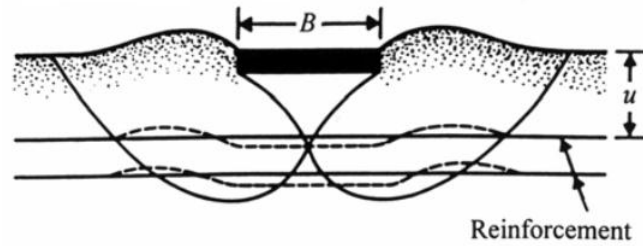
1- Rupture par cisaillement au-dessus de la première nappe de renforcement qui est susceptible de se produire quand la distance entre la première nappe et la base de la fondation (u) est supérieure à $2B/3$ Figure (2.13.a).

2- Rupture par extraction (extraction des barres) qui est susceptible de se produire pour le cas où l'espacement vertical entre la première nappe de renforcement et la base de la fondation (u) est inférieur à $2B/3$ et le nombre de nappes de renforcement inférieur à 2 ou 3 ou la longueur des nappes de renforcement est très courte Figure (2.13.b).

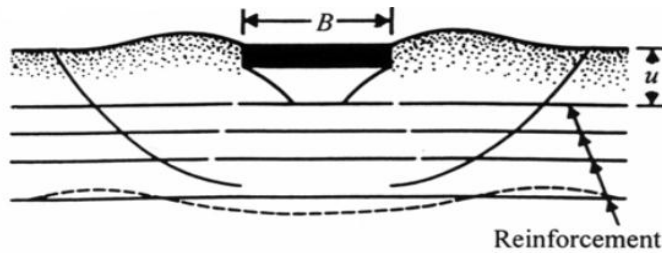
3- Rupture par traction (rupture des barres) qui se produit probablement quand la distance entre la première nappe de renforcement et la base de la fondation (u) est inférieur à $2B/3$, le nombre de nappes de renforcement étant égal ou supérieur à 4 et de longues nappes de renforcement, Figure (2.13.c).



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



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



c) $u/B < 2/3$, longues nappes et $N > 4$: Rupture par traction les nappes de renforcements supérieurs se cassent.

Figure 2.13: Les trois mécanismes possibles de rupture des sols renforcés. (D'après Binquet et Lee, 1975b).

2.3.2.2 Méthode de Huang et Tatsuoka

En se basant sur les résultats et les observations d'essais réalisés sur modèles réduits sur des fondations filantes reposant sur un sable renforcé, *Huang et Tatsuoka*(1990) ont décrit deux modes possibles de rupture :

- 1- Une rupture locale dans la zone non renforcé sous la zone renforcée Figure (2.14.a)
- 2- Une rupture locale au sein de la zone renforcée Figure(2.14.b).

Ce type de rupture inclut généralement une rupture des nappes par extraction, une rupture par traction ou une rupture par compression dans le sol.

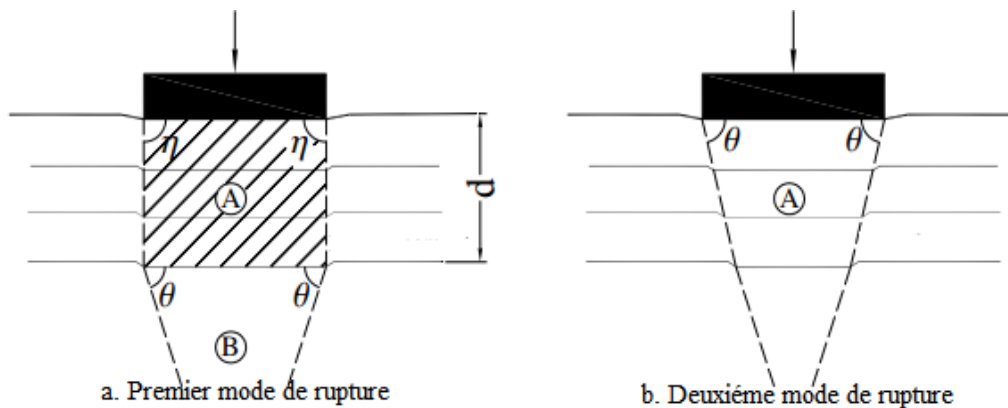


Figure 2.14 : Les deux modes possibles de rupture des sables renforcés (D'après Huang et Tatsuoka.1990).

2.3.2.3 Méthode de HUANG et MENQ

Huang et Menq (1997) ont évalué les caractéristiques de portance du sol sableux renforcé par une couche de renforcement horizontale en effectuant un total de 105 tests de modèle. Cette étude est basée sur deux mécanismes de rupture comme indiqué sur la Figure (2.15). Selon ce mécanisme de rupture, deux effets de renforcement (effet de semelle et large dalle) contribuent à l'augmentation de la capacité portante. Sur la base de leur étude, ils ont proposé une relation pour déterminer la capacité portante ultime basée sur le mécanisme de large-dalle.

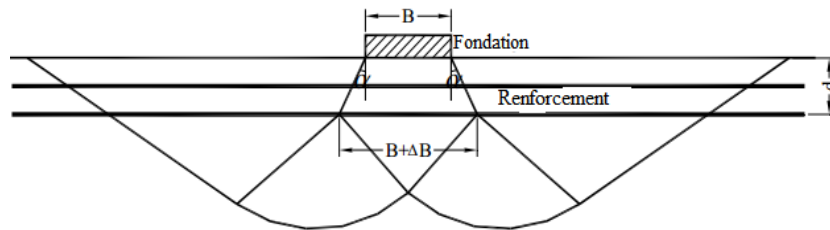


Figure 2.15: Mécanisme de rupture des sols renforcés

(D'après Huang et Menq, 1997).

$$q_{u(R)} = \eta \times \gamma \times (B + \Delta B) \times N_\gamma + \gamma \times d \times N_q$$

$$\Delta B = (2xd) \tan \alpha$$

$q_{u(R)}$: Capacité portante du sol renforcé, η : Coefficient dépendant de la forme de la fondation γ : Poids volumique du sol, B : Largeur de la fondation, N_γ et N_q : Facteurs de la capacité portante, d : Profondeur totale de renforcement, ΔB : Augmentation de la largeur de la fondation due à l'introduction des nappes de renforcement, α : Angle de distribution des contraintes

S'étant basés sur des données expérimentales de différents chercheurs, Huang et Menq (1997) ont obtenu l'équation qui estime l'angle de distribution des contraintes dans le sol.

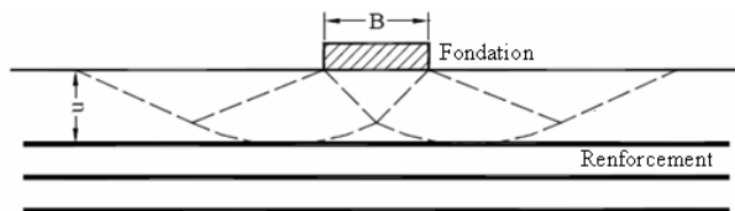
$$\tan \alpha = 0,680 - 2,071h / B + 0,743CR + 0,31B + 0,076N \quad (2.13)$$

2.3.2.4 Méthode de Wayne et al

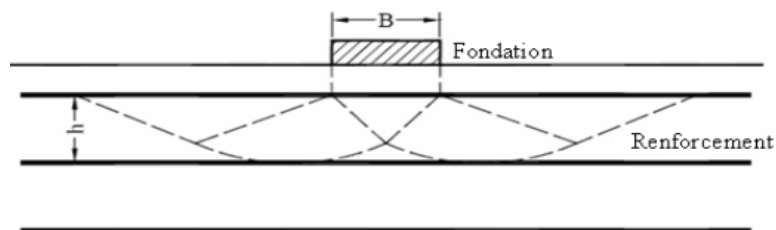
Wayne et al (1998) ont suggéré quatre modes possibles de rupture pour les fondations reposant sur sols renforcés comme représenté sur la figure 2.16. Le mode de rupture dépend de l'emplacement des nappes de renforcement et des caractéristiques du sol.

- Si la distance verticale entre la première nappe de renforcement et la base de la fondation (u) est supérieure à une valeur spécifique, le renforcement agira en tant que frontière rigide et la rupture se produira au-dessus du renforcement (figure 2.16.a). Ce type de rupture peut être évité en plaçant la nappe supérieure près de la fondation.
- Si l'espacement vertical entre les nappes de renforcement (h) est très grand, la rupture se produira entre les nappes de renforcement (figure 2.16.b). Ce type de rupture peut être évité en gardant un espacement vertical approprié entre les nappes de renforcement.
- La rupture par poinçonnement le long de la zone renforcée (figure 2.16.c) peut se produire quand les nappes de renforcement ne sont pas assez longues et la zone renforcée est très rigide.

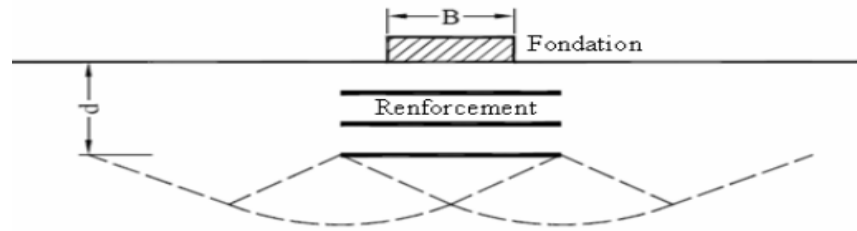
Pour ce type de rupture, la masse du sol renforcé agit en tant que fondation profonde rigide, et l'épaisseur de la zone renforcée peut être considérée comme profondeur d'encastrement de la fondation.



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



(b) Rupture entre les nappes de renforcement.



(c) Rupture à travers la zone renforcée.

Figure 2.16: Modes possibles de rupture des sols renforcés

(D'après Wayne *et al*, 1998).

2.3.3 Etudes numériques

La performance des sols renforcés ne dépend pas seulement des propriétés du sol et de renforcement mais également de l'interaction entre le sol et le renforcement. Pour cette raison, plusieurs méthodes existent dans la littérature pour étudier l'effet du renforcement sur l'augmentation de la capacité portante, à savoir, la méthode d'analyse limite (Kumar and Prasad Sahoo 2013, Chakraborty and Kumar 2014), et les calculs élasto-plastiques en utilisant la méthode des éléments finis ou la méthode des différences finies (Kousik Deb *et al.* 2007, Wilson Chung *at.* 2007, Laman et yildiz (2007) Abu-Farsakh *et al.* 2004, Basudhar *et al.* 2008, Murad Abu-Farsakh *et al.* 2012, Noorzad et Manavirad 2014, Monir Kazi *et al.* 2015a, Monir Kazi *et al.* 2015b).

Basudhar *et al.* (2008) ont conduit une étude par éléments finis en vue d'évaluer l'effet de la profondeur de renforcement, le module d'élasticité du géotextile et le sol, la variation du module d'élasticité du sol avec la profondeur et les propriétés de la couche de sol sur le tassement d'une semelle filante posée sur un sable renforcé par des nappes de géogridde figure 2.17. Le critère de Mohr-Coulomb est retenu pour le glissement entre le sol et le géotextile. Les résultats obtenus montrent que pour une seule nappe de géotextile, la profondeur optimale est $0.6B$ et la force de cisaillement dans les géotextiles augmente jusqu'à la longueur de renforcement de la ligne centrale est égale à 0,5 de largeur de la semelle, puis diminue.

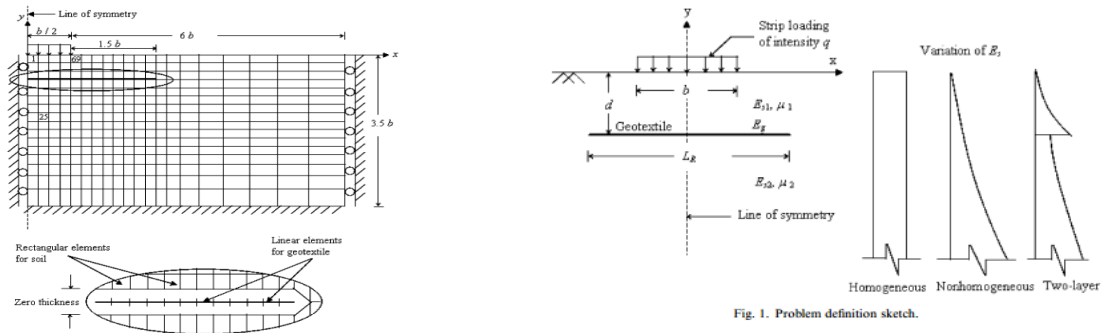


Figure 2.17: Présentation du problème étudié par [Basudhar et al. (2008)].

Une analyse numérique de l'évolution élasto-plastique par la méthode des différences finies a été effectuée par Ghazavi et Lavasan (2008), pour étudier l'interférence de deux semelles carrées, posées sur un sable renforcé par des nappes de géogrille. Le critère de Mohr-Coulomb avec une règle d'écoulement non associée a été adopté. La Figure 2.18 (a) et (b) présente respectivement, les différents paramètres considérés et les résultats obtenus lorsque $u/B = h/B = 0,3$ et $b/B = 2,5$. La Figure 2.19 (a), (c) et (b) montre respectivement la variation du BCR en fonction de b/B , d/B , u/B . Ghazavi et Lavasan (2008) ont indiqué que la profondeur critique de l'emplacement de la première nappe de géogrille, $(u/B)_{cr}$, est d'environ 0,25 - 0,35 pour $N = 1, 2$ et largeur de renforcement critique $(b/B)_{cr}$ sont respectivement d'environ 3 et 2,5 pour les sables renforcés d'une et deux nappes de géogrille.

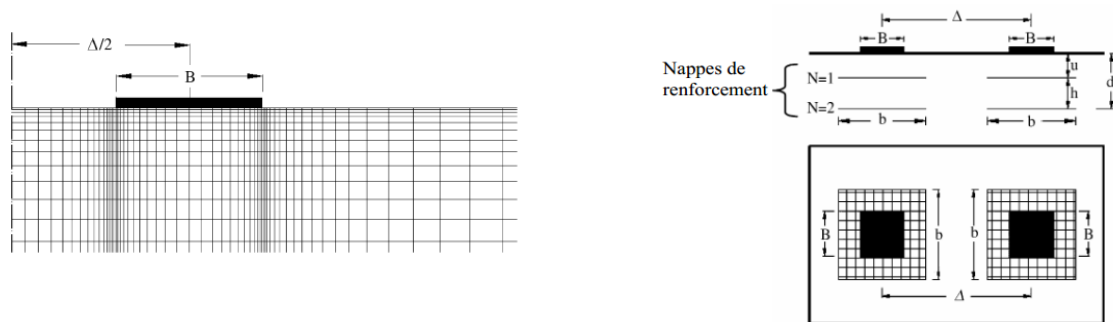


Figure 2.18: Maillages et les paramètres étudiés d'après Ghazavi et Lavasan (2008).

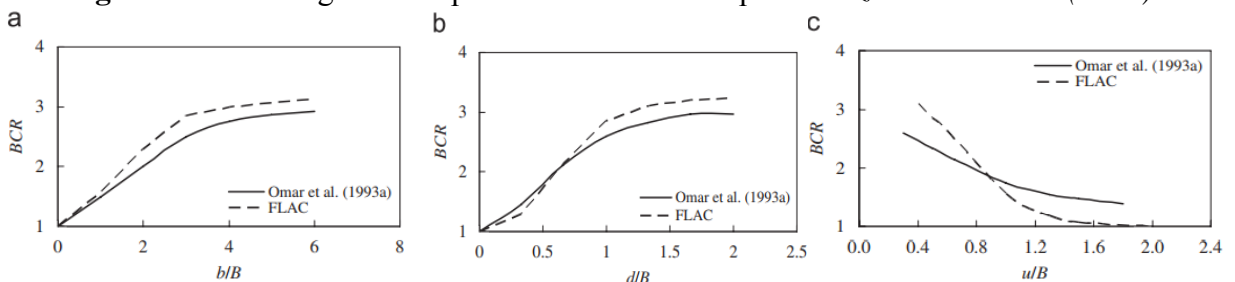


Figure 2.19:(a)Variation du BCR en fonction de b/B ($u/B = h/B = 0.33$, $N = 4$);
 (b)variation du BCR en fonction d/B ($u/B = h/B = 0.33$, $b/B = 6$);
 (c) variation du BCR en fonction de u/B ($h/B = 0.3$, $b/B = 4$, $N = 4$).

Latha and Somwanshi 2009 ont présenté les résultats d'essais en laboratoire et de simulation numérique pour la capacité portante de la semelle carrée reposant sur sable renforcé par géosynthétique. Les auteurs ont étudié l'effet du type et la rigidité axiale de géosynthétique (figure 2.20a), la largeur des armatures (figure 2.20b), la profondeur de la zone renforcée (figure 2.20c), l'espacement des nappes de renforcement (figure 2.20d). Le résultat du test montre que la profondeur effective de la zone de renforcement au-dessous de la semelle carrée est deux fois la largeur du fondation, l'espacement optimal entre les nappes de renforcement est d'environ 0,4 fois la largeur de la semelle et la largeur optimale du renfort est 4 fois la largeur de la semelle.

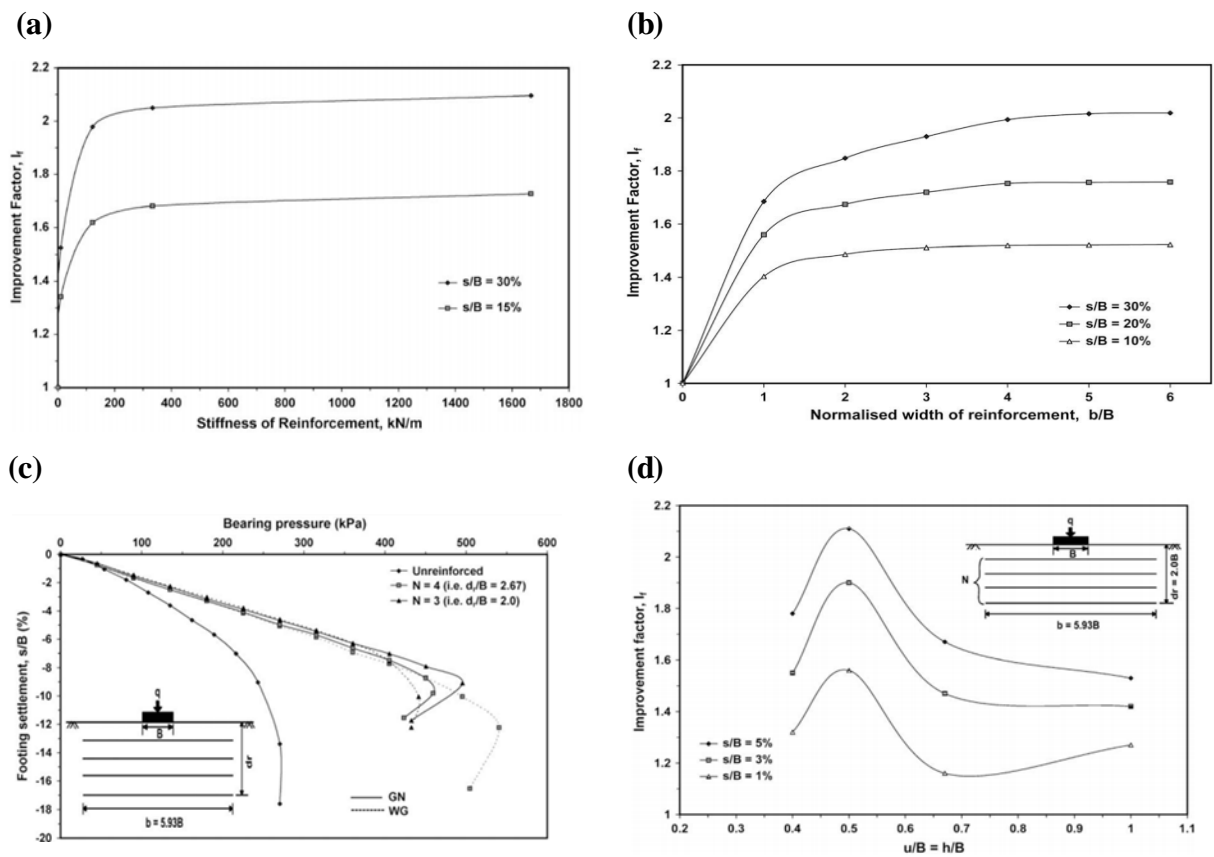


Figure 2.20: Variation du facteur d'amélioration avec: (a) la raideur du renforcement, (b) la largeur du renforcement, (c) la profondeur de la zone renforcée, (d) l'espacement entre les nappes de renforcement (Latha and Somwanshi 2009).

Murad Abu-Farsakh et al (2012) ont utilisé le logiciel ABAQUS afin d'évaluer numériquement la capacité portante de fondation filante reposant sur une couche de calcaire broyé. Le modèle de Drucker-Prager est utilisé pour le sol. Dans leurs analyses de nombreux

paramètres géométriques ont été considérés, comme par exemple la profondeur de la première nappe de renforcement, longueur de renforcement, nombre / espacement des nappes, ainsi que la largeur de la semelle (Figure 2.21). Les résultats de la simulation numérique ont été comparés avec les résultats d'essais réalisés sur modèle réduits et sont présenté sur la figure(Figure 2.22).

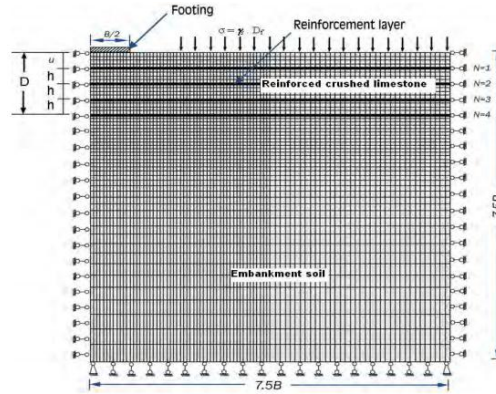


Figure 2.21: Présentation du problème étudié par Murad Abu-Farsakh et al. (2012).

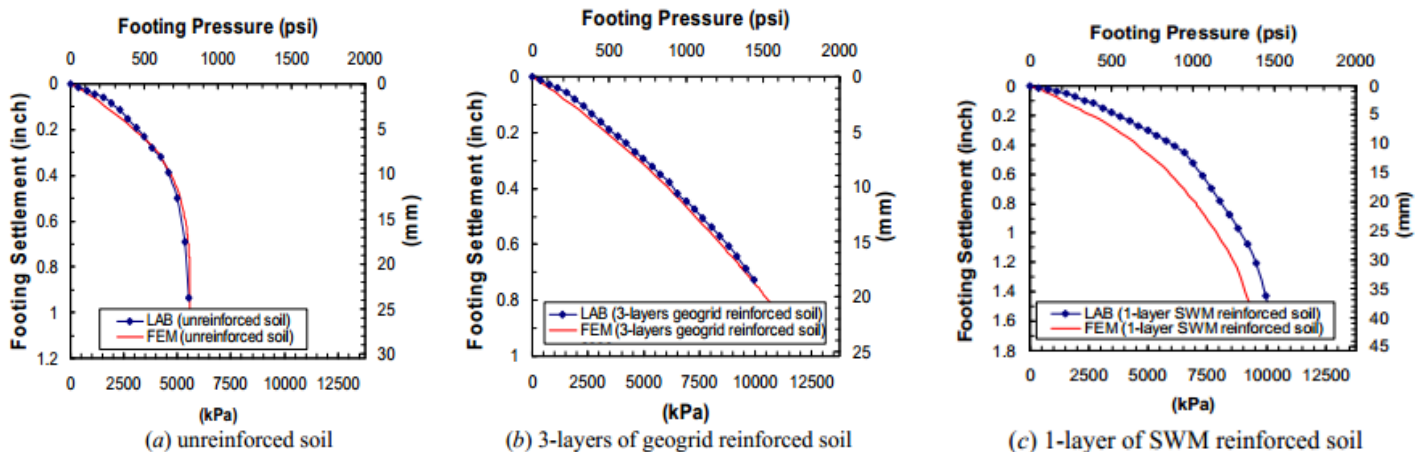


Figure 2.22: Comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques (Murad Abu-Farsakh et al. 2012).

Par la suite, JyantKumar and Prasad Sahoo (2013) ont déterminé la capacité portante d'une semelle filante rigide et rugueuse de largeur B , repose sur un massif de sol granulaire, sol cohérent et frottant, et un sol parement cohérent renforcé avec des nappes horizontales de géogrid. JyantKumar and Prasad Sahoo (2013) ont utilisé la méthode numérique basé sur les bornes supérieures pour estimer l'effet de la longueur et la largeur de renfort, et la variation de la cohésion non drainé avec la profondeur.

Kolay *et al.* (2013) ont étudié la capacité portante ultime d'une semelle rectangulaire posée sur un sol argileux limoneux avec une fine couche de sable renforcé par géogridde (Figure 2.23). Initialement, la nappe de géogridde est placée à l'interface du sol avec u/B est égal à 0,667 et ils ont constaté que la capacité portante augmente avec une moyenne de 16,67%, et quand une géogridde est placée au milieu de la couche de sable avec u/B est égal à 0,33 la capacité portante augmente avec une moyenne de 33,33%.

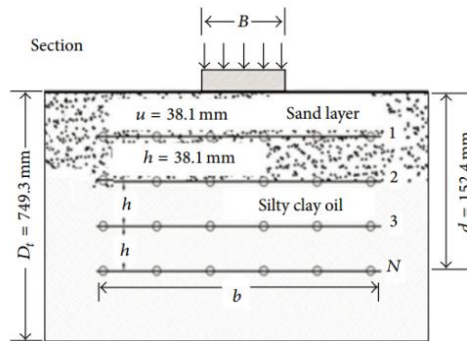


Figure 2.23: Configurations testées par Kolay *et al.* (2013).

Chakraborty and Kumar (2014) ont calculé les deux facteurs de la capacité portante N_γ and N_c pour une semelle filante placée sur des sols renforcés par des nappes horizontales de géogridde pour différents angles de frottement interne du sol ϕ (Figure 2.24), en employant la méthode des éléments finis en conjonction avec les théorèmes de l'analyse limite avec détermination des bornes inférieures. Dans cette analyse, les facteurs d'efficacité η_γ et η_c qui doivent être multipliés avec les facteurs de capacité de support N_γ et N_c pour tenir compte de l'inclusion des renforts ont été établis. Kumar et Chakraborty ont observé que pour une seule nappe de géogridde, la profondeur optimale variait entre 0,29 et 0,57B. D'autre part, pour un groupe de deux nappes, la profondeur de géogridde optimale d_{1cr} se situe entre 0,29 et 0,50B, et se situe entre d_{2cr} entre 0,29 et 0,64B. La figure 2.25 montre le schéma de rupture adopté par Kumar et Chakraborty (2014), dans le cas d'un angle de frottement interne $\phi = 30^\circ$.

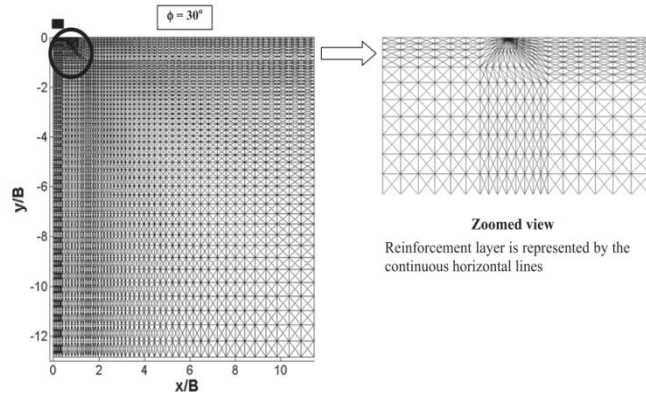


Figure 2.24: Maille utilisée dans l'analyse, avec un angle de frottement interne du sol $\phi=30^\circ$ d'après Kumar et Chakraborty (2014).

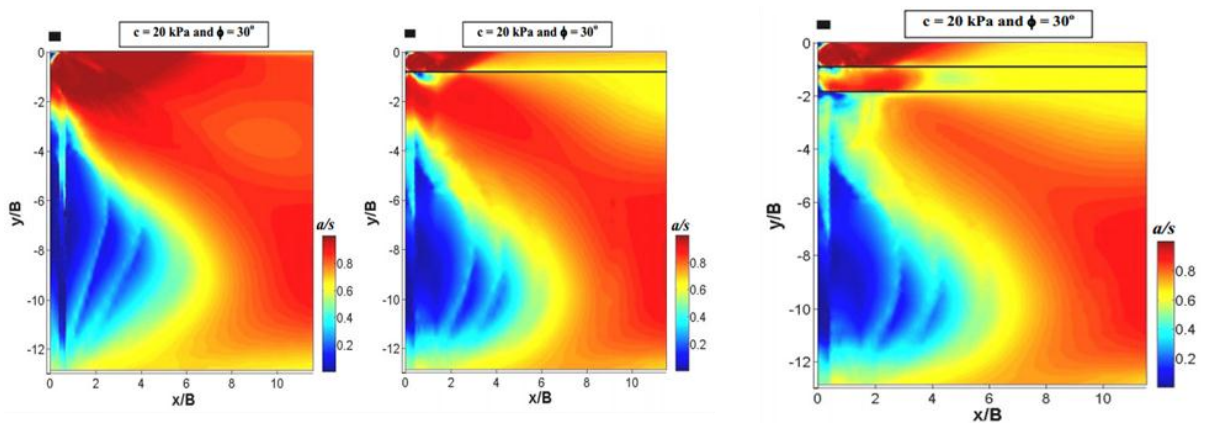


Figure 2.25: Schémas de rupture obtenus, d'après Chakraborty and Kumar (2014) pour (a) sans renfort; (b) avec une seule nappe de renfort; (c) avec un groupe de deux nappes de renforcement $\phi=30^\circ$.

Cicek et al. (2015) ont réalisé des essais en laboratoire pour une semelle filante posée sur un sol sableux non renforcé et renforcé afin d'étudier les effets de la longueur des armatures. (Figure 2.26) les essais ont été exécutés pour différentes largeurs de semelles (B , $2B$, $3B$, $5B$, $7B$). La figure 2.27 montre les courbes chargement-tassement pour différentes longueurs de géogridde.

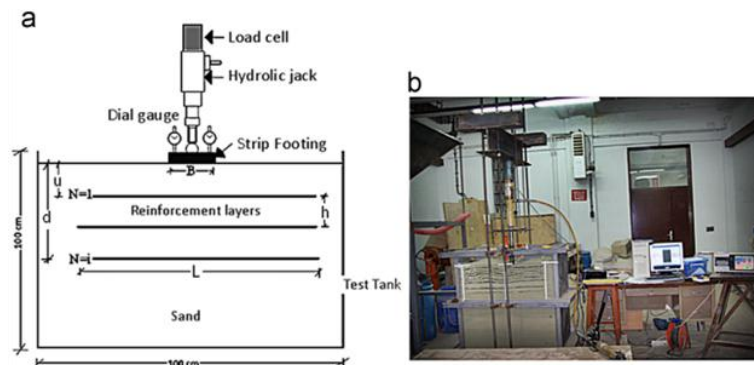


Figure 2.26: (a) Schéma de principe, (b) la configuration de test, d'après Cicek et al. (2015).

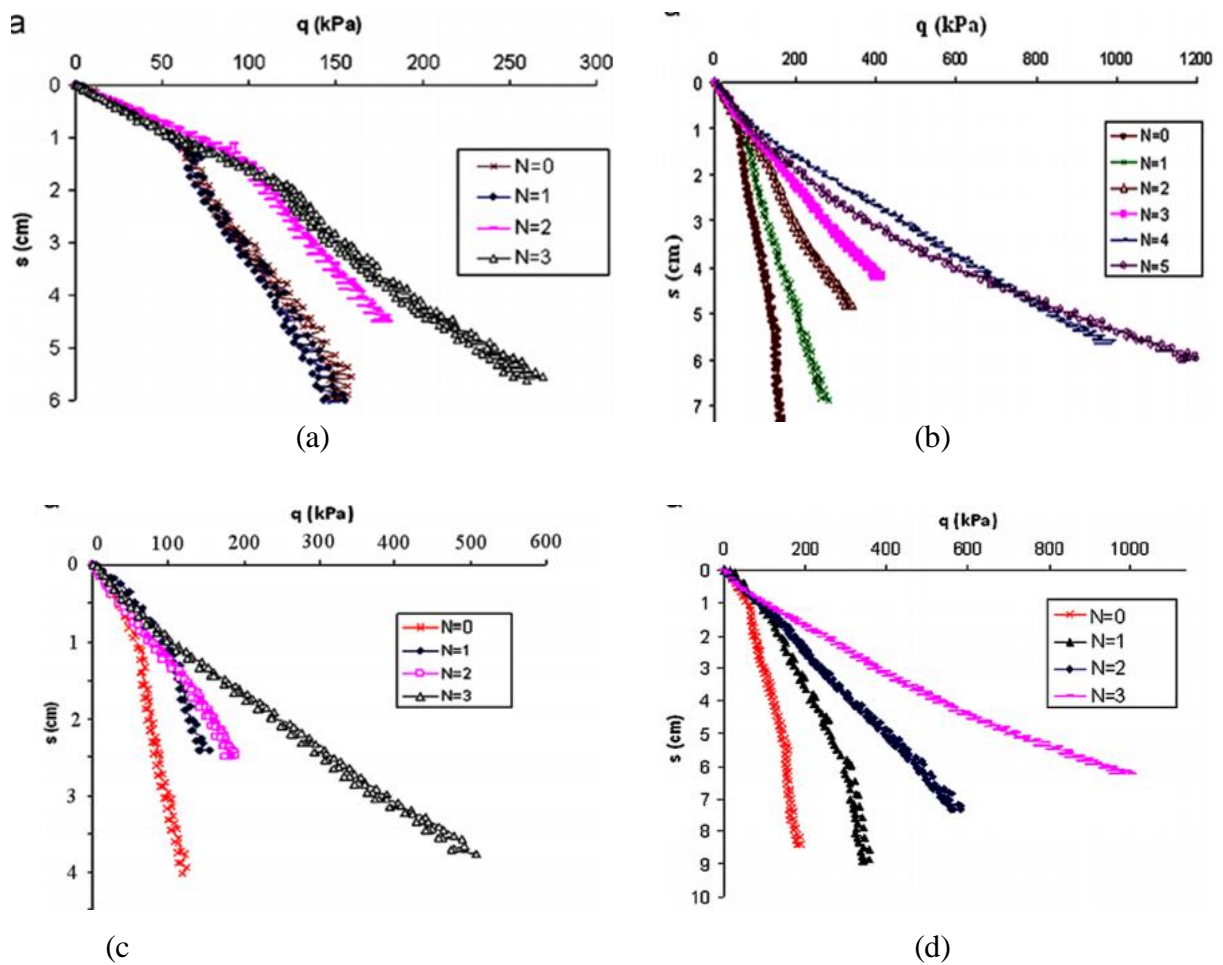


Figure 2.27: L'effet du nombre des nappes de renforcement pour la longueur de géogrille : (a) ($L/B=1$); (b) ($L/B=3$); (c) ($L/B=5$); (d) ($L/B=7$) d'après Cicek et al. (2015).

Les éléments finis furent utilisés ensuite par plusieurs auteurs pour modéliser une fondation sur un sol renforcé, on cite entre autres les travaux de (Kazi et al. (2015a), Kazi et al. (2015b), Shadi Aria et al. (2017)).

Kazi et al. (2015a) ont proposé une nouvelle méthode pour améliorer la capacité portante d'une fondation filante reposant sur un sable renforcé par géotextiles, ils ont étudié ce problème par des essais sur modèle réduit à gravité normale, ainsi que par des calculs élasto-plastiques par éléments finis en déformation plane (Figure 2.28). Le massif constitué en sable sec avec différents angles de frottement interne φ (36° ; 37° ; 38°). Kazi et al. ont rapporté que le géotextile avec des extrémités enveloppantes nécessite une largeur plus faible du terrain pour la construction de fondations renforcées par des géosynthèses et elle entraîne également une augmentation supplémentaire de la capacité de portante, par rapport aux nappes placées horizontalement dans le sable (Figure 2.29).

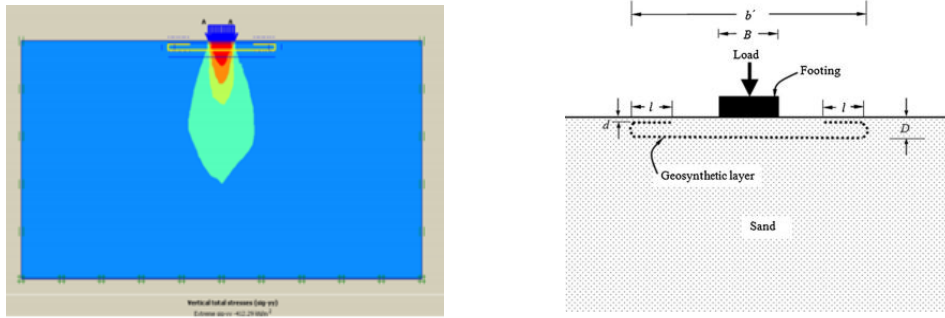


Figure 2.28:Présentation du problème étudié par Kazi et al. (2015a).

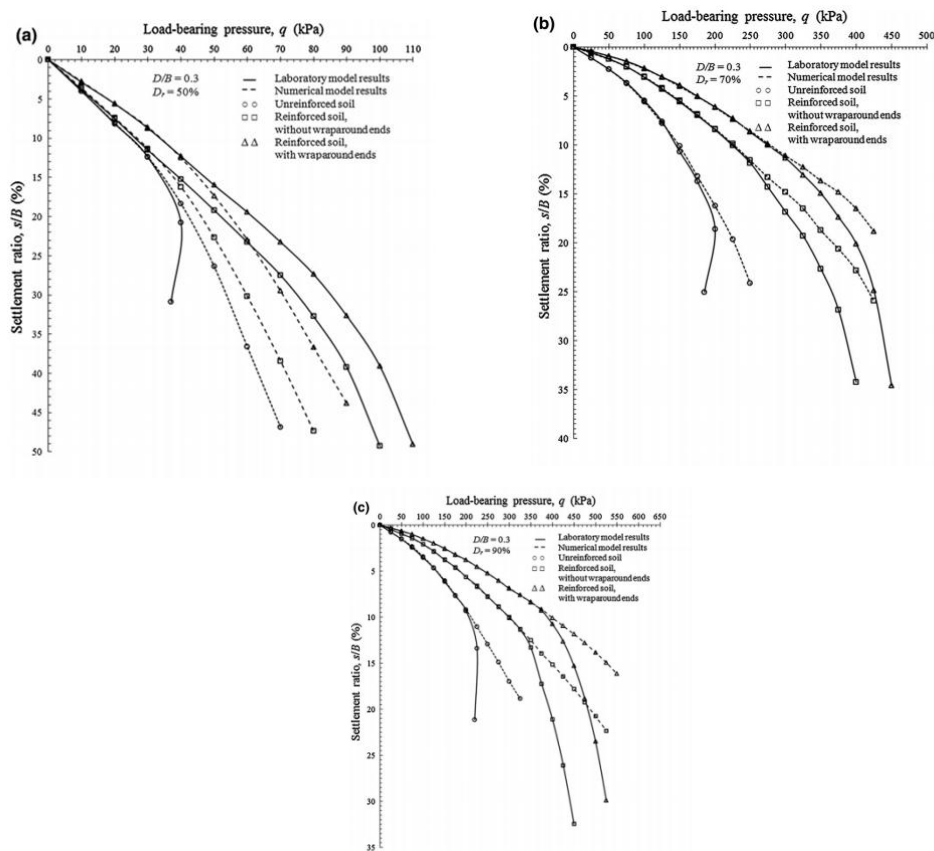


Figure 2.29:Comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques (Monir Kazi et al.2015a).

Kazi et al. (2015b) ont utilisé la même méthode de renforcement « géotextile avec des extrémités enveloppantes » avec plusieurs nappes de géotextiles (N variait de 1 à 5) figure 2.30. Les résultats expérimentaux issus de l'étude sont comparés aux résultats numériques basés sur l'analyse par éléments finis (FEA) réalisée à l'aide du logiciel PLAXIS 2D. Kazi et al. (2015b) ont étudié également la capacité portante de fondation filante avec encastrement variant de 0 à 1.

L'étude montre que les extrémités enveloppantes apportent toujours une amélioration supplémentaire à la capacité portante de sable(Figure 2.31).

La figure 2.32montre la comparaison entre les valeurs de la capacité portante obtenues par les essais et celles obtenues par les des calculs élasto-plastiques par éléments finis, dans le cas $D_f/B=0$; $D_f/B=0.5$; $D_f/B=1$.

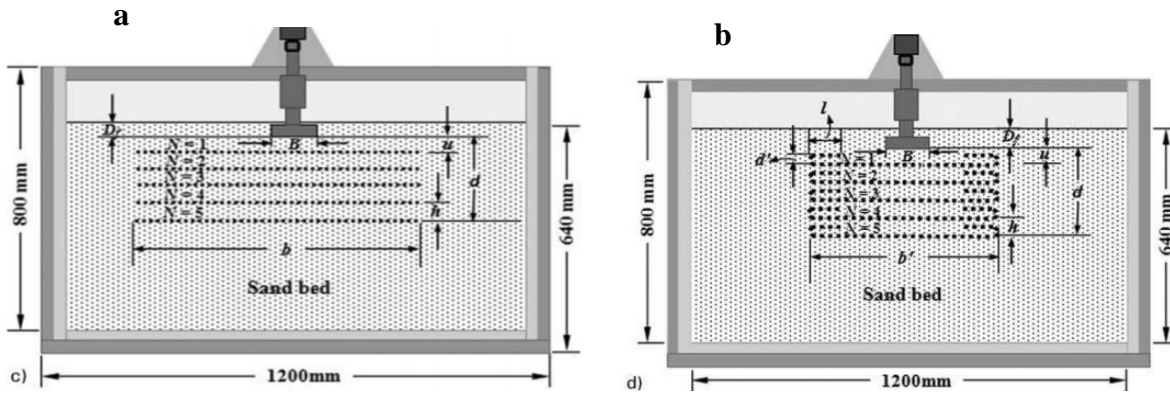


Figure 2.30:Dispositif d'essai de laboratoire, (a) nappe de renforcement placé horizontalement,(b) nappe de renforcement avec extrémités enveloppantes (Kazi et al. 2015b).

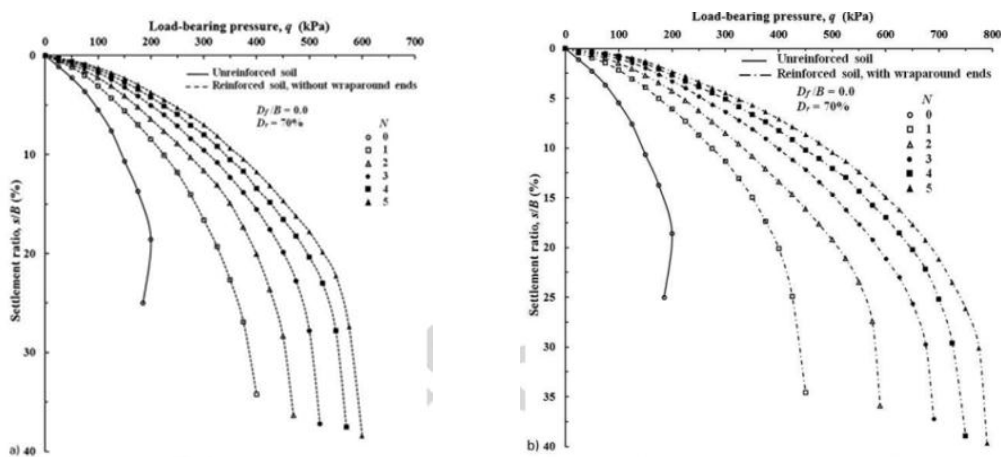


Figure 2.31:La capacité portante (q) en fonction du rapport de tassement-effet du nombre de couches de renfort (N) pour le renforcement: (a) sans extrémités enveloppantes à $D_f/B=0$ et (b) avec extrémités enveloppantes à $D_f/B=0$.

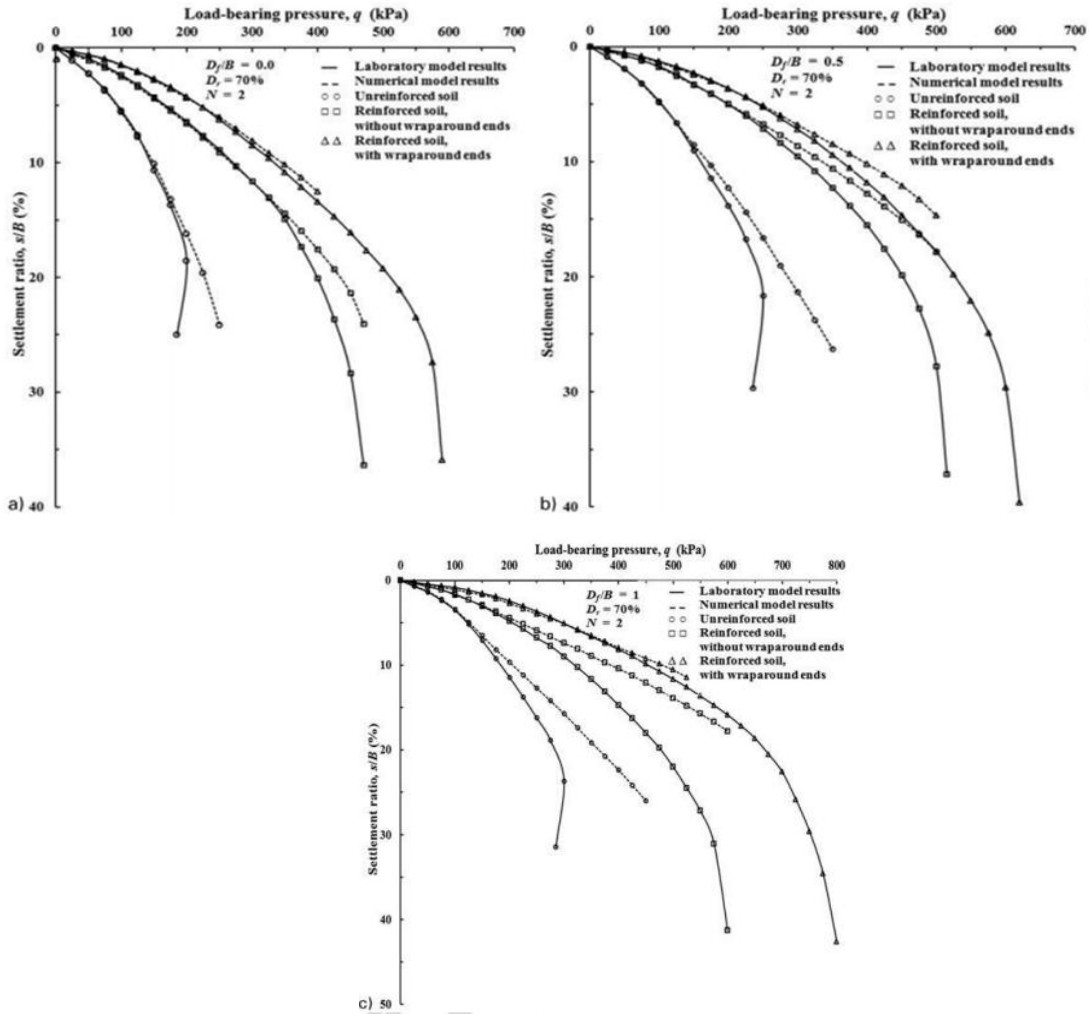


Figure 2.32: Comparaison entre les résultats expérimentaux et de modèle numérique à : $D_f/B=0$; $D_f/B=0.5$; $D_f/B=1$ d'après (Kazi et al. 2015b).

Parmi les travaux les plus récents, on peut citer ceux de *Shadi Aria et al. (2017)* qui ont effectué des calculs élasto-plastiques à l'aide du logiciel PLAXIS en éléments finis (figure 2.33), pour examiner l'effet de l'angle de frottement interne du sable sur la profondeur optimale du géosynthétique. La figure 2.33 montre la variation de BCR_u en fonction de la profondeur du renforcement pour différentes valeurs de l'angle de frottement interne ($\phi = 25^\circ, 27.5^\circ, 30^\circ, 32.5^\circ$ et 35°) pour trois longueurs de renforcement différentes, $2B$, $4B$ et $8B$. Les calculs numériques de *Shadi Aria et al. (2017)* montrent que la profondeur optimale dépend de manière significative de l'angle de frottement interne du sable, surtout lorsque l'angle est supérieur à 30° . La Figure 2.35 montre les schémas de rupture pour ce cas.

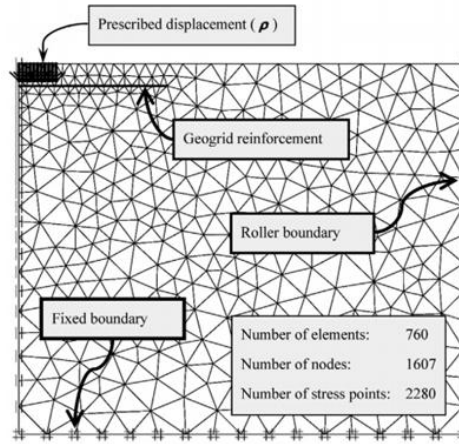


Figure 2.33: Présentation du problème étudié par (Shadi Aria et al 2017).

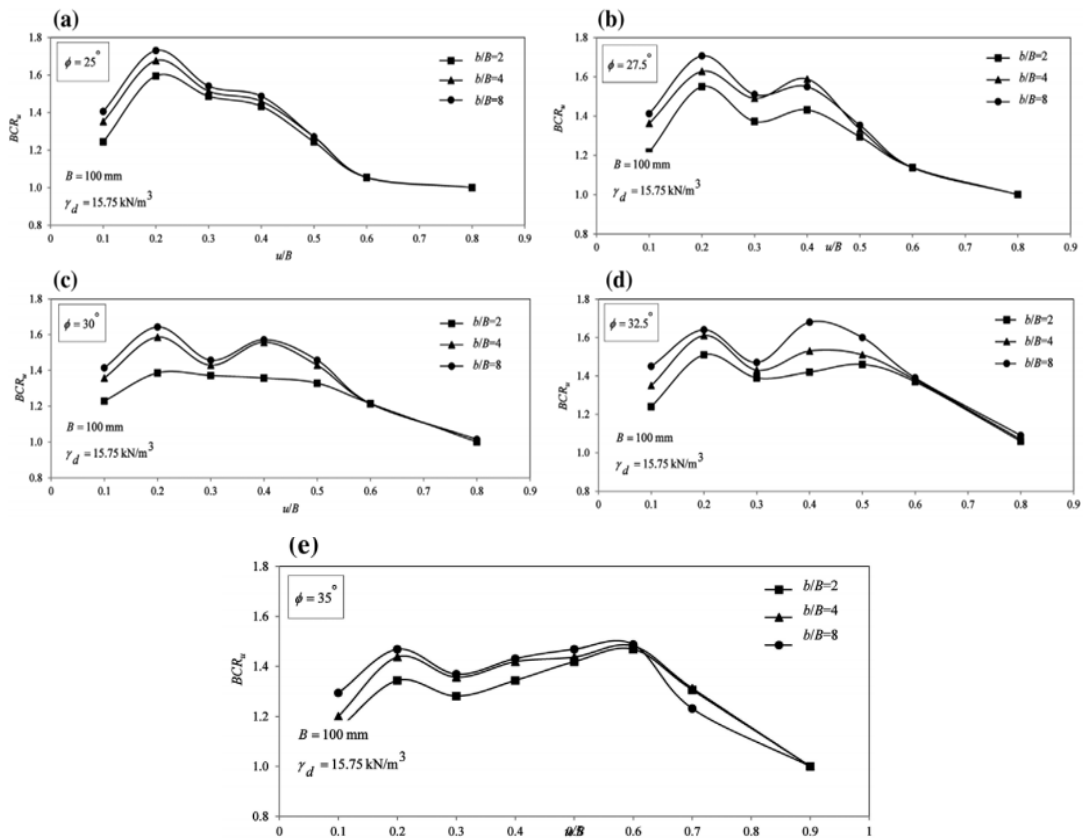


Figure 2.34: Variation du BCR_u en fonction du (u/B) pour (a) $\phi=25^\circ$, (b) $\phi=27.5^\circ$, (c) $\phi=30^\circ$, (d) $\phi=32.5^\circ$ and (e) $\phi=35^\circ$ d'après (Shadi Aria et al. 2017).

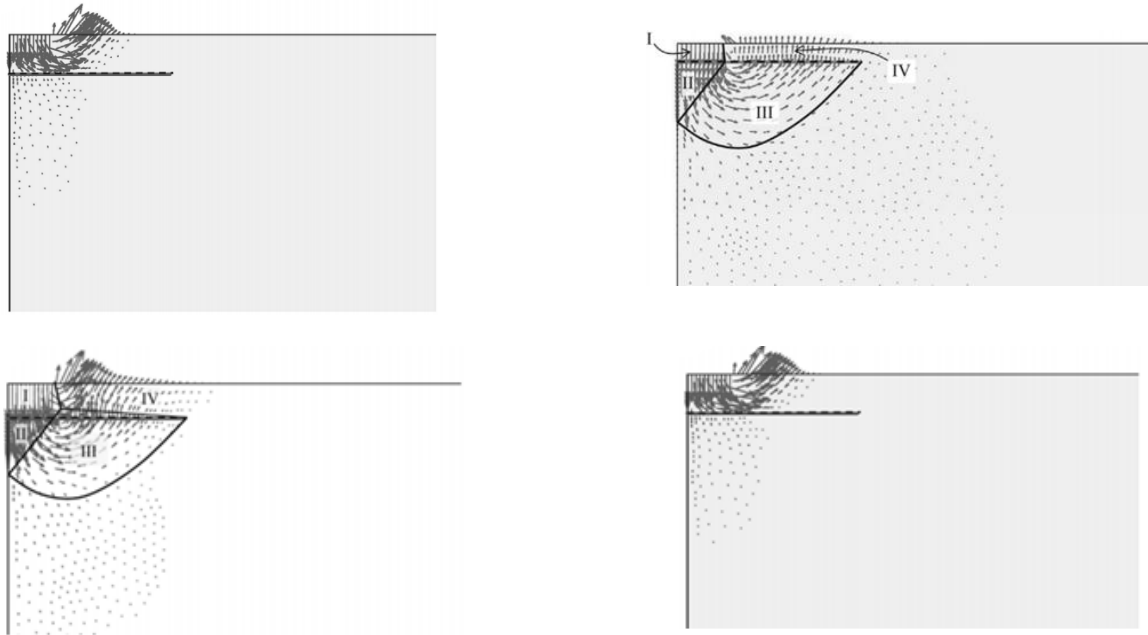


Figure 2.35: Vecteurs des déplacements pour $\phi=30^\circ$ et $b/B=4$ (a) non renforcé, (b) $u/B=0,2$, (c) $u/B=0,4$ et (d) $u/B=0,5$.

Oliaei and Kouzegaran 2017 ont effectué des calculs numériques à l'aide du logiciel FLAC afin de faire une comparaison entre la performance de renforcement avec géocellules et le renforcement avec géosynthétique plane (Figure 2.36). Les analyses sont effectuées pour deux types de sol (sable et argile) et leurs résultats sont comparés (Figure 2.37). Les conditions optimales de mise en place des géocellules et géosynthétique plane telles que la hauteur optimale, la largeur et la profondeur d'ancrage pour le sable et l'argile a été effectuée.

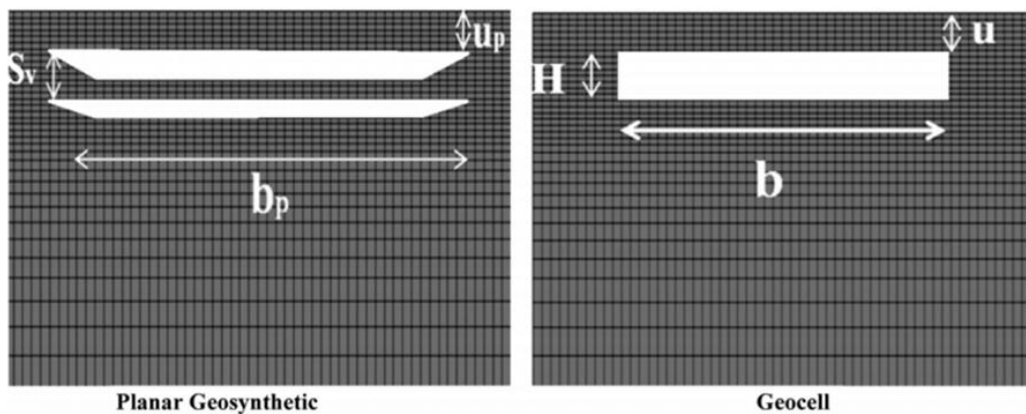


Figure 2.36: Présentation du problème étudié par *Oliaei and Kouzegaran 2017*.

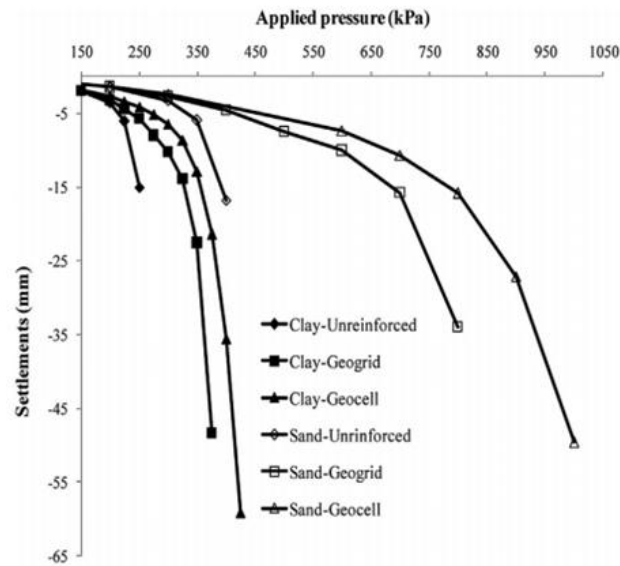


Figure 2.37: Comparaison des performances des géosynthétiques géocellules et planaires dans le renforcement de l'argile et du sable d'après *Oliaei and Kouzegaran 2017*

2.3.4 Résumé des résultats de la littérature

Le Tableau 2.1 présente une synthèse des valeurs critiques des paramètres géométriques d'après différents chercheurs.

Tableau 2.2: Valeurs critiques des paramètres géométriques d'après différents chercheurs.

	<i>Binquet and Lee (1975a)</i>	<i>Khing et al. (1993)</i>	<i>Omar et al. (1993b)</i>		<i>Yetimoglu et al. (1994)</i>	<i>Guido et al. (1986)</i>	<i>Hang and Tatsuoka (1990)</i>	<i>Das et al. (1994)</i>	<i>Shin et al. (2002)</i>	<i>Basudhar et al. (2008)</i>
Type d'étude	Expérimentale		Expérimentale		Expérimentale	Expérimentale	Expérimentale	Expérimentale	Expérimentale	Numérique
Type de fondation	Filante		Filante	Carré	rectangulaire	Carré	Filante	Filante	Filante	Filante
Type de renforcement	papier d'aluminium	Géogrille				Géotextile	bronze phosphoreux	Géogrille	Géogrille	Géotextile
$(u/B)_{opt}$	0.3	-	-	-	0.25-0.3	Non	-	0.3	0.4	0.6
$(h/B)_{opt}$	-	-	-	-	0.2-0.4	Non	-	-	0.4	-
$(d/B)_{cr}$	2	2.25	2	1.4	1.5	1	-	2	0.6	-
$(b/B)_{cr}$	-	6	8	4.5	4.5	3	2	8	6	-

	<i>Kousik Deb et al. (2007)</i>	<i>Ghazavi et Lavasan (2008)</i>	<i>Latha and Somwanshi (2009)</i>	<i>Kazi et al. (2015a)</i>
Type d'étude	Numérique	Numérique	Expérimentale	Numérique+ Expérimentale
Type de fondation	Filante	Filante	Carré	Filante
Type de renforcement	Géogrille	Géogrille	Géotextile	Géotextile
$(u/B)_{opt}$	0.25	0.25-0.35	0.4	0.4
$(h/B)_{opt}$	0.25	-	-	0.2-0.4
$(d/B)_{cr}$	-	-	2	1.5
$(b/B)_{cr}$	4	3	4	4.5

2.4 Conclusion

Dans ce chapitre, on a présenté une synthèse bibliographique concernant les études effectuées pour l'analyse de la capacité portante des fondations superficielles sur sol renforcé par géosynthétiques. De nombreuses études expérimentales, théoriques et numériques ont été consacrées à l'évaluation de l'influence des paramètres géométriques et géotechniques sur l'augmentation de la capacité portante des sols renforcés. Les résultats de ces recherches rapportés dans la littérature ont montré que la capacité portante du sol varie en fonction de divers facteurs, tels que le type de matériaux de renforcement, la texture, la densité du sol et les ratios de différents paramètres de matériaux de renforcement tels que le nombre de nappe, l'espacement vertical entre les nappes de renforcement, la largeur de la nappe et la profondeur de la semelle. D'après la littérature scientifique, on remarque que dans tous les travaux précédents, la méthode couramment utilisée pour renforcer le sol consiste en une ou plusieurs nappes de géosynthétique placées horizontalement sous la semelle pour créer un matériau composite avec une performance améliorée.

Dans la partie suivante, une analyse numérique réalisée dans le cadre de ce travail de recherche pour développer une nouvelle technique de renforcement pour augmenter la capacité portante et réduire le tassement des fondations superficielles.

Les méthodes numériques, telles que la méthode des éléments finis et la méthode des différences finies sont utilisées de plus en plus dans le calcul de la capacité portante. Le premier avantage de ces méthodes par rapport aux méthodes classiques d'équilibre limite est que les hypothèses avancées sur la forme et l'emplacement de la surface de rupture ne sont pas nécessaires. Plusieurs programmes d'éléments finis ou de différences finies peuvent être utilisés pour évaluer la stabilité des ouvrages géotechniques tels que FIAC, ABAQUS, ANSYS, ADINA...etc.

FLAC^{2d} est un programme de différences finies qui sera utilisé dans cette étude, dont la description et la présentation feront l'objet du chapitre 3.

Chapitre 3: Modèles de comportement et outil numérique utilisé

Sommaire

3.1	Introduction	55
3.2	Modèles de comportement	55
3.2.1	Le modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb	56
3.2.2	Critère de plasticité de Mohr-Coulomb.....	57
3.3	Présentation de l’outil de simulation Flac 2D	59
3.3.1	Méthodologie de modélisation par FLAC.....	59
3.3.2	Méthode des différences finies (MDF)	60
3.3.3	Schéma de résolution explicite.....	61
3.3.4	Eléments d’interfaces	64
3.3.5	Eléments structurels	66
3.3.5.1	Elément Câble.....	66
3.3.5.2	Elément Poutre.....	68
3.4	Conclusion.....	70

Chapitre 3

Modèles de comportement et outil numérique utilisé

3.1 Introduction

Le renforcement du sol par géosynthétiques en milieu urbain est considéré comme un problème complexe qui met en jeu des phénomènes d'interaction sol structure à différents niveaux d'échelle : une interaction entre la fondation et le massif de sol, d'une part, et une interaction entre le massif et le renforcement, d'autre part. Ces conditions complexes justifient l'utilisation d'un outil numérique adapté pour prendre en compte le comportement global de ce type d'ouvrage. La diversité de la nature des matériaux ainsi que le non linéarité de leur comportement imposent nécessairement une attention particulière à la modélisation de différents systèmes de renforcement envisagé afin de mieux apprécier les mécanismes de rupture.

Dans ce chapitre, nous présentons les principes du code de calcul FLAC qui a été utilisé tant pour nos simulations, les différents éléments structurels mis en œuvre dans les analyses numériques sont aussi explicités.

3.2 Modèles de comportement

Un certain nombre de modèles de comportement sont disponibles dans le logiciel, que l'on peut classer en trois groupes : le modèle nul, les modèles élastiques et les modèles plastiques :

- Le modèle nul : il est utilisé pour représenter des zones de sol excavées,
- Les modèles élastiques : le modèle élastique linéaire et isotrope et le modèle élastique transversalement isotrope,
- Les modèles plastiques

Dans le cadre de cette thèse, le modèle élastique-parfaitement plastique basé sur le critère de rupture de Mohr Coulomb a été retenu pour représenter le comportement du sol. Une description détaillée sur ce modèle de comportement est décrite dans la partie ci-dessous.

3.2.1 Le modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb

Le modèle Mohr-Coulomb de base (MC) est un modèle élastique linéaire couplé avec le critère de plasticité parfaite de Mohr-Coulomb associé à une limite de traction. Il se base sur une écriture incrémentale de la théorie d'élasticité. Une fois la plasticité apparue, l'élasticité est associée à la plasticité parfaite de Mohr-Coulomb. Cette loi est utilisée pour décrire de manière approchée le comportement des sols pulvérulents (sables) et des sols cohérents à court et long terme (argile et limon).

Tout champ de contraintes peut être exprimé en termes de contraintes principales $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$. La convention de signe, dans FLAC, attribuant des valeurs négatives à la compression, et positives à la traction, les contraintes principales sont alors ordonnées de la manière suivante: $\sigma_1 \leq \sigma_2 \leq \sigma_3$ (3.1)

Dans le logiciel FLAC, la contrainte horizontale perpendiculaire au plan du maillage, est supposée être l'une de ces trois composantes et peut être utilisée pour exprimer le critère de rupture de certains modèles rhéologiques.

En dépit de la déformation élastique définie par la loi de Hooke, l'incrément de déformation totale dans le modèle de Mohr-Coulomb se décompose par conséquent en deux parties, l'une élastique et l'autre plastique :

$$\Delta \varepsilon_i \leq \Delta \varepsilon_i^e \leq \Delta \varepsilon_i^p \quad (3.2)$$

La composante plastique n'est non-nulle que durant l'écoulement plastique. Dans le cas contraire, l'incrément de déformation totale est égal à sa composante élastique, conformément à la loi de Hooke, qui s'écrit sous sa forme incrémentale :

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_1 &\leq \alpha_1 \Delta \varepsilon_1^e + \alpha_2 (\Delta \varepsilon_2^e \leq \Delta \varepsilon_3^p) \\ \Delta \sigma_2 &\leq \alpha_1 \Delta \varepsilon_2^e + \alpha_2 (\Delta \varepsilon_1^e \leq \Delta \varepsilon_3^p) \\ \Delta \sigma_3 &\leq \alpha_1 \Delta \varepsilon_3^e + \alpha_2 (\Delta \varepsilon_1^e \leq \Delta \varepsilon_2^e) \end{aligned} \quad (3.3)$$

Dans les équations précédentes : $\alpha_1 = K + \frac{4G}{3}$ et $\alpha_2 = K - \frac{2G}{3}$ ou K et G désignent respectivement les modules d'incompressibilité et de cisaillement du matériau,

exprimés en pascals. Ils sont liés au module de Young et au coefficient de Poisson par les relations suivantes :

$$K = E/3(1 - 2\nu) \quad , \quad G = E/2(1 + \nu) \quad (3.4)$$

3.2.2 Critère de plasticité de Mohr-Coulomb

La surface de charge utilisée pour l'application du modèle élastique linéaire parfaitement plastique de Mohr-Coulomb est fondée sur le critère de Mohr. Le critère de Mohr lui-même, se base sur l'hypothèse que la contrainte de cisaillement maximale est la seule composante décisive de la rupture et que la contrainte principale intermédiaire n'a aucune influence. Le critère de rupture de Mohr-Coulomb considère également la contrainte de cisaillement (τ) dans un plan donné comme fonction de la contrainte normale (σ). Si le terme c désigne la cohésion du sol et ν son angle de frottement interne, on peut écrire l'équation suivante : $\tau = c + \sigma \cdot \tan\varphi$ (3.5)

Le critère de rupture associé à cette équation se réfère au critère de Mohr-Coulomb dans la mécanique des sols. En termes de contraintes principales on peut écrire :

$$\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)\cos\varphi = -c + \left[\frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) - \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2}\sin\varphi \right] \cdot \tan\varphi \quad (3.6)$$

Ou encore :

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

$$\text{Où} \quad N_\varphi = \frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi} \quad (3.8)$$

Cela nous amène à réduire l'équation suivante :

$$\sigma_1 - \sigma_3 N_\varphi = -2c\sqrt{N_\varphi} \quad (3.9)$$

Le critère de Mohr-Coulomb implémenté dans FLAC est définie du point A au point B (voir figure 3.1) par une relation qui fait intervenir nécessairement les caractéristiques de résistance au cisaillement du matériau :

$$f^s = \sigma_1 - \sigma_3 N_\varphi + 2c\sqrt{N_\varphi} = 0 \quad (3.10)$$

Du point B au point C, la rupture est contrôlée par la résistance à la traction du matériau σ^t :

$$f^t = \sigma_3 - \sigma^t \tag{3.11}$$

Ces deux fonctions constituent la combinaison de contraintes pour laquelle un écoulement plastique aura lieu. De plus, elles présentent une surface dans l'espace généralisé de contraintes. Tous les points de contraintes qui se trouvent au-dessous de cette surface sont considérés élastiques.

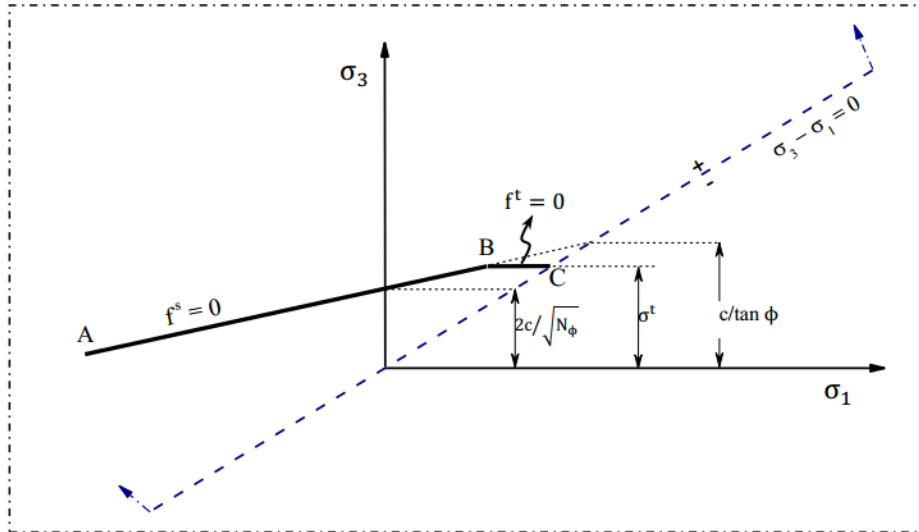


Figure 3.1: Critère de rupture de Mohr-Coulomb dans Flac.

Pour simuler le comportement des sols avec ce modèle, cinq paramètres sont nécessaires. Deux paramètres (E, ν) pour définir la phase élastique du modèle et trois paramètres pour le critère de plasticité (ν, c et ψ). Ces paramètres sont identifiés à partir d'essais expérimentaux (Figure 3.2). Le module d'Young (E) correspond à la pente de la courbe contrainte déviatorique-déformation axiale. La pente initiale de la courbe déformation volumique-déformation axiale conduit à la détermination du coefficient de Poisson (ν) et la pente plastique de cette courbe détermine l'angle de la dilatance (ψ). Les deux paramètres plastiques (c, φ) se déterminent à partir du seuil plastique atteint.

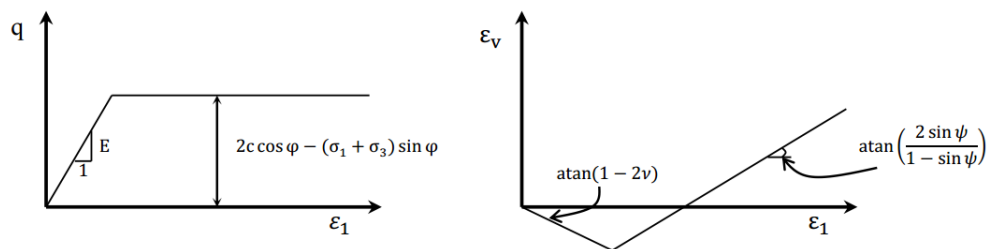


Figure 3.2: Détermination des paramètres du modèle de base de Mohr-Coulomb.

3.3 Présentation de l'outil de simulation Flac 2D

FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) est un logiciel de modélisation, développé par la société américaine ITASCA Consulting Group (Itasca, 2007) pour les calculs de simulation en géotechnique et mécanique. Contrairement à la plupart des codes basés sur la méthode des éléments finis, il utilise une formulation explicite en différences finies, nécessitant une faible puissance de calcul, peu de ressources en mémoire, mais un grand nombre d'itérations.

La méthode des différences finies utilisée dans FLAC est basée sur la méthode de *Wilkins (1964)* qui permet de résoudre une série d'équations différentielles, à partir de valeurs initiales et/ou de valeurs limites. Dans cette méthode, chaque dérivée est remplacée directement par une expression algébrique écrite en fonction des variables de champs (c'est-à-dire les contraintes ou les déplacements) uniquement définis au niveau de points discrets dans l'espace. Ce code ne nécessite pas le stockage d'une matrice de rigidité globale de grande taille : les équations sont reformulées à chaque pas de calcul.

A chaque pas de temps, les coordonnées des nœuds peuvent être facilement réactualisées, et le maillage se déforme avec le matériau qu'il représente. Cette méthode est parfois appelée « méthode des éléments lagrangiens » en référence au fait qu'il s'agit bien d'un code lagrangien ; L'intérêt de cette méthode est qu'elle permet de traiter facilement des problèmes en grandes déformations.

3.3.1 Méthodologie de modélisation par FLAC

La formulation de code FLAC est parfaitement adaptée à la modélisation des problèmes de géomécanique en plusieurs phases, comme une séquence excavation- construction- chargement. La figure (3.3) montre l'organigramme présenté dans le manuel de FLAC pour expliquer les grandes lignes de la stratégie utilisée pour modéliser l'excavation d'un tranché.

La simulation se fait par phases et la réponse du système est systématiquement examinée après chacune des phases de calcul pour s'assurer de la validité des résultats.

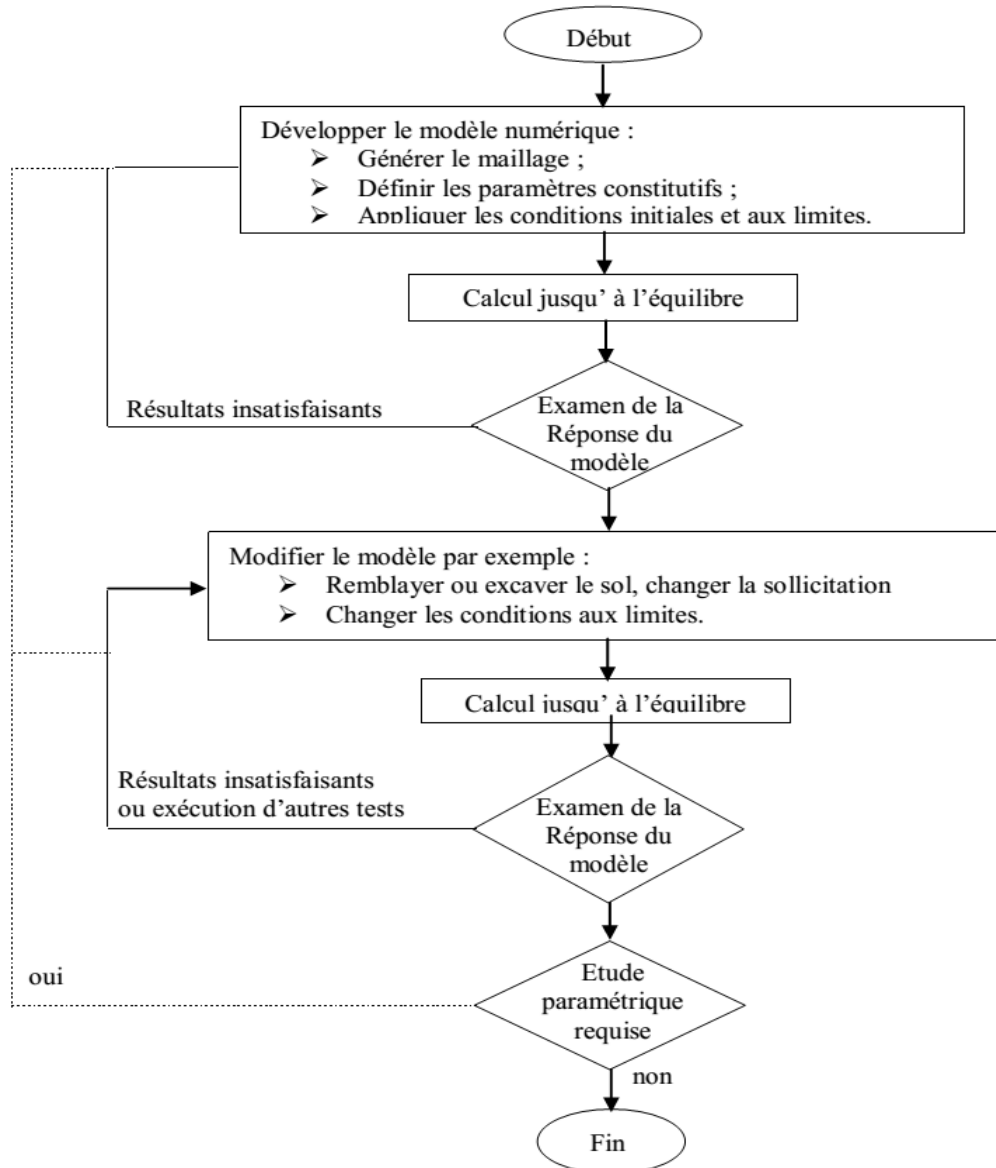


Figure 3.3: Méthodologie de modélisation numérique d’après le manuel de FLAC (2007).

3.3.2 Méthode des différences finies (MDF)

En rendant la complexité des calculs une chose du passé, l’évènement de l’ordinateur a révolutionné les sciences de l’ingénieur, des problèmes, autrefois considérés insolubles avec les méthodes classiques, sont maintenant facilement accessibles avec les méthodes numériques. Une de ces méthodes est la méthode des différences finies. De ce point de vue, elle constitue un outil formidable à la disposition de l’ingénieur.

De nos jours, l’emploi de la méthode s’est généralisé à d’autres domaines en particulier la mécanique des fluides, l’aéronautique, le magnétisme, transfert de chaleur et les problèmes couplés. Elle permet de résoudre tout problème défini par des équations aux dérivées partielles avec conditions aux limites.

Un problème d'ingénierie est généralement représenté par un modèle mathématique ; des équations aux dérivées partielles sur domaine géométrique avec des conditions aux limites sur les frontières de ce domaine. De plus, étant un problème continu, il possède une infinité de degrés de liberté. A l'exception de quelques cas ayant une géométrie très simple, il est très difficile sinon impossible de trouver une solution analytique au problème et d'étudier son comportement en une seule opération. Pour trouver une solution, l'ingénieur est donc amené à remplacer le système continu par un système discret équivalent ayant un nombre fini de degré de liberté.

Actuellement, l'ingénieur a le choix entre plusieurs méthodes dont deux méthodes numériques sont très répandues dans le domaine de construction. La MDF est très attrayante par sa simplicité quand il s'agit des problèmes à géométrie complexe et des conditions aux limites quelconques. Récemment ce problème est résolu grâce à la programmation de la méthode de *Wilkins (1964)*.

Comme le soulignent *Billiaux et Cundall (1993)*, la méthode des différences finies est l'une des plus anciennes méthodes de résolution numérique d'un système d'équations différentielles, pour des conditions initiales et des conditions aux limites données, la solution est unique.

La plupart des méthodes, utilisant les différences finies, adoptent une discrétisation du milieu en mailles rectangulaires exclusivement. L'approche retenue par *ITASCA* est basée sur la méthode de *Wilkins (1964)*, qui permet de formuler les équations des différences finies pour des éléments quelconques. On peut leur donner n'importe quelle forme aux limites et, faire varier les propriétés d'un élément à l'autre. De ce point de vue, elle est donc aussi performante que la méthode des éléments finis.

3.3.3 Schéma de résolution explicite

La méthode des éléments Lagrangiens consiste en une application «non-traditionnelle» de la méthode des différences finies, où l'objectif est de trouver la solution d'un problème statique ou quasi-statique en introduisant les équations dynamiques de mouvement afin d'assurer sa stabilité lors des ruptures soudaines des matériaux non linéaires, au cours desquelles une partie de l'énergie est transformée en énergie cinétique qui se dissipe ensuite. Cette opération est assurée par l'inclusion des termes d'inertie dans la formulation numérique. Durant cette formulation, les déplacements incrémentaux sont ajoutés aux coordonnées et le maillage se déforme donc avec le matériau qu'il présente. L'intérêt de la

méthode Lagrangienne est qu'elle permet de traiter les problèmes en grande déformations de manière à la fois rigoureuse et aisée.

Pour détailler le principe, disons que la méthode des différences finies invoque l'équation de mouvement, pour calculer les vitesses et les déplacements à partir des contraintes et des forces. Et à partir des vitesses, le taux de déformation est calculé et de nouvelles contraintes et forces sont déduites. Cet ensemble d'opérations se fait sur un cycle (un pas), au cours duquel les grandeurs sont supposées constantes (une fois les vitesses calculées, elles restent constantes durant un cycle jusqu'à ce qu'elles soient calculées de nouveau). C'est pour valider l'hypothèse de constance que le pas de temps doit être choisi suffisamment petit pour que l'information ne puisse pas passer d'un élément à l'autre au cours de cet intervalle de temps.

Les équations du mouvement sont utilisées pour calculer de nouvelles vitesses et donc de nouveaux déplacements à partir des contraintes et des forces en jeu.

Rappelons que pour un solide déformable dans un référentiel lagrangien, l'équation du mouvement de Newton est exprimée par l'équation (3.12).

$$\rho \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial t} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho g_i \quad (3.12)$$

Avec :

ρ : masse volumique

t : temps

\dot{u} : vecteur vitesse

x : vecteur position

g : accélération due aux forces de volume

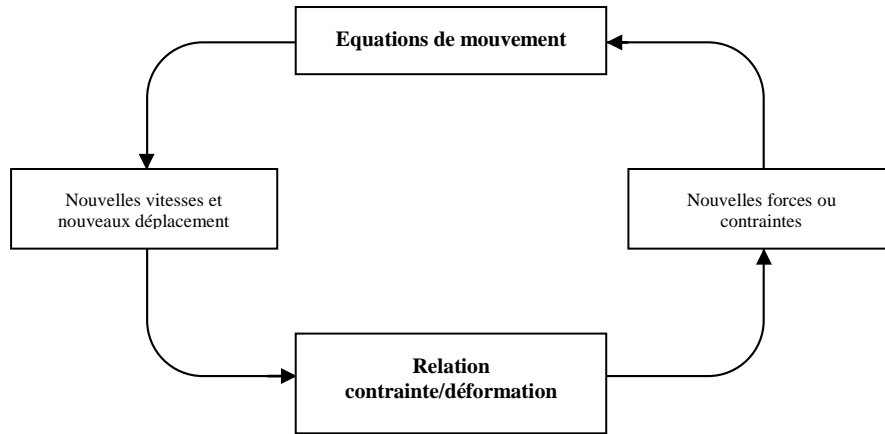


Figure 3. 4: Cycle explicite de calcul de base par la méthode des différences finies, pour un pas de temps Δt , d’après *Billaux et Cundall (1993)*.

Les taux de déformations e'_{ij} (Équation (3.14)) sont ensuite déduits et la loi de comportement du matériau (Équation (3.15)) est utilisée pour calculer de nouvelles contraintes. Chaque séquence de calcul forme un cycle de calcul.

$$\dot{e}_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \dot{u}_j}{\partial x_i} \right) \tag{3.14}$$

$$\sigma_n = f(\sigma_p, \varepsilon, k) \tag{3.15}$$

Avec :

σ_n : nouvelles contraintes

σ_p : contraintes du cycle de calcul précédent

ε : déformation

k : paramètre d’écrouissage

La méthode de résolution implémentée dans FLAC présente des avantages et des inconvénients, la comparaison de cette méthode avec d’autres méthodes bien connues telle que la méthode implicite utilisée par les éléments finis a été faite par *Billaux et Cundall* en 1993. Le Tableau 3.1 résume ces différences. On peut signaler que la qualité primordiale du FLAC c’est le fait que, aucune itération n’est nécessaire pour calculer les contraintes à partir des déformations, quel que soit le type de comportement envisagé pour le sol. Néanmoins un inconvénient subsiste lors de la résolution de problèmes linéaires en petites déformations, en

effet, l'imposition d'un pas de temps trop petit nécessite obligatoirement un nombre de cycles de calcul important pour obtenir la solution. Il semble donc que le domaine de prédilection d'une méthode explicite soit l'étude de systèmes comprenant par exemple des non-linéarités, de grandes déformations ou des instabilités physiques. La résolution explicite constitue donc une méthode bien adaptée aux types de difficultés auxquels nous sommes intéressés.

Tableau 3.1: Comparaison des méthodes explicite et implicite, d'après *Billaux et Cundall (1993)*

Explicite	Implicite
Le pas de temps doit être inférieur à une valeur limite critique pour assurer la stabilité	Pas de restriction sur le pas de temps, au moins pour certains schémas de résolution
Peu de calculs par pas de temps	Calculs nombreux par pas de temps
Pas d'amortissement numérique significatif introduit pour les problèmes dynamiques	Amortissement numérique dépendant du temps pour les schémas inconditionnellement stables
Prise en compte de lois de comportement non-linéaires sans itérations supplémentaires	Nécessité d'une procédure itérative pour la prise en compte de comportements non-linéaires
Si le pas de temps est inférieur à sa valeur critique, une loi non-linéaire est toujours suivie d'une manière correcte	Il est toujours nécessaire de démontrer que la procédure est: (a) stable, et (b) physiquement correcte, c'est-à-dire qu'elle permet de suivre un chemin de contraintes physiquement correct
Aucune matrice n'est construite. La mémoire nécessaire est minimum	Une matrice de rigidité doit être stockée. La mémoire nécessaire est importante
Aucune matrice n'étant construite, des grandes déformations et de grands déplacements peuvent être pris en compte avec quasiment aucun calcul supplémentaire	Des calculs supplémentaires sont nécessaires pour suivre de grandes déformations et de grands déplacements.

3.3.4 Eléments d'interfaces

Les éléments d'interface sont utilisés pour représenter de manière simplifiée les plans de glissement ou de séparation (au niveau des joints, couches minces, liaisons structure-sol, sol-géosynthétiques, etc.). Flac intègre notamment des interfaces caractérisées par le glissement de Coulomb et/ou la séparation par traction (figures 3.5 et 3.6). Les propriétés de l'interface sont : le frottement, la cohésion, la dilatance, la raideur normale, la raideur de cisaillement et la résistance à la traction.

Une interface est représentée comme une raideur normale et une raideur en cisaillement entre deux plans en contact.

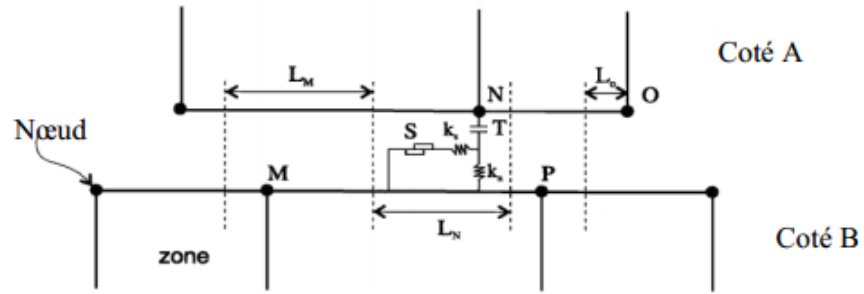


Figure 3.5: Interface représentée par la connexion des face A et B par des ressorts de raideur en cisaillement (k_s) et normale (k_n).

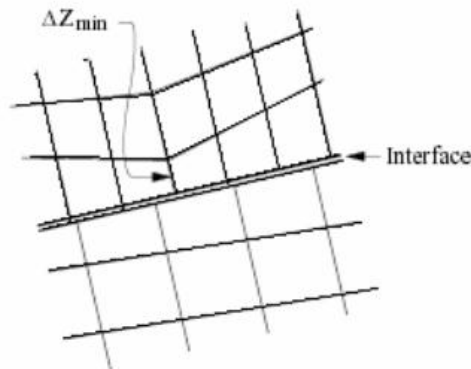


Figure 3.6: Dimension de la zone utilisée pour le calcul des raideurs (FLAC 2007).

Pour le choix des caractéristiques de l'interface : la cohésion, la dilatance, la traction limite et le frottement sont généralement pris égaux à celles du matériau le moins résistant. Les raideurs k_n et k_s sont plus difficiles à estimer. Flac recommande de prendre pour ces valeurs une quantité dix fois plus grande que la raideur équivalente de la zone voisine la plus raide. La raideur apparente de ladite zone dans la direction normale étant donnée par la relation suivante :

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

Où : K et G sont respectivement le module volumique et le module de cisaillement, et ΔZ_{min} est la plus petite dimension dans la direction normale (voir figure 3.6).

Cette recommandation permet de ne pas pénaliser les temps de calcul lors de la prise en compte d'une interface.

Le critère de résistance au cisaillement de Coulomb limite la force de cisaillement par la relation :

$$F_{s\ max} = cL + \tan \varphi F_n \tag{3.16}$$

Avec : L = longueur de contact effectif

φ = angle de frottement des surfaces d'interface

Si le critère est satisfait c'est-à-dire si :

$$|F_s| \geq F_{s_{max}} \text{ donc } F_s = F_{s_{max}} \quad (3.17)$$

3.3.5 Eléments structurels

Afin de simuler les géosynthétiques, des éléments structurels sont mis en œuvre. Le code de calcul FLAC inclut de nombreux éléments structurels, nous n'allons ici présenter que ceux nécessaires dans ce mémoire de thèse.

3.3.5.1 Élément Câble

Les éléments câbles sont des éléments finis rectilignes à deux nœuds, chaque nœud a un degré de liberté. Ils n'ont pas de résistance à la flexion, leur comportement est uniquement axial. Ils sont utilisés lorsqu'un renforcement est prévu pour augmenter la résistance au cisaillement du sol. Ces éléments peuvent notamment modéliser des géosynthétique et des tirants et des boulons. Le câble se comporte comme un matériau élastique, parfaitement plastique qui peut reprendre des efforts de traction et de compression (il est considéré comme étant une structure uni - dimensionnelle), mais il ne peut pas résister à un moment de flexion. La figure 3.7 présente les limites en traction F_t et en compression F_c du composite. La rigidité axiale du câble peut être calculée par la section du renforcement A et le module de déformation E et la longueur du câble L .

Le comportement à l'interface sol-géosynthétique peut être modélisé à l'aide de l'interface associé à l'élément Câble de FLAC. Le comportement au cisaillement joue un rôle important dans la façon dont le câble est chargé lorsque la grille est déplacée. C'est à travers l'interface entre la grille et l'élément Câble que le déplacement de la grille induit une charge dans le câble par des contraintes de cisaillement.

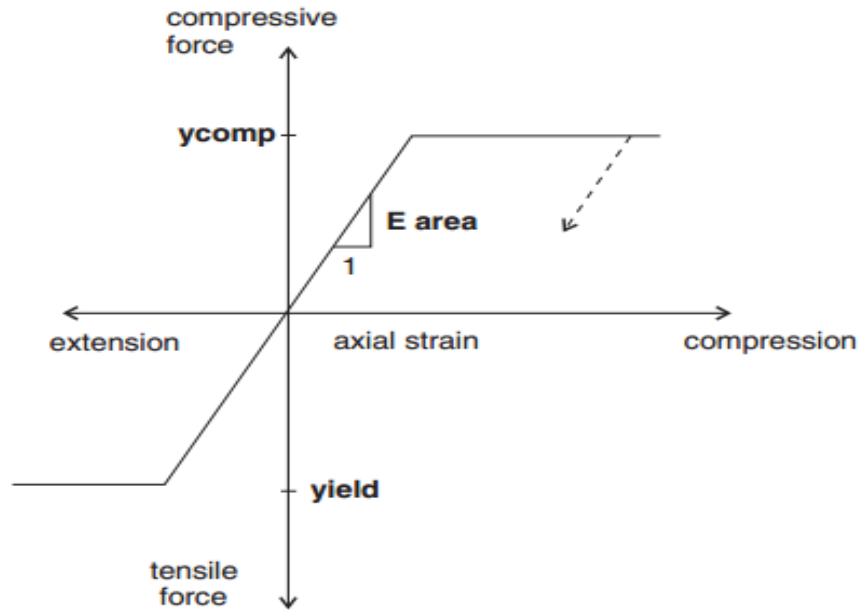


Figure 3.7: Comportement axial du l'élément Câble de FLAC (2007).

Le comportement au cisaillement de l'interface du l'élément Câble est représenté sous la forme d'un système ressort-patin aux nœuds du câble (Figure 3.8).

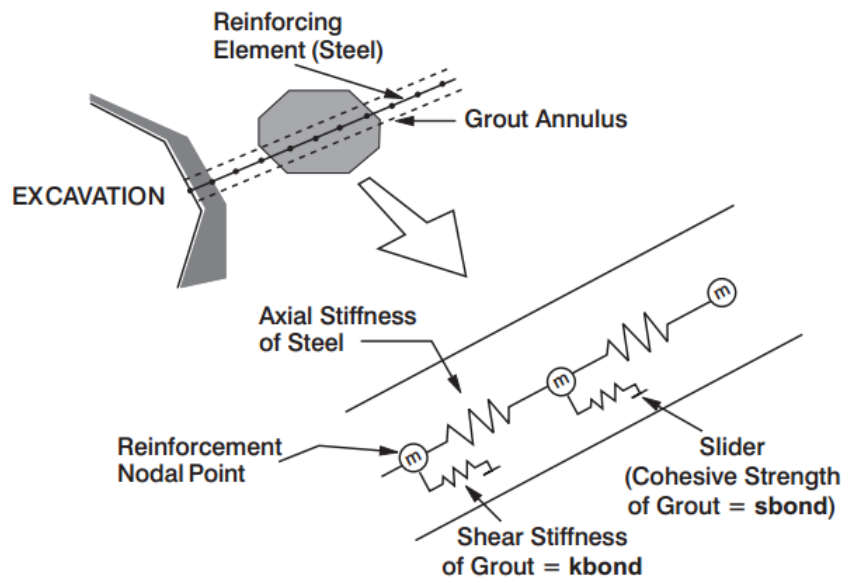


Figure 3. 8: Représentation mécanique de l'interface associée à l'élément Câble de FLAC (2007).

L'élément Câble a les propriétés suivantes : surface transversale, densité, module élastique, résistance à la traction, résistance à la compression, périmètre, rigidité de l'interface, cohésion de l'interface, angle de frottement de l'interface, et coefficient thermique.

Le comportement au cisaillement de l'interface Câble/grille, lors du déplacement relatif entre eux, est décrit numériquement par la rigidité de cisaillement de l'interface ($kbond$ sur la Figure 3.9b).

La force de cisaillement maximale qui peut être développée à l'interface, par longueur d'élément, est en fonction de la force de cohésion ($sbond$) d'interface et de la résistance de frottement dépendant de la contrainte normale à l'interface (Figure 3.9a). La relation (3-6) est utilisée pour déterminer la force de cisaillement maximale.

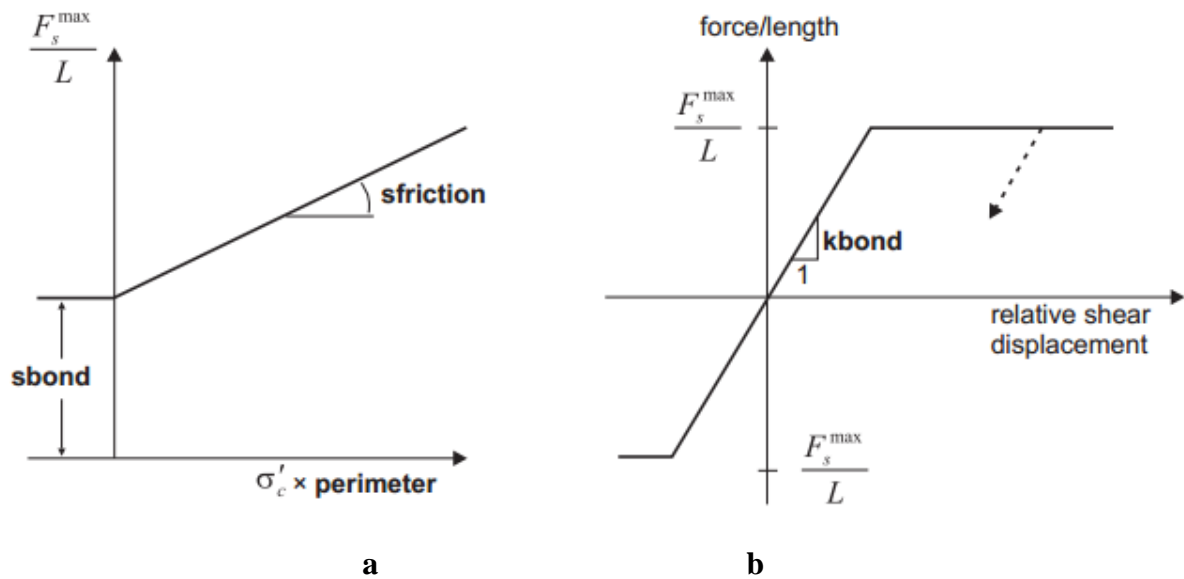


Figure 3. 9: Comportement mécanique de l'interface du l'élément Câble de FLAC (2007).

$$\frac{F_s^{max}}{L} = S_{bond} + \sigma'_c \times \tan(S_{friction}) \times \text{périmètre} \quad (3.18)$$

où S_{bond} = Cohésion de l'interface (S_{bond}) ;

σ'_c = Contrainte de confinement normale à l'élément ;

$S_{friction}$ = Angle de frottement de l'interface ($sfriction$) ; et

périmètre = périmètre de l'élément (perimeter).

3.3.5.2 Élément Poutre

Dans le logiciel FLAC^{2D}, les éléments poutres sont des éléments bidimensionnels qui présentent trois degrés de liberté à chaque nœud (translation en x, en y et rotation) (voir Fig. 3.10). Ils peuvent être attachés entre eux et/ou aux nœuds du maillage. Ils peuvent travailler en compression, traction et flexion. Les éléments sont caractérisés par leur géométrie et leurs

propriétés matérielles. Les éléments poutres sont considérés ayant une section symétrique de surface A , une longueur L et un moment d'inertie I .

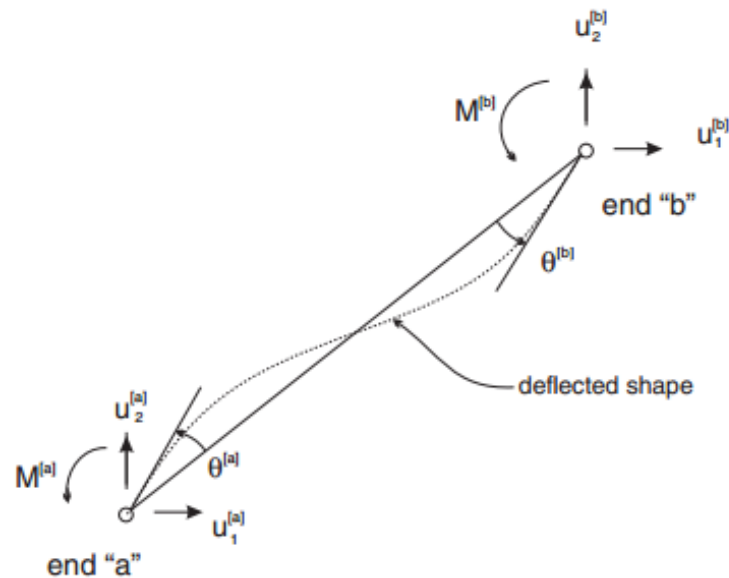


Figure 3. 10: Nomenclature pour un élément poutre.

Le comportement des éléments poutres est généralement élastique linéaire sans critère de rupture. On attribue à chaque élément un module d'élasticité E . Si un moment d'inertie nul est attribué aux éléments poutres, ceux-ci vont se comporter comme des éléments flexibles qui ne reprennent pas de moments de flexion.

Les éléments poutres sont utilisés pour représenter des éléments de structure pour lesquels la résistance à la flexion est importante. Des éléments poutres attachés au maillage par l'intermédiaire des éléments d'interface peuvent aussi simuler l'effet des géotextiles. La raideur de la nappe de renforcement est alors $J = E \times A$. La modélisation des interfaces entre les éléments poutres et le maillage permet de prendre en compte l'interaction entre les éléments de structure et le sol environnant.

3.4 Conclusion

Ce chapitre a été consacré à la présentation de différents principes du code de calcul FLAC retenu pour nos simulations. La discrétisation en différences finies et, la résolution explicite en éléments lagrangiens lui permet de simuler des problèmes fortement de géométrie complexe (sol renforcé, géosynthétiques) avec une bonne stabilité numérique. Nous nous intéressons aussi dans ce chapitre à une loi élastique parfaitement plastique adoptant comme critère de rupture celui de Mohr-coulomb. Ce modèle décrit d'une manière très efficace le comportement réel du sol et présente l'avantage de la facilité d'insertion par le code numérique. Lors de la modélisation numérique en différences finies ou en éléments finis d'un ouvrage renforcé par géosynthétiques, toutes les propriétés les plus importantes vis-à-vis de la prévision des déformations doivent être réalistes afin d'obtenir des résultats satisfaisants.

A la suite de cette présentation, une analyse numérique de la capacité portante d'une semelle filante reposant sur un sable renforcé par multi-nappes de geosynthétiques sera présentée dans la prochain chapitre.

Chapitre 4: *Evaluation numérique du renforcement par multi-nappes de géosynthétiques*

Sommaire

4.1	Introduction	72
4.2	Procédés de simulation numérique	73
4.2.1	Définition du problème et présentation du cas étudié.....	73
4.2.2	Simulations par FLAC ^{2D}	74
4.2.3	Modélisation du renforcement géosynthétique	77
4.3	Résultats des calculs et discussion	80
4.3.1	Validation des résultats	80
4.3.1.1	Semelle reposant sur un sable non renforcé.....	81
4.3.1.2	Semelle reposant sur un sable renforcé.....	81
4.3.2	Effet du nombre des nappes de géosynthétique	82
4.3.3	Effet de la position de géosynthétique	86
4.3.4	Vecteurs de déplacement	88
4.4	Conclusion	89

Chapitre 4

Evaluation numérique du renforcement par multi-nappes de géosynthétiques

4.1 Introduction

L'utilisation du renforcement géosynthétique dans les sols de fondation est une technique très rentable pour éviter la construction de fondations profondes. Le problème de la capacité portante d'une fondation filante située sur un sable renforcé a été largement étudié dans la littérature par des approches expérimentales ou numériques. La première étude concernant l'amélioration de la capacité portante des fondations par inclusion d'éléments de renforcement a été rapportée par *Binquet et Lee (1975a, 1975b)*. Dans leur étude, des modèles réduits ont été utilisés pour analyser la capacité portante des fondations filantes supportées par du sable renforcé par des barres métalliques. Depuis 1985, un certain nombre de travaux de recherche traitant l'amélioration de la capacité portante de fondations reposant sur sable renforcé par plusieurs nappes de géosynthétiques ont été publiés (par exemple, *Omar et al. 1993; Yetimoglu et al. 1994; Adams et Collin 1997; Shin et al. 2002; Bera et al. 2005; Basudhar et al. 2008; Latha and Somwanshi 2009; Tafreshi and Dawson 2010; Kumar and Sahoo 2013; Chen and Abu-Farsakh 2014; Chakraborty and Kumar 2014; Kazi et al. 2015a,b; Tavangar and Shooshpasha 2016; Durga Prasad et al. 2016; Makkaret al. 2017; Shadi Aria et al. 2017*).

Ce chapitre est consacré à la validation de la procédure de simulation numérique de la capacité portante ultime d'une fondation superficielle reposant sur un sable renforcé et non renforcé. Après la validation de notre modèle avec les mesures expérimentales et les résultats numériques disponibles en littérature. Nous avons étudié l'influence des différents paramètres géométriques et mécaniques sur la capacité portante d'une semelle filante construite sur un sable renforcé par multi-nappes de géosynthétiques disposées horizontalement dans le sol. Les résultats numériques obtenus par cette étude sont comparés aux valeurs issues des formulations disponibles dans la littérature.

4.2 Procédés de simulation numérique

4.2.1 Définition du problème et présentation du cas étudié

Afin d'examiner l'influence de la disposition horizontale des nappes de géosynthétiques. Dans la présente étude, on considère une fondation filante non encastrée, rigide et rugueuse, de largeur $B = 1\text{m}$, reposant sur un massif de sol non cohésif homogène (sable). Cette fondation est soumise à une charge verticale uniformément répartie.

Deux configurations géométriques ont été analysées pour l'évaluation de l'effet du renforcement par des nappes horizontales de géosynthétiques sur le comportement global d'une semelle filante reposant directement sur une couche de sable non renforcé (Figure 4.1a) et renforcé (Figure 4.1b).

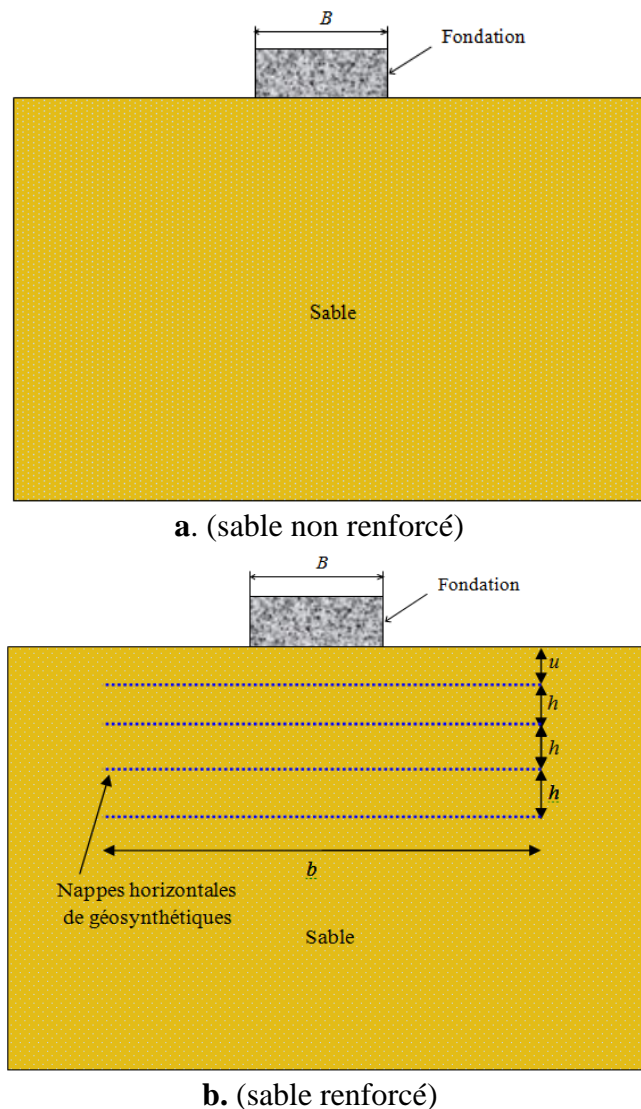


Figure 4.1: Présentation des cas étudiés.

Pour la géométrie de ces configurations, B est la largeur de la fondation, N est le nombre de nappes de géosynthétique, b la largeur de la nappe de géosynthétique, h est la distance verticale entre deux nappes de renforcement, u la distance entre la base de la fondation et la première nappe.

Le problème de la capacité portante des fondations superficielles reposant sur un sol renforcé par multi-nappes de géosynthétiques, a été étudié par de nombreux auteurs (*Khing et al. 1993; Adams et Collin 1997; Shin et al. 2002; Omar et al. 1993; Chakraborty and Kumar 2014; Kazi et al. 2015a, b; Tavangar and Shooshpasha 2016; Durga Prasad et al. 2016; Makkaret et al. 2017; Shadi Aria et al. 2017*).

Dans le cas d'une semelle filante ou d'une semelle rectangulaire reposant à la surface d'un sol sableux renforcé avec des nappes horizontales de géotextile/géogrille, pour obtenir l'augmentation maximale de la capacité portante, la profondeur de l'encastrement (u) et la largeur de la nappe de renfort (b) ont été rapportées respectivement à environ $0,3B$ et $6B$, où B est la largeur de la semelle (*Khing et al. 1993, Shin et al. 2002, Omar et al. 1993, Adams et Collin 1979*). En considérant les conclusions précédentes, il a été décidé d'adopter les paramètres suivants pour la présente étude: $b/B=6$, $u/B=0.3$, $h/B=0.3$.

4.2.2 Simulations par FLAC^{2D}

Le calcul de la capacité portante d'une semelle filante reposant à la surface horizontale d'un sol sableux renforcé par nappes horizontales de géosynthétiques est un problème à deux dimensions calculé par un code en différence finie disponible commercialement FLAC^{2D} «Fast Lagrangian Analysis of Continua».

Dans ce code, le corps solide est divisé par l'utilisateur en mailles composées d'éléments quadrilatères en différence finie. Intérieurement, FLAC subdivise chaque élément quadrilatère en deux éléments triangulaires à déformation constante. Afin de surmonter le problème de verrouillage dans le cas des matériaux incompressibles, les composantes des contraintes et déformations isotropiques sont prises comme constantes sur tout l'élément quadrilatère et sont traitées séparément pour chaque élément triangulaire. Cette procédure, connue sous le nom de discrétisation mixte, est décrite par *Marti et Cundall (1982)*. Le terme discrétisation mixte survient des discrétisations différentes des parts isotropique et déviatorique des tenseurs des contraintes et des déformations. L'élément essentiel du présent code est le schéma numérique explicite dans lequel les équations dynamiques du mouvement en conjonction avec les lois constitutives incrémentales sont résolues au cours d'un pas de temps restreint. De cette façon,

la variation de champ des variables se propage comme une perturbation physique réelle, et aucune procédure d'itération n'est nécessaire pour parvenir à la solution.

Le schéma de calcul explicite de Lagrange et la discrétisation mixte de technique de zonage utilisés dans FLAC permettent à la rupture plastique et l'écoulement d'être modélisés avec une très grande précision.

Comme aucune matrice n'est formée, les grands calculs à deux dimensions peuvent être faits sans exigence de la mémoire excessive.

Le code est le plus approprié pour analyser le comportement non linéaire des matériaux et leurs instabilités, et les phénomènes de rupture.

En raison de la symétrie, seule la moitié de la semelle, géosynthétique et du sol a été considérée dans le schéma de calcul. Après des simulations préliminaires effectuées par des tests de la sensibilité, la figure 4.2 montre le maillage retenu pour cette analyse. Le modèle de calcul a été divisé en 10240 éléments. Le maillage a été bien raffiné aux alentours de la semelle, où les déformations sont beaucoup plus concentrées.

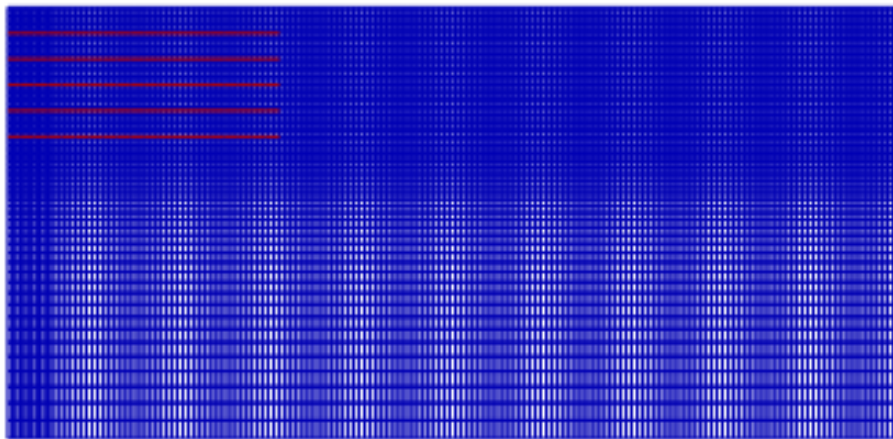


Figure 4.2: Le maillage a utilisé dans les simulations $FLAC^{2D}$.

Les frontières, longitudinale et transversale, du domaine d'étude, ont été mises à une distance de $10B$ et $5B$ respectivement afin de réduire au minimum les effets de bord.

La figure 4.3 montre les conditions aux limites mécaniques utilisées dans cette analyse. Comme règle générale pour les conditions aux limites mécaniques, la limite inférieure est supposée être fixe dans les deux sens, et les limites latérales droite et gauche sont fixées dans le sens horizontal.

Les distances des frontières adoptées sont suffisantes afin que les conditions aux limites n'influent pas sur les résultats et que les mécanismes de rupture ne les interceptent pas. Le chargement a été modélisé par un déplacement cinématique à vitesse contrôlée de la semelle rigide.

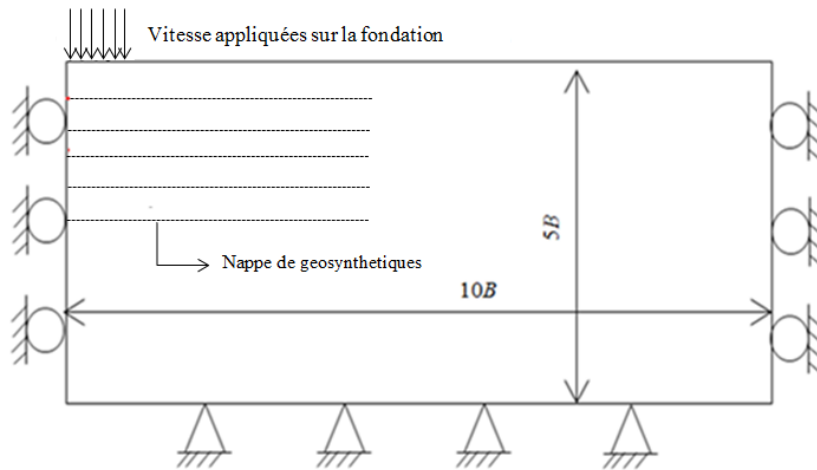


Figure 4.3: Conditions aux limites du modèle.

Dans notre procédure, on a adopté le modèle élastique parfaitement plastique associé de Mohr-Coulomb, ce modèle est caractérisé par : E : module d'Young ν : coefficient de poisson c : la cohésion du sol, φ : l'angle de frottement du sol ψ : l'angle de dilatance du sol.

Tous les résultats suivants sont donnés pour poids volumique $\gamma = 14.88 \text{ kN/m}^3$, le module volumique $K = 5.9 \times 10^6 \text{ Pa}$ et le module de cisaillement $G = 3.1 \times 10^6 \text{ Pa}$ ($E = 32 \text{ MPa}$, $\nu = 0,3$, une cohésion nulle ($c = 0$), un angle de frottement ($\varphi = 37^\circ$) et un angle de dilatance ($\psi = 7^\circ$).

Pour aboutir à une ornière (déplacement) finale de $s/B = 25\%$, un déplacement vertical descendant est imposé aux 12 points (gridpoints) représentant la semelle, selon une vitesse de déplacement constante égale $-1 \times 10^{-7} \text{ m/s}$.

En utilisant la fonction FISH, la capacité portante ultime q_u a été calculée en divisant la somme des forces verticales nodales par la surface de la semelle, avec sa largeur égale à la distance au centre du premier élément en dehors de la semelle (*FLAC 2005; Erickson et Drescher 2002*).

4.2.3 Modélisation du renforcement géosynthétique

Afin de simuler les nappes de renforcement, des éléments structurels sont mis en œuvre. Deux types d'éléments permettent de modéliser les nappes de renforcement: les éléments câble et les éléments poutre (Définis au chapitre 3). L'utilisation de tels éléments nécessite de spécifier les caractéristiques du géosynthétique, tel que le module d'élasticité, la densité, l'aire de la section, l'inertie (prise égale à 0 pour simuler l'effet de flexion des géosynthétiques), la raideur. Donc, la principale difficulté réside dans la détermination des valeurs exactes des paramètres d'interaction sol/géosynthétiques.

Dans la présente étude, afin de développer un schéma d'analyse acceptable pour les calculs ultérieurs des simulations préliminaires ont été effectuées, nous vérifions préalablement que les simulations avec des éléments câbles fournissent les mêmes résultats que les simulations mettant en œuvre des éléments poutre.

Dans la bibliographie, le logiciel de différences finies - FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) 2D a été utilisé avec succès par de nombreux chercheurs pour étudier des problèmes géotechniques et pour modéliser le renforcement géosynthétique par exemple *Ghazavi et al.2008, Hosseini and M Salehi 2015, Chung and Cascante 2007, Li Dong et al. 2011* ont utilisé des éléments de câble pour modéliser le renforcement géosynthétique.

- **Influence des propriétés de l'interface**

Pour étudier l'influence des caractéristiques d'interaction sol/géosynthétiques sur la capacité portante de la fondation, on a procédé à des simulations sur une fondation filante rugueuse, reposant sur un sol de Mohr-Coulomb frottant sans cohésion tel que $\varphi = \psi = 25^\circ$, $K = 2 \times 10^7$ pa et $G = 1 \times 10^7$ pa, $\gamma = 17$ kN/m³. Les calculs sont effectués avec une raideur de nappe de 1600 kN/m.

➤ La première simulation de géosynthétiques modélisés en utilisant des éléments poutres représentés par l'objet « Beam » dans le code de calcul Flac 2^d. La poutre considérée a une inertie nulle, pour caractériser l'effet membranaire de géosynthétiques. La poutre est représentée ici par 70 segments correspondant à 71 nœuds avec les propriétés suivant: $k_n = k_s = 1.10^9$ N/m³ $C = 0$, $\varphi = 25^\circ$, $A = 0.0025$, $E = 6.4e8$ kN/m².

En FLAC 2D l'interface de type résistance au cisaillement Coulomb, est caractérisé par, les raideurs de l'interface, l'angle de frottement et la cohésion selon la surface de

l'interface. Les raideurs normales et de cisaillement de l'interface K_n et K_s recommandées par FLAC sont données par

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

➤ Dans la deuxième simulation, la nappe de renforcement est modélisée comme un élément structurel câble qui offre la possibilité de définir conjointement le comportement du géosynthétique et de l'interface sol-géosynthétique. Il est à noter que cet élément est un élément extérieur au maillage initial qui vient se greffer à celui-ci grâce à la prise en compte du comportement d'interface.

Par défaut, le "câble" est modélisé comme un élément de section circulaire. Le calcul d'une section circulaire équivalente offrant la même surface externe de contact avec le sol qu'une section rectangulaire de nappe a été préalablement réalisé; le module d'élasticité du "câble" est déterminé par la relation $E=J*\text{area}$.

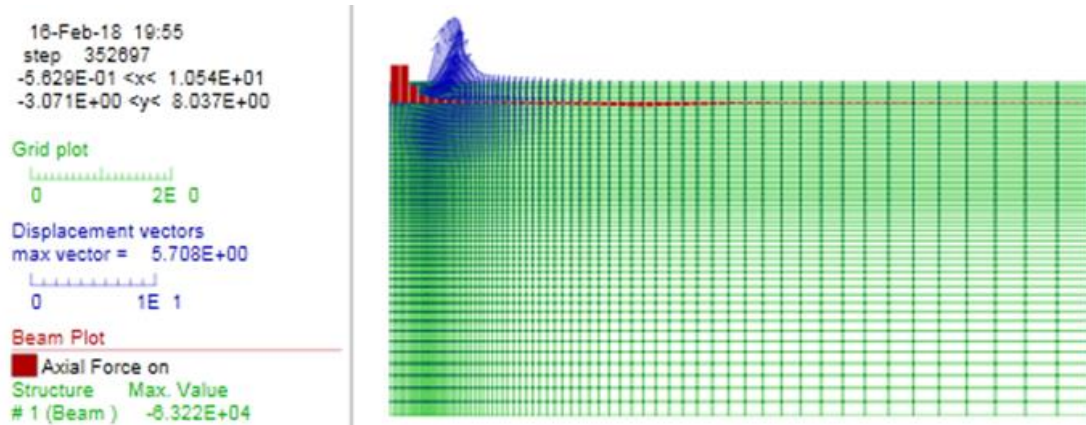
Incluse dans la définition de l'élément "câble", l'interface est aussi gouvernée par une loi elasto-plastique. Les paramètres à rentrer dans le code de calcul sont les suivants : Pour le domaine élastique de l'interface, la pente $kbond$; pour le domaine plastique de l'interface, la contrainte tangentielle est limitée par le critère de Mohr-Coulomb, soit : l'angle de frottement $sfraction$, la cohésion $sbond$. Les propriétés de sol, armatures, et les interfaces utilisées dans la modélisation sont présentées dans le Tableau 4.1

Tableau 4.1 : Propriétés des matériaux utilisés

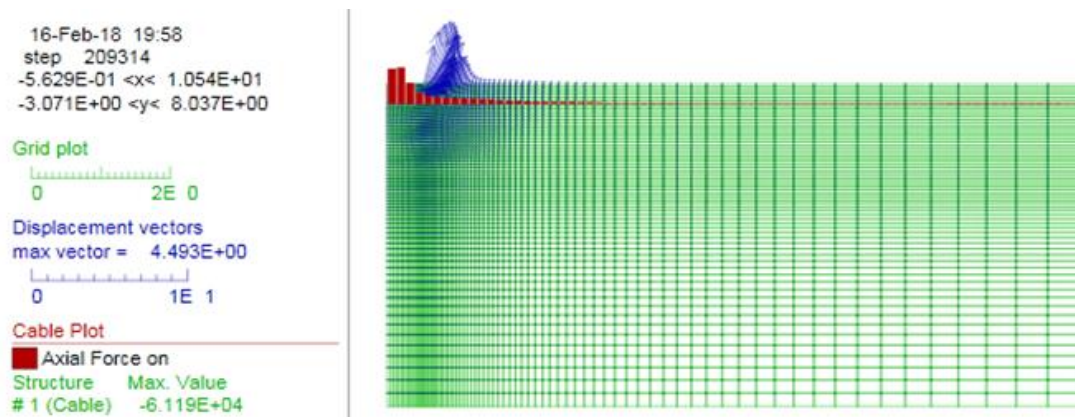
<i>Sol</i>	Values
K (Module volumique)	2.10^7 pa
G (Module de cisaillement)	1.10^7 pa
Φ (Angle de frottement)	25°
Ψ (Angle de dilatance)	25°
γ (Poids volumique)	17 kNm^{-3}
Propriétés du renforcement (géogrille) GX160/30	
élément poutre	
a (Section de la poutre)	0.0025m
e (Module d'élasticité)	$6.4 \cdot 10^8 \text{ N/m}^2$
i (Inertie nulle)	0
kn (Raideurs normales)	25°
ks (Raideurs de cisaillement)	1.10^9 N/m^3
Φ (Angle de frottement)	1.10^9 N/m^3
	25°
élément câble	
$kbond$ (Rigidité de cisaillement de l'interface)	$1 \cdot 10^8$
$sbond$ (Cohésion de l'interface)	$1 \cdot 10^2 \text{ N/m}$
$yield$ (Résistance à la traction)	$1e10 \text{ N}$
Perimeter	0.002

La Figure 4.4 (a) et (b) montre les forces maximales de traction (T_{max}) développées dans les nappes de géogrilles (élément poutre, élément câble). Les résultats numériques montrent que la force de traction dans la nappe de renforcement modélisée avec des éléments de poutre sont très proches à la force de traction dans la nappe de renforcement modélisée avec des éléments de câble.

Cela signifie qu'il n'y a pas de différence entre la modélisation de renforcement avec élément poutre ou avec élément câble, et c'est ce dernier qui a été choisi pour faire l'ensemble de la modélisation de cette étude.



(a) La nappe de géogrille modélisée à l'aide d'éléments de structure de type poutre



(b) La nappe de géogrille modélisée à l'aide d'éléments de structure de type câble

Figure 4.4: La force de traction de la nappe de géogrille.

4.3 Résultats des calculs et discussion

4.3.1 Validation des résultats

Dans cette section, de manière à vérifier la qualité des résultats numériques obtenus dans le présent travail avec le code Fac^{2d}, une validation de notre simulation numérique est nécessaire pour confirmer les résultats obtenus, et pour cela, on les a comparés avec les études numériques et expérimentales disponibles dans la littérature.

4.3.1.1 Semelle reposant sur un sable non renforcé

Une première vérification a été faite sur le calcul de la capacité portante ultime pour le cas d'une semelle filante reposant sur un sable non renforcé. Le tableau 4.2 ci-dessous présente une comparaison des présents résultats concernant la capacité portante ultime avec les résultats issus de la littérature et calculés avec d'autres méthodes. Ce tableau compare les résultats d'analyse par différences finies (présente étude) avec la solution de *Hansen (1970)*, *Meyerhof (1951)*, *Vesic (1973)*. On note que le calcul élasto-plastique de la présente étude est en bon accord avec la solution obtenue par *Hansen (1970)*, *Meyerhof (1951)* et *Vesic (1973)*. Surtout pour les faibles valeurs de φ .

Tableau 4.2: Comparaison des valeurs de capacité portante ultime q_u issues de la présente étude avec les résultats donnés par d'autres auteurs (cas non renforcé).

φ (°)	Capacité portante ultime q_u (kPa)			
	Flac ^{2d} Présente étude	Hansen (1970)	Meyerhof (1951)	Vesic (1973)
37	328.6	351	396	492
36	274.5	297.97	330	418.94
35	238.2	252.36	276.39	357.34
30	114.6	112.12	116.58	166.65

4.3.1.2 Semelle reposant sur un sable renforcé

Pour valider le modèle numérique FLAC dans le cas d'une semelle filante reposant sur un sable renforcé, l'effet de l'introduction d'une nappe de géosynthétique dans le sol a été examiné et comparé avec les données expérimentales et l'analyse numérique disponibles dans la littérature. Le Tableau 4.3 compare les résultats obtenus par notre modèle numérique de FLAC^{2d} avec les mesures expérimentales et les résultats numérique de *Monir Kazi et al. (2015, b)* obtenus à l'aide du modèle de PLAXIS.

Tableau 4.3: Comparaison des valeurs de capacité portante ultime q_u issues de la présente étude avec les résultats donnés par d'autres auteurs (cas renforcé).

	Flac ^{2d} Présente étude	PLAXIS <i>Monir Kazi et al. (2015, b)</i>	Mesures expérimentales <i>Monir Kazi et al. (2015, b)</i>
Capacité portante ultime q_u (kPa) ($N=1$, $u/B=0.3$, $b=6$)	492	425	460

4.3.2 Effet du nombre des nappes de géosynthétique

Dans cette étude, l'effet de l'introduction des cinq nappes de renforcement placées horizontalement dans le sol ($N = 0, 1, 2, 3, 4$ et 5) est examiné et comparé avec le cas non renforcé avec ($h/B = u/B = 0.3, b/B = 6$). La figure 4.5 montre la variation de la capacité portante (q) en fonction des rapports de tassement (s/B) pour différentes valeurs de N . Il est à noter que $N = 0$ représente la situation de sable non renforcé.

La comparaison des capacité portante-tassement, pour ces deux configurations (sable non renforcé et renforcé) confirme le rôle bénéfique de la présence des nappe de géosynthétiques sous la semelle car elle permet, d'une part, d'augmenter la capacité portante du sol, et d'autre part, de réduire le tassement de fondation. On constate aussi d'après la figure 4.5 que la capacité portante augmente avec l'augmentation du nombre des nappes de renforcement. Plusieurs études antérieures menées par d'autres chercheurs ont également montré que la capacité portante augmente avec l'augmentation du nombre de nappe de renforcement (*Adams and Collin 1997; Binquet and Lee 19975; Huang and Tatsuoka 1990; Omar at al. 1993; Yetimoglu et al. 1994*).

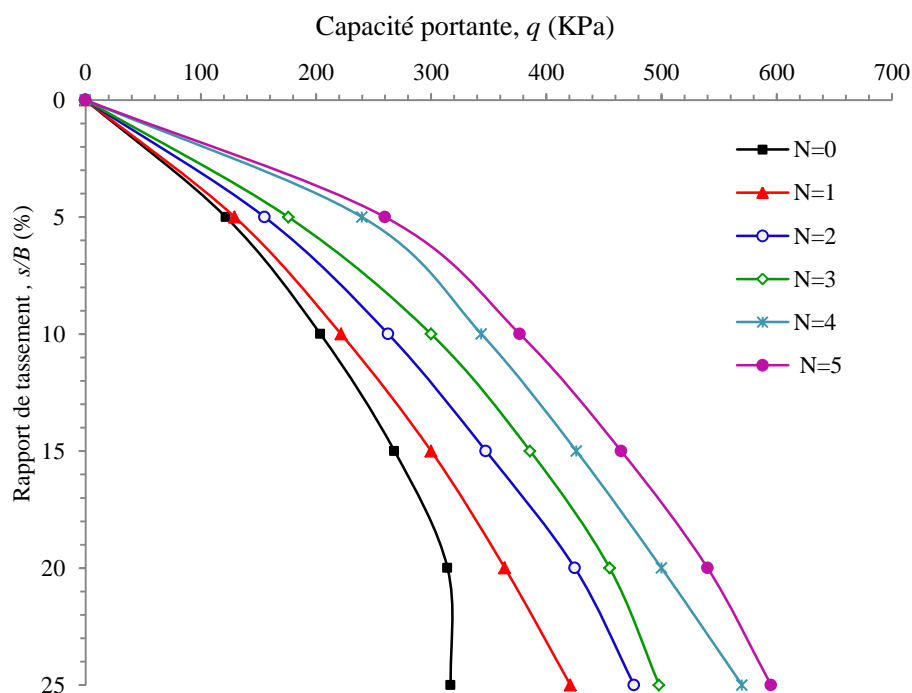
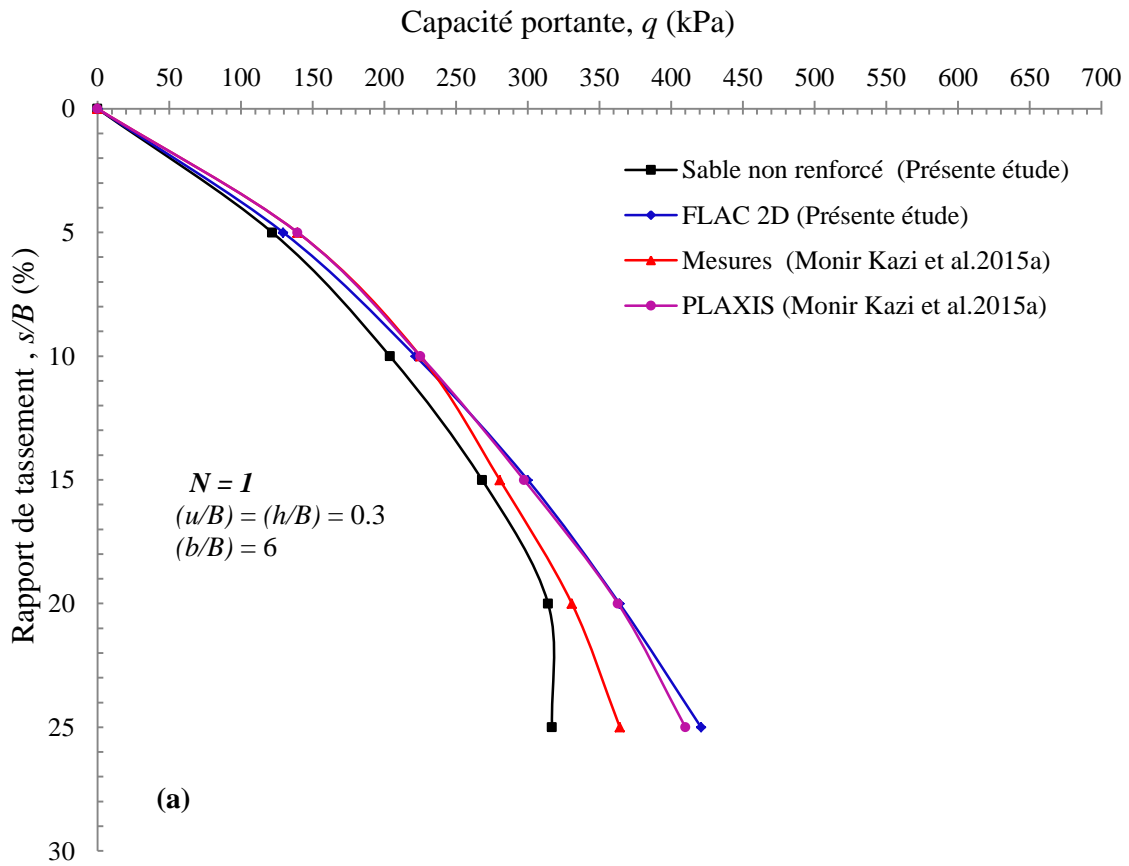
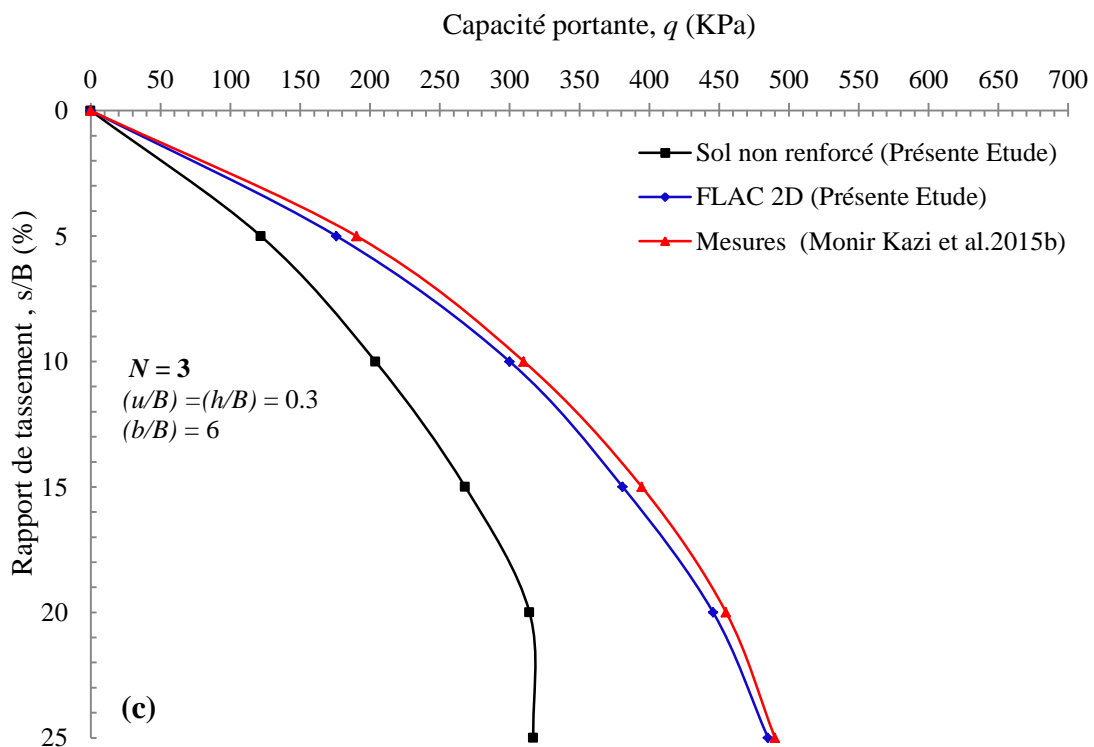
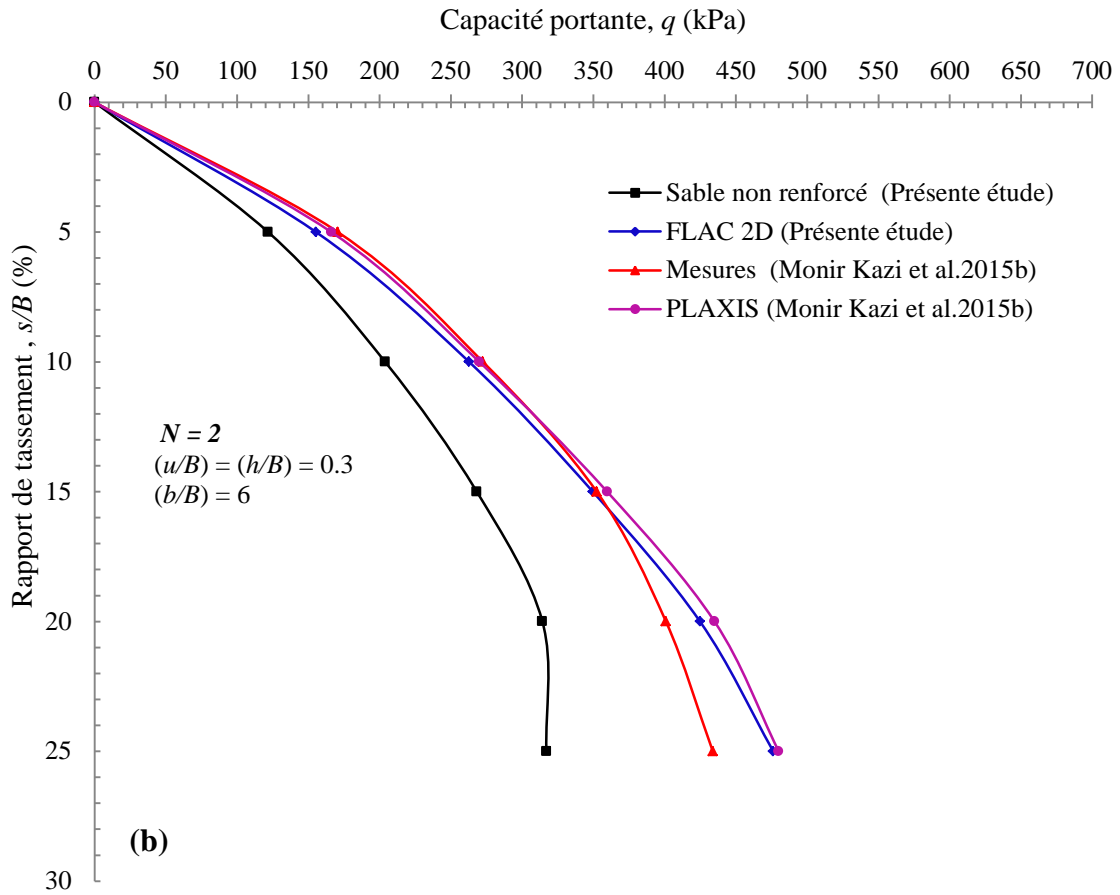


Figure 4.5: Variation de la capacité portante (q) en fonction des rapports de tassement (s/B) avec $h/B = u/B = 0.3$ et $b = 6B$ pour différentes nombre des nappes de géosynthétique.

Les résultats de la présente étude sont comparés avec les mesures expérimentales et les résultats numériques de *Monir Kazi et al. (2015a, b)*. les Figures (4.6a, 4.6b, 4.6c, 4.6d , 4.6e) montre ces résultats de comparaison pour différentes valeurs de N . Il est important de noter que les résultats numériques de la présente étude, sont en bon accord avec les mesures expérimentales et les résultats numérique de *Monir Kazi et al. (2015a, b)* obtenus à l'aide du code de calcul aux éléments finis PLAXIS.





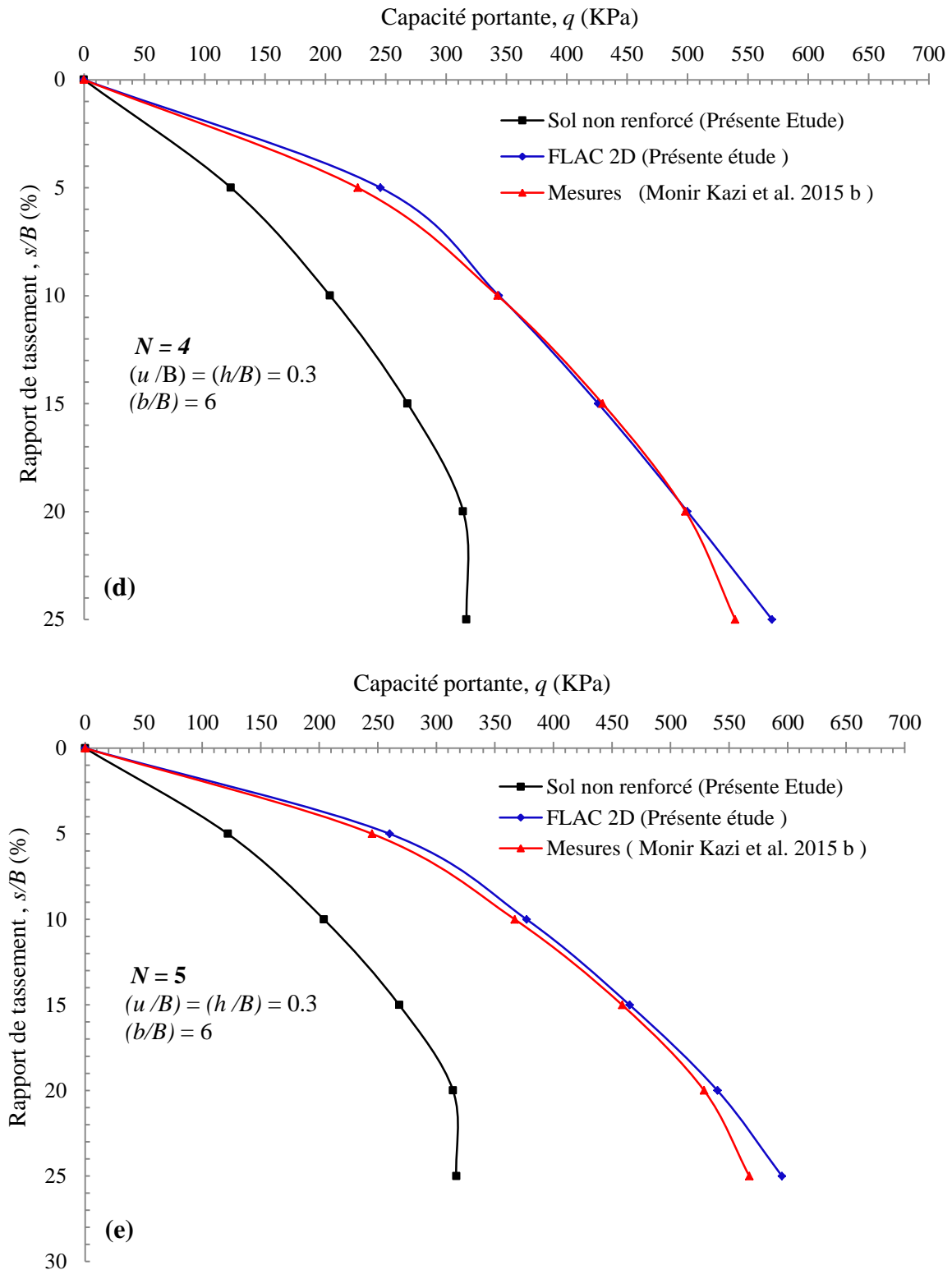


Figure 4.6: Comparaison de la capacité portante (q) en fonction du rapport de tassement (s/B) pour (a) $N=1$, (b) $N=2$, (c) $N=3$, (d) $N=4$, (e) $N=5$ obtenu par la présente étude avec les résultats de *Monir Kazi et al. (2015a, b)*.

4.3.3 Effet de la position de géosynthétique

Afin de mieux comprendre l'effet de la première nappe de renforcement u sur la capacité portante, plusieurs modélisations numériques ont été réalisées. Dans ce test, les autres paramètres h et b ont été maintenus constants à $0.3B$, et $6B$ respectivement. La distance de la nappe supérieure de géosynthétique mesurée à partir du bas de la semelle (u) varie de $0.1B$ à $0.8B$. Pour cette série d'essais, la variation de la capacité portante en fonction du tassement de semelle est représentée sur la figure 4.7. On peut voir clairement que la capacité portante de la semelle augmente avec l'augmentation du rapport de profondeur (u/B) jusqu'à une certaine valeur et ensuite toute augmentation supplémentaire du rapport (u/B) diminue réellement la capacité portante pour atteindre la capacité portante de sable non renforcée. La figure 4.7 montre que la capacité portante du sable renforcé augmente de 201.7 kPa à 224.6 kPa à mesure que l'espacement de nappe supérieure (u) augmente de $0.1B$ à $0.3B$, puis diminue jusqu'à 108.5 kPa quand on passe de $0.3B$ à $0.8B$. Ainsi, à partir des résultats actuels (Figure 4.7), on peut conclure que les nappes de renfort situées au-delà de $u/B = 0,3$ ne contribue pas efficacement à l'augmentation de la capacité portante de la semelle.

La figure 5.8 illustre la variation des valeurs de $BCRs$ correspondant au rapport de tassement $s/B=15\%$, $s/B = 20\%$ et $s/B = 25\%$ en fonction du rapport de profondeur de la nappe supérieure (u/B). La figure 4.8 montre que les $BCRs$ à différents rapports de tassement augmentent avec l'augmentation des rapports de profondeur (u/B) jusqu'à une valeur maximale à $u/B=0.3$, après cette valeur, le $BCRs$ diminue. D'où, à partir de ces résultats, on peut observer que la profondeur optimale de la nappe géosynthétique donnant le maximum d'avantages est de l'ordre de $0.3B$. Des résultats similaires ont également été rapportés par *Kazi et al. (2015a)* montrant que la profondeur optimale d'une nappe du géotextile pour atteindre la capacité portante maximale était d'environ 0,3 fois la largeur de la semelle. *Ghosh et al. (2005)* ont rapporté une constatation similaire pour une semelle carrée sur des cendres d'étang renforcées avec un géotextile où ($u/B=0,3 - 0,35$).

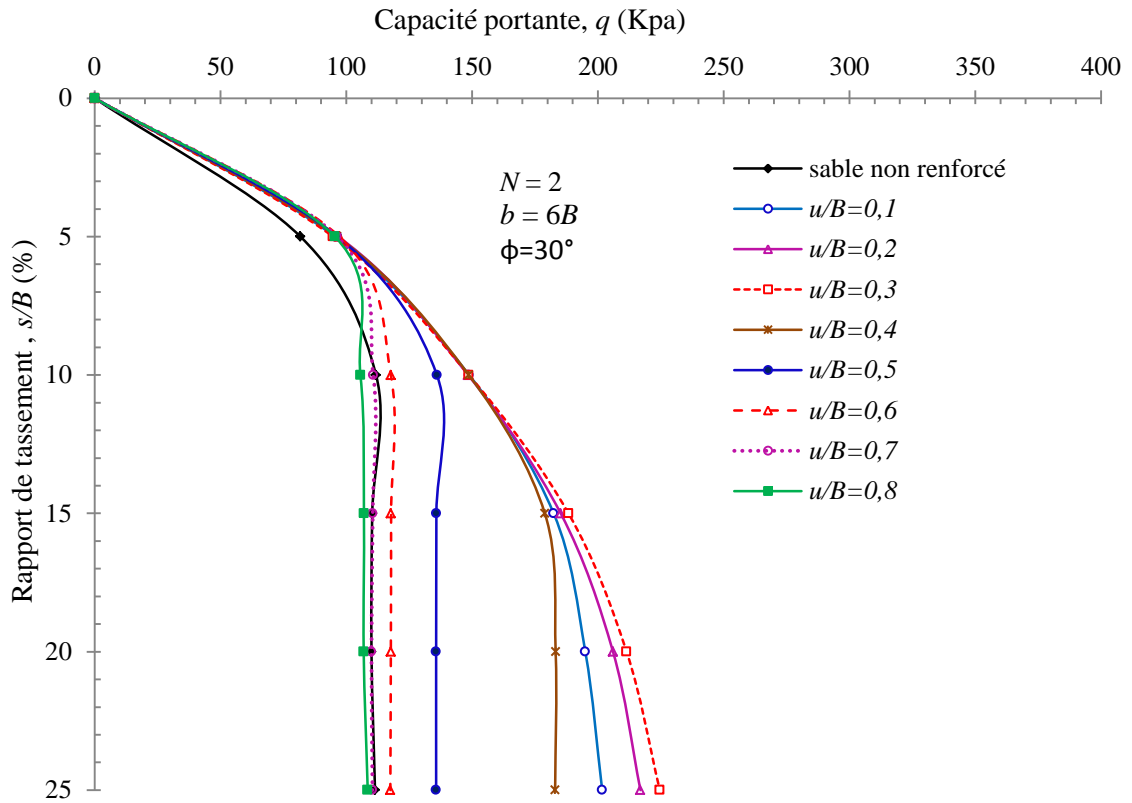


Figure 4.7: Courbes capacité portante - tassement avec $h = 0.3B$ et $b = 6B$; $\phi = 30^\circ$ pour différentes profondeurs des nappes de géosynthétique.

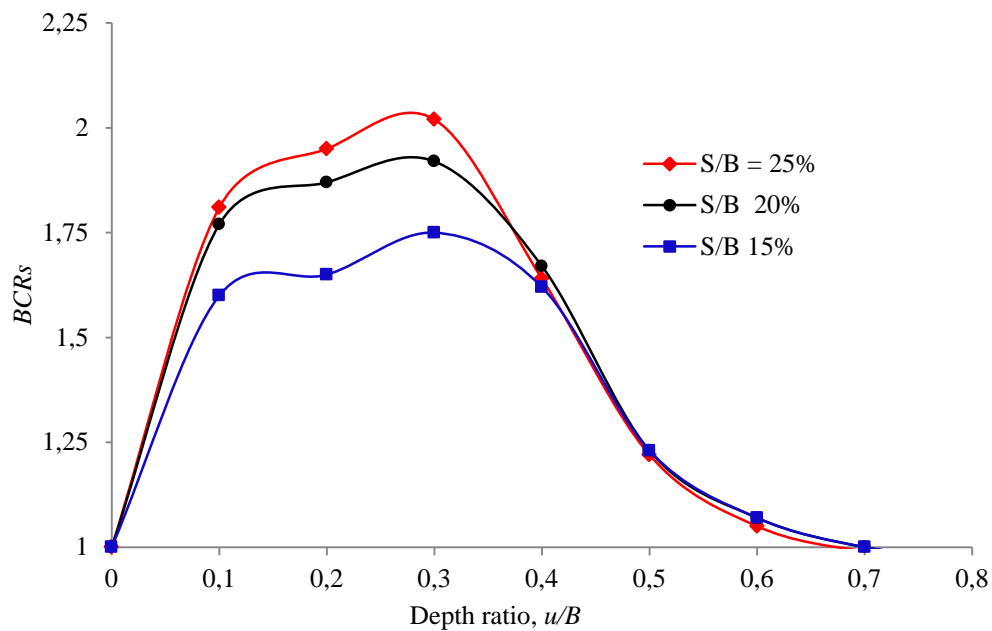
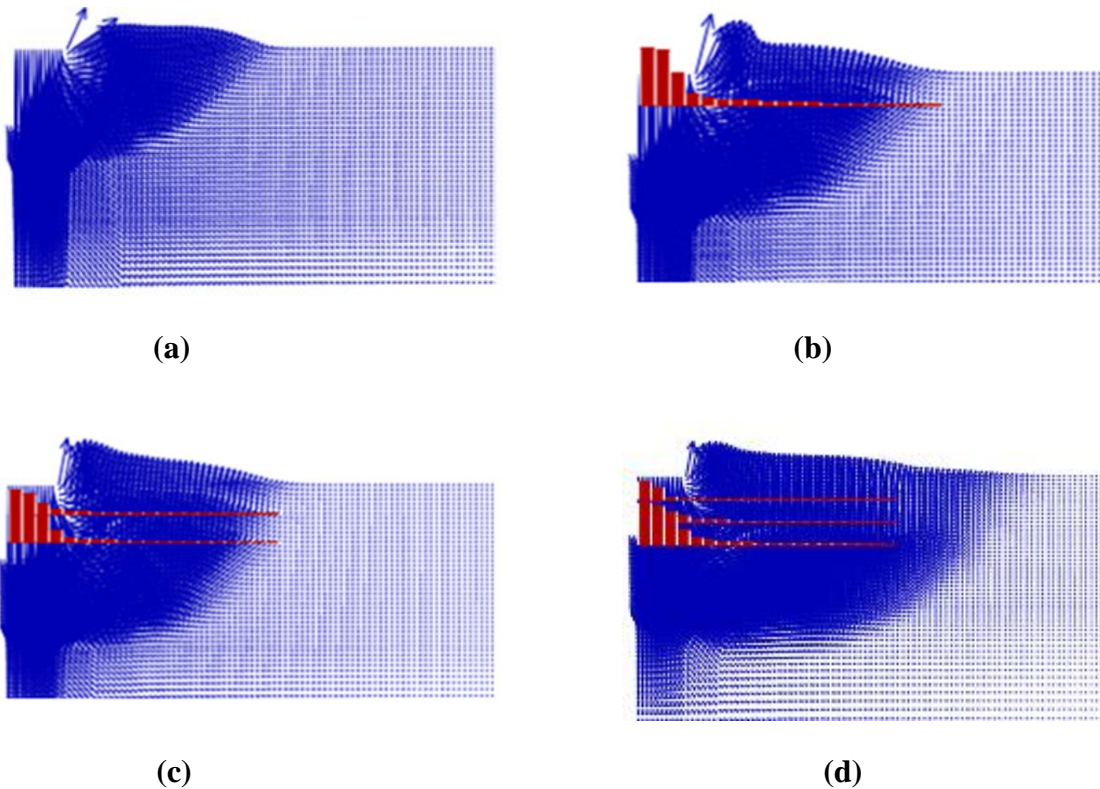


Figure 4.8: Variations de ($BCRs$) en fonction du rapport (u/B) pour différentes valeurs de tassement.

4.3.4 Vecteurs de déplacement

La figure 4.9 montre la comparaison du champ de déplacement entre les fondations non renforcées et renforcées ($N=0, N=1, N=2, N=3, N=4, N=5$). La figure montre clairement que les vecteurs de déplacement pour les fondations non renforcées sont concentrés sous la semelle; tandis que pour les fondations renforcées, les vecteurs de déplacement sont largement distribués sous la semelle pour une largeur et une profondeur plus grandes que dans le cas non renforcé. Il est clair que les nappes de géosynthétique empêcher les particules du sol de se déplacer latéralement et les pousser vers le bas pour une plus grande profondeur et donc la propagation d'où la charge de la semelle plus large et plus profondément dans le sol, ce qui signifie une plus grande surface de rupture et une plus grande capacité portante comme observé par (Noorzad et Manavirad 2014).

Lorsque la fondation renforcée atteint sa capacité portante ultime, cette figure montre également la répartition de la force de traction développée dans les nappes de géosynthétiques. Les figures montrent que la déformation maximale le long du renfort se produit directement sous le centre de la semelle et diminue considérablement lorsque la distance du centre de la semelle augmente.



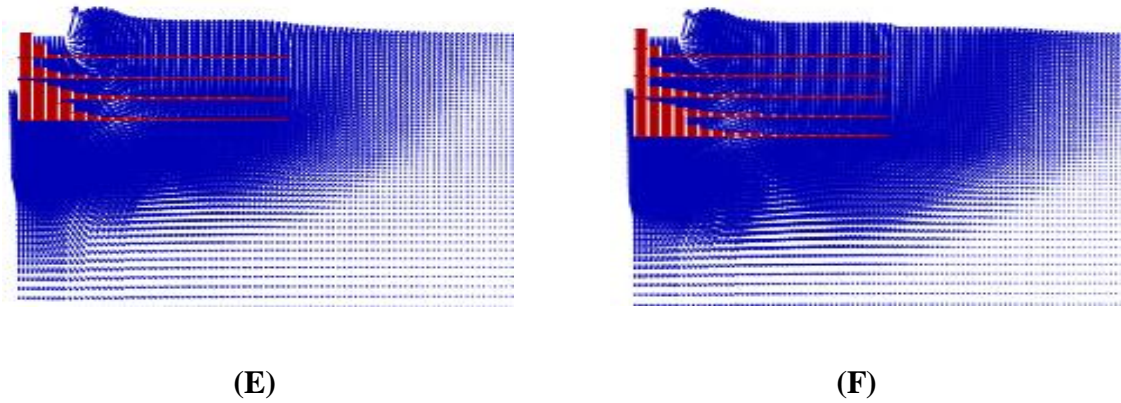


Figure 4.9: Répartition de la force de traction et des vecteurs de champ de déplacement: (a) $N = 0$; (b) $N = 1$; (c) $N = 2$; (d) $N = 3$; (E) $N = 4$; (F) $N = 5$.

4.4 Conclusion

Le code de différences finies FLAC^{2d} a été utilisé afin d'évaluer la capacité portante d'une fondation filante reposant sur la surface d'un sable renforcé par multi-nappes de géosynthétiques disposé horizontalement (renforcement plane). De cette recherche, et en comparant les résultats obtenus, présentés sous la forme de graphiques, avec les autres résultats disponibles dans la littérature, nous pouvons noter les points suivants :

- Nous avons vu que les géosynthétiques permettent d'augmenter d'une manière significative la capacité portante et réduit le tassement des fondations.
- La capacité portante d'une semelle sur un sol renforcée augmente avec l'augmentation du nombre de nappes de géosynthétiques.
- Le bénéfice maximal du renforcement dans l'augmentation de la capacité portante a été obtenu lorsque le rapport de la profondeur de renforcement (u/B) était égal à 0.3.

Chapitre 5: *Évaluation numérique du renforcement enveloppé rempli de matériau granulaire*

Sommaire

5.1	Introduction.....	91
5.2	Analyse numérique de l'effet du renforcement enveloppé sur la capacité portante.....	92
5.2.1	Présentation du cas étudié	92
5.2.2	Procédure de modélisation numérique	95
5.2.3	Résultats des calculs et discussions.....	97
5.2.3.1	Performance et efficacité de géosynthétique enveloppé.....	97
5.2.3.2	Influence de la largeur de la nappe du renforcement.....	99
5.2.3.3	Influence de la profondeur de la nappe du renforcement	101
5.2.3.4	Influence de la rigidité axiale du géosynthétique	102
5.2.3.5	Mécanismes de rupture	103
5.3	Analyse numérique de l'effet du renforcement enveloppé rempli de matériau granulaire	106
5.3.1	Présentation des cas étudiés	106
5.3.2	Résultats et discussions	109
5.3.2.1	Performance et efficacité du géosynthétique enveloppé et rempli de matériau granulaire.....	109
5.3.2.2	Influence de la largeur de renforcement	112
5.3.2.3	Influence de la profondeur de renforcement.....	114
5.3.2.4	Influence de la rigidité axiale de géosynthétique.....	116
5.3.2.5	Mécanismes de rupture	117
5.4	Conclusion	120

Chapitre 5

Évaluation numérique du renforcement enveloppé rempli de matériau granulaire

5.1 Introduction

Dans la partie bibliographie précédente, La revue de la littérature montre qu'un grand nombre d'auteurs ont étudié les influences des différentes variables et paramètres contribuant à l'amélioration des performances des fondations superficielles sur sol renforcées, à travers des approches numériques et expérimentales pour différents types de sol. (*Shin et al.* 2002, *Michalowski et Shin* 2003. *Dash et al.* 2004, *Bera et al.* 2005, *Patra et al.*, 2005, *Basudhar et al.*, 2007, *Qiming Chen* 2007, *Latha and Somwanshi* 2009, *Abu-Farsakh et al.* 2013, *Chen and Abu-Farsakh* 2014, *Durga Prasad et al.* 2016; *Makkaret et al.* 2017). La motivation de ces travaux était de comprendre le comportement de ces ouvrages en considérant l'effet de divers paramètres (par exemple: u/B , h/B , b/B , et D_f/B) sur la capacité portante. Dans toutes les études mentionnées plus haut, la méthode couramment utilisée pour renforcer le sol consiste en une ou plusieurs nappes de géosynthétiques placées horizontalement au sein du massif du sol, Cependant, dans les projets sur le terrain, il est possible que l'état du site ne permette pas l'utilisation d'une grande largeur de l'armature géosynthétique. Pour résoudre ce problème, dans ce chapitre, nous allons procéder au développement d'une nouvelle technique de renforcement pour améliorer la capacité portante des fondations superficielles et réduire le tassement à l'aide du code de calcul FLAC^{2d}. Afin de développer une meilleure compréhension de la performance de la technique envisagée, en premier lieu, des investigations numériques ont été effectuées pour évaluer la capacité portante d'une fondation filante reposant sur un sable renforcé avec une nappe de géosynthétique enveloppée. En deuxième lieu, des simulations numériques ont été effectuées pour évaluer l'effet de la combinaison entre le renforcement par une nappe enveloppée de géosynthétiques et la substitution du sol à l'intérieur de cette enveloppe par un matériau granulaire. Par ailleurs, pour montrer plus clairement les avantages de la nouvelle méthode par rapport aux méthodes traditionnelles de renforcement, les effets de différents paramètres tels que la profondeur, la largeur et la rigidité axiale de geosynthetic ont été étudié. La comparaison des résultats obtenus avec ceux obtenus par d'autres modèles disponibles dans la littérature, a montré la performance et la précision de la technique proposée.

5.2 Analyse numérique de l'effet du renforcement enveloppé sur la capacité portante

Après la validation du modèle avec les mesures expérimentales et résultats calculés avec Flac^{2d} (Chapitre.4), on peut utiliser notre modèle pour faire une deuxième étude qui est le développement d'une nouvelle technique de renforcement par géosynthétique.

5.2.1 Présentation du cas étudié

Dans cette étude, le problème de la capacité portante d'une fondation filante non encastrée, rigide et rugueuse, de largeur $B = 1\text{m}$, reposant sur un sable homogène renforcé avec une nappe de géosynthétique enveloppé est illustrée dans la figure 5.1.

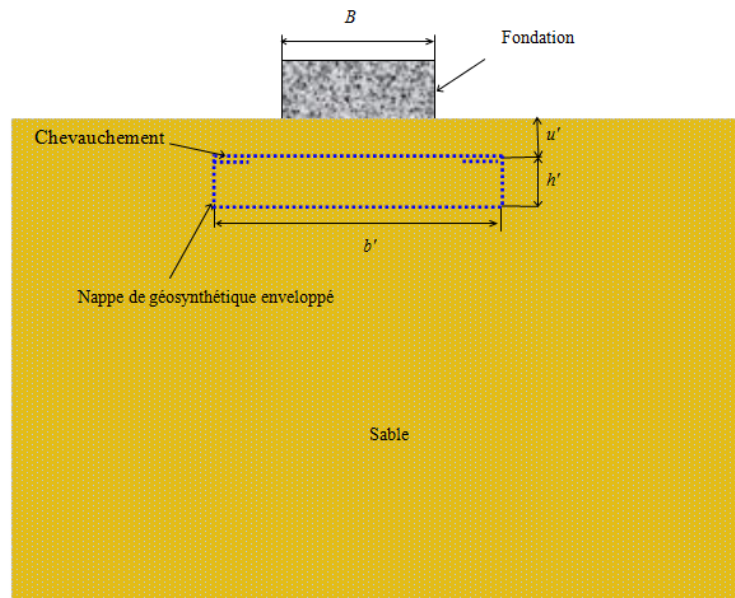


Figure 5.1: Présentation du problème.

Afin de produire des extrémités enveloppantes complètes, l'assemblage devient nécessaire, ceci peut être fait par l'une des méthodes d'assemblage, telles que le chevauchement, la couture, l'agrafage, le collage, etc. La figure 5.1 montre la zone de chevauchement proposée. Sur la figure 5.1, la largeur de la semelle, la profondeur de la nappe du géosynthétique enveloppé à partir de la base de la fondation, la largeur de la nappe du géosynthétique enveloppé et la hauteur de la nappe sont désignés par B , u' , b' , et h' , respectivement. Tous ces paramètres variables utilisés pour décrire les essais sont exprimés

sous forme non dimensionnelle par rapport à la largeur de la semelle (B) comme b'/B , u'/B et h'/B .

Puisque la semelle est considérée comme étant rigide, le chargement est modélisé par l'application d'un déplacement imposé aux nœuds de la surface de la semelle.

Dans le cas d'une semelle filante ou d'une semelle rectangulaire reposant à la surface d'un sol sableux renforcée avec des nappes horizontales de géotextile/géogrid, pour obtenir l'augmentation maximale de capacité portante, les paramètres suivants ont été rapportés: $b/B = 6$ (Khing et al. 1993); $N = 4$ (Yetimoglu et al. 1994); $u/B = 0.25 - 0.5$ (Khing et al. 1993; Shin et al. 2002); $h/B = 0.2 - 0.4$ (Yetimoglu et al. 1994). Basé sur les résultats des études antérieures, les paramètres suivants ont été adoptés pour les tests effectués $b/B = 6$, $u/B = 0.3$, $h/B = 0.3$. Le tableau 5.1 regroupe les tests effectués pour différentes configurations testées pendant la présente étude.

Pour la première série d'essais «A», une semelle filante reposant sur sable non renforcé a été testée, pour fournir une capacité portante de référence permettant de quantifier les améliorations dues aux renforcements. Après cela, cinq séries d'essais (c'est-à-dire B-G) ont été réalisées sur des semelles reposant sur un sable renforcé par des géosynthétiques en faisant varier différents paramètres tels qu'une forme de matériau géosynthétique « Renforcement plane, Renforcement enveloppé ».

Tableau 5.1: Les tests effectués pour différents configurations

Series d'essai	Forme de renforcement	Paramètres constants	Paramètres variables	But des tests
A	Sable non renforcé	Sable naturel	/	Quantifier les améliorations dues aux renforcements.
B	Renforcement plane	$b/B = 6, u/B = 0.3, h/B = 0.3, \varphi = 37^\circ$	$N = 1, 2$	Etudier l'effet du nombre de nappes de géosynthétiques.
C	Renforcement enveloppé	$u'/B = 0.3, h'/B = 0.3, b' = 2B$	$\varphi = 30^\circ, 37^\circ$	Etudier l'effet de la forme enveloppée de géosynthétiques.
D		$u'/B = 0.3, h'/B = 0.3, \varphi = 30^\circ$	$b'/B = 0.5, 1, 2, 3, 4, 5$	Arriver à la valeur optimale de (b'/B) .
E		$b'/B = 2, h'/B = 0.3, \varphi = 30^\circ$	$u'/B = 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6, 0.7, 0.8$	Arriver à la valeur optimale de (u'/B) .
G		$u'/B = 0.3, h'/B = 0.3, b'/B = 2, \varphi = 30^\circ$	$EA = 500, 1000, 2000, 4000, 6000, 8000, 10000$ (kN/m)	Etudier l'effet de la rigidité axiale de géosynthétique.
H		$u'/B = 0.3, h'/B = 0.3, b' = 2B$	$\varphi = 30^\circ, 35^\circ, 37^\circ$	Etudier l'effet de la géosynthétique enveloppée rempli de matériau granulaire.
K	Renforcement enveloppé rempli de matériau granulaire	$u'/B = 0.3, h'/B = 0.3, \varphi = 30^\circ$	$b'/B = 0.5, 1, 2, 3, 4, 5$	Arriver à la valeur optimale de (b'/B) .
L		$b'/B = 2, h'/B = 0.3, \varphi = 30^\circ$	$u'/B = 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6, 0.7, 0.8$	Arriver à la valeur optimale de (u'/B) .
M		$u'/B = 0.3, h'/B = 0.3, b'/B = 2, \varphi = 30^\circ$	$EA = 500, 1000, 2000, 4000, 6000, 8000, 10000$ (kN/m)	Etudier l'effet de la rigidité axiale du géosynthétique.

5.2.2 Procédure de modélisation numérique

Le calcul de la capacité portante d'une semelle filante rigide construite sur un sable renforcé par géosynthétiques, a été mise en œuvre à l'aide du code de calcul $FLAC^{2D}$ (2007), qui est un programme commercial explicite en différences finies. Avec ce programme, la solution d'un problème statique est obtenue en introduisant des équations du mouvement dynamique. Des termes d'amortissement sont inclus pour dissiper progressivement l'énergie cinétique du système. Le logiciel emploie un temps de marche explicite, dans lequel les contraintes et les déformations sont calculées en plusieurs petits pas de temps jusqu'à ce qu'un état d'équilibre soit atteint d'une manière numériquement stable. Du fait de la symétrie géométrique, seule la moitié du modèle est retenue.

Comme n'importe quelle procédure dans le code $FLAC^{2D}$ notre procédure suit, lors de l'exécution les étapes spécifiques suivantes:

- génération du maillage ;
- frontières et conditions initiales ;
- choix du modèle constitutif et propriétés du sol ;
- chargement et séquence de modélisation ;
- interprétation des résultats.

Les frontières, longitudinale et transversale, du domaine d'étude, ont été mises à une distance de $10B$ et $5B$ respectivement afin de réduire au minimum les effets de bords.

Les conditions aux limites sont prises en compte en bloquant les déplacements horizontaux et verticaux pour la limite inférieure; tandis que pour les limites verticales, les déplacements horizontaux sont bloqués et les déplacements verticaux sont libres comme indiqué sur la figure 5.2. Les distances des frontières adoptées sont suffisantes afin que les conditions aux limites n'influent pas sur les résultats et que les mécanismes de rupture ne les interceptent pas.

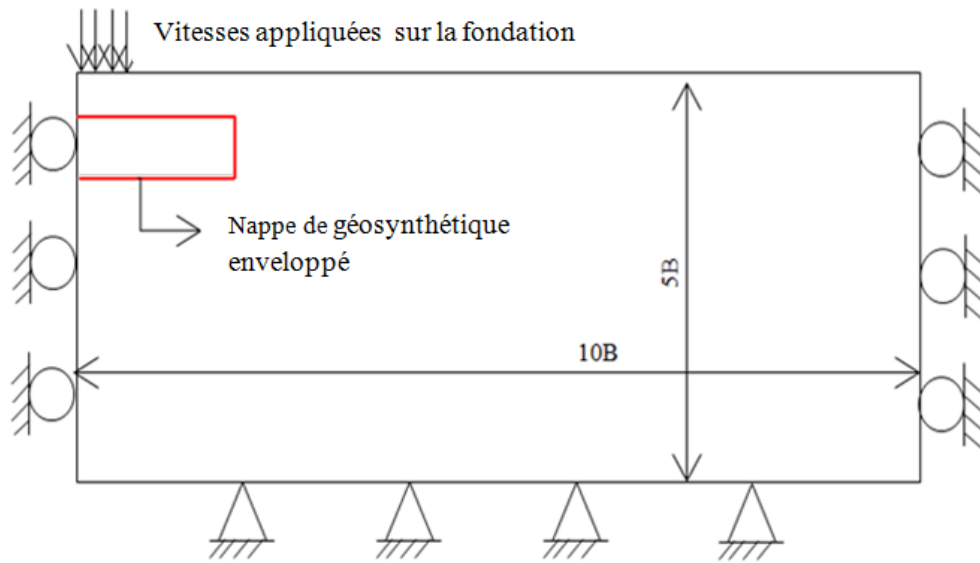


Figure 5.2: Conditions aux limites du modèle.

Afin de développer un schéma d'analyse acceptable pour les calculs ultérieurs, des simulations préliminaires ont été effectuées, en testant la taille du domaine d'étude, du maillage et les conditions aux frontières.

Le modèle du domaine relatif à cette étude est montré sur la figure 5.3. Au voisinage de la fondation et les nappes de renforcement, le maillage est raffiné pour capter les gradients importants de déformations.

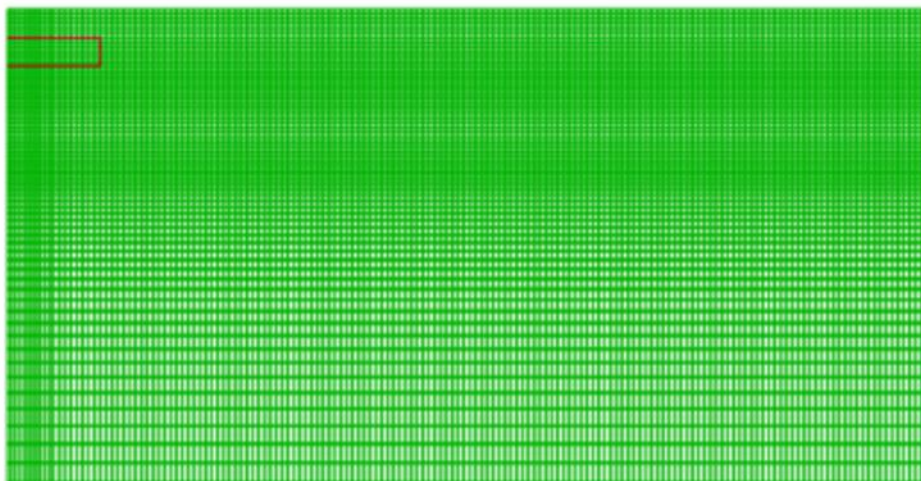


Figure 5.3: Modèle numérique utilisé.

Le comportement du sol est régi par une loi élastique-parfaitement plastique et le critère de Mohr-Coulomb. Les valeurs suivantes sont retenues : poids volumique $\gamma = 14.88 \text{ kN/m}^3$, module volumique $K = 5.9 \times 10^6 \text{ Pa}$, module de cisaillement $G = 3.1 \times 10^6 \text{ Pa}$.

Les calculs ont été menés pour les différentes valeurs de l'angle de frottement interne : $\varphi = 30^\circ$ et 37° , et l'angle de dilatance $\psi = 0^\circ$ et 7° et la cohésion $c = 0$. L'interface sol-fondation est supposée parfaitement rugueuse: le déplacement relatif sol-fondation est bloqué dans la direction horizontale. L'évaluation de la capacité portante est effectuée par l'application d'une vitesse verticale (1×10^{-6} m/pas) sur tous les nœuds qui discrétisent la fondation. La nappe de renforcement est modélisée en utilisant l'élément câble.

En utilisant la fonction *FISH*, la capacité portante ultime q_u a été calculée en divisant la somme des forces verticales nodales par la surface de la semelle, avec sa largeur égale à la distance au centre du premier élément en dehors de la semelle (FLAC 2005; *Erickson et Drescher 2002*).

5.2.3 Résultats des calculs et discussions

5.2.3.1 Performance et efficacité de géosynthétique enveloppé

Afin d'évaluer la performance de la nouvelle technique proposée « géosynthétique enveloppé » par rapport aux méthodes traditionnelles de renforcement « géosynthétique plane », pour augmenter la capacité portante, la série d'essais C (Tableau 5.1) a été réalisée. La figure 5.4 montre la variation de la capacité portante (q) en fonction des rapports de tassement (s/B) pour les différentes configurations étudiées (sable non renforcé, Renforcement plane $N=1$, $N=2$, Renforcement enveloppé). Cette figure est scindée en deux parties (a) et (b) correspondant à $\varphi = 30^\circ$ et $\varphi = 37^\circ$ respectivement. D'après les résultats obtenus, On peut observer que la performance de renforcement avec deux nappes de géosynthétique horizontale était presque égale à celle d'une nappe enveloppé. Cette observation implique qu'au lieu que d'employer deux nappes horizontales avec une largeur $b = 6B$ ($N=2$ donc $b = 12B$), on peut adopter une seule nappe enveloppé avec une largeur de $b=2B$. Par ailleurs, l'utilisation du renforcement enveloppé permet d'élaborer des solutions plus efficaces et d'assurer une mise en œuvre plus rapide par rapport aux techniques de renforcement traditionnelles.

Les résultats montrent que l'utilisation de la nouvelle technique du renforcement est plus économique par rapport aux méthodes traditionnelles, car elle permet de réduire d'une manière sensible les quantités des matériaux géosynthétiques utilisés et économisent dans l'espace du terrain pour construire un système de sol renforcé.

En outre, en comparant les courbes capacité portante (q) - tassement (s/B) pour les angles de frottement du sol $\varphi = 30^\circ$ et $\varphi = 37^\circ$. Il peut être clairement noté que dans le cas

d'un faible angle de frottement interne du sol ($\varphi = 30^\circ$), le renforcement devient plus efficace pour améliorer la capacité portante.

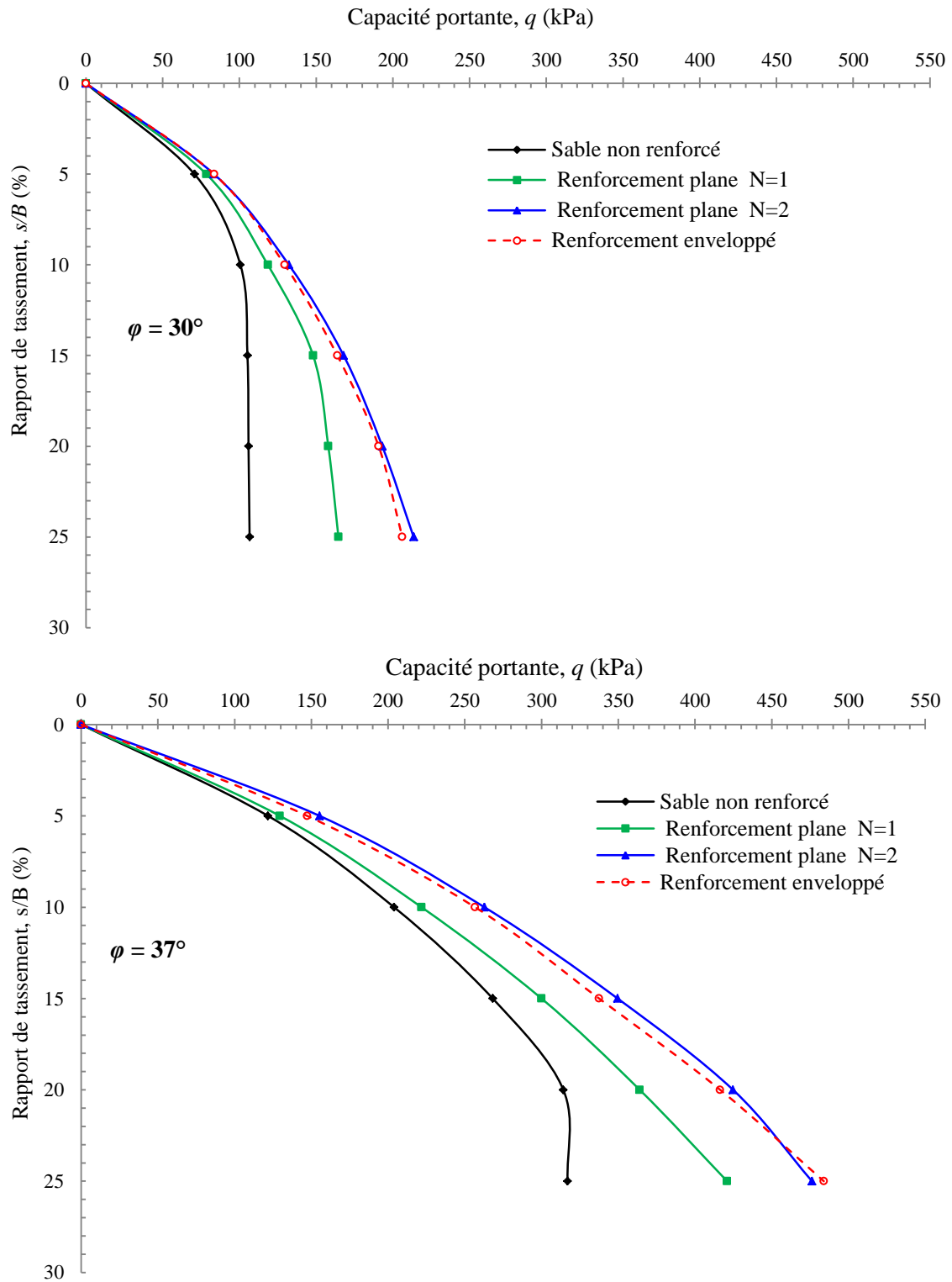


Figure 5.4: Variation de la capacité portante (q) en fonction du rapport de tassement (s/B) - effet de la forme enveloppée du géosynthétique: (a) $\varphi=30^\circ$ et (b) $\varphi=37^\circ$ (série de tests A,B, C).

5.2.3.2 Influence de la largeur de la nappe du renforcement

Afin d'étudier l'influence de ce facteur, six valeurs différentes de la largeur de la nappe de géosynthétique enveloppé b' ont été considérées: $0.5B$, $1B$, $2B$, $3B$, $4B$, $5B$ (série D tableau 5.1). Durant les simulations numériques, u' et h' sont maintenues à une valeur constante de $0.3B$. Comme l'illustre la figure 5.5, les résultats montrent que l'augmentation du rapport (b'/B) jusqu'à 2 augmente la capacité portante. Cependant, cette amélioration reste pratiquement constante pour des valeurs plus élevées. En examinant les courbes capacité portante-tassement, nous pouvons voir que les formes et les pentes des courbes des fondations de sol renforcées sont très similaires à celles des fondations de sol non renforcées lorsque le rapport de tassement (s/B) est inférieur à 5% et que l'effet de renforcement commence à être mobilisé lorsque le rapport s/B est supérieur à 5%.

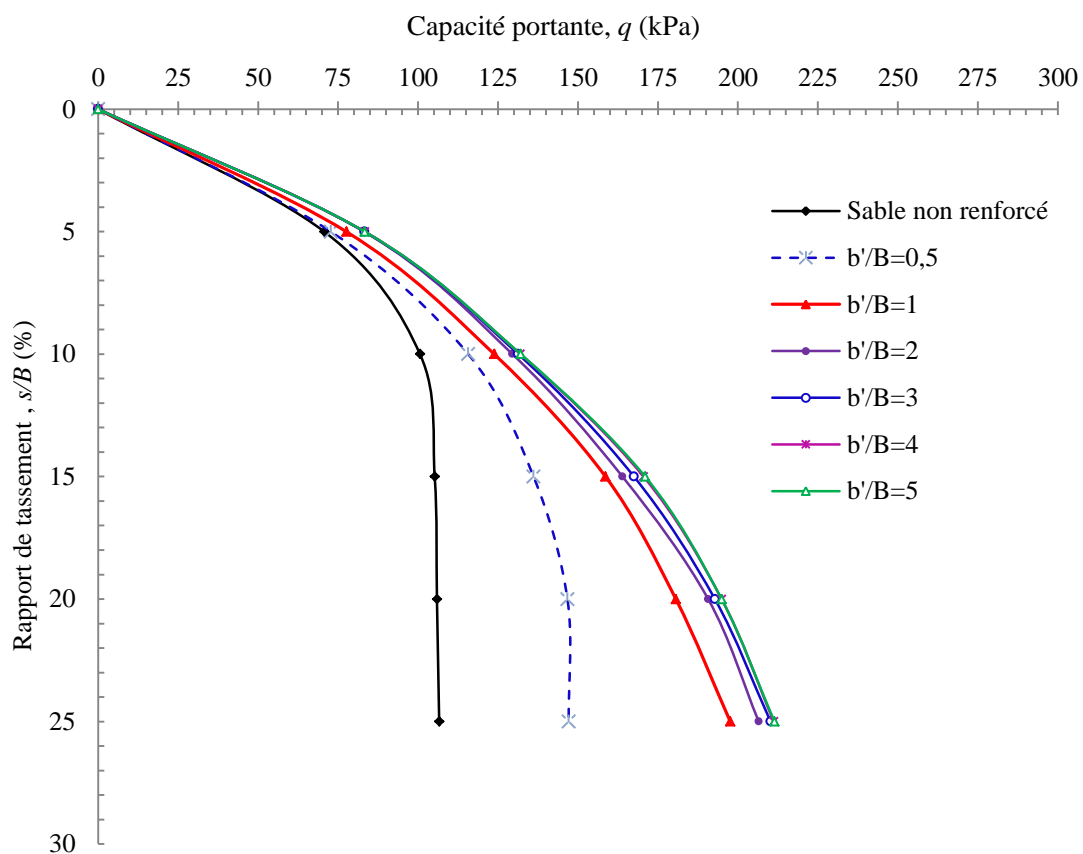


Figure 5.5: Variation de la capacité portante (q) en fonction du rapport de tassement (s/B) pour différentes largeurs de la nappe de renforcement enveloppée (série d'essais D).

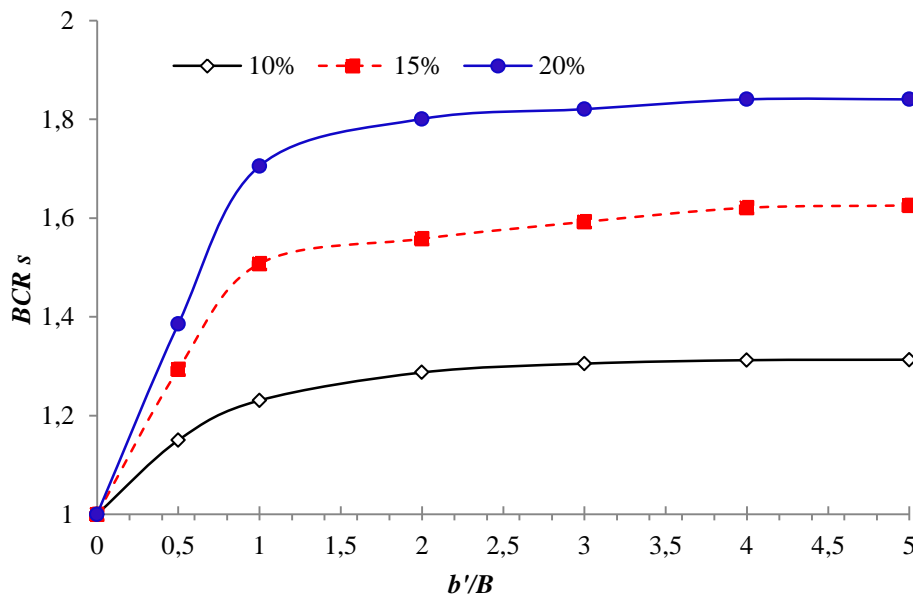


Figure 5.6: Variation du rapport de capacité portante (BCR_s) en fonction du rapport (b'/B) pour différentes valeurs de tassement.

La figure 5.6 illustre la variation des valeurs de BCR_s correspondant au rapport de tassement $s/B = 10\%$, 15% et 20% en fonction du largeur de la nappe enveloppée (b'/B). Le rapport (b'/B) est défini comme le rapport entre largeur de la nappe enveloppée (b') et la largeur de la semelle (B). On peut voir que le rapport de capacité portante BCR_s augmente avec la croissance de la valeur du rapport b'/B jusqu'à $b'/B \approx 2$, par la suite, la valeur de BCR_s devient presque constante. Les résultats d'essai ont également indiqué que le renforcement placé avec un largeur (b') supérieure à $2B$ n'aura aucun effet sur l'augmentation de la capacité portante. Des études menées par plusieurs chercheurs ont également indiqué que l'augmentation de la largeur de renforcement au-delà d'une certaine valeur n'augmente pas le BCR . e.g., *Binquet and Lee, 1975a; Huang and Tatsuoka, 1990; Omar et al. 1993; Yetimoglu et al. 1994; Adams and Collin 1997.*

L'analyse des résultats obtenus par cette étude ont permis de montrer que la largeur optimale du géosynthétique enveloppé peut être considérée comme étant environ 2 fois la largeur de la semelle ($b'/B = 2$).

On peut aussi voir sur la figure 5.6 que l'effet de rapport (b'/B) est plus appréciable à $s/B = 20\%$ qu'à $s/B = 10\%$. Par exemple, à $s/B = 10\%$, la capacité portante du sable renforcé par géosynthétique augmente à partir de 107.2 kPa à 131.8 kPa qui correspondent à une augmentation de $BCRs$ de 1.06 à 1.28 et que la largeur de la nappe du renforcement augmente de $0.5B$ à $2B$; tandis que la capacité portante correspondante ($BCRs$) à $s/B = 20\%$ augmente de 146.7 kPa (1.38) à 192.8 (1.78). Il est évident que le bénéfice de renforcement est directement lié au tassement de la fondation. Similaire à cette observation, les résultats des tests présentés par *Adams et Collin* 1997 pour les grandes fondations carrées sur sable renforcé indiquent que l'avantage augmente avec l'augmentation du rapport de tassement.

5.2.3.3 Influence de la profondeur de la nappe du renforcement

Afin de déterminer la profondeur optimale de la nouvelle technique proposée. La série de tests (E) du Tableau 5.1 a été réalisée. Les tests sont effectués pour différentes profondeurs de placement de la nappe du géosynthétique ($u'/B = 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6, 0.7, 0.8$) dans la largeur effective de renforcement obtenue à partir de la série D ($b'/B = 2$) tandis que la valeur du (h'/B) est maintenue constante à 0.3. Comme l'illustre la figure 5.7, les résultats montrent que la capacité portante de la semelle augmente avec l'augmentation du rapport de profondeur (u'/B) jusqu'à une certaine valeur et ensuite toute augmentation supplémentaire du rapport (u'/B) diminue réellement la capacité portante finale pour atteindre la capacité portante de sable non renforcé. Ainsi, on constate d'après les résultats actuels (Figure 5.7) que les valeurs maximales de la capacité portante ont été obtenues pour un rapport de ($u'/B = 0,3$). D'après ces résultats, on peut conclure que la profondeur optimale de la nappe du géosynthétique égale à $0,3B$. Cette constatation est également similaire à celle rapportée par *Yetimoglu et al.* (1994), *Shin et al.* (1993), *Khing et al.* (1993), *Kazi et al.* (2015a).

Yetimoglu et al. (1994) ont indiqué que la profondeur de renforcement optimale était d'environ $0,3B$ pour le sable renforcé avec une seule nappe de géogrille, *Shin et al.* (1993) ont observé que l'emplacement optimal de la nappe supérieure se situait à environ $0,4B$ pour une fondation filante sur l'argile avec quatre nappes de géogrille. D'autre part, sur la base d'une semelle circulaire de 40 mm de diamètre sur une couche d'argile renforcée par une nappe de renforcement, *Ramaswamy et Purushothaman* (1992) ont obtenu une BCR maximale à $u/B=0.5$. *Ghosh et al.* (2005) ont rapporté une constatation similaire pour une semelle carrée sur des cendres d'étang renforcées avec un géotextile où $u/B=0,3-0,35$. *Kazi et al.* (2015a) montrant que la profondeur d'encastrement optimale pour atteindre la capacité portante

maximale était d'environ 0,3 fois la largeur de la semelle, même dans le cas des extrémités enveloppantes du géotextile.

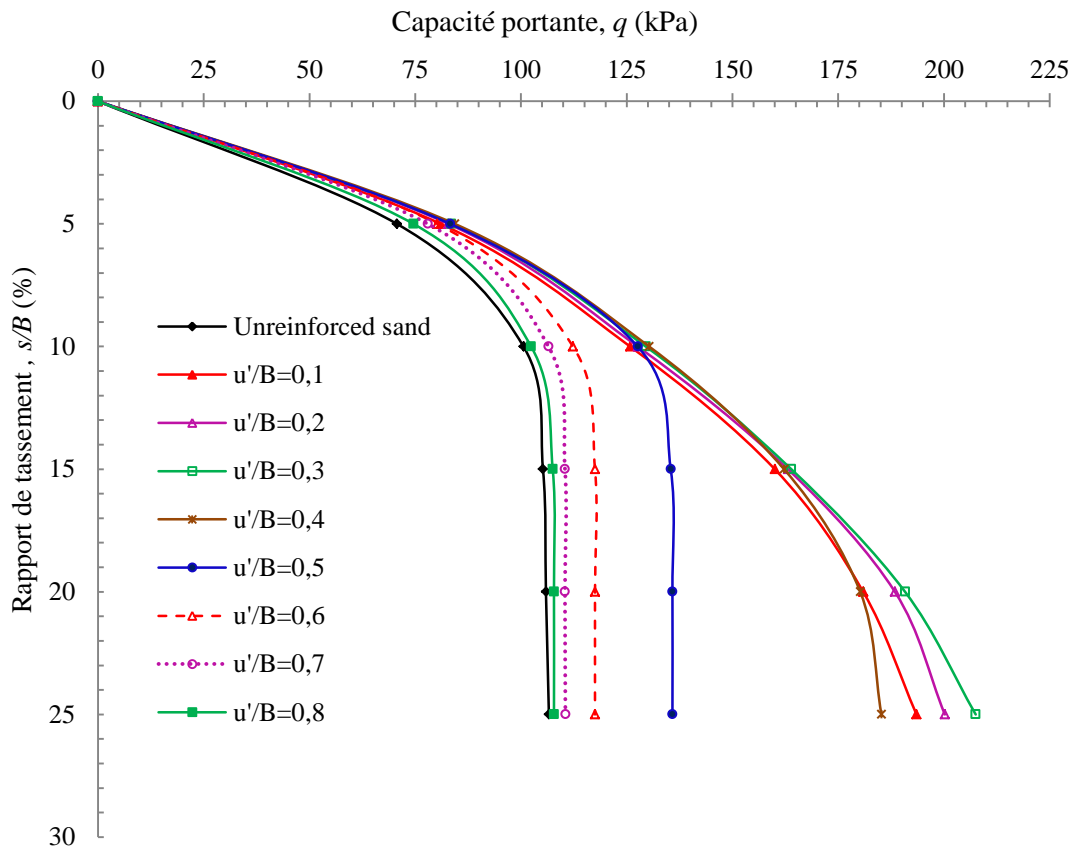


Figure 5.7: Variation de la capacité portante (q) en fonction du rapport de tassement (s/B) pour différentes profondeurs de la nappe de renforcement enveloppée (série d'essais E).

5.2.3.4 Influence de la rigidité axiale du géosynthétique

La rigidité axiale du géosynthétique, EA , est une propriété matérielle importante du géosynthétique. Selon le type du géosynthétique utilisé, la rigidité axiale peut varier de manière significative. Afin d'évaluer l'influence de ce paramètre, sept valeurs de la rigidité axiale de géosynthétique ont été considérées : 500 kN/m, 1000 kN/m, 2000 kN/m, 4000 kN/m, 6000 kN/m, 8000 kN/m et 10000 kN/m. La figure 5.8 montre l'influence de EA sur la capacité portante. Ces résultats montrent que l'augmentation de la rigidité géosynthétique augmente la capacité portante. Cependant, cette augmentation est seulement significative quand EA varie de 500 à 2000 kN/m. Dans cette gamme, le sable a été sous-renforcé. Pour EA supérieure à 2000 kN/m, le sable a été sur-renforcé et en augmentant EA n'a plus aucune influence sur la capacité portante.

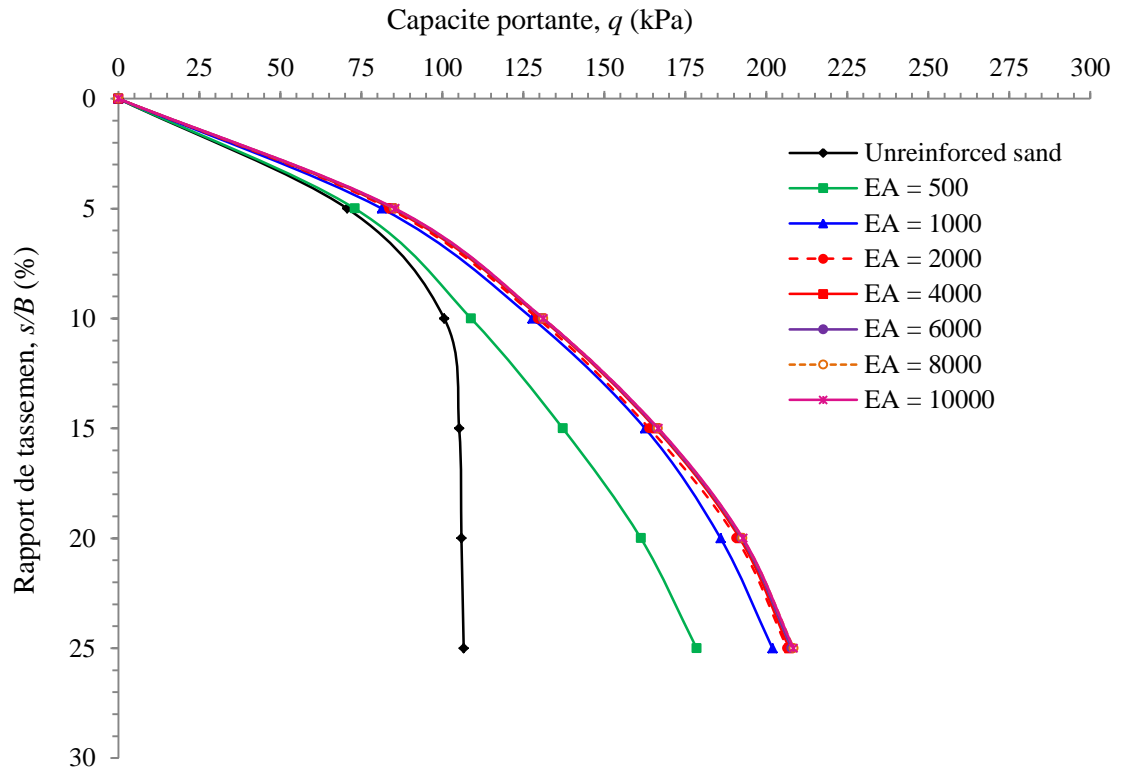


Figure 5.8: Influence de la rigidité axiale de géosynthétique, EA , sur la capacité Portante.

5.2.3.5 Mécanismes de rupture

La figure 5.9 montre une comparaison du champ de vecteurs de déplacement d'après l'état ultime de rupture entre les fondations reposant sur un sol renforcé et non renforcé pour différentes profondeurs de la nappe de renforcement. Cette figure met en évidence que pour $u'/B \leq 0,3$ le mécanisme de rupture pénètre au-delà du renforcement enveloppé. Mais lorsque la nappe du géosynthétique est placée à un niveau plus profond, $u'/B > 0,3$, le mécanisme de rupture se produit au-dessus et la nappe de renforcée agit en fait comme une frontière rigide. D'autre part, Pour montrer plus clairement l'effet de la largeur de la nouvelle technique proposée ($b'/B = 1, 2, 3, 4, 5$). La figure 5.10 montre une comparaison du champ de vecteurs de déplacement et la répartition de la force de traction le long de nappe du géosynthétique enveloppé pour le cas (u'/B) = 0.3. On peut noter que les vecteurs de déplacement obtenus pour le sable non renforcé sont beaucoup moins profonds que ceux du sable renforcé. L'augmentation de la largeur de la nappe enveloppée induit une zone mobilisée plus longue pour le sable renforcé, ce qui à son tour signifie une surface de rupture plus longue et une plus grande capacité portante.

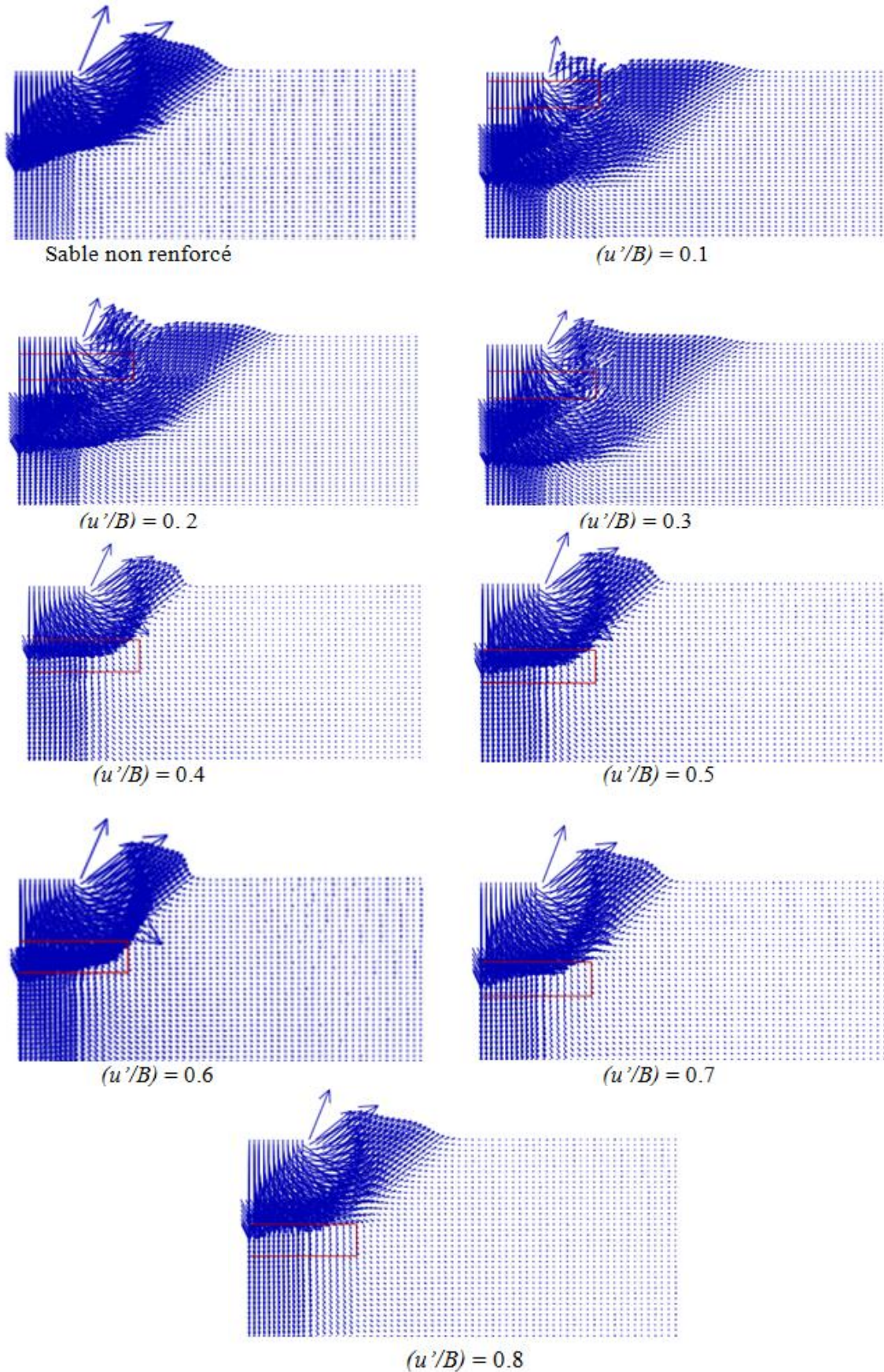


Figure 5.9: Vecteurs du champ des déplacements pour différentes (u'/B) ; $(b'/B = 2)$.

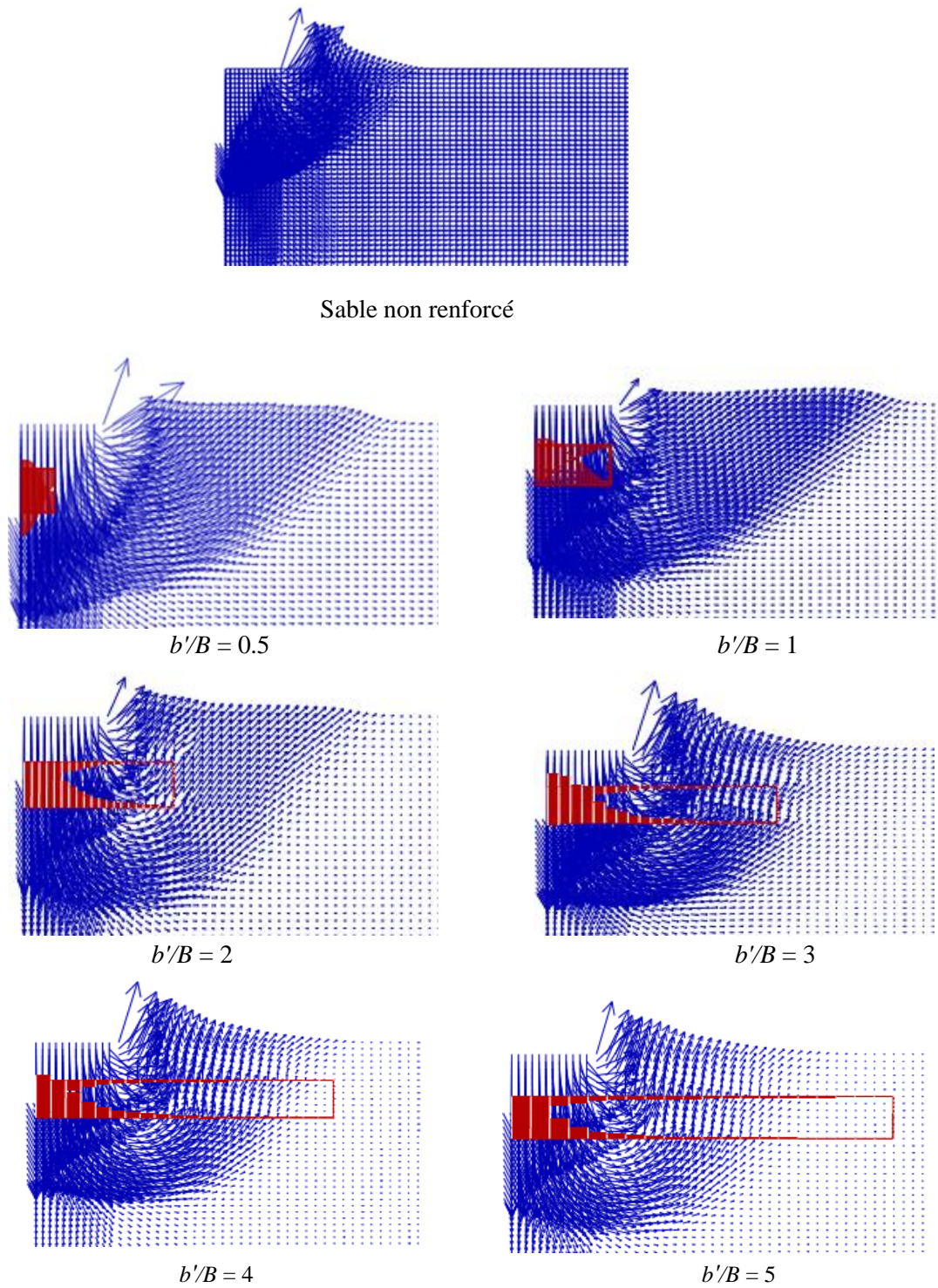


Figure 5.10 : Vecteurs du champ des déplacements et la répartition des force de traction le long de la nappe du géosynthétique enveloppé avec: ($u'/B = 0.3$).

5.3 Analyse numérique de l'effet du renforcement enveloppé rempli de matériau granulaire

5.3.1 Présentation des cas étudiés

Afin de développer une méthode de renforcement plus puissante, une nouvelle technique de construction combinant la substitution et le renforcement par géosynthétique avec une seule nappe de géosynthétique enveloppé a été examinée numériquement. Dans cette technique proposée, le renforcement géosynthétique a été rempli d'un matériau granulaire pour améliorer la capacité portante (Figure 5.11). Afin de développer une meilleure compréhension de la performance de la technique proposée, plusieurs séries de simulations numériques ont été réalisées en utilisant le code FLAC (2007) pour évaluer la capacité portante d'une semelle filante sur une couche de sable.

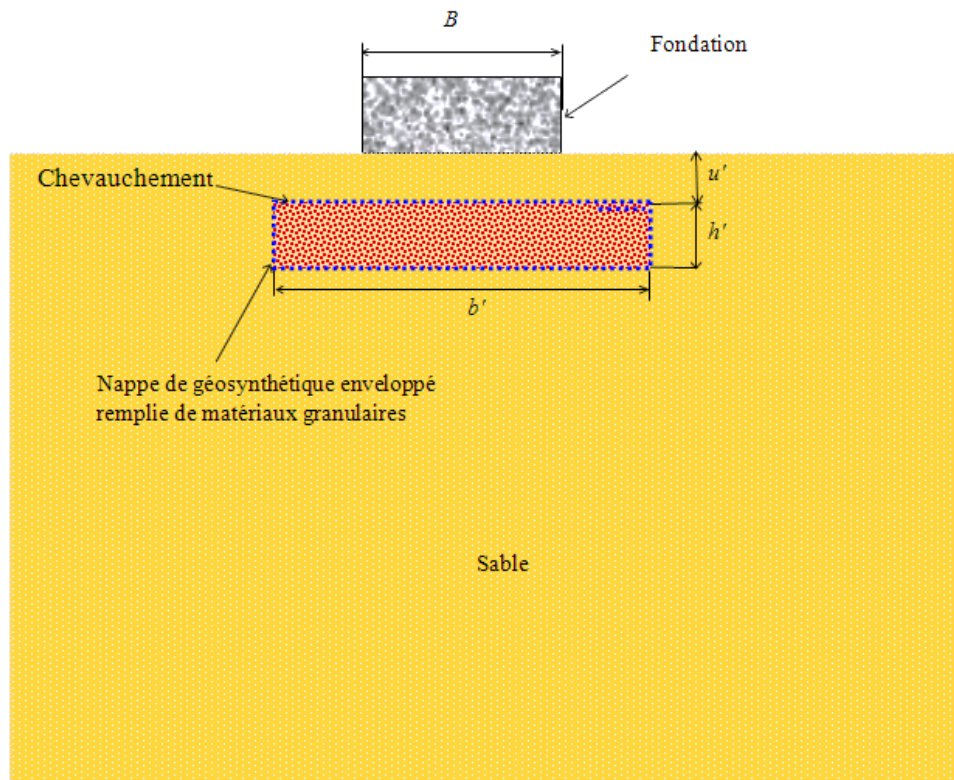


Figure 5.11: Présentation du problème.

Dans cette section, trois cas du renforcement ont été considérés pour mettre en évidence la performance de la technique proposée (Renforcement plane ($N=2$), Renforcement plane et rempli de matériau granulaire, Renforcement enveloppé rempli avec le sol de fondation). Le tableau 5.1 et les figures 5.12 et 5.13, présentent les tests et les différentes configurations effectués.

Pour montrer plus clairement la performance de la nouvelle méthode par rapport aux méthodes traditionnelles de renforcement plane, plusieurs configurations géométriques ont été analysées: l'angle de frottement du sable est $\varphi = 30^\circ, 35^\circ$ la largeur (b'/B) varie entre 1 et 5, la profondeur (u'/B) varie entre 0.1 et 0.8 par pas de 0.1 et la rigidité à la traction (EA) varie entre 500 et 10000 Kn/m. Tous les paramètres variables et constants utilisés pour décrire les essais ont été exprimés sous forme non dimensionnelle par rapport à la largeur de semelle (B) comme $u/B, b/B, h/B, b'/B, h'/B$ et u'/B .

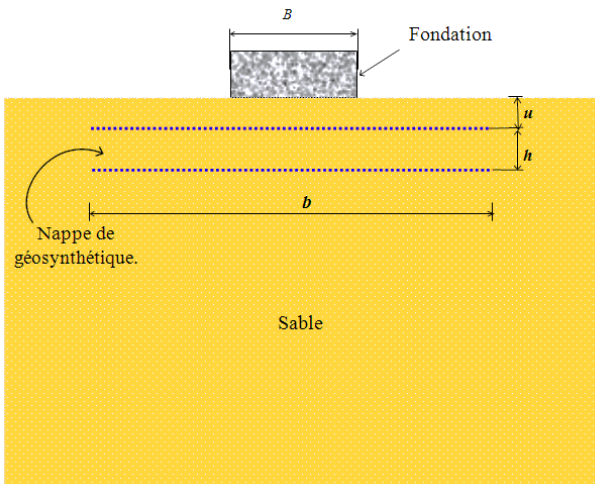


Figure 5.12: Renforcement plane.

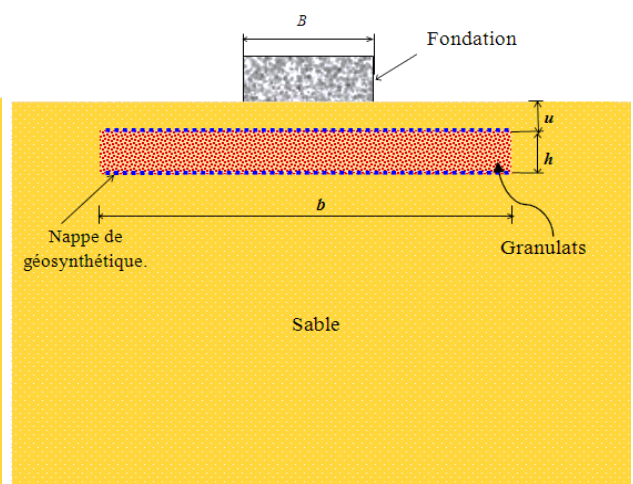


Figure 5.13: Renforcement plane remplis d'un matériau granulaire.

Les propriétés du sol, granulats et les géosynthétiques sont résumés dans le Tableau 5.2.

Tableau 5.2: Propriétés du sol, matériau granulaire et géosynthétique

Type	Parameter	Value
Sol	poids volumique, γ (kN/m ³)	14.88
	angle de frottement, φ (°)	30° - 35°
	angle de dilatance, ψ (°)	0 - 5°
	modules de cisaillement G (Pa)	3.1×10^6
	modules volumiques K (Pa)	5.9×10^6
matériau granulaire	poids volumique, γ (kN/m ³)	18
	angle de frottement, φ (°)	40°
	angle de dilatance, ψ (°)	10°
	modules de cisaillement G (Pa)	20×10^6
	modules volumiques, K (Pa)	45×10^6
Renforcement géosynthétique	rigidité axiale, EA (kN/m)	2000

Les frontières, verticale et inférieure, du domaine d'étude, ont été mises à une distance de $5B$ et $10B$ respectivement afin de réduire au minimum les effets de bords. La frontière

inférieure est supposée fixe, et les frontières verticales sont retenues dans la direction horizontale comme indiqué sur la figure 5.14.

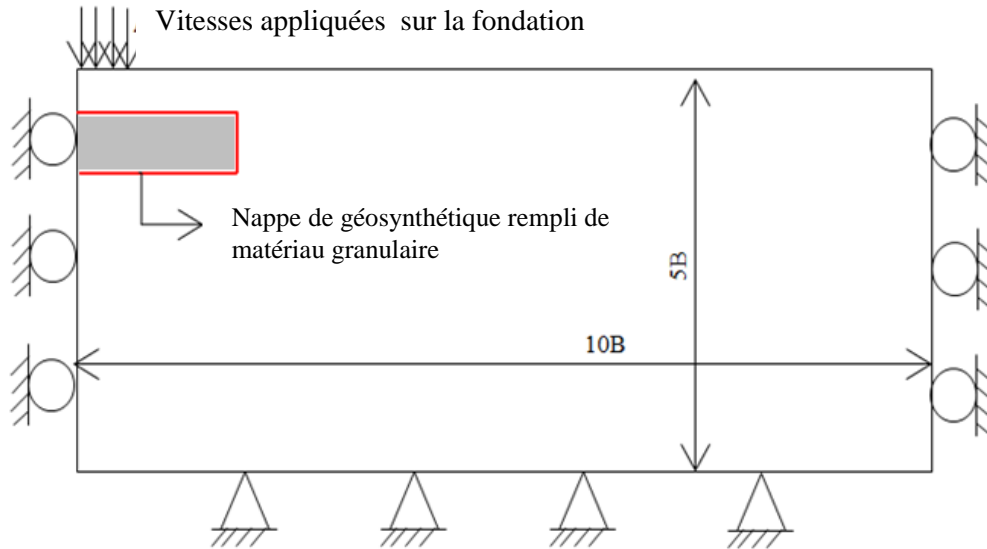


Figure 5.14 : Conditions aux limites du modèle.

Le modèle du domaine relatif à cette étude est montré sur la figure 5.15. Au voisinage de la fondation, le maillage est raffiné pour capter les gradients importants de déformations.

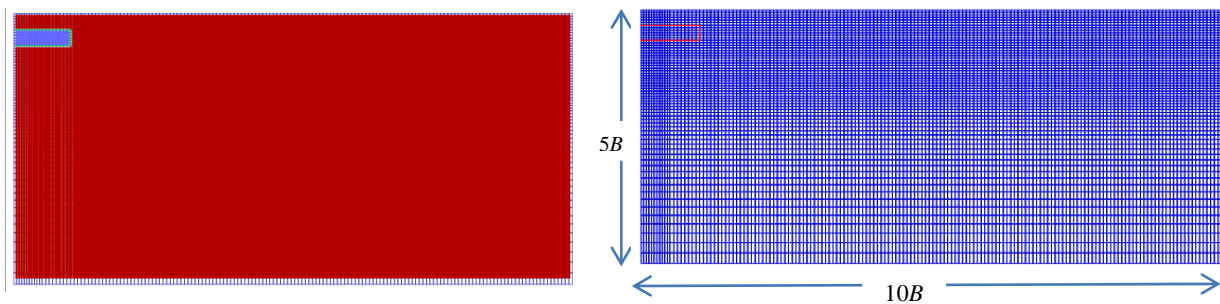


Figure 5.15: Maillage utilisé dans les simulations avec FLAC.

La condition d'une semelle rigide, est assurée en imposant un déplacement vertical uniforme sur tous les nœuds représentant la fondation (Figure 5.14) par application d'une vitesse verticale (vers le bas). La magnitude choisie de cette vitesse est de $1 \times 10^{-7} \text{ m/s}$.

5.3.2 Résultats et discussions

5.3.2.1 Performance et efficacité du géosynthétique enveloppé et rempli de matériau granulaire

Afin de montrer clairement la performance du géosynthétique enveloppé et rempli de matériau granulaire par rapport aux techniques de renforcement traditionnelles (Renforcement disposé horizontalement) pour augmenter la capacité portante, deux séries de tests ont été considérées. (C et H .Tableau 5.1).

Le premier test concerne une fondation posée sur un sable renforcé avec une nappe de géosynthétique enveloppé (section 5.2.3.1). Quant au deuxième test, il concerne une fondation posée sur un sable renforcé avec une nappe de géosynthétique enveloppé et rempli de matériau granulaire. Les résultats obtenus pour ces deux cas seront comparés avec les résultats obtenus du cas de renforcement avec deux nappes planes ($N = 2, b = 6B$) (Figure 5.12) et deux nappes planes ($N = 2, b = 6B$) remplies de matériau granulaire (Figure 5.13).

La figure 5.16 montre la variation de la capacité portante (q) en fonction des rapports de tassement (s/B) pour différentes configurations étudiées (sable non renforcé, sable renforcé avec des nappes planes $N = 1, N = 2$, sable renforcé avec des nappes planes remplies de matériau granulaire, sable renforcé avec une nappe enveloppée, sable renforcé avec une nappe enveloppée remplie de matériau granulaire). Cette figure est scindée en deux parties (a) et (b) correspondant à $\varphi = 30^\circ$ et $\varphi = 35^\circ$ respectivement. D'après les résultats obtenus, on peut observer que la performance de la nappe enveloppée était presque égale à celle du renforcement avec deux nappes plane (section 5.2.3.1). De plus, la performance la nappe enveloppée du géosynthétique remplie de matériau granulaire était également presque au niveau du renforcement avec deux nappes planes remplies de matériau granulaire.

Les résultats montrent que la nappe du géosynthétique enveloppé réduit la quantité du renforcement utilisé et économise dans l'espace du terrain pour construire un système de sable renforcé. (Section 5.2.3.1).

En raison de la qualité élevée des granulats par rapport au sable (tableau 5.2), la nappe de géosynthétique enveloppé rempli de matériau granulaire apporte une amélioration supplémentaire de la capacité portante. De plus, les résultats numériques nous permettent de

conclure que cette nouvelle technique proposée permet de réduire la quantité de substitution agrégée par rapport à la technique traditionnelle de substitution.

D'autre part, en comparant les deux figures (figure 5.16-a avec $\varphi = 30^\circ$ et Figure 5.16-b avec $\varphi = 35^\circ$). Les solutions de cette étude indiquent que dans le cas d'un faible angle de frottement interne du sol ($\varphi = 30^\circ$), le renforcement devient plus efficace pour améliorer la capacité portante. Où le paramètre non-dimensionnel Bearing Capacity Ratio ($BCRs$) dans le cas $\varphi = 30^\circ$ est plus élevée que le Bearing Capacity Ratio ($BCRs$) dans le cas du $\varphi = 35^\circ$. Par exemple, pour le cas d'un géosynthétique enveloppée rempli de matériau granulaire à un rapport de tassement $s/B = 25\%$, le ($BCRs$) est d'environ 2,53 pour ($\varphi = 30^\circ$) et 2,12 pour ($\varphi = 35^\circ$).

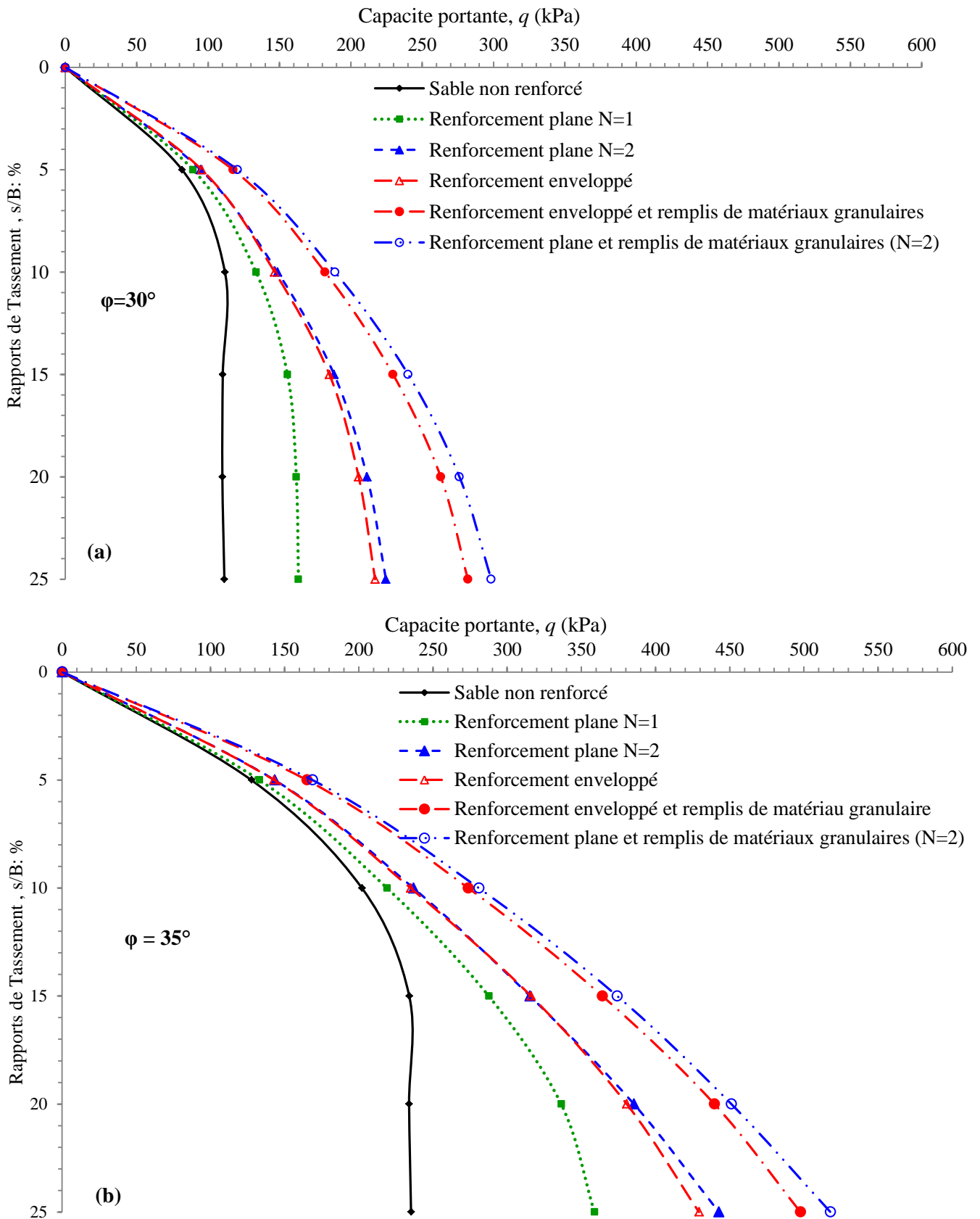


Figure 5.16 : Variation de la capacité portante (q) en fonction des rapports de tassement (s/B) - Effet du renforcement enveloppé rempli de matériau granulaire : (a) $\varphi = 30^\circ$; (b) $\varphi = 35^\circ$ (série d'essais A, B, C et H) .

5.3.2.2 Influence de la largeur de renforcement

Plusieurs modélisations numériques ont été réalisées pour étudier l'effet du rapport de la largeur (b'/B) (variant de 0.5 à 5) sur la capacité portante. (Série d'essais (K)). Dans ce test, les autres paramètres h' et u' ont été maintenus constants à $0.3B$. La relation entre la capacité portante q et le rapport de tassement (s/B) pour différentes largeurs a été comparée sur la figure 5.17. d'où on peut observer que l'amélioration de la capacité portante est plus prononcée avec l'augmentation de la largeur de renfort b' jusqu'à $2B$, et par la suite l'amélioration reste pratiquement constante.

La figure 5.18 illustre la variation des valeurs de $BCRs$ correspondant au rapport de tassement $s/B = 10\%$, 15% et 20% en fonction de la largeur de la nappe du renforcement (b'/B). Où le rapport (b'/B) est défini comme le rapport entre largeur de la nappe (b') et la largeur de la semelle (B). La figure 5.18 montre que les $BCRs$ à différents rapports de tassement augmentent avec l'augmentation des rapports de la largeur (b'/B), cependant, la tendance reste constante jusqu'à $b'/B = 2$ au-delà de laquelle l'effet de la largeur du renforcement sur l'amélioration de la portance est pratiquement négligeable. Par conséquent, d'après les résultats obtenus, cette étude a montré que la largeur optimale de la nappe enveloppée remplie de matériau granulaire peut être prise comme environ 2 fois la largeur de la semelle.

Pour le renforcement installé horizontalement, plusieurs chercheurs ont également indiqué que l'augmentation de la largeur du renforcement au-delà d'une certaine valeur n'augmente pas le valeur de BCR . *Omar et al. (1993a, 1993b)* ont indiqué que les BCR augmente avec l'augmentation du rapport de renforcement jusqu'à une valeur effective de b/B égale à 8 pour les semelles filantes. *Binquet et Lee (1975)* ont conclu que la largeur optimale de l'armature est 5-6 fois la largeur de la semelle. *Sitharam et Sireesh (2004)*, sur la base des résultats des essais en laboratoire sur des semelles circulaires, ont observé que la largeur effective du renforcement est d'environ 4 fois le diamètre de la semelle. *Ghosh et al. (2005)* ont proposé une largeur de renforcement optimale de 5 à 7 fois la largeur de la semelle pour la mise en place d'une semelle carrée sur des cendres d'étang. Basé sur une étude expérimentale et simulation numérique dans le cas d'une semelle carré, *Tavangar et Shooshpasha (2016)* ont également conclu que la largeur optimale du renforcement est d'environ 4 fois la largeur du fondation.

La comparaison de la largeur optimale du renforcement publiée aux résultats actuels, on peut en conclure que la nappe enveloppée remplie de matériau granulaire proposée réduit fortement la largeur du renforcement. Cette observation implique qu'au lieu que d'employer deux nappes horizontales avec un largeur de $12B$ ($N=2$ donc $b = 6B+6B = 12B$), on peut adopter une seule nappe enveloppé avec un largeur de $2B + 2h' = 4,6B$.

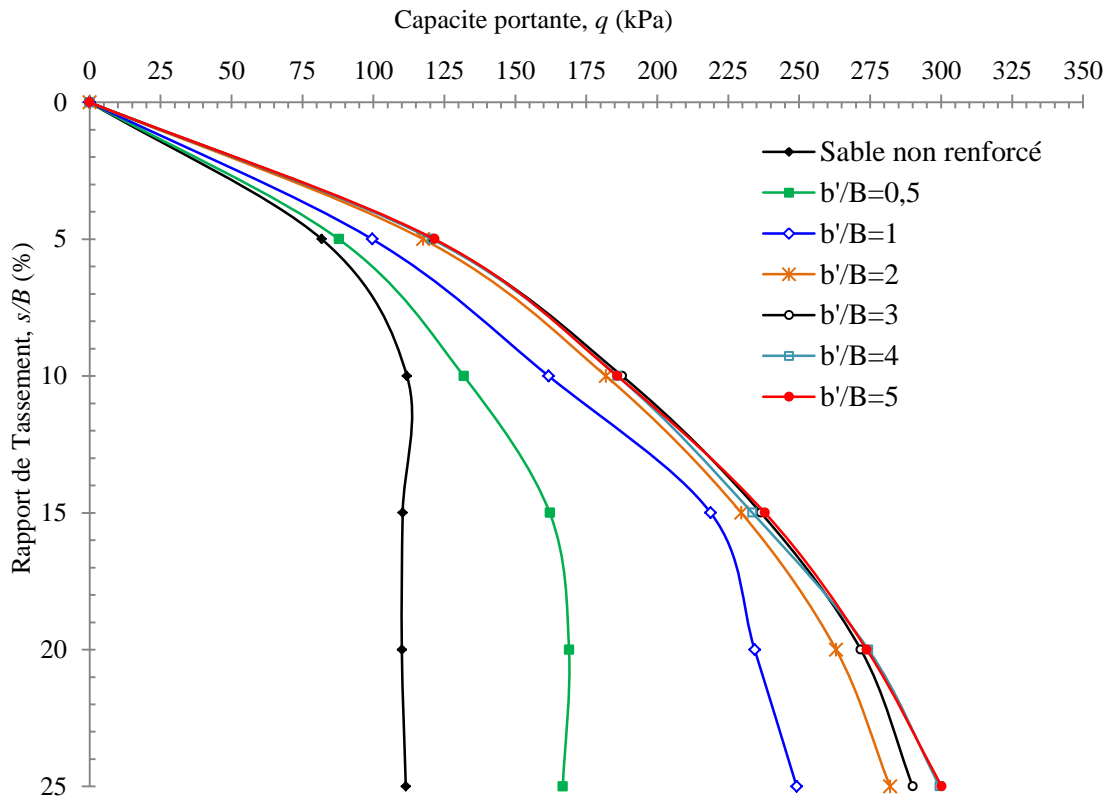


Figure 5.17 : Variation de la capacité portante (q) en fonction du rapport de tassement (s/B) pour différentes largeurs de nappe enveloppée et remplie de matériau granulaire (série d'essais A, K).

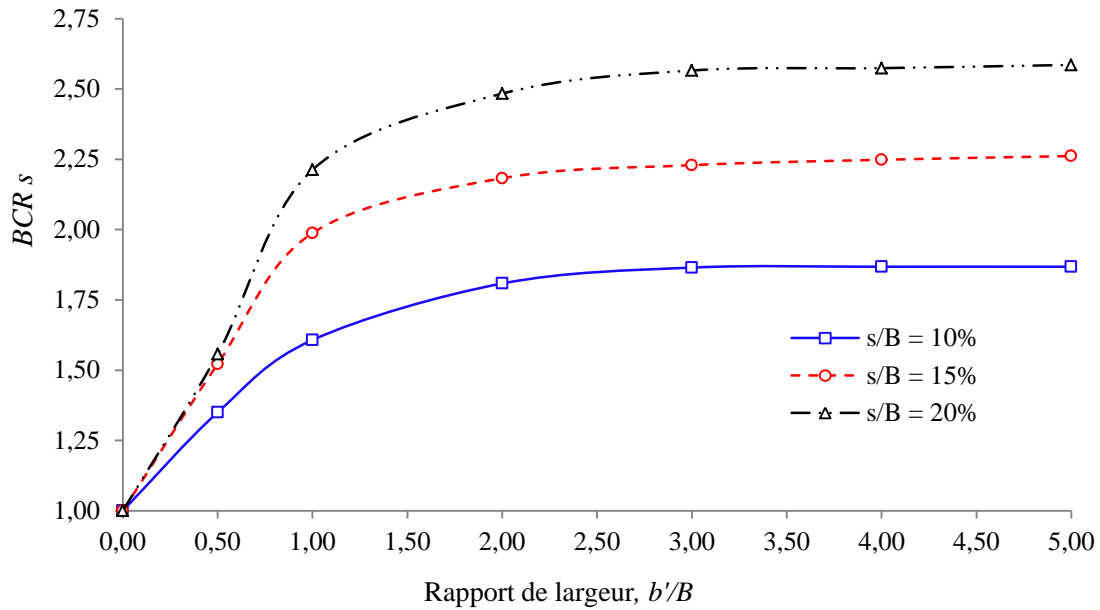


Figure 5.18 : Variations du (BCR_s) en fonction du rapport (b'/B) à différentes valeurs de tassement.

5.3.2.3 Influence de la profondeur de renforcement

Afin de déterminer la profondeur optimale de la technique proposée, séries d'essais (L) ont été réalisées. Les essais sont effectués pour différentes profondeurs de mise en place de la nappe du géosynthétique (u'/B) dans la largeur effective du renfort obtenue à partir de la série K ($b'/B=2$). La profondeur de la nappe de géosynthétique (u') varie entre 0 et $0,8B$, tandis que la valeur h'/B est maintenue constante à 0,3. Pour cette série d'essais, la variation de la capacité portante (q) en fonction des rapports de tassement (s/B) est représentée sur la figure 5.19. On constate que la capacité portante augmente avec la diminution du rapport de profondeur (u'/B). D'après cette dernière, on remarque que dans le cas ($u'/B=0-0,05$) donnent la meilleure amélioration à tous les rapports de tassement. Par conséquent, la valeur maximale de la capacité portante ont été obtenues lorsque le rapport ($u'/B = 0 - 0,05$). Par exemple au rapport de tassement $s/B=25\%$, les résultats présentés à la figure 5.19 montrent que la capacité portante augmente de 106,6 kPa (sable non renforcé) à 340,1 kPa ($u'=0,05B$).

D'après les résultats obtenus par cette étude, on voit que la mise en place de la nappe enveloppé rempli de matériau granulaire caractérisé par $\varphi=40^\circ$ augmente la capacité portante de sable caractérisée par $\varphi=30^\circ$ jusqu'à 3 fois.

La Figure 5.20 montre la variation du ($BCRs$) en fonction du rapport (u'/B), pour différents tassements de semelles ($s/B = 10\%$, 15% et 20%). On voit clairement que le rapport de capacité portante ($BCRs$) peuvent légèrement varier quand u'/B augmente de 0 à 0,05, mais par la suite, la valeur de ($BCRs$) diminue avec la profondeur de placement. On peut noter que lorsque la profondeur de placement, u'/B atteint environ 0,7 fois la largeur de la semelle ($u'/B = 0,7$), l'influence du renfort devient pratiquement négligeable et le sol renforcé se comporte comme un sol non renforcé. A cette valeur de u'/B , la nappe de renfort rempli de matériau granulaire est située hors de la zone la plus efficace et la contrainte appliquée par la semelle est concentrée sur la masse de sol non renforcée au-dessus du renforcement, alors que le mécanisme de rupture tend à un cas non renforcé. *Tafreshi et Dawson (2010)* ont rapporté un résultat similaire dans le cas de $u/B=1$ pour un renforcement de géocellules.

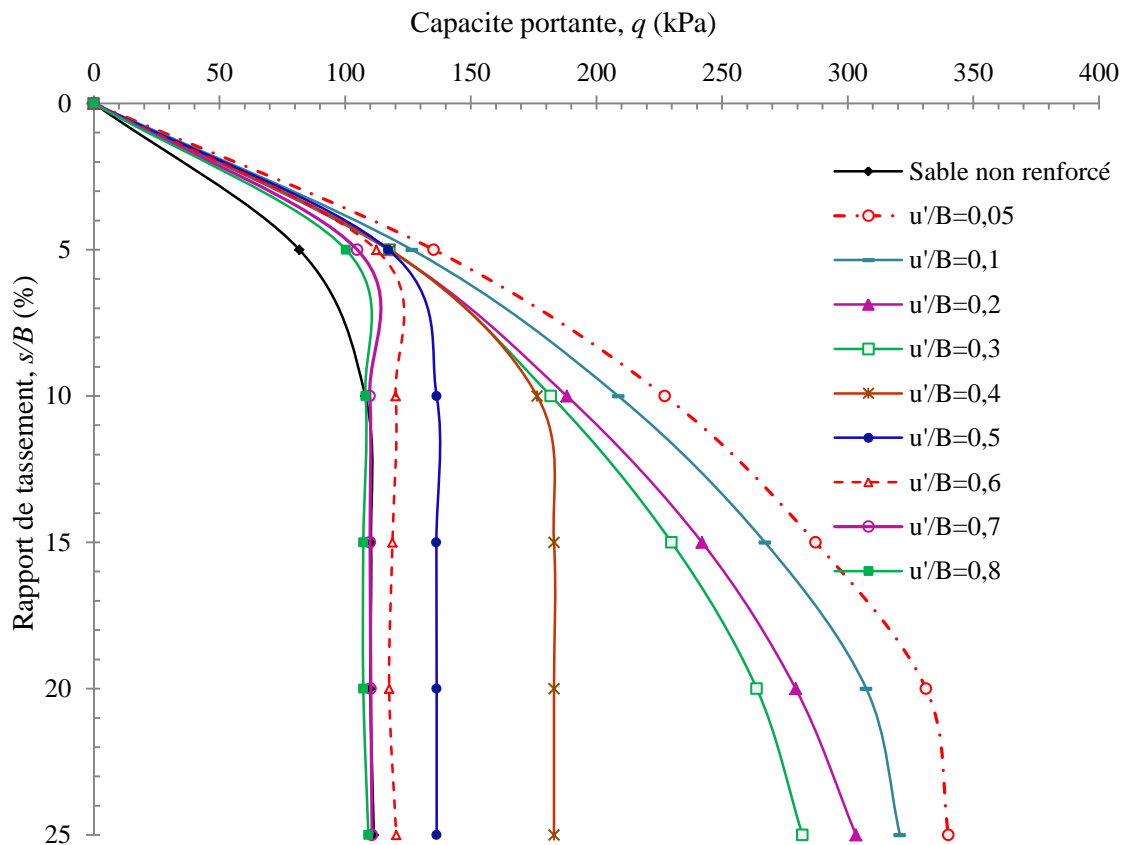


Figure 5.19: Variation de la capacité portante (q) en fonction du rapport de tassement (s/B) pour différentes profondeurs de la nappe enveloppée et remplie de matériau granulaire.

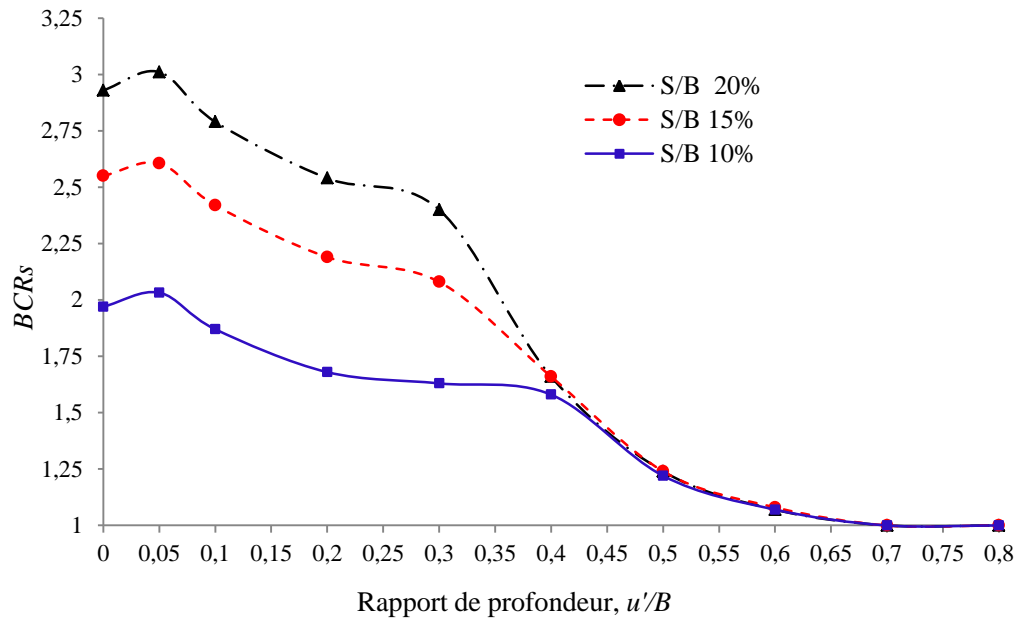


Figure 5.20: Variations du rapport de capacité portante ($BCRs$) en fonction du rapport (u'/B) pour différentes valeurs de tassement.

5.3.2.4 Influence de la rigidité axiale de géosynthétique

La figure 5.21 présente la variation de la capacité portante avec le rapport de tassement pour la série d'essais (M) où la rigidité en traction (EA) du ferrailage géosynthétique a varié entre 500 kN/m et 10 000 kN/m. D'après la figure 5.21, on voit que l'augmentation de la rigidité des armatures au-delà d'une rigidité axiale d'environ 2000 kN/m n'entraînerait pas d'augmentation significative de la capacité portante. Ceci est un résultat intéressant du point de vue pratique, ce qui montre que le choix d'un renforcement plus raide ne conduit pas toujours à de meilleurs résultats.

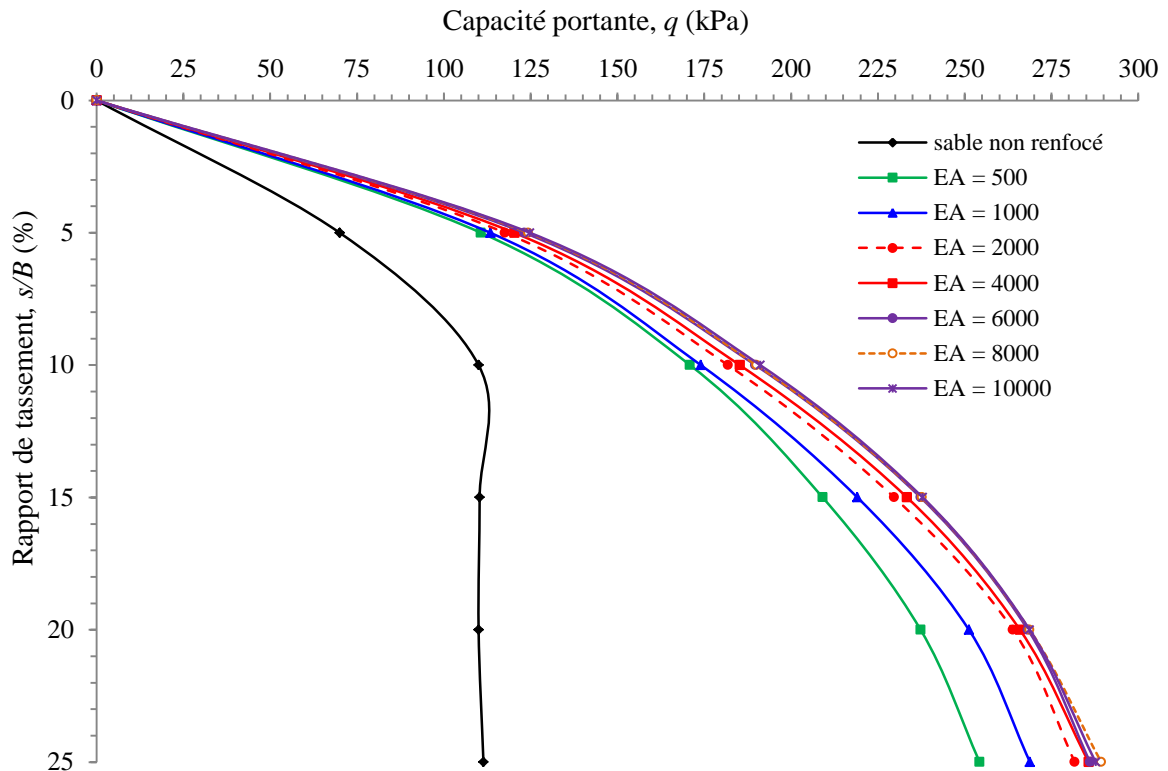


Figure 5.21: Influence de la rigidité axiale de géosynthétique, EA , sur la capacité portante.

5.3.2.5 Mécanismes de rupture

Dans cette section la sensibilité du mécanisme de rupture à la largeur et à la profondeur de la nappe enveloppée et remplie de matériau granulaire a été étudiée et discutée. Afin de montrer plus clairement l'effet de la largeur de la nappe enveloppée ($b'/B = 1, 2, 3, 4, 5$), la figure 5.22 présente les vecteurs du champ des déplacements pour les cas non renforcés et renforcés d'après l'état ultime de rupture par cisaillement et la répartition de la force de traction le long de nappe du géosynthétique enveloppé pour le cas du $(u'/B) = 0.3$. Comme on le voit sur la figure 5.22 (a) les vecteurs de déplacement obtenus pour le sable non renforcé sont beaucoup moins profonds que ceux du sable renforcé. L'augmentation de la largeur du renfort enveloppé permet d'obtenir une zone mobilisée plus longue pour le sable renforcé, ce qui signifie une surface de rupture plus longue et une plus grande capacité portante. La partie optimale du renforcement mobilisée par la résistance à la traction est effectivement supérieure à $b'/B = 2$. Toute largeur de renforcement supplémentaire au-delà de cette valeur optimale est inefficace, et n'entraînera donc aucune amélioration sensible supplémentaire de la capacité portante de la semelle.

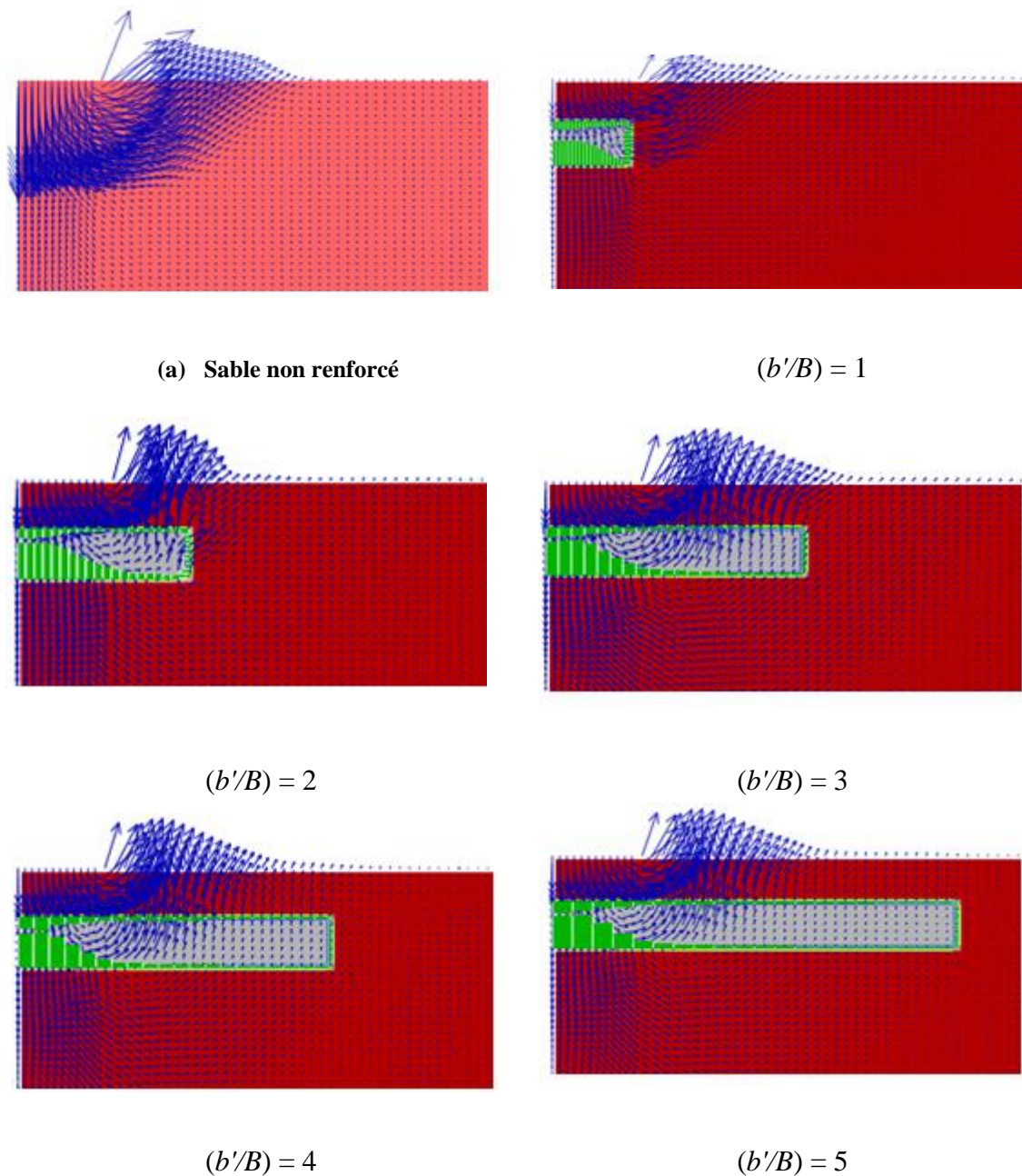
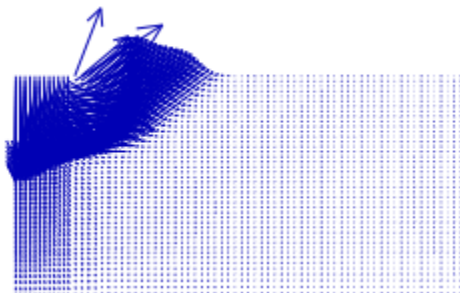


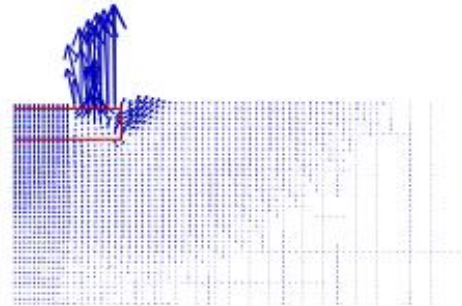
Figure 5.22 : Vecteurs du champ des déplacements et la répartition de la force de traction le long de la nappe enveloppée rempli de matériau granulaire avec: $(u'/B) = 0.3$.

De plus, l'effet de la profondeur de renforcement (u' varie de $0.05B$ à $0.8B$) sur le champ du vecteur de déplacement a été montré sur la figure 5.23. La grande variation de la pente de la courbe 5.20 après $(u'/B = 0.05)$ montre que le changement rapide de la capacité portante peut être attribué à la modification du mécanisme de rupture du sol renforcé. Comme on le voit sur la figure 5.23, à un rapport $(u'/B$ de $0.05)$, la zone de rupture est interceptée par la nappe enveloppée. Mais lorsque la nappe de géosynthétique placée à un niveau plus profond, le mécanisme de rupture a tendance à se produire au-dessus, et la nappe renforcée agit en fait comme une frontière rigide et tout le système se comporte plus ou moins comme un cas

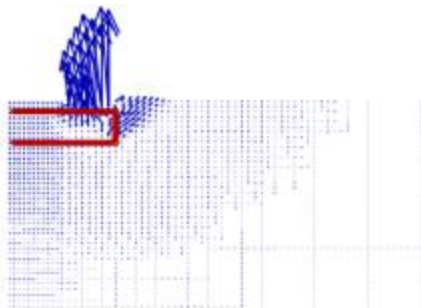
non-renforcé. Comme on l'a vu, la nappe de renforcement enveloppé et remplie de matériau granulaire à haute angle de frottement agissent comme une dalle large. Par conséquent, le confinement des particules granulaires empêche les mouvements latéraux et verticaux, améliorant ainsi la distribution de la charge à travers le renfort et le composite de sable.



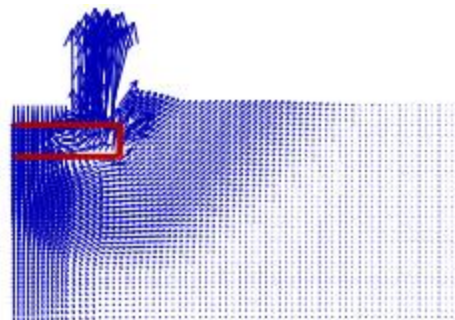
Sable non renforcé



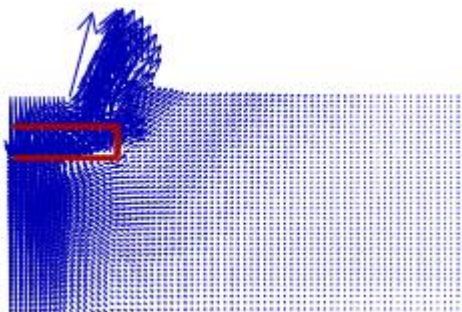
$u'/B = 0.05$



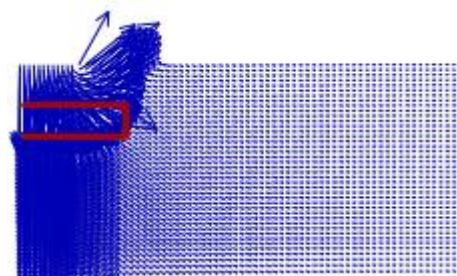
$u'/B = 0.1$



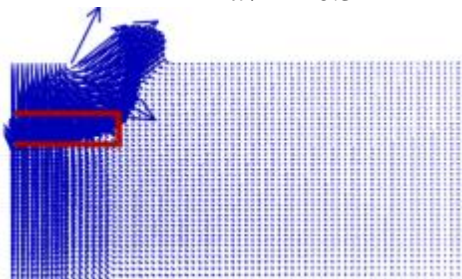
$u'/B = 0.2$



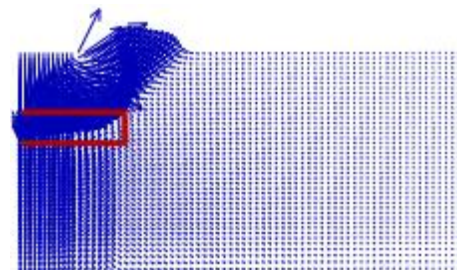
$u'/B = 0.3$



$u'/B = 0.4$



$u'/B = 0.5$



$u'/B = 0.6$

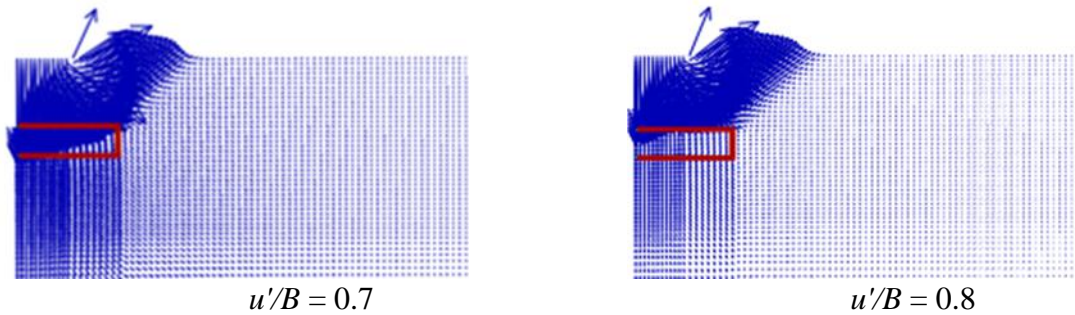


Figure 5.23 : Champ de déplacement fondations non renforcées et renforcées pour différents rapports de profondeurs (u'/B) à ($b'/B = 2$).

5.4 Conclusion

Plusieurs séries d'analyses utilisant le code bidimensionnel à différence finie disponible dans le commerce FLAC^{2d} ont été effectuées pour évaluer, d'une part, les effets de la forme enveloppée du géosynthétique et d'autre part, l'effet de la combinaison entre le renforcement par une nappe enveloppée et la substitution du sol à l'intérieur de cette enveloppe par un matériau granulaire sur la capacité portante et le tassement de la fondation. Sur la base des résultats obtenus, nous pouvons noter les points suivants:

- De la vue d'ensemble des travaux antérieurs et de la présente analyse numérique, la méthode proposée apporte des avantages supplémentaires par rapport aux méthodes traditionnelle de renforcement (renforcement horizontale) comme: une amélioration supplémentaire de la capacité portante, une réduction importante de la quantité nécessaire de géosynthétique et de matériau granulaire, et économiser dans l'espace du terrain.
- La technique proposée réduit fortement la largeur du renforcement, où la largeur effective de la nappe enveloppée et remplie de matériau granulaire est de deux fois la largeur de la semelle.
- La profondeur optimale de la nappe enveloppée de géosynthétique est d'environ 0,3 fois la largeur de la semelle; tandis que la profondeur optimale de la nappe enveloppée et remplie de matériau granulaire est d'environ 0,1 fois la largeur de la semelle.
- L'augmentation de la rigidité axiale du géosynthétique augmente la capacité portante de la semelle. Cependant, cette augmentation est seulement significative quand la

rigidité axiale du géosynthétique varie de 500 à 2000 kN/m, et reste pratiquement constante pour des valeurs plus élevées.

- A partir des résultats obtenus, la forme enveloppée du renforcement est plus efficace pour améliorer la capacité portante surtout pour les faibles valeurs de φ .

Conclusion Générale

Le code de différences finies Flac a été utilisé dans cette thèse pour développer une nouvelle technique de construction combinant la substitution et le renforcement par géosynthétique pour améliorer la capacité portante et réduire le tassement d'une semelle filante. L'étude s'est intéressée particulièrement à résoudre numériquement le problème de la capacité portante pour un sol frottant sans cohésion et pour deux formes géométriques de géosynthétiques. A savoir les nappes de géosynthétiques disposé horizontalement (Renforcement plane) d'une part, et, la nappe de géosynthétique enveloppé et rempli de matériaux granulaires d'autre part. L'analyse numérique a été effectuée en faisant varier plusieurs paramètres géométriques et mécaniques.

La performance et l'efficacité de la technique développée sont démontrées à travers plusieurs séries de simulations numériques. Les résultats obtenus ont été comparés avec les mesures expérimentales et des solutions numériques basées sur la méthode des éléments finis de références. Nous avons aussi montré à travers une étude paramétrique, l'effet de certains paramètres sur la variation de la capacité portante, tels que le rapport de la largeur, le rapport de la profondeur, l'angle de frottement et la rigidité axiale du géosynthétique. Ce mémoire est structuré en deux parties principales:

La première partie est consacrée à une synthèse bibliographique sur l'état de l'art de comportement et les différentes méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles. Une attention particulière est portée aux travaux antérieurs liée à l'étude expérimentale, étude analytique et analyse numérique de la capacité portante des sols de fondations superficielles renforcés par géosynthétiques.

La deuxième partie dédiée à la modélisation numérique, expose en premier lieu une description générale de l'outil de calcul (FLAC^{2D}) ainsi que le modèle de comportement utilisé dans la présente analyse. Ensuite trois cas d'analyse numérique de la portance ont été considérés à savoir :

- La capacité portante d'une fondation filante reposant sur un sable renforcé avec multi-nappes de géosynthétiques planes, afin d'examiner l'influence de la disposition horizontale des nappes de géosynthétiques.
- La capacité portante d'une fondation filante reposant sur un sable renforcé avec une nappe de géosynthétique enveloppée, pour étudier l'effet de la forme enveloppée de renforcement.
- La capacité portante d'une fondation filante reposant sur un sable renforcé avec une nappe de géosynthétique enveloppée et remplie de matériaux granulaires, pour évaluer l'effet de combinaison entre le renforcement par une nappe enveloppée de géosynthétique et la substitution du sol à l'intérieur de cette enveloppe par un matériau granulaire.

L'étape suivante du travail a donc consisté à mettre au point une nouvelle technique de renforcement pour améliorer la capacité portante et réduire le tassement des fondations superficielles. Les travaux de modélisation numérique de la présente thèse ont été focalisés sur la portance des fondations filantes. Afin de valider notre modèle numérique, en premier lieu, des investigations numériques ont été effectuées pour évaluer la capacité portante d'une fondation filante reposant sur un sable renforcé avec multi-nappes de géosynthétiques disposé horizontalement. En deuxième lieu, des simulations numériques ont été effectuées pour évaluer, d'une part, l'effet de la forme enveloppée de géosynthétique et d'autre part, l'effet de la combinaison entre le renforcement par une nappe enveloppée de géosynthétique et la substitution du sol à l'intérieur de cette enveloppe par un matériau granulaire sur la capacité portante et le tassement de la fondation. Les résultats de cette recherche, sont présentés sous la forme de graphiques et, des conclusions détaillées ont été présentées à la fin des chapitres quatre et cinq respectivement pour le renforcement plane et le renforcement enveloppé. Toutefois il est utile de rappeler ici les remarques les plus importantes.

- La disposition d'une nappe de renforcement à un endroit approprié dans le corps de fondation a entraîné une augmentation de la capacité portante et diminution du tassement des semelles;
- La capacité portante d'une semelle sur sable renforcée augmente avec l'augmentation du nombre de nappes de renforcement;

- Pour le renforcement horizontal, la distance optimale entre la base de la fondation et la première nappe (u) a été estimée à environ $0,3B$.
- La comparaison des résultats obtenus avec les résultats des études disponibles dans la littérature a montré que la technique proposée est très efficace et plus économique par rapport aux méthodes traditionnelles de renforcement horizontal;
- L'utilisation de la nappe enveloppée remplie de matériau granulaire, caractérisé par $\varphi = 40^\circ$ augmente la capacité portante du sable caractérisé par $\varphi = 30^\circ$ jusqu'à 3 fois;
- Les résultats montrent que l'usage de la nouvelle technique proposée apporte des avantages supplémentaires par rapport aux méthodes traditionnelles de renforcement (renforcement horizontale) comme: une amélioration supplémentaire de la capacité portante, réduit la quantité du renforcement utilisé, économise dans l'espace du terrain;
- L'utilisation de la nouvelle technique de renforcement enveloppé rempli de matériau granulaire, permet de supporter plus de chargement sans provoquer de grands tassements.
- La largeur effective de la nappe enveloppée est deux fois la largeur de la semelle. Cependant, une augmentation supplémentaire de la largeur a un effet négligeable sur l'amélioration la capacité portante;
- La profondeur optimale de la nappe enveloppée est d'environ $0,3$ fois la largeur de la semelle; tandis que la profondeur optimale de la nappe enveloppée rempli de matériau granulaire est d'environ $0,1$ fois la largeur de la semelle.
- A partir des résultats obtenus, la forme enveloppée du renforcement est plus efficace pour amélioration de la capacité portante, surtout pour les faibles valeurs de φ .
- L'augmentation de la rigidité axiale du géosynthétique augmente la capacité portante de la semelle. Cependant, cette augmentation est seulement significative quand la rigidité axiale du géosynthétique varie de 500 à 2000 kN/m, et reste pratiquement constante pour des valeurs plus élevées.

References

- Abu-Farsakh M, Chen Q, Radhey S (2013) An experimental evaluation of the behavior of footings on geosynthetic-reinforced sand. *Soils and Foundations* **53(2)**: 335–348.
- Adams MT and Collin JG (1997) Large model spread footing load tests on geosynthetic reinforced soil foundations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* **123(1)**: 66–72.
- Akinmusuru JO and Akinbolade JA (1981) Stability of loaded footings on reinforced soil. *Journal of Geotechnical Engineering* **107(6)**: 819–827.
- Ahad O and Arsam M (2018) Laboratory and numerical modeling of strip footing on geotextile reinforced sand with cement-treated interface. *Geotextiles and Geomembranes* **46(1)**: 29-39.
- Basudhar PK, Dixit PM, Gharpure A and Deb K (2008) Finite element analysis of geotextile-reinforced sand-bed subjected to strip loading. *Geotextiles and Geomembranes* **26(1)**: 91–99.
- Basudhar PK, Saha S and Deb K (2007) Circular footings resting on geotextile-reinforced sand bed. *Geotextiles and Geomembranes* **25(6)**: 377–384.
- Bera AK, Ghosh A, Ghosh A (2005) Regression model for bearing capacity of a square footing on reinforced pond ash. *Geotextiles and Geomembranes* **23(3)**: 261–285.
- Billiaux D, and PA Cundall (1993) Simulation des géomatériaux par la méthode des éléments lagrangiens, *Revue française de Géotechnique*, Vol 63, pp 9-21.
- Binquet J and Lee KL (1975) Bearing capacity tests on reinforced earth slabs. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE* **101(12)**: 1241–1255.
- Brinch Hansen J (1955) Simpel beregning af fundamenteres bæreevne. *Ingeniøren*, vol. 64, n° 4, 95-100.
- Brinch-Hansen J (1970) A revised and extended formula for bearing capacity. *Danish Geotechnical Institute Bulletin*, n° 28, 5-11.
- Caquot A (1934) *Équilibre des massifs à frottement interne. Stabilité des terres pulvérulentes et cohérentes*. Gauthier-Villars, Paris, 191 pages.
- Chen Q and Abu-Farsakh M (2014) Ultimate bearing capacity analysis of strip footings on reinforced soil foundation. *The Japanese Geotechnical Society* **55(1)**: 74–85.
- Chen WF (1975) *Limit analysis and soil plasticity*. Elsevier, Amsterdam, 638 pages.

- Chung W and Cascante G (2007) Experimental and numerical study of soil-reinforcement effects on the low-strain stiffness and bearing capacity of shallow foundations. *Geotechnical and Geological Engineering* **25(3)**: 265–281.
- Das BM and Omar MT (1994) The effects of foundation width on model tests for the bearing capacity of sand with geogrid reinforcement. *Geotechnical and Geological Engineering* **12(2)**: 133–141.
- Das BM and Shin EC (1999) Bearing capacity of strip footing on geogrid reinforced sand. In: *Proceedings of the 11th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Hong, *Rotterdam*, pp 189–192.
- Dash SK, Krishnaswamy NR and Rajagopal K (2001) Bearing capacity of strip footings supported on geocell-reinforced sand. *Geotextiles and Geomembranes* **19(4)**: 235–256.
- Dash SK, Sireesh S and Sitharam TG (2003) Behaviour of geocell-reinforced sand beds under circular footing. *Ground Improvement* **7(3)**: 111–115.
- Dias D (1999) Renforcement du front de taille des tunnels par boulonnage, étude numérique et application à un cas réel en site urbain, Thèse de doctorat de l'INSA de Lyon, 322p
- Drucker DC and Prager W (1952) Soil mechanics and plastic analysis or limit design. *Quarterly Journal of Applied Mechanics*, vol. 10, 157-165.
- Femy MM, Chandrakaran S and Sankar N (2017) Behaviour of model square footing resting on sand reinforced with three-dimensional geogrid. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering* 3:3.
- Fragaszy RJ and Lawton E (1984) Bearing capacity of reinforced sand subgrades. *Journal of Geotechnical Engineering* **101(10)**: 1500–1507.
- Frank R (1999) Calcul des fondations superficielles et profondes. *Techniques de l'Ingénieur*, Presses de l'ENPC, 141 p.
- Ghosh A and Bera AK (2005) Bearing capacity of square footing on pond ash reinforced with jute-geotextile. *Geotextiles and Geomembranes* **23(2)**: 144–173.
- Guido VA, Chang DK and Sweeny M.A (1985) Comparison of geogrid and geotextile reinforced slabs. *Can Geotech J* (**20**): 435–440.
- Guido VA, Biesiadecki GL and Sullivan MJ (1985) Bearing capacity of geotextile reinforced foundation. In: *Proceedings of 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* 3, pp 1777–1780

- Gvozdev AA (1938) Détermination des charges de rupture pour des systèmes subissant des déformations plastiques (en russe). Trudy Konferentsii po plastichheskim deformatsiyam, Izdat. AN SSSR). *Prikl. Mat. Mech.*, vol. 9, 339-350
- Hill R. (1948) A variational principle of maximum plastic work in classical plasticity. *Quarterly Journal of Mechanics and Applied Mathematics*, vol.1, pp. 18-28.
- Hill R (1950) *The mathematical theory of plasticity*. Oxford University Press, 356 pages.
- Holtz RD (2001) Geosynthetics for soil reinforcement 9th Spencer J. Buchanan Lecture, University of Washington Department of Civil & Environmental Engineering, November
- Huang C and Tatsuoka F (1990) Bearing capacity of reinforced horizontal sandy ground. *Geotextiles and Geomembranes* **9(1)**: 51–82.
- ITASCA Consulting Group Inc (2007) *FLAC fast lagrangian analysis of continua*. Minneapolis
- Kazi M, Shukla SK and Habibi D (2015a) An improved method to increase the load-bearing capacity of strip footing resting on geotextile-reinforced sand bed. *Indian Geotechnical Journal* **45(1)**: 98–109.
- Kazi M, Shukla SK and Habibi D (2015b) Behaviour of embedded strip footing on sand bed reinforced with multilayer geotextile with wraparound ends. *International Journal of Geotechnical Engineering* **9(5)**: 437-452.
- Kazi M, Shukla SK and Habibi D (2015c) Effect of submergence on settlement and bearing capacity of surface strip footing on geotextile-reinforced sand bed. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering* 1:4.
- Kazinczy G (1914) Experiments with fixed-end beams. *Betonszemle*, 2, 68.
- Khing KH, Das BM, Puri VK, Cook EE and Yen SC (1993) The bearing capacity of a strip foundation on geogrid-reinforced sand. *Geotextiles and Geomembranes* **12(4)**: 351–361.
- Kist NC (1917) Leidt een sterkteberekening, die uitgaat van de evenredigheid van kracht en vormverandering, tot een goede constructie van ijzeren bruggen en gebouwen?. Waltman Jr.
- Kumar J, Sahoo JP (2013) Bearing capacity of strip foundations reinforced with geogrid sheets by using upper bound finite-element limit analysis. *International Journal for Numerical And Analytical Methods in Geomechanics* **37(18)**: 3258–3277.
- Lagrange, JL (1788) *Méchanique analitique*; par m. de La Grange, de l'Académie des Sciences de Paris. chez la veuve Desaint, libraire, rue du Foin S. Jacques.

- Latha M and Somwanshi A (2009) Bearing capacity of square footings on geosynthetic reinforced sand. *Geotextiles and Geomembranes* **27(4)**: 281–294.
- Lévy, M (1867) *Théorie d'un courant liquide a filets rectilignes et parallèles de forme transversale quelconque application aux tuyaux de conduite*. Dunod.
- Lundgren H and Mortensen K (1953) Determination by the theory of plasticity of the bearing capacity of continuous footing on sand. *Proceedings, 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zürich*, vol. 1, 409-412.
- Magnan JP, Droniuc N and Canepa Y (2004) Les méthodes de calcul de la portance des fondations superficielles. *Symposium international FONDSUP 2003*, Magnan (éd), Presse de l'ENPC, Paris, 2, 74–154.
- Marti J and Cundall PA (1982) Mixed discretisation procedure for accurate solution of plasticity problems. *Int J Num Methods Anal Methods Geomech* **6**:129–139.
- Markov AA (1947) Principes variationnels en théorie de la plasticité. *Prikl. Mat.* vol. 9, 339-350.
- Meyerhof GG (1951) The ultimate bearing capacity of foundations. *Géotechnique*, vol. 2, 301-332.
- Meyerhof GG (1961) Discussion on «Foundations other than piled foundations». *Proceedings, 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris*, Vol. 3, p. 193.
- Meyerhof GG (1963) Some recent research on the bearing capacity of foundations. *Canadian Geotechnical Journal*, **1 (1)**: 16-26.
- Moreau JJ (1966) *Fonctionnelles convexes*. Séminaire sur les équations aux dérivées partielles. Collège de France, Paris.
- Nayrolles B. (1970) Essai de théorie fonctionnelle des structures rigides plastiques parfaites. *Journal de Mécanique*, **9(03)**: 491-506.
- Noorzad R and Manavirad E (2014) Bearing capacity of two close strip footings on soft clay reinforced with geotextile. *Arabian Journal of Geosciences* **7(2)**: 623–639.
- Oliaei M and Kouzegaran S (2017) Efficiency of cellular geosynthetics for foundation reinforcement. *Geotextiles and Geomembranes* **45(2)**: 11–22.
- Omar MT, Das BM, Puri VK and Yen SC (1993b) Ultimate bearing capacity of shallow foundations on sand with geogrid reinforcement. *Can Geotech Eng* **30(3)**: 545–549.
- Omar MT, Das BM, Yen SC, Puri BK and Cook EE (1993a) Ultimate bearing capacity of rectangular foundations on geogrid-reinforced sand. *Geotechnical Testing Journal* (**16**): 246-

52.

- Patra CR, Das BM and Atalar C (2005) Bearing capacity of embedded strip foundation on geogrid-reinforced sand. *Geotextiles and Geomembranes* **23(5)**: 454–462.
- Prandtl L (1920) Über die härte plastischer körper. *Nachrichten von der Gesellschaft der Wissenschaften zu Göttingen, Mathematisch-Physikalische Klasse*, 1920, 74-85.
- Prasad BD, Hariprasad C and Umashankar B (2016) Load-settlement response of square footing on geogrid reinforced layered granular beds. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering* 2:36.
- Rankine WM (1856) On the Stability of Loose Earth. *Proceedings of the Royal Society of London*, 8, 185-187.
- Reissner H (1924) Zum erddruckproblem. In *Proc. 1st Int. Congress for Applied Mechanics* (pp. 295-311). Delft.
- Resal, J (1910) *Poussée des terres*. (Vol. 2). C. Béranger.
- Salençon J (1974) *Théorie de la plasticité pour les applications à la mécanique des sols*. Eyrolles, Paris.
- Salençon J (1983) *Calcul à la rupture et analyse limite*. Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- Salençon J (1996) *Introduction à l'élasto-plasticité et au calcul à la rupture*. École Polytechnique, Département de mécanique, 154 pages. ISBN 2-7302-0362-2.
- Salençon J (1974) *Théorie de la plasticité pour les applications à la mécanique des sols*. Eyrolles, Paris.
- Shin EC, Das BM, Lee ES and Atalar C (2002) Bearing capacity of strip foundation on geogrid-reinforced sand. *Geotechnical and Geological Engineering* **20(2)**: 169–180.
- Shin EC, Das BM, Puri VK, Yen SC and Cook EE (1993) Bearing capacity of strip foundation on geogrid-reinforced clay. *Geotechnical Testing Journal ASTM* **16(4)**: 534–541.
- Shukla SK (2016) *An introduction to geosynthetic engineering*. CRC Press, Taylor and Francis, London.
- Sitharam TG and Sireesh S (2004) Model studies of embedded circular footing on geogrid-reinforced sand beds. *Ground Improvement* **8(2)**: 69–75.
- Skempton A.W (1951) The bearing capacity of clays. *Proceedings, Building Research Congress*, London, 180-189.

- Tafreshi SNM and Dawson AR (2010) Comparison of bearing capacity of a strip footing on sand with geocell and with planar forms of geotextile reinforcement. *Geotextiles and Geomembranes* **28(1)**: 72–84.
- Tavangar Y and Shooshpasha I (2016) Experimental and numerical study of bearing capacity and effect of specimen size on uniform sand with medium density reinforced with nonwoven geotextile. *Arabian Journal for Science and Engineering* **41(10)**: 4127–4137.
- Terzaghi K (1943) *Theoretical soil mechanics*. Wiley, New-York, pages 510
- Terzaghi K (1925) *Principles of soil mechanics, IV—Settlement and consolidation of clay*. *Engineering News-Record*, 95(3), 874-878.
- Vermeer P A and R de Borst (1984) Non-Associated Plasticity for Soils, Concrete and Rock. *Heron*. **29(3)**: 3-64
- Vesic AS (1963) Bearing capacity of deep foundations in sand. *Highw Res Rec* 39:112–153
- Vesic AS (1973) Analysis of ultimate loads of shallow foundations. *J Soil Mech Found Div ASCE* **99(1)**: 45–73
- Wilkins ML (1964) *Fundamental Methods in Hydrodynamics*, in *Methods in Computational Physics*, Vol. 3, pp. 211-263. Alder et al., Eds. New York: Academic Press
- Yetimoglu T, Inanir M and Inanir O (2005) A study on bearing capacity of randomly distributed fiber-reinforced sand fills overlying soft clay. *Geotextiles and Geomembranes* **23(2)**: 174–183.
- Yetimoglu T, Wu JTH and Saglamer A (1994) Bearing capacity of rectangular footings on geogrid-reinforced sand. *Journal of Geotechnical Engineering* **120(12)**: 2083–2099.