

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR  
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL  
FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIEUR  
UNIVERSITE EL HADJ LAKHDAR BATNA



## MEMOIRE

Présenté  
Pour l'obtention du diplôme de

**MAGISTER EN GENIE CIVIL**

**Option : Géotechnique**

Par  
**MAMEN BELGACEM**

**ETUDE PAR ELEMENTS FINIS DE LA CAPACITE  
PORTANTE D'UNE FONDATION FILANTE REPOSANT SUR  
UN SABLE RENFORCE PAR GEOGRILLES**

Soutenu publiquement en février 2010 devant le jury composé de :

Dr K. Abeche M de Conférences, Université de Batna....Président

Dr F. Hammoud M. de Conférences, Université de Batna .....Rapporteur

Dr M. Bahadi M. de Conférences, Université de Batna .....Examineur

Dr T. Karache M. de Conférences, Université de Batna .....Examineur

Dr S. Messast M. de Conférences, Université de Skikda..... Examineur

Dr R. Demagh. Université de Batna .....Invité



# Avant Propos

Je tiens tout d'abord à exprimer mes plus vifs remerciements et ma profonde gratitude à M. Hammoud Farid, Maître de conférences (A) à l'université de Batna, qui a dirigé ce mémoire. Je lui dois mes premiers pas dans la recherche. Sa disponibilité et ses conseils m'ont été précieux pour mener à bien ce travail.

Je voudrais aussi exprimer mes sincères remerciements à :

- M. Abeche Khélifa, Maître de conférences (A) à l'université de Batna. Je lui exprime toute ma reconnaissance pour ses conseils.
- MM. S. Messast, M. Bahadi, T. Karache et R. Demagh d'avoir accepté d'examiner ce travail. Qu'ils sachent que j'ai été honoré par leur présence en tant que membres du jury, et qu'ils trouvent ici l'expression de ma reconnaissance.
- Tous les enseignants et tous mes collègues du département de Génie Civil, de l'université de Batna, pour leur encouragement.

Je voudrais à présent remercier ceux qui sont toujours présents dans mon coeur, ma grande famille, mes parents, mes frères et mes sœurs ; je leur dois plus que je ne saurais l'exprimer. Ce mémoire leur est dédié.

# Table des matières

<b>AVANT PROPOS.....</b>	<b>2</b>
<b>TABLES DES MATIERES.....</b>	<b>3</b>
<b>RESUME .....</b>	<b>8</b>
<b>ABSTRACT.....</b>	<b>9</b>
<b>ملخص .....</b>	<b>10</b>
<b>LISTE DES FIGURES.....</b>	<b>11</b>
<b>LISTE DES TABLEAUX.....</b>	<b>18</b>
<b>PRINCIPALES NOTATIONS.....</b>	<b>19</b>
<b>CHAPITRE 1 INTRODUCTIN GENERALE.....</b>	<b>22</b>
<b>1.1 Introduction.....</b>	<b>23</b>
<b>1.2 Problématique et motivation .....</b>	<b>23</b>
<b>1.3 Objectifs du travail effectué.....</b>	<b>24</b>
<b>1.4 Plan du mémoire.....</b>	<b>25</b>
<b>CHAPITRE 2 GEOSYNTHETIQUES ET LEUR APPLICATION AU</b>	
<b>RENFORCEMENT DES SOLS.....</b>	<b>26</b>
<b>2.1 Introduction .....</b>	<b>27</b>
<b>2.2 Géotextiles .....</b>	<b>27</b>
<b>2.3 Produits apparentés .....</b>	<b>29</b>
<b>2.4 Application des géogrilles au renforcement des sols .....</b>	<b>32</b>
2.4.1 Renforcement des talus .....	32

2.4.2	Augmentation de la portance des remblais routiers .....	33
2.4.3	Constructions de murs en terre renforcée par géogrilles .....	34
2.4.4	Fondations sur pieux .....	35
2.4.5	Support de ballast de voies de chemin de fer .....	36
<b>2.5</b>	<b>Comportement mécanique sol-géogridde .....</b>	<b>37</b>
2.5.1	Résistance et déformabilité .....	37
2.5.2	Frottement sol-géogridde .....	37
2.5.3	Mécanisme d'enclenchement sol-géogridde.....	39
<b>2.6</b>	<b>Conclusion .....</b>	<b>39</b>
<b>CHAPITRE 3 SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LA CAPACITE</b>		
<b>PORTANTE DES SOLS NON RENFORCES .....</b>		
<b>40</b>		
<b>3.1</b>	<b>Introduction .....</b>	<b>41</b>
<b>3.2</b>	<b>Principaux types de fondations superficielles .....</b>	<b>41</b>
3.2.1	Les fondations filantes .....	41
3.2.2	Les fondations isolées.....	42
3.2.3	Les radiers ou dallages.....	43
<b>3.3</b>	<b>Capacité portante et tassement .....</b>	<b>43</b>
<b>3.4</b>	<b>Types de rupture dans le sol à une charge ultime .....</b>	<b>45</b>
<b>3.5</b>	<b>Calcul de la capacité portante des fondations superficielles .....</b>	<b>49</b>
<b>3.6</b>	<b>Philosophies de conception des fondations .....</b>	<b>51</b>
3.6.1	Méthode de contrainte admissible (utilisation du facteur de sécurité).. .. .	51
3.6.2	Méthode d'état limite (utilisation du facteur partiel de sécurité).....	51
<b>3.7</b>	<b>Conclusion .....</b>	<b>52</b>

---

<b>CHAPITRE 4 SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LA CAPACITÉ PORTANTE DES SOLS RENFORCÉS .....</b>	<b>53</b>
<b>4.1 Introduction .....</b>	<b>54</b>
<b>4.2 Etude expérimentale .....</b>	<b>56</b>
4.2.1 Fondations reposant sur un sable renforcé par géogrilles.....	56
4.2.2 Fondations reposant sur un sable renforcé par géotextiles.....	62
4.2.3 Fondations reposant sur un sable renforcé par d'autres matériaux.....	63
4.2.4 Principaux résultats d'essais réalisés sur modèles réduits.....	66
<b>4.3 Etude analytique .....</b>	<b>69</b>
4.3.1 Méthode de Binquet et Lee.....	71
4.3.2 Méthode de Huang et Tatsuoka .....	76
4.3.3 Méthode de Huang et Menq .....	77
4.3.4 Méthode de Wayne et autres.....	80
4.3.5 Méthode de Michalowski.....	83
<b>4.4 Etude numérique .....</b>	<b>85</b>
<b>4.5 Conclusion .....</b>	<b>87</b>
<b>CHAPITRE 5 PRÉSENTATION DE L'OUTIL DE SIMULATION NUMÉRIQUE.....</b>	<b>88</b>
<b>5.1 Introduction .....</b>	<b>89</b>
<b>5.2 Bref aperçu de la méthode des éléments finis .....</b>	<b>89</b>
5.2.1 Bref historique .....	90
5.2.2 Concept de base .....	90
5.2.3 Calcul par la MEF.....	90

---

<b>5.3 Présentation de PLAXIS .....</b>	<b>92</b>
5.3.1 Introduction.....	92
5.3.2 Les modèles de comportement utilisés dans PLAXIS .....	93
5.3.2.1 Comportement élastoplastique.....	94
5.3.2.2 Modèle élastique linéaire.....	95
5.3.2.3 Modèle de Mohr-Coulomb.....	97
5.3.2.4 Modèle de sol avec écrouissage .....	102
5.3.2.5 Modèle pour sols mous .....	107
5.3.2.6 Modèle pour sols « mous » avec effet du temps .....	111
<b>5.4 Conclusion .....</b>	<b>114</b>

## **CHAPITRE 6 PRESENTATION ET INTERPRETATION DES**

<b>RESULTATS.....</b>	<b>115</b>
-----------------------	------------

<b>6.1 Introduction .....</b>	<b>116</b>
<b>6.2 Procédure de la simulation numérique .....</b>	<b>116</b>
6.2.1 Présentation du cas étudié .....	116
6.2.2 Entrée des caractéristiques générales .....	117
6.2.3 Calculs.....	122
6.2.3 Résultats.....	126
<b>6.3 Mécanisme de rupture.....</b>	<b>136</b>
6.3.1 Sol non renforcé.....	137
6.3.2 Sol renforcé .....	137
<b>6.4 Influence des paramètres géométriques critiques .....</b>	<b>140</b>
6.4.1 Influence de h/B .....	140

6.4.1.1	Interprétation des résultats (h/B) .....	154
6.4.2	Influence de N.....	156
6.4.2.1	Interprétation des résultats (N) .....	160
6.4.3	Influence de u/B .....	161
6.4.3.1	Interprétation des résultats pour (u/B) .....	167
6.4.4	Influence de b/B .....	169
6.4.4.1	Interprétation des résultats pour (b/B) .....	176
 <b>CHAPITRE 7 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS .....</b>		<b>178</b>
 <b>7.1 Introduction .....</b>		<b>179</b>
<b>7.2 Conclusions .....</b>		<b>179</b>
<b>7.3 Recommandations .....</b>		<b>181</b>
 <b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES .....</b>		<b>182</b>
 <b>ANNEXE .....</b>		<b>186</b>
 ANNEXE A .....		187
ANNEXE B .....		191
ANNEXE C .....		194

## Résumé

Ce mémoire présente une étude numérique au moyen d'analyses en éléments finis sur la capacité portante de fondations filantes reposant sur du sable renforcé par des nappes de géogrilles. Les calculs ont été effectués en utilisant le code éléments finis **Plaxis**. Les objectifs de cette étude sont de : i) déterminer l'influence de l'armature en géogrille sur les caractéristiques de capacité portante de la semelle ii) suggérer des facteurs géométriques de mise en place de l'armature. Les facteurs suivants ont été considérés dans la simulation: la distance entre la base de la fondation et la première nappe ( $u$ ), le nombre de nappes de renforcement ( $N$ ), la distance entre nappes ( $h$ ) et la largeur des nappes ( $b$ ). L'on montre que le comportement chargement-tassement et la capacité portante ultime peuvent être considérablement améliorés par l'inclusion de nappes de géogrilles. Les résultats obtenus sont également comparés aux résultats d'essais réalisés en laboratoire sur modèles réduits obtenus par d'autres chercheurs. L'on trouve que la concordance entre les résultats observés et calculés est relativement bonne quant au comportement chargement-tassement et à la géométrie optimale du positionnement des géogrilles.

**Mots clés :** Capacité portante, Eléments finis, Fondations filantes en surface, Géogrilles, Plaxis, Sable.

## Abstract

This report presents a numerical study by means of finite element analyses on the bearing capacity of strip foundations supported by sand reinforced with layers of geogrid. Calculations were carried out by using the finite element code **Plaxis**. The objectives of this study are: i) to determine the influence of the reinforcement on the characteristics of the foundation's bearing capacity ii) to suggest geometrical factors for the reinforcement installation. The following factors have been considered in the numerical simulation: location of the top layer of reinforcement measured from the bottom of the foundation ( $u$ ), the number of the reinforcement layers ( $N$ ), the vertical distance between two consecutive reinforcement layers ( $h$ ) and the width of each reinforcement layer ( $b$ ). It is shown that the behavior load-settlement and the ultimate bearing capacity can be improved considerably by inclusion of layers of geogrid. The obtained results are also compared with laboratory model test results obtained by other researchers. It appears that the agreement between the observed and calculated results is relatively good as for the load-settlement behavior and the optimal geometry of the geogrids' installation.

**Key words:** Bearing capacity, finite element, shallow strip foundation, Geogrid, Plaxis, sand.

## ملخص

هذه المذكرة تقدم دراسة باستعمال طريقة العناصر المنتهية حول قوة التحمل القصوى للقواعد الموضوعة على رمل مقوي بالألياف البلاستيكية الشبكية. العمليات الحسابية تمت باستعمال برنامج العناصر المنتهية **بلاكسيس**. أهداف هذه الدراسة هي :  $i$  إيجاد تأثير الألياف البلاستيكية الشبكية على خصائص قوة التحمل القصوى للقواعد.  $ii$  تحديد العوامل الهندسية لوضع الألياف البلاستيكية الشبكية. العوامل الهندسية المعتبرة في هذه الدراسة هي : البعد بين قاعدة الأساس و الليف البلاستيكي الأول ( $u$ ). عدد الألياف البلاستيكية الشبكية ( $N$ ). البعد بين مختلف الألياف البلاستيكية الشبكية ( $h$ ) وعرض الألياف البلاستيكية الشبكية ( $b$ ). يتضح أن السلوك تحميل-هبوط و قوة التحمل القصوى يمكن أن يتحسنا تحسنا معتبرا نتيجة إدخال الألياف البلاستيكية. النتائج المحصل عليها تقارن أيضا مع نتائج الفحوصات المخبرية على النماذج المصغرة المتحصل عليها من طرف باحثين آخرين. يتضح أن الانسجام جيد بين النتائج الملاحظة والمحسوبة بالنسبة لكل من السلوك تحميل-هبوط و الأبعاد الهندسية المثلى لوضع الألياف البلاستيكية الشبكية.

**كلمات مفتاحية :** قوة التحمل القصوى, العناصر المنتهية, القواعد الموضوعة على رمل, الألياف البلاستيكية الشبكية, بلاكسيس, رمل.

# Liste des figures

<b>Figure</b>	<b>Titre</b>
2.1	Exemple de géotextile non tissé
2.2	Exemple de géotextiles tissés
2.3	Exemple de géotextile tricoté
2.4	Géogrilles
2.5	Géocomposites
2.6	Un tissé de bandelettes
2.7	Géomembranes
2.8	Talus renforcés par géogrilles
2.9	Remblais renforcés par géogrilles
2.10	Murs en terre renforcée par géogrilles
2.11	Vue d'un remblai reposant sur une plate-forme de transfert de charge en coupe
2.12	Renforcement direct du ballast
2.13	Augmentation de la capacité portante de la couche porteuse
2.14	Essai de traction
2.15	Boîte de cisaillement
2.16	Mécanisme d'enclenchement sol-géogrille
3.1	Fondation de type filante
3.2	Fondation de type isolée
3.3	Fondation de type radier
3.4	Courbe chargement-tassement d'une fondation superficielle
3.5	Rupture par cisaillement généralisé
3.6	Rupture par cisaillement localisé
3.7	Rupture par poinçonnement

- 
- 3.8 Nature de rupture dans un sable en fonction de la densité relative  $D_r$  et  $D_f/R$
  - 3.9 Fondation filante encastrée
  
  - 4.1 Nature générale des courbes chargement- tassement avec et sans renforcement
  - 4.2 Différents paramètres géométriques des sols renforcés
  - 4.3 Nature générale de la variation de  $u/B$
  - 4.4 Variation  $BCR_u$  en fonction de  $h/B$
  - 4.5 Variation  $BCR_u$  en fonction de  $b/B$
  - 4.6 Frontière rigide
  - 4.7 Effet de membrane
  - 4.8 Effet de confinement
  - 4.9 Les trois mécanismes possibles de rupture des sols renforcés (D'après Binquet et Lee, 1975b)
  - 4.10 Distribution des contraintes au-dessous d'une fondation filante reposant sur un sol renforcé (Binquet et Lee, 1975b)
  - 4.11 Composantes des forces dans un sol non renforcé et renforcé (Binquet et Lee 1975b)
  - 4.12 Les deux modes possibles de rupture des sables renforcés (Huang et Lee 1975b)
  - 4.13 Mécanisme de rupture des sols renforcés (D'après Huang et Menq, 1997)
  - 4.14 Dimensions de la géogrid
  - 4.15 Modes possibles de rupture des sols renforcés (D'après Wayne et al, 1998)
  
  - 5.1 Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique
  - 5.2 Représentation du comportement élastique parfaitement plastique
  - 5.3 Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage
  - 5.4 Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire
  - 5.5 Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire
  - 5.6 Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb

- 5.7** Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour  $c = 0$
- 5.8** Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb
- 5.9** Définition du module d'Young à 50 % de la rupture
- 5.10** Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb
- 5.11** Fenêtre des paramètres du Hardening Soil Model
- 5.12** Fenêtre des paramètres avancés du Hardening Soil Model
- 5.13** Représentation du HSM dans le repère contrainte-déformation
- 5.14** Définition du module oedométrique tangent
- 5.15** Définition de l'angle de dilatance
- 5.16** Forme des surfaces de charge du HSM
- 5.17** Surface de rupture pour le HSM cas d'un sol non cohérent
- 5.18** Différentes représentations lors d'un essai oedométrique
- 5.19** Fenêtre des paramètres du SSM
- 5.20** Fenêtre des paramètres avancés du SSM
- 5.21** Effet du temps sur les essais œdométriques
- 5.22** Diagramme des cercles  $p^{eq}$  dans le plan p-q
- 5.23** Fenêtre des paramètres du SSCM
- 5.24** Fenêtre des paramètres avancés du SSCM
  
- 6.1** Géométrie du problème pour le sol non renforcé
- 6.2** Géométrie du problème pour le sol renforcé
- 6.3** Maillage avant le calcul
- 6.4** Initialisation des contraintes initiales avec la procédure  $K_0$
- 6.5** Choix de  $K_0$
- 6.6** Valeurs des contraintes initiales
- 6.7** Menu général de calcul
- 6.8** Valeurs de déplacement imposé.
- 6.9** Fenêtre d'évolution de calcul.

- 6.10** Déplacements totaux
- 6.11** Déplacements horizontaux
- 6.12** Déplacements verticaux
- 6.13** Contraintes tangentielles relatives
- 6.14** Contraintes effectives
- 6.15** Contraintes totales
- 6.16** Déplacements totaux
- 6.17** Déplacements horizontaux
- 6.18** Déplacements verticaux
- 6.19** Contraintes tangentielles relatives
- 6.20** Contraintes effectives
- 6.21** Contraintes totales
- 6.22** Force de traction dans la première nappe de géogrilles avec  $u = 0,30B$ ,  $h = 0,25B$  et  $b = 10B$
- 6.23** Force de traction dans la deuxième nappe de géogrilles avec  $u = 0,30B$ ,  $h = 0,25B$  et  $b = 10B$
- 6.24** Force de traction dans la troisième nappe de géogrilles avec  $u = 0,30B$ ,  $h = 0,25B$  et  $b = 10B$
- 6.25** Force de traction dans la quatrième nappe de géogrilles avec  $u = 0,30B$ ,  $h = 0,25B$  et  $b = 10B$
- 6.26** Force de traction dans la cinquième nappe de géogrilles avec  $u = 0,30B$ ,  $h = 0,25B$  et  $b = 10B$
- 6.27** Force de traction dans la sixième nappe de géogrilles avec  $u = 0,30B$ ,  $h = 0,25B$  et  $b = 10B$
- 6.28** Force de traction dans la septième nappe de géogrilles avec  $u = 0,30B$ ,  $h = 0,25B$  et  $b = 10B$
- 6.29** Nature générale des courbes chargement- tassement avec et sans renforcement
- 6.30** Type de rupture pour un sol non renforcé

- 6.31** Premier type de rupture pour un sol renforcé
- 6.32** Deuxième type de rupture pour un sol renforcé
- 6.33** Troisième type de rupture pour un sol renforcé
- 6.34** Courbes chargement-tassement avec  $h=0,10B$  et  $b=10B$
- 6.35** Courbes chargement-tassement avec  $h=0,15B$  et  $b=10B$
- 6.36** Courbes chargement-tassement avec  $h=0,20B$  et  $b=10B$
- 6.37** Courbes chargement-tassement avec  $h=0,25B$  et  $b=10B$
- 6.38** Courbes chargement-tassement avec  $h=0,30B$  et  $b=10B$
- 6.39** Courbes chargement-tassement avec  $h=0,35B$  et  $b=10B$
- 6.40** Courbes chargement-tassement avec  $h=0,40B$  et  $b=10B$
- 6.41** Courbes chargement-tassement avec  $h=0,45B$  et  $b=10B$
- 6.42** Courbes chargement-tassement avec  $h=0,50B$  et  $b=10B$
- 6.43** Courbes chargement-tassement avec  $h=0,55B$  et  $b=10B$
- 6.44** Courbes chargement-tassement avec  $h=0,60B$  et  $b=10B$
- 6.45** Courbes chargement-tassement avec  $h=0,65B$  et  $b=10B$
- 6.46** Courbes chargement-tassement avec  $h=0,70B$  et  $b=10B$
- 6.47** Courbes chargement-tassement avec  $h=0,75B$  et  $b=10B$
- 6.48** Courbes chargement-tassement avec  $h=1B$  et  $b=10B$
- 6.49** Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $h/B$  avec  $N=1$
- 6.50** Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $h/B$  avec  $N=2$
- 6.51** Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $h/B$  avec  $N=3$
- 6.52** Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $h/B$  avec  $N=4$
- 6.53** Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $h/B$  avec  $N=5$
- 6.54** Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $h/B$  avec  $N=6$
- 6.55** Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $h/B$  avec  $N=7$
- 6.56** Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $h/B$  avec  $N=8$
- 6.57** Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $h/B$
- 6.58** Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $h/B$  d'après Shin et Das (1999)

- 
- 6.59** Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $h/B$
- 6.60** Courbes chargement-tassement avec  $h=u=0,15B$  et  $b=10B$
- 6.61** Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $N$  avec  $u=h$  et  $b=10B$
- 6.62** Courbes chargement-tassement avec  $h=u=0,40B$  et  $b=10B$
- 6.63** Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $N$  avec  $u=h$  et  $b=10B$
- 6.64** Courbes chargement-tassement avec  $h=u=1B$  et  $b=10B$
- 6.65** Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $N$  avec  $u=h$  et  $b=10B$
- 6.66** Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $N$  avec  $u=h$  et  $b=10B$
- 6.67** Courbes chargement-tassement avec  $u=0,10B$   $h=0,25B$  et  $b=10B$
- 6.68** Courbes chargement-tassement avec  $u=0,30B$   $h=0,25B$  et  $b=10B$
- 6.69** Courbes chargement-tassement avec  $u=1B$   $h=0,25B$  et  $b=10B$
- 6.70** Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $u/B$  avec  $N=2$
- 6.71** Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $u/B$  avec  $N=3$
- 6.72** Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $u/B$  avec  $N=4$
- 6.73** Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $u/B$  avec  $N=5$
- 6.74** Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $u/B$  avec  $N=6$
- 6.75** Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $u/B$  avec  $N=7$
- 6.76** Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $u/B$  avec  $N=8$
- 6.77** Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $u/B$
- 6.78** Nature générale de la variation de  $BCR_u$  en fonction de  $u/B$
- 6.79** Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $u/B$
- 6.77** Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $u/B$
- 6.78** Nature générale de la variation de  $BCR_u$  en fonction de  $u/B$
- 6.79** Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $u/B$
- 6.80** Courbes chargement-tassement avec  $h=0,25B$ ,  $u=0,30B$  et  $N=1$
- 6.81** Courbes chargement-tassement avec  $h=0,25B$ ,  $u=0,30B$  et  $N=2$
- 6.82** Courbes chargement-tassement avec  $h=0,25B$ ,  $u=0,30B$  et  $N=3$
- 6.83** Courbes chargement-tassement avec  $h=0,25B$ ,  $u=0,30B$  et  $N=4$
-

- 6.84** Courbes chargement-tassement avec  $h=0,25B$ ,  $u=0,30B$  et  $N=5$
- 6.85** Courbes chargement-tassement avec  $h=0,25B$ ,  $u=0,30B$  et  $N=6$
- 6.86** Courbes chargement-tassement avec  $h=0,25B$ ,  $u=0,30B$  et  $N=7$
- 6.87** Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $b/B$  avec différentes valeurs de  $N$
- 6.88** Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $b/B$  d'après Omar et al (1993)
- 6.89** Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $b/B$  avec différentes valeurs de  $N$

# Liste des tableaux

<b>Tableau</b>	<b>Titre</b>
<b>3.1</b>	Résultats à partir d'essais in situ
<b>4.1</b>	Valeurs critiques des paramètres géométriques d'après différents chercheurs
<b>4.2</b>	Coefficients de la capacité portante dus au renforcement (Michalowski, 2004)
<b>5.1</b>	Valeurs des paramètres de compressibilité et de gonflement $\lambda$ et $\kappa$
<b>6.1</b>	Paramètres géotechniques du sol
<b>6.2</b>	Programme d'essais réalisés
<b>6.3</b>	Résumé des résultats en terme de capacité portante
<b>6.4</b>	Résumé des résultats en terme de BCR
<b>6.5</b>	Résumé des résultats en terme de capacité portante
<b>6.6</b>	Résumé des résultats en terme de BCR
<b>6.7</b>	Résumé des résultats en terme de BCR
<b>6.8</b>	Comparaison des valeurs critiques des paramètres géométriques trouvés de à partir de cette étude avec ceux existant dans la littérature

# Principales notations

## Lettres latines

$b$	Largeur des nappes.
$b_{cr}$	Largeur critique de renforcement.
$B$	Largeur de la fondation.
$BCR_u$	Rapport de capacité portante par rapport à la charge ultime.
$BCR_s$	Rapport de capacité portante correspondant à un tassement donné, s.
$C$	Cohésion du sol sous la base de la fondation.
$C_c$	Coefficient de courbature.
$C_u$	Coefficient d'uniformité.
$CR$	Rapport de couverture.
$c_t$	Cohésion du sol de la couche supérieure.
$D$	Encastrement de la fondation.
$d$	Profondeur de renforcement.
$D_r$	Densité relative.
$d_{cr}$	Profondeur critique de renforcement.
$EL$	Rigidité de flexion.
$E$	Module d'Young.
$EA$	Rigidité normale.
$F_s$	Coefficient de sécurité.
$F_t$ et $F_b$	Forces normales verticales.
$FS_f$	Facteur de sécurité pour le dégagement.
$F$	Coefficient du frottement.
$f_y$	Résistance à la rupture du matériau constituant les nappes.
$h$	Distance entre les nappes.

---

$K_x$	Perméabilité selon l'axe X.
$K_y$	Perméabilité selon l'axe Y.
$K_s$	Coefficient de poinçonnement de la couche supérieure.
$l_{cr}$	Longueur critique de renforcement.
$l$	Longueur des nappes.
$L$	Longueur de la fondation.
$M$	Force de dimensionnement.
$M_c, M_q$ et $M_g$	Coefficients de la capacité portante dus au renforcement.
$N$	Nombre des nappes de renforcement.
$N_g$ et $N_c$	Facteurs de la capacité portante.
$q_R$ et $q$	Charge par unité de surface agissant sur la fondation, correspondant à un tassement $s$ , respectivement avec et sans renforcement.
$q_0$	Capacité portante du sol non renforcé.
$q_r$	Capacité portante du sol renforcé.
$R_y$	Résistance à la traction permise.
$S$	Force de cisaillement agissant sur le côté de l'élément
$s$	Tassement de la fondation correspondant à un sol non renforcé.
$T_t$	Force de traction développée dans les nappes de renforcement.
$T_f$	Résistance de dégagement
$T$	Force retenant les nappes de renforcement.
$t$	Épaisseur des nappes de renforcement.
$u$	La distance entre la base de la fondation et la première nappe.
$W$	Largeur des nappes de renforcement.
$X_0$	Distance du point pour lequel $t_{xz}$ est maximum.
$z$	Profondeur de renforcement.

---

## Lettres grecques

$j_g$	Angle de frottement sol-géogrid.
$\alpha$	Angle de distribution des contraintes.
$\Psi$	Angle de dilatance.
$f$	Angle de frottement.
$\Delta B$	Augmentation de la largeur de la fondation due à l'introduction des nappes.
$s$	Contrainte normale.
$t$	Contrainte de cisaillement.
$Q_l$	Charge à un certain déplacement.
$q_u$	Contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface).
$s_z$	Contrainte verticale à la profondeur $z$ .
$t_{xz \max}$	Contrainte de cisaillement maximale à la profondeur $z$ .
$n$	Coefficient de Poisson.
$g_1$	Poids volumique du sol latéralement à la fondation.
$g_2$	Poids volumique du sol sous la base de la fondation.
$q_l$	Résistance à la pointe.
$g$	Poids volumique du sol.
$g_{\text{sec}}$	Poids volumique sec.
$g_h$	Poids volumique humide.
$g_t$	Poids volumique du sol de la couche supérieure.
$s_d$	Tassement.

# Chapitre 1

---

## Introduction générale

---

### 1.1 Introduction

### 1.2 Problématique et motivation

### 1.3 Objectifs du travail effectué

### 1.4 Plan du mémoire

## 1.1 Introduction

Les géosynthétiques sont constitués de fibres polymères synthétiques et sont utilisés généralement pour remplir l'une des fonctions suivantes: séparation, renforcement, filtration, protection ou drainage. Ces fonctions sont complémentaires mais une est considérée comme la fonction principale par rapport aux autres. Les principaux types des géosynthétiques incluent Géotextiles, Géogrilles, Géomembranes, Géofilet et Géocomposites .

Dans les cinquante dernières années, un progrès significatif dans la recherche et l'application des sols renforcés par des géosynthétiques a été obtenu. Le concept du sol renforcé par géogrilles est basé sur l'existence d'une résistance à la traction des nappes de géogrilles et l'interaction sol-géogrille due au frottement et à la cohésion du sol. Les matériaux de renforcement s'étendent du métal rigide à des matériaux géosynthétiques flexibles et peuvent être classifiés en tant que renforcements extensibles ou renforcements inextensibles.

Les géosynthétiques ont été largement utilisés dans les ouvrages géotechniques comme des matériaux de renforcement tel que: les murs de soutènement, les talus, les remblais et les sols de fondations. Parmi ces applications, l'utilisation des géogrilles pour renforcer les sols de fondations a récemment tiré l'attention.

## 1.2 Problématique et motivation

Dans plusieurs cas, des 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.

Les sols de faible capacité portante constituent une grande menace pour le comportement des fondations de toute structure, tandis que les coûts associés à des solutions conventionnelles de remédiation peuvent aussi être un lourd handicap au projet. Pour résoudre les problèmes associés aux sols de faible capacité portante, une des solutions proposées consiste à renforcer les sols de fondation par des géogrilles. C'est une technique qui crée des fondations sûres et économiques pour les ouvrages d'ingénierie, tels que les bâtiments, les semelles structurales et les murs de soutènement.

Cette technique produit un composite structural entre le sol et les géogrilles qui, en agissant réciproquement, constitue une plate- forme rigide au-dessus des sols compressibles et peu portants. Essentiellement, le système agit en répartissant uniformément les charges sur une plus grande surface de sols sous-jacents.

### 1.3 Objectifs du travail effectué

Le renforcement des sols de fondations par géogrilles a pour objectif de :

1. Augmenter la capacité portante effective sous des semelles superficielles.
2. Réduire le tassement différentiel.
3. Minimiser les volumes de surexcavation et de remblai.

Pour cela, l'objectif principal de ce travail est de déterminer les facteurs qui sont susceptibles d'avoir le plus d'influence sur la capacité portante des sols de fondation renforcés par des géogrilles.

Les facteurs qui seront considérés 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).

Les résultats obtenus seront comparés avec ceux obtenus dans le cas d'essais réalisés sur modèles réduits par d'autres chercheurs.

## 1.4 Plan du mémoire

Ce travail est divisé en sept chapitres. Ce qui suit est un aperçu sur le contenu de chaque chapitre.

Dans le premier chapitre, une introduction générale concernant le travail effectué est présentée.

Les géosynthétiques et leurs applications au renforcement des sols ont été traités au second chapitre.

Le chapitre 3 présente une synthèse bibliographique liée à l'étude de la capacité portante des sols de fondation non renforcés.

Le chapitre 4 présente une synthèse bibliographique liée à l'étude expérimentale, analytique et numérique de la capacité portante des sols de fondation renforcés par géosynthétiques.

Le cinquième chapitre a été réservé à un bref aperçu sur la méthode des éléments finis concernant l'historique, l'utilisation de cette méthode dans le domaine géotechnique et sur la présentation de PLAXIS.

Au sixième chapitre, le modèle géotechnique établi pour cette étude est présenté. Les résultats obtenus sont également présentés et analysés dans ce chapitre. L'interprétation des résultats fait également appel aux résultats d'essais réalisés en laboratoire sur modèles réduits disponibles avec lesquels les résultats numériques obtenus dans le cadre de ce mémoire sont comparés.

Le septième chapitre présente les principales conclusions concernant les résultats obtenus et les analyses faites. Finalement, une liste de suggestions est également discutée concernant les futures expériences, que nous estimons utiles.

# Chapitre 2

---

## Géosynthétiques et leurs applications au renforcement des sols

---

### 2.1 Introduction

### 2.2 Géotextiles

### 2.3 Produits apparentés

### 2.4 Application des géosynthétiques en renforcement

### 2.5 Comportement mécanique sol-géogrille

### 2.6 Conclusion

## 2.1 Introduction

Les géosynthétiques sont des produits employés principalement dans le domaine de la géotechnique et sont constitués de fibres textiles. Mais la plupart des géosynthétiques et produits apparentés sont constitués de fibres polymères synthétiques et c'est pourquoi ils sont souvent appelés géosynthétiques. On distingue les géotextiles et les produits apparentés. Les géotextiles et les produits apparentés se différencient non seulement par leur élément constituant, la fibre, mais aussi par leur structure, qui résulte du procédé de fabrication.

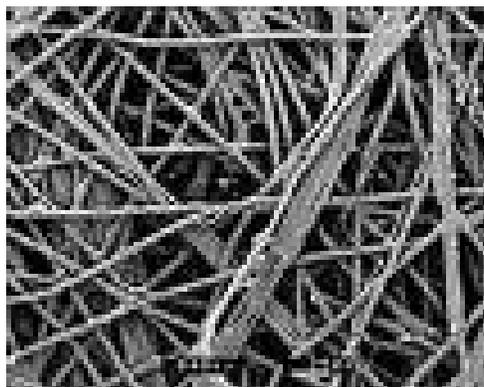
## 2.2 Géotextiles

- **Un non tissé** est un géotextile se présentant sous forme d'une feuille manufacturée, constituée d'un voile ou d'une nappe de fibres, orientées selon une direction ou distribuées aléatoirement, et dont la liaison peut être de différents types :

- La liaison mécanique** est faite par entrelacement des fibres, à partir d'une série d'aiguilles qui s'enfoncent dans la nappe qui défile (non tissé aiguillet).

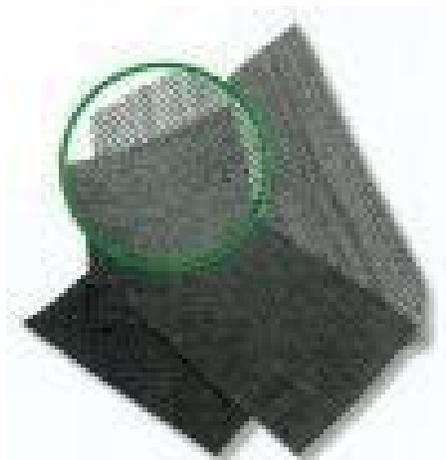
- La liaison chimique** est réalisée soit à l'aide de résines soit d'émulsions qui appartiennent à des composés proches des caoutchoucs naturels.

- La liaison thermique** est faite par calandrage (effets conjugués de la chaleur et de la pression) entre deux rouleaux presseurs chauffants : on obtient une fusion partielle des points de contacts des fibres (non tissé thermosoudé).



**Figure 2.1** Exemple de géotextile non tissé

- **Un tissé** est constitué de séries de fils perpendiculaires combinés de façon systématique (exemple : des tissus utilisés pour des chemises, des voiles de bateaux, les bâches).



**Figure 2.2** Exemple de géotextile tissé

- **Un tricoté** est un géotextile produit par assemblage de deux nappes de fils parallèles au moyen d'un fil de liaison, de façon à obtenir la répartition géométrique désirée.



**Figure 2.3** Exemple de géotextile tricoté

### 2.3 Produits apparentés

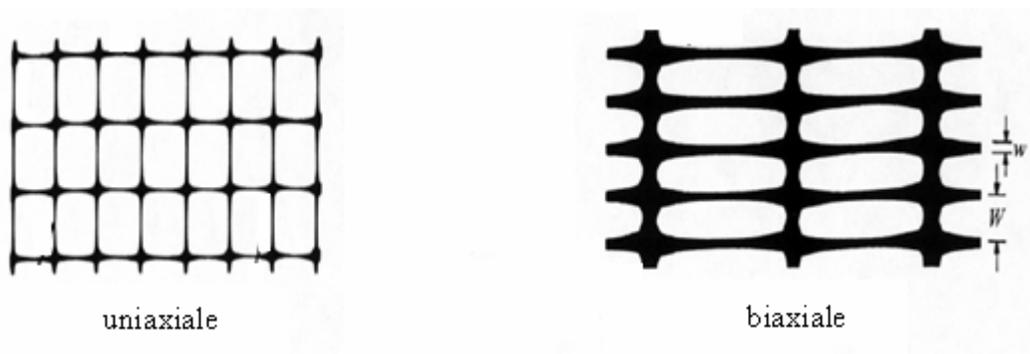
Ces produits sont généralement très employés dans le domaine de la géotechnique et du génie civil.

- Une **géogrille** est une structure plane, à base polymère, constituée par un réseau ouvert d'éléments résistants à la traction, reliés entre eux selon un motif régulier, dont les ouvertures ont des dimensions supérieures à celles des constituants. Elles sont utilisées en contact avec le sol pour renforcer les fondations, remblais...etc.

Il y a deux types de géogrilles :

**Géogrille uniaxiale** : la résistance à la traction est plus importante dans un sens (longitudinal ou transversal) que dans l'autre

**Géogrille biaxiale** : la résistance à la traction est sensiblement équivalente dans le sens longitudinal et transversal.



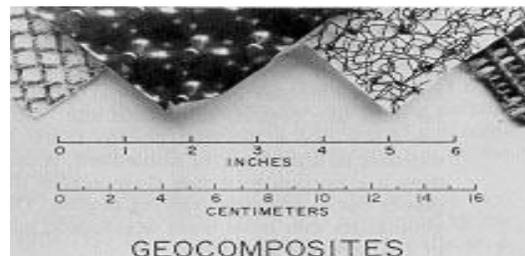
**Figure 2.4** Géogrilles

## Propriétés des géogrilles utilisées en renforcement

- Les géogrilles ont des taux de travail très élevés, car les matières premières à haut module ont un faible fluage.
  - Les géogrilles sont disponibles avec différentes résistances à la traction (entre 20 kN/m et 1000 kN/m) et différentes ouvertures de mailles. Pour des utilisations spéciales, nous pouvons réaliser des résistances à la traction de plus de 1000kN/m.
  - Les caractéristiques de traction et d'allongement des géogrilles ne varient que faiblement sous des variations importantes de température et sous des contraintes permanentes.
  - Les géogrilles sont conditionnées de manière standard, ceci afin de réduire au mieux les recouvrements.
  - Les géogrilles sont faciles à manier et à mettre en œuvre, car elles peuvent être déroulées et pliées. Elles peuvent être facilement découpées aux dimensions voulues et n'ont pas de bord coupant pouvant entraîner des blessures.
- 
- **Un géofilet**

Dans le cas d'un géofilet le liage est constitué par des nœuds, les filets sont toujours souples, alors que les grilles sont généralement rigides.
  - **Les géocomposites**

Ils représentent un assemblage de matériaux, utilisant au moins un géotextile ou un produit apparenté parmi ses composants.



**Figure 2.5** Géocomposites

- **Tissé de bandelette** c'est une sorte de tissé résultant de l'entrecroisement de bandelettes .Ces produits sont surtout employés comme renforcement et protection contre l'érosion.



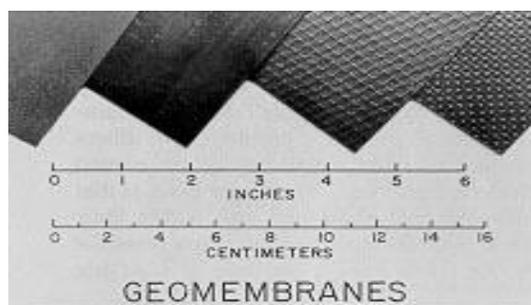
**Figure 2.6** Un tissé de bandelettes

- **Mattes**

Elles sont constituées de fils relativement rigides, liées thermiquement à leurs intersections, créant des structures (tridimensionnelles) très ouvertes.

- **Géomembranes**

Ce sont des feuilles étanches, souples, minces et continues, fabriquées à partir de produits synthétiques ou bitumineux, utilisées dans le domaine de la géotechnique et du génie civil. La principale application des géomembranes est donc de constituer une barrière étanche soit entre un sol et un fluide, soit entre un sol et un gaz.



**Figure 2.7** Géomembranes

## 2.4 Application des géosynthétiques en renforcement

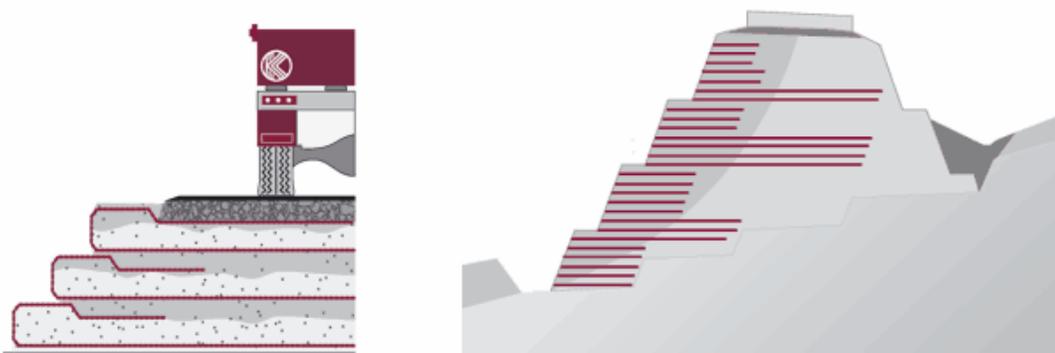
Les géogrilles sont utilisés avec succès en construction dans le monde entier pour renforcer les sols depuis des dizaines d'années par de nombreux ingénieurs. Le développement et la confection de la géogrille pour les renforcements horizontaux ont été mis au point selon les derniers développements techniques disponibles.

Les géogrilles offrent une augmentation sensible du renforcement de la couche portante et répartissent les charges s'exerçant en surface sur une plus grande zone.

Nous citons ci-dessous quelques cas de renforcement des sols. Le renforcement des sols de fondations superficielles sera traité en détail au chapitre 4.

### 2.4.1 Renforcement des talus

Le bon fonctionnement du renforcement des talus (Figure 2.8) exige de la part du géosynthétique, un faible allongement sous sollicitation, et un choix judicieux doit être réalisé en fonction du type de sol. Pour des sols graveleux et non cohésifs (par exemple sables et graviers), les géogrilles conviennent mieux, tandis que les géotextiles tissés et les géocomposites sont plus adaptés aux sols fins et homogènes (terres, argiles).



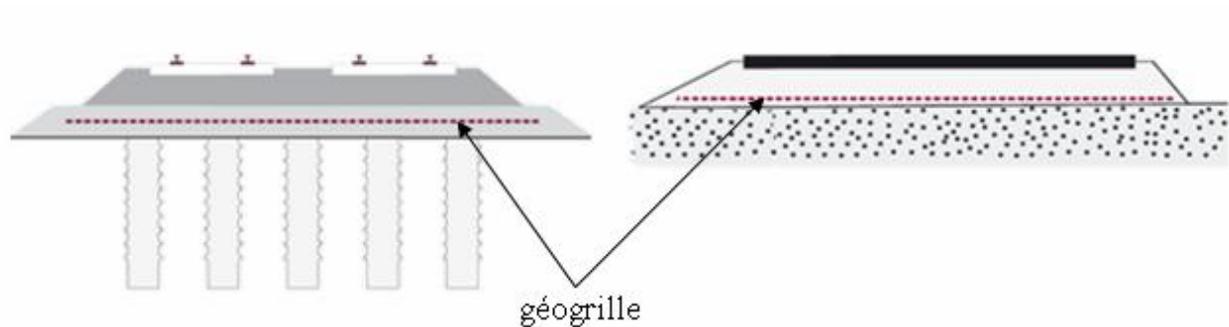
**Figure 2.8** Talus renforcés par géogrilles

Avantages de l'utilisation de géosynthétiques pour le renforcement des talus:

- amélioration des caractéristiques mécaniques des sols;
- diminution des mouvements de terre;
- diminution des exigences de transfert de matériau;
- modification des structures routières et ferroviaires pour en augmenter les capacités;
- réduction des délais de construction (possibilité de travailler pendant la période hivernale);
- augmentation de la sécurité et de la stabilité des remblais;
- préservation de l'aspect naturel du paysage;
- optimisation des coûts de construction.

#### 2.4.2 Augmentation de la portance des remblais routiers et des constructions routières et ferroviaires

L'utilisation des géogrilles est un des procédés les plus efficaces pour augmenter la portance (Figure 2.9), particulièrement là où les caractéristiques mécaniques du terrain ne peuvent garantir le niveau espéré de stabilité et de portance.



**Figure 2.9** Remblais renforcés par géogrilles

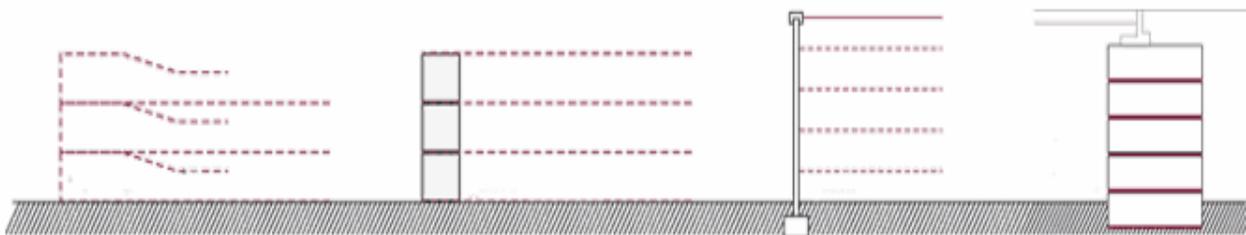
Les géogrilles sont utilisées dans la construction routière ou similaire pour éviter les affaissements, reprendre les forces dues au chargement et aussi réduire les épaisseurs de matériau granulaire souvent coûteux. Les géosynthétiques (particulièrement les géogrilles) se lient avec les matériaux granulaires, constituant un complexe efficace même avec des terrains tels que des tourbes ou des alluvions insuffisamment portantes.

Principaux avantages des géogrilles dans les constructions routières et ferroviaires:

- emplacement de la construction même sur des terrains à faible portance;
- diminution de la déformation du corps de remblai;
- séparation du matériau à gros grain des couches inférieures;
- utilisation de terrains inconvenables;
- possibilité de vitesses supérieures sur les voies de communication.

### 2.4.3 Constructions de murs en terre renforcée par géogrilles

En cas de construction de talus, soutènements ou berges dont la pente doit excéder le talus naturel, il est possible de raidir les pentes pour obtenir l'angle souhaité, grâce à l'inclusion de nappes de géosynthétiques (géogrilles ou géotextiles) installés en nappes horizontales (Figure 2.10).



**Figure 2.10** Murs en terre renforcée par géogrilles

#### 2.4.4 Fondations sur pieux

Lorsque nous devons construire un remblai ou une plate-forme et que nous ne pouvons pas avoir recours au tassement, une fondation profonde est la solution la plus envisageable, à l'aide de pieux de type Vibro Concrete Columns (VCC), résistant aux couches inférieures plus rigides.

Pour ce genre de fondations profondes, une plate-forme de transfert de charge peut être utilisée afin de répartir la charge de remblai de façon efficace sur la série de pieux ou de colonnes. Cette plate-forme permet de faire l'économie d'un radier en béton, de fondations continues. La solution la plus rentable consiste souvent à créer une plate-forme à partir d'un remblai granulaire de bonne qualité renforcé à l'aide de plusieurs nappes de géogrilles biaxiales.

Les avantages d'une plate-forme de transfert de charge :

- Nous n'avons pas besoin d'utiliser un radier en béton, des casques de battage ou des fondations continues,
- Peut être utilisée sous des dalles de soutien afin d'éviter ou de minimiser la flexion.

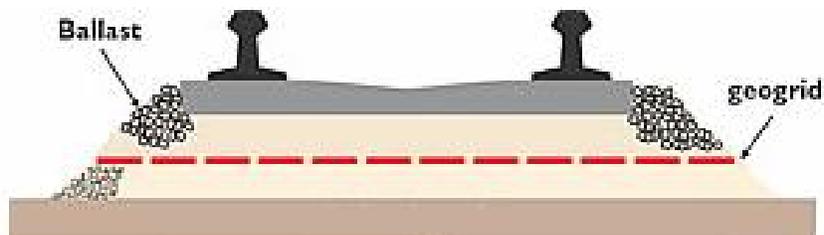


**Figure 2.11** Vue d'un remblai reposant sur une plate-forme de transfert de charge

### 2.4.5 Support de ballast de voies de chemin de fer

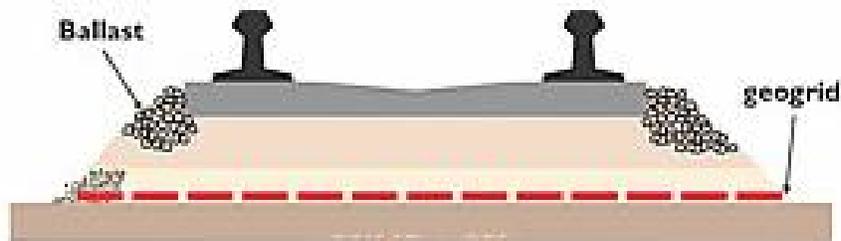
Les géogrilles biaxiales constituent une solution extrêmement rentable pour le renforcement du ballast sur une plate-forme de voie souple. Elles offrent des avantages non négligeables pour l'ingénieur des chemins de fer. Il existe deux modes de renforcement :

- Renforcement direct du ballast en vue de diminuer la vitesse de tassement de la voie, et donc de diminuer les cycles d'entretien (Figure 2.12).



**Figure 2.12** Renforcement direct du ballast

- Renforcement de la couche granulaire de la fondation inférieure située sous le ballast de chemin de fer, en vue d'augmenter les qualités de la couche porteuse de la voie (Figure 2.13).



**Figure 2.13** Augmentation de la capacité portante de la couche porteuse

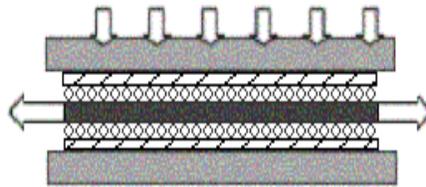
## 2.5 Comportement mécanique sol-géogrille

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

### 2.5.1 Résistance et déformabilité

La résistance des géogrilles croît avec la pression de confinement exercée par le sol sur la géogrille. L'essai adapté par Mc Gown et al, 1982 pour la déformabilité et la résistance est l'essai d'extraction de géotextile confiné.

Ce dernier est réalisé par un appareil très simple (Figure 2.14) proposé par Eristopher en (1983) et permettant de déterminer la courbe effort-déformation en traction d'une géogrille enterrée.



**Figure 2.14** Essai de traction

### 2.5.2 Frottement sol-géogrille

Il est souvent nécessaire de connaître le comportement en frottement du système sol-géogrille surtout lorsque les géogrilles sont utilisées comme éléments de renfort dans les ouvrages.

Le frottement dépend :

- des caractéristiques de résistance au cisaillement du sol,
- de l'extensibilité de la géogrille,
- de l'angularité des grains,
- de la contrainte normale,
- et de la densité du sol.

Pour mesurer le frottement sol- géogridde, on utilise l'essai de cisaillement direct (Figure 2 .15). Le sol placé dans la demi boîte supérieure est bien frotté sur la géogridde qui est placée à la surface de la demi boîte inférieure. Cet essai ne nécessite pas d'appareillage complexe.



**Figure 2.15** Boîte de cisaillement

$$\operatorname{tg} j_g = \frac{t}{s}$$

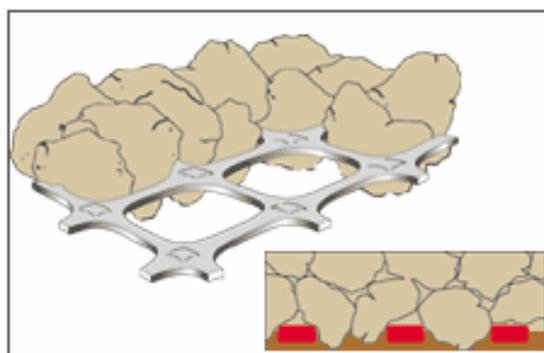
Avec :  $s$  : Contrainte normale  $[kN/m^2]$ .

$t$  : Contrainte de cisaillement  $[kN/m^2]$ .

$j_g$  : Angle de frottement sol-géotextile.

### 2.5.3 Mécanisme d'enclenchement sol-géogrille

Le mécanisme de l'enclenchement s'obtient lorsque le matériau granuleux est compacté sur une géogrille. Elle pénètre partiellement et se projette à travers les ouvertures, créant un enclenchement solidaire robuste et positif. La grande résistance à la traction des géogrilles permet à la charge d'être développée à des niveaux très faibles de déformation.



**Figure 2.16** Mécanisme d'enclenchement sol-géogrille

## 2.6 Conclusion

Contrairement aux sols, les géogrilles disposent d'une résistance à la traction et peuvent de ce fait jouer le rôle d'armature dans un massif de sol. Les propriétés de contact et notamment de frottement des géogrilles avec des sols permettent à ces matériaux d'assurer à la fois une bonne transmission et une bonne répartition des contraintes dans le milieu environnant.

# Chapitre 3

---

## Synthèse bibliographique sur la capacité portante des sols non renforcés

---

### 3.1 Introduction

### 3.2 Principaux types de fondations superficielles

### 3.3 Capacité portante et tassement

### 3.4 Types de rupture dans le sol à une charge ultime

### 3.5 Calcul de la capacité portante des fondations superficielles

### 3.6 Philosophies de conception des fondations

### 3.7 Conclusion

### 3.1 Introduction

Il existe deux grands modes de transmission des charges provenant des constructions aux couches de sols sous-jacentes : par fondation superficielle et par fondation profonde.

Le mode de travail d'une fondation et son interaction avec le sol conduisent à introduire la notion de profondeur critique que l'on peut définir en première approximation comme le niveau au-dessous duquel, en sol homogène, la résistance sous la base de la fondation n'augmente plus. Les fondations superficielles ont leur base située au-dessus de cette profondeur critique : ce sont les semelles, radiers,...etc. Les fondations profondes ont leur base située au-dessous de cette profondeur critique. Les fondations superficielles travaillent essentiellement grâce à la résistance du sol sous la base. Pour les fondations profondes (pieux, puits, barrettes, etc.), il y a également lieu de considérer la résistance du sol le long du fût, c'est-à-dire le frottement latéral.

Entre les deux extrêmes, fondations superficielles et fondations profondes, on trouve les fondations semi-profondes dont la base se trouve au-dessus de la profondeur critique, mais pour lesquelles le frottement latéral ne peut être négligé : il s'agit des puits et pieux courts ou des barrettes de faible profondeur. Il n'y a pas de méthode de calcul propre à cette catégorie de fondations qui ne constituent que des cas particuliers ; il faudra adapter, suivant les cas, les méthodes retenues pour les fondations superficielles ou pour les fondations profondes.

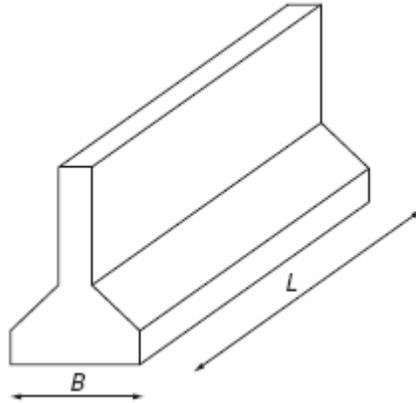
### 3.2 Principaux types de fondations superficielles

On distingue trois types de fondations superficielles : les fondations filantes, les fondations isolées et les radiers ou dallages.

#### 3.2.1 Les fondations filantes

Lorsque la descente de charges n'est plus concentrée (sous un mur classique), on met logiquement en oeuvre une fondation de type filante, c'est à dire continue sous l'objet fondé.

Les fondations filantes, généralement de largeur  $B$  modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur  $L$  ( $L/B > 10$  pour fixer les idées) ;



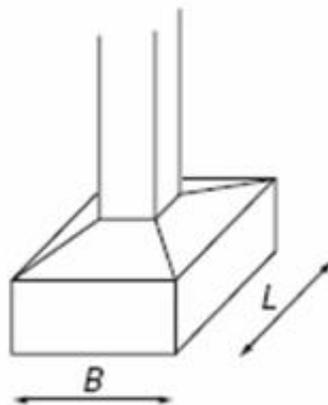
**Figure 3.1** Fondation filante

### 3.2.2 Les fondations isolées

On entend par isolée, une fondation présentant une géométrie proche du carré (ou du rond). Ce type de fondation est mis en oeuvre dans le cadre d'un bâtiment présentant des descentes de charges concentrées (poteaux, longrines sous murs).

- Exemple : Une semelle sous un poteau.

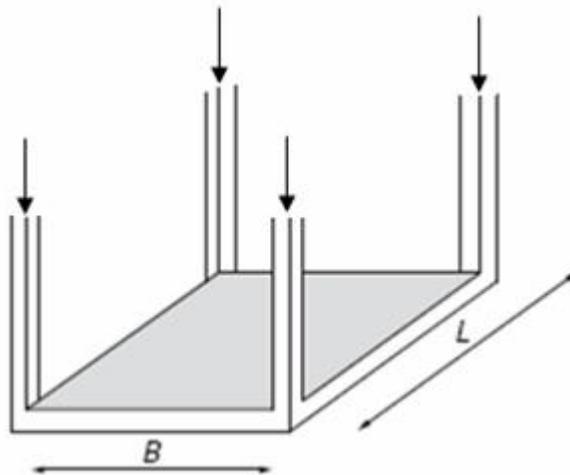
Les fondations isolées, dont les dimensions en plan  $B$  et  $L$  sont toutes deux au plus de quelques mètres ; cette catégorie inclut les semelles carrées ( $B/L = 1$ ) et les semelles circulaires (de diamètre  $B$ ) ;



**Figure 3.2** Fondation isolée

### 3.2.3 Les radiers ou dallages

Les radiers ou dallages ont des dimensions  $B$  et  $L$  importantes ; cette catégorie inclut les radiers généraux.



**Figure 3.3** Fondation de type radier

### 3.3 Capacité portante et tassement

Dans un premier temps, l'ingénieur géotechnicien, cherchera à fonder son ouvrage superficiellement, pour des raisons de coût évidentes (si des conditions particulières liées au projet, au site ou aux sols ne le lui interdisent pas, évidemment). Il devra, alors, se préoccuper en tout premier lieu de la capacité portante de sa fondation, c'est-à-dire vérifier que les couches de sol superficielles peuvent effectivement supporter la charge transmise. Si le résultat des calculs est concluant, notamment s'il n'aboutit pas à une aire de la fondation prohibitive, il doit alors s'assurer que son tassement sous les charges de fonctionnement prévues (courantes ou exceptionnelles) est dans des limites admissibles. Capacité portante et tassement sont ainsi les deux éléments fondamentaux qu'il y a lieu de considérer systématiquement lors du calcul des fondations superficielles.

Les notions de capacité portante et de tassement sont clairement illustrées par la figure 3-4 qui représente une courbe typique obtenue lors du chargement d'une fondation superficielle. La largeur de la fondation est notée  $B$  et la profondeur où est située sa base est notée  $D$ .



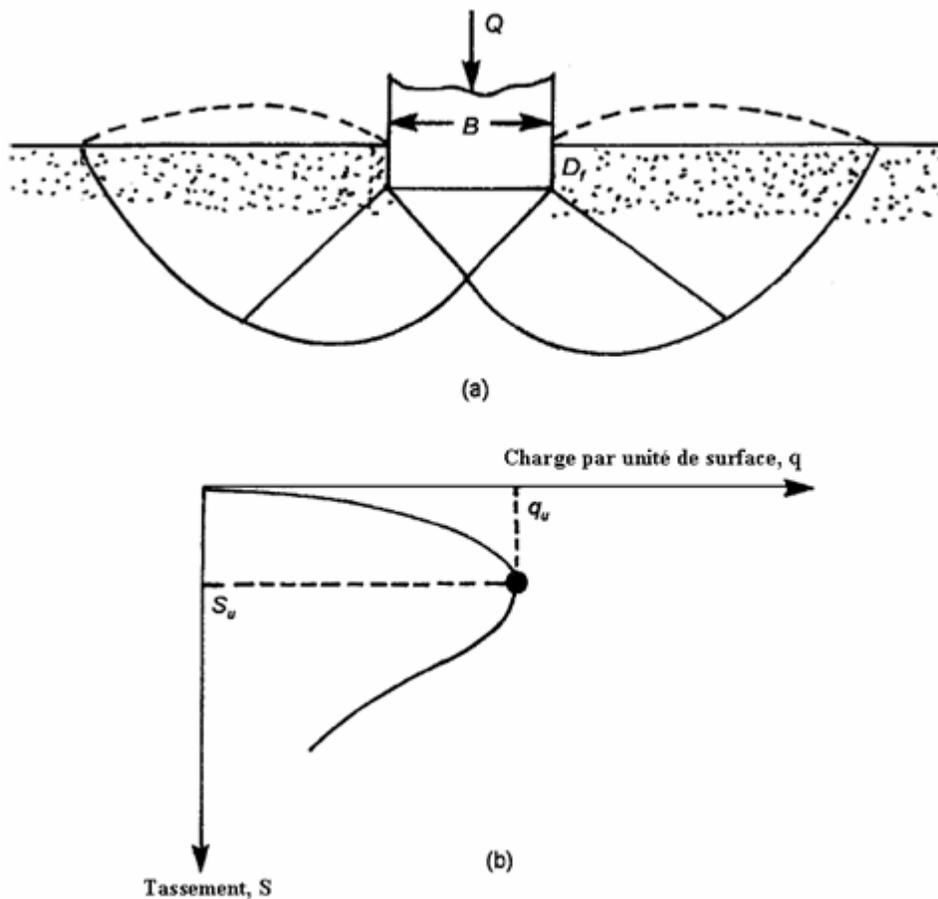
**Figure 3.4** Courbe chargement-tassement d'une fondation superficielle

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

Cette charge  $Q_l$  est la capacité portante de la fondation (on parle aussi souvent de charge limite, de charge de rupture ou encore de charge ultime). Le dimensionnement correct de la fondation d'un ouvrage consistera, notamment, à s'assurer que l'on reste en deçà de cette charge limite, avec une certaine marge quantifiée par un coefficient de sécurité, et que les tassements correspondants sont admissibles (point  $Q_d, s_d$  sur la figure 3-4).

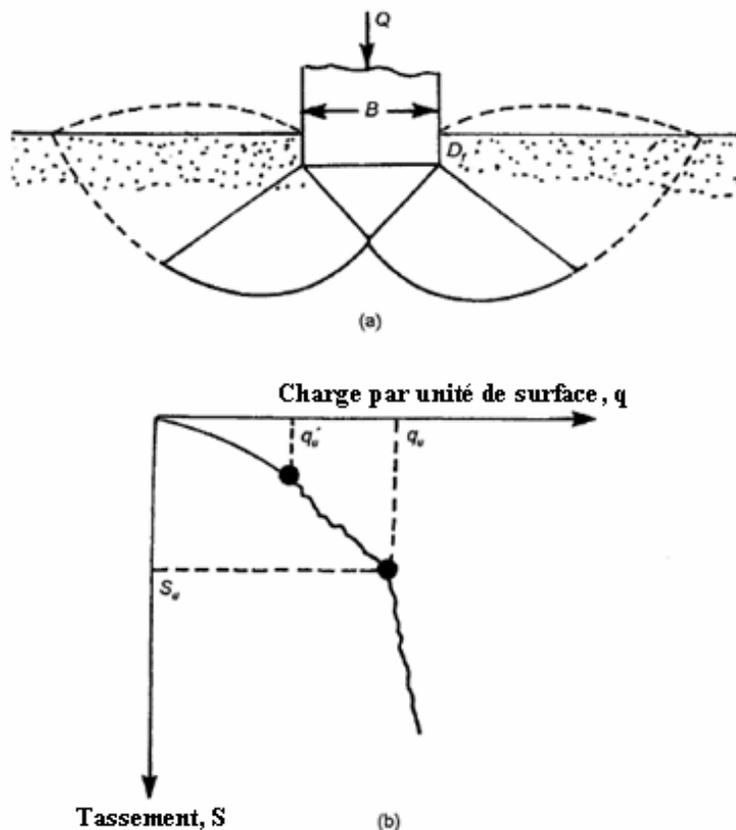
### 3.4 Types de rupture dans le sol à une charge ultime

La figure (3-5) montre une fondation superficielle d'une largeur  $B$  située à une profondeur  $D_f$  au-dessous de la surface du terrain et supportée par un sable dense. Si cette fondation est soumise à une charge  $Q$  qui est graduellement augmentée, la charge par unité de surface,  $q = Q/A$  ( $A$ : surface de la fondation), augmentera et la fondation subira un tassement. Quand  $q$  devient égale à  $q_u$  pour un tassement  $S = S_u$ , le sol supportant la fondation subit une rupture soudaine par cisaillement. La surface de rupture dans le sol et la courbe chargement-tassement sont montrées dans les figures (3-5-a) et (3-5-b) respectivement. Ce type de rupture s'appelle rupture par cisaillement généralisé,  $q_u$  est la capacité portante ultime. Pour ce type de rupture, une valeur maximale  $q = q_u$  est clairement définie dans la courbe chargement-tassement.



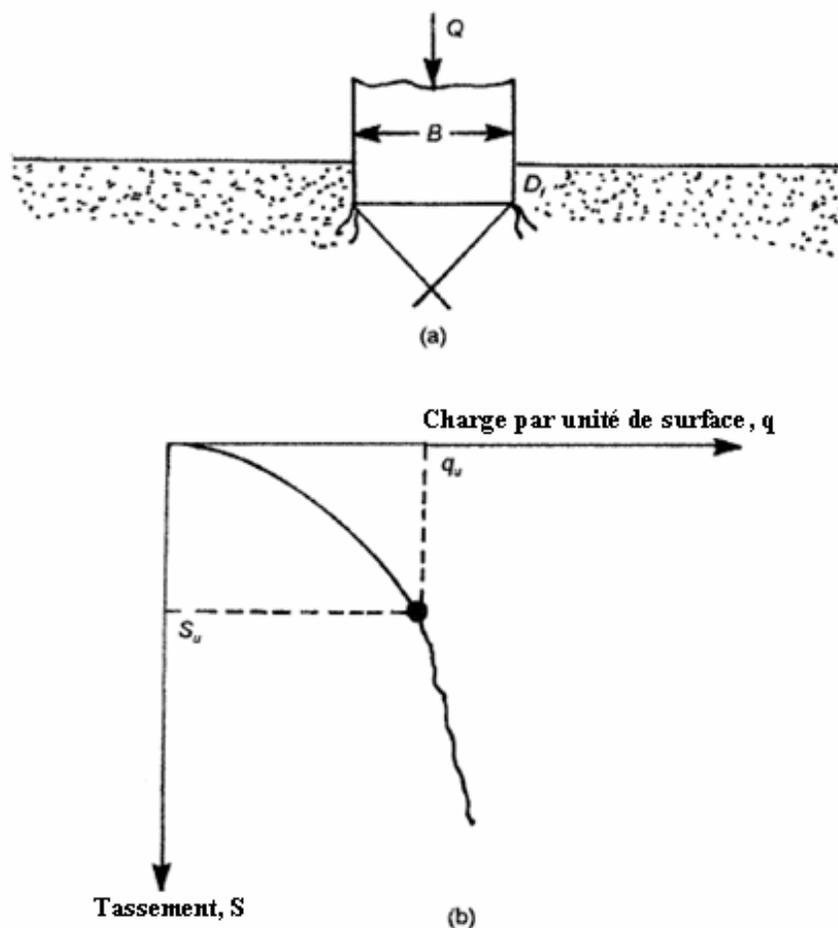
**Figure 3.5** Rupture par cisaillement généralisé

Si la fondation montrée dans la figure (3-5-a) est supportée par un sable moyennement dense ou un sol argileux d'une consistance moyenne figure (3-6-a), la courbe chargement tassement sera comme indiquée dans la figure (3-6-b). On remarque que la valeur de  $q$  augmente avec le tassement jusqu'à  $q = q'_u$ , qui est habituellement appelée la première charge de rupture. A ce moment, la surface de rupture développée dans la masse du sol sera comme celle montrée par des lignes dans la figure (3-6-a). Si la charge appliquée par la fondation est encore augmentée, la courbe chargement-tassement devient raide et irrégulière figure (3-6-b). Quand  $q$  devient égal à  $q_u$  (capacité portante ultime), la surface de rupture atteint la surface du terrain. Au delà, la courbe chargement-tassement prend presque une forme linéaire, et une charge maximale n'est jamais observée. Ce type de rupture est appelé rupture par cisaillement localisé.



**Figure 3.6** Rupture par cisaillement localisé

La figure (3-7-a) montre la même fondation, mais cette dernière surmonte un sable lâche ou un sol argileux. Pour ce cas, la courbe de chargement-tassement sera comme celle montrée dans la figure (3-7-b). Une valeur maximale de charge par unité de surface,  $q$ , 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 à peu près constant. Ce type de rupture dans le sol est appelé rupture par poinçonnement. Dans ce cas, la surface de rupture ne s'étend jamais à la surface du terrain.



**Figure 3.7** Rupture par poinçonnement

La nature de rupture dans le sol à la charge ultime est en 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 qui a conduit plusieurs essais réalisés sur modèles réduits au laboratoire dans le cas d'un sable. La conclusion de ses résultats est montrée dans la figure (3-8). Dans cette figure,  $D_r$  est la densité relative du sable, et  $R$  le rayon hydraulique de la fondation qui est défini comme suit :

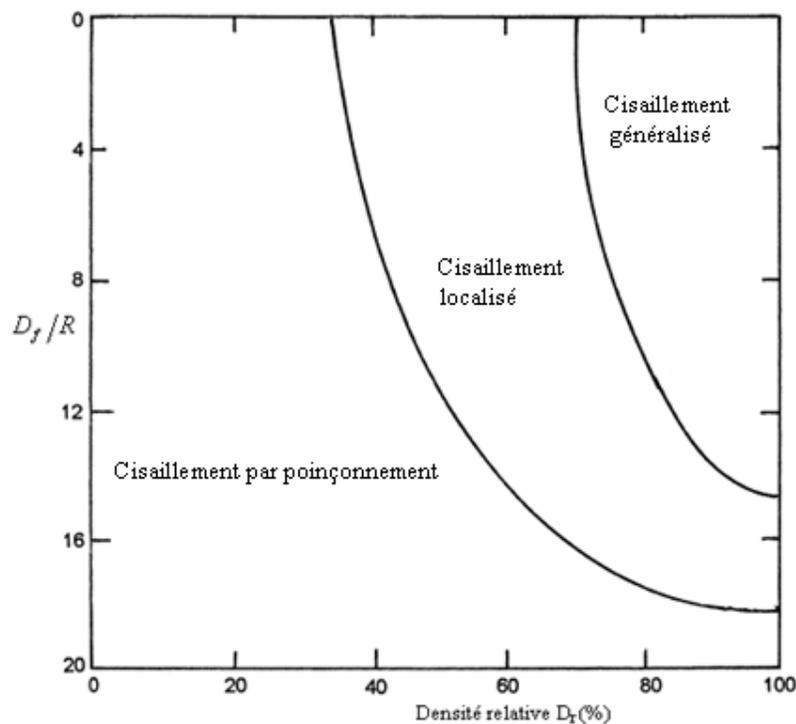
$$R = \frac{A}{P}$$

Où :

A : surface de la fondation = B.L

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

On remarque dans la figure (3-8), pour  $D_f/R \geq 18$ , la rupture par poinçonnement se produit quelle que soit la valeur de la densité relative du sable.



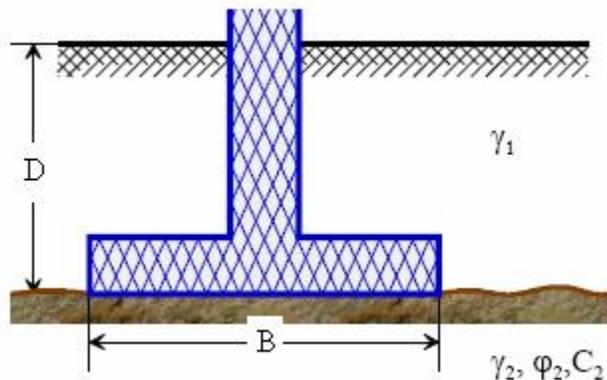
**Figure 3.8** Nature de rupture dans un sable en fonction de la densité relative  $D_r$  et  $D_f/R$ .

### 3.5 Calcul de la capacité portante des fondations superficielles

Deux types de méthodes de calcul de la capacité portante sont développés dans ce qui suit : les méthodes à partir des résultats des essais de laboratoire, c'est-à-dire à partir de la cohésion et de l'angle de frottement (méthodes classiques, dites méthodes «  $c-f$  ») et les méthodes à partir des résultats des essais in situ.

#### A partir des essais de laboratoire méthode « $c-f$ »

Le calcul de la capacité portante des fondations superficielles à partir de  $c$  et  $f$  est probablement le problème le plus connu de la mécanique des sols contemporaine et tous les manuels du domaine y font largement référence. Pour la définition des paramètres de résistance au cisaillement  $c$  et  $f$ , à court terme (en contraintes totales) et à long terme (en contraintes effectives).



**Figure 3.9** Fondation filante encastrée

La capacité portante est donnée par la formule suivante :

$$q_u = \left( \frac{1}{2} \times s_y \times g_2 \times B \times N_g \right) + (s_q \times g_1 \times D \times N_q) + (s_c \times C \times N_c) \quad (3.1)$$

Les valeurs des  $N_g, N_q, N_c$  dépendent des hypothèses de calcul et peuvent varier suivant les auteurs.

$s_y = s_q = s_c = 1$  pour une semelle filante.

$D=0$  : pour une fondation de base en contact direct avec la surface du sol.

Pour une semelle de forme quelconque :

$$s_c = 1 + 0,2 \frac{B}{L} \quad (3.2)$$

$$s_y = 1 - 0,2 \frac{B}{L} \quad (3.3)$$

$$s_q = 1$$

$q_u$  : Contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface),

$g_1$  : Poids volumique du sol latéralement à la fondation,

$g_2$  : Poids volumique du sol sous la base de la fondation,

$C$  : Cohésion du sol sous la base de la fondation.

$D$  : Encastrement de la fondation.

## 3.6 Philosophies de conception des fondations

### 3.6.1 Méthode de contrainte admissible (utilisation de facteur de sécurité)

Le facteur de sécurité ( $F_s$ ) est de l'ordre de 2 à 3 au plus, il est utilisé pour s'assurer que les charges des fondations sont de manière significative moins que la résistance au cisaillement du sol de support et que les tassements ne sont pas excessifs.

La valeur relativement élevée du facteur singulier de la sécurité tient compte de :

- Incertitudes en conditions de charge et des variations défavorables de charge.
- Incertitudes en états de sol et en paramètres.
- Incertitudes dans les méthodes d'analyse.

### 3.6.2 Méthode d'état limite (utilisation du facteur partiel de sécurité)

Cette méthode vise à s'assurer que toutes les conditions d'exécution appropriées sont satisfaites dans toutes les circonstances imaginables :

Les exemples des états de limites incluent :

- Rupture par cisaillement.
- Rupture par glissement.
- Rupture par renversement.
- Tassement ou soulèvement excessifs.
- Rupture de la structure de l'élément de fondation.

Il convient de noter que la portance admissible des fondations superficielles est presque toujours commandée par des critères de tassement et très rarement par des critères de rupture par cisaillement. Cependant, en ce qui concerne la sécurité contre la rupture de cisaillement, la charge structurale permise sur une fondation est calculée par la méthode contrainte admissible.

Lors d'une étude préliminaire ou du contrôle d'un calcul, il est utile de connaître les ordres de grandeur de la capacité portante admissible pour des roches ou des sols types. Il y a une gamme des méthodes empiriques basées sur des résultats d'essai in situ (tableau 3-1).

Catégorie	Types des roches et des sols	Capacité portante admissible
Sols pulvérulents	Gravier dense ou sable et gravier dense	> 600 kN/m <sup>2</sup>
//	Gravier dense moyen, ou sable et gravier denses moyens	< 200 à 600 kN/m <sup>2</sup>
//	Gravier lâche, ou sable et gravier lâches	< 200 kN/m <sup>2</sup>
//	Sable compact	> 300 kN/m <sup>2</sup>
//	Sable dense moyen	100 à 300 kN/m <sup>2</sup>
//	Sable lâche	< 100 kN/m <sup>2</sup> dépendent dessus degré de relâchement
Sols cohérents	Argiles plus "bold"très raides et argiles dures	300 à 600 kN/m <sup>2</sup>
//	Argiles raides	150 à 300 kN/m <sup>2</sup>
//	Argiles et vases molles	< 75 kN/m <sup>2</sup>
//	Argile ferme	75 à 150 kN/m <sup>2</sup>

**Tableau 3.1** Résultats à partir d'essais in situ

### 3.7 Conclusion

Une fondation superficielle est une fondation dont l'encastrement  $D$  dans le sol n'excède pas quatre fois la largeur  $B$ . Le mécanisme de rupture et la distribution des contraintes sous la fondation dépendent généralement de la nature du sol. Plus le sol est compact et présente une bonne résistance au cisaillement, plus il aura de portance, et donc, plus la semelle aura des dimensions réduites.

Un projet de fondation superficielle correct doit répondre aux préoccupations suivantes :

La fondation doit exercer sur le sol des contraintes compatibles avec la résistance à la rupture de celui-ci, c'est le problème de la capacité portante.

Le tassement de la fondation doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble et pour empêcher l'apparition de fissures localisées qui rendraient l'ouvrage inutilisable.

# Chapitre 4

---

## Synthèse bibliographique sur la capacité portante des sols renforcés

---

### 4.1 Introduction

### 4.2 Etude expérimentale

### 4.3 Etude analytique

### 4.4 Etudes numériques

### 4.5 Conclusion

## 4.1 Introduction

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

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

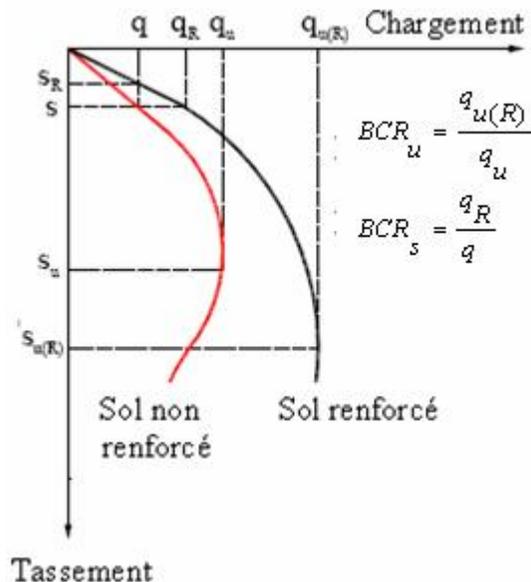
$BCR_u$  : Rapport de capacité portante par rapport à la charge ultime.

$BCR_s$ : Rapport de capacité portante correspondant à un tassement donné,  $s$ .

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

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

La figure 4.1 montre la nature générale des courbes chargement- tassement d'une fondation avec et sans renforcement



**Figure 4.1** Nature générale des courbes chargement- tassement avec et sans renforcement

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

Le nombre des nappes de renforcement : (N).

La distance entre la base de la fondation et la première nappe : (u).

La distance entre les nappes : (h).

La largeur des nappes : (b).

La longueur des nappes : (l).

La profondeur de renforcement : (d).

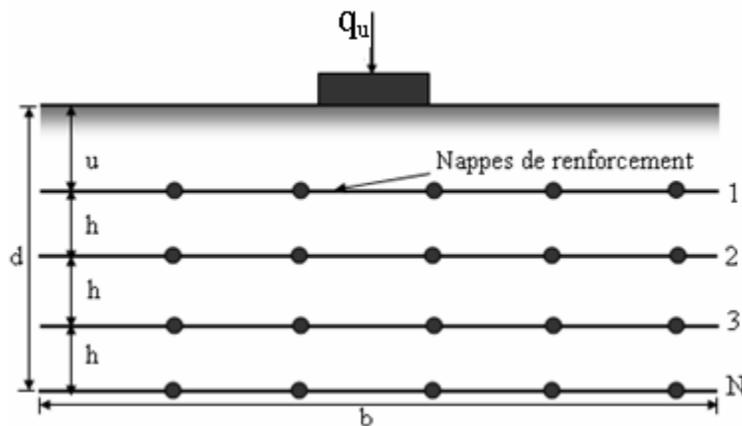
L'encastrement des fondations : ( $D_f$ ).

Le type de géogrilles.

Le type de sol.

La forme de la fondation.

La figure 4.2 indique les différents paramètres géométriques des sols renforcés.



**Figure 4.2** Différents paramètres géométriques des sols renforcés

## 4.2 Etude expérimentale

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; Gnanendran et Selvadurai, 2001; Shin et al., 2002; Michalowski et Shin, 2003, Bera et al., 2005 ; Qiming Chen, 2007).

### 4.2.1 Fondations reposant sur un sable renforcé par géogrilles

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

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

Omar et al (1993a) ont étudié l'influence du rapport B/L (largeur de la fondation sur sa longueur) sur le BCR pour un sable renforcé par géogrilles. Ils ont utilisé quatre modèles de fondation ayant les dimensions suivantes : 76,2 mm × 76,2 mm, 76,2 mm × 152,4 mm, 76,2 mm × 228,6 mm, et 76,2 mm × 304,8 mm qui correspondent respectivement à un rapport B/L de 1, 0,5, 0,33, et 0.0 (fondation filante). Une boîte carrée de 0,91 m de côté et d'une profondeur de

0,91 m a été utilisée pour les fondations rectangulaires. Les essais réalisés sur la fondation filante ont été conduits dans une boîte de 304,8 mm de largeur, 1,1m de longueur et d'une profondeur de 914 mm. Le sable utilisé dans ces essais a un coefficient d'uniformité ( $C_u$ ) égal à 1,53, un coefficient de courbure ( $C_c$ ) égal à 1,1 et un poids volumique sec égal à 17,14 KN/m<sup>3</sup> ( $D_r=70$  %) et un angle de frottement égal à 41°.

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

Pour une disposition optimale des éléments de renforcement :

$$\frac{d_{cr}}{B} = \begin{cases} 2 - 1.4 \left( \frac{B}{L} \right) & \left( 0 \leq \frac{B}{L} \leq 0.5 \right) \\ 1.43 - 0.26 \left( \frac{B}{L} \right) & \left( 0.5 \leq \frac{B}{L} \leq 1 \right) \end{cases} \quad (4.1)$$

$$\frac{b_{cr}}{B} = 8 - 3.5 \left( \frac{B}{L} \right)^{0.51} \quad (4.2)$$

$$\frac{l_{cr}}{B} = 3.5 \left( \frac{B}{L} \right) + \frac{L}{B} \quad (4.3)$$

Où :

$d_{cr}$  : profondeur critique de renforcement ;

$b_{cr}$  : largeur critique de renforcement ;

$l_{cr}$  : longueur critique de renforcement ;

Le BCR maximum obtenu dans leurs études varie entre 3 et 4.5 quand  $B/L$  varie entre 0,25 et 1.

Das et Omar (1994) ont étudié les effets de B (largeur de la fondation) sur la capacité portante des fondations reposant sur un sable renforcé par géogrilles. Six modèles différents de fondations filantes ayant des largeurs de 50,8 mm, 76,2 mm, 101,6 mm, 127 mm, 152,4 mm et 177,8 mm ont été utilisés dans ses essais. La longueur de toutes les fondations est égale à 304,8 mm. Les essais ont été conduits dans une boîte de 0,305 m de largeur, 1,96 m de longueur et d'une profondeur de 0,914 m. Le sable utilisé dans ces essais a un coefficient d'uniformité ( $C_u$ ) égal à 1,53, un coefficient de courbure ( $C_c$ ) égal à 1,1. Le sable a été versé dans la boîte avec différentes valeurs de la densité relative (55 %, 65 % et 75 %).

A partir de ces essais, ils ont observé que le rapport de tassement ( $s/B$ ) correspondant aux charges ultimes était à peu près de 6-8 % pour le sol non renforcé et 16-23 % pour le sol renforcé par géogrilles. Les résultats obtenus ont aussi montré que la valeur du BCR a augmenté de 2,5-4,1 à 3-5,4 avec la diminution de la densité relative. Omar a conclu que la valeur de BCR diminue de  $4.1 \approx 5.4$  à  $2.5 \approx 3$  quand la largeur de la fondation augmente, et reste constante (BCR= 2.5, 2.9 et 3 pour un sable renforcé avec  $D_r = 55$  %, 65 % et 75 % respectivement) quand la largeur des fondations (B) est égale ou supérieure à 130-140mm.

Yetimoglu et al (1994) ont étudié la capacité portante des fondations rectangulaires reposant sur un sable renforcé par géogrilles en utilisant des essais réalisés sur modèles réduits au laboratoire et des simulations numériques. Les essais réalisés sur modèles réduits ont été conduits dans une boîte métallique de 70 cm de largeur, 70 cm de longueur et d'une profondeur de 100 cm. Une plaque métallique rectangulaire de 127 mm de longueur, 101,5 mm de largeur et d'une épaisseur de 12,5 mm a été utilisée comme modèle de fondation. Le sable utilisé dans ces essais a un coefficient d'uniformité ( $C_u$ ) égal à 2,33, un coefficient de courbure ( $C_c$ ) égal à 0,76 et un poids volumique sec égal à  $17,16 \text{ KN/m}^3$  ( $D_r = 70-73$  %). L'angle de frottement obtenu au moyen de l'appareil de cisaillement direct était égal à  $40^\circ$ .

Les résultats ont indiqué que le rapport de tassement ( $s/B$ ) correspondant à la charge limite varie entre 0,03 et 0,05 pour les deux types de sol (non renforcé et renforcé par géogrilles) et le BCR varie entre 1,8 et 3,9. De ce fait, il semble que l'introduction des géogrilles n'a pas d'influence notable sur le tassement. Cette observation est différente de celle de Das et

Omar (1994). En se basant sur les résultats des essais réalisés sur modèles réduits et ceux des simulations numériques les constatations suivantes ont pu être avancées :

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

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

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

Les résultats ont montré 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. Cependant, l'amplitude du tassement requise pour cette augmentation est  $20\text{mm}$  ( $s/B = 5\%$ ). Les résultats ont aussi indiqué que l'effet maximal de renforcement correspondant à un tassement minimal peut être obtenu quand  $u/B = 0,25B$ . L'augmentation de la capacité portante est aussi liée à la densité relative du sable. Une grande valeur de tassement est requise pour mobiliser les nappes de renforcement dans le cas d'un sable lâche. Adams et Collin (1997) ont recommandé des recherches futures orientées vers : (1) la

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

Gabr, et al. (1998) ont utilisé des essais de chargement à la plaque avec instrumentation pour étudier la distribution des contraintes dans un sable renforcé par géogrilles. Ces essais ont été conduits dans une boîte métallique de 1,52m de largeur, 1,52m de longueur et d'une profondeur de 1,37 m. Une fondation de  $0,33 \times 0,33$  m a été utilisée. Le sol de la fondation est un sable de la rivière de Ohio ayant un coefficient d'uniformité ( $C_u$ ) égal à 8, un coefficient de courbure ( $C_c$ ) égal à 1. L'angle de frottement déterminé par l'essai triaxial est de  $38,6^\circ$ .

Les résultats obtenus ont montré une meilleure atténuation de la distribution des contraintes due à l'introduction des nappes de géogrilles. L'angle de distribution des contraintes ( $\alpha$ ) du sable renforcé a des valeurs élevées par rapport à celui du sable non renforcé. Ils ont aussi indiqué que l'angle de distribution des contraintes diminue quand la surface de la pression augmente ; mais le taux de la diminution pour le sable non renforcé est élevé par rapport à celui du sable renforcé.

Shin et al. (2002) ont étudié l'influence de l'encastrement de la fondation sur le BCR pour un sable renforcé par géogrilles. Les essais sur modèles ont été conduits dans une boîte métallique de 174 mm de largeur, 1000 mm de longueur et d'une profondeur de 600 mm. Un bois solide de 172mm de longueur, 67mm de largeur et d'une épaisseur de 77 mm a été utilisé comme modèle de fondation filante. Le sol de la fondation est un sable mal gradué ayant un coefficient d'uniformité ( $C_u$ ) égal à 1,51, un coefficient de courbure ( $C_c$ ) égal à 1,1 et une densité relative ( $D_r$ ) égale à 70 %. L'angle de frottement déterminé par l'essai à la boîte de cisaillement direct est égal à  $38^\circ$ . La distance entre la base de la fondation et la première nappe de renforcement ( $u$ ), la distance verticale entre les nappes de renforcement ( $h$ ) et la longueur des nappes ( $l$ ) ont été maintenues constantes respectivement selon les valeurs  $0,4B$ ,  $0,4B$  et  $6B$  pour l'ensemble des essais.

Les résultats des essais ont montré que l'influence de la profondeur de renforcement est à peu près égale à  $2B$ . Le BCR correspondant à la capacité portante ultime augmentait avec la profondeur d'encastrement de la semelle. Lorsque le rapport de la profondeur d'encastrement  $D_f/B$  est de 0, 0,3 et 0,6, le BCR ultime augmentait de 1,13 à 2, 1,25 à 2,5 et 1,38 à 2,65 quand le

nombre de lits de renforcement variait de 1 à 6. Les valeurs du BCR mesurées à un tassement  $s < 0,05B$  étaient inférieures à celles du tassement correspondant à la capacité portante  $BCR_u$ . Le BCR d'une fondation encastree est supérieur à celui d'une fondation en contact direct avec la surface du sol.

Bien que l'amplitude du rapport entre un BCR correspondant à un tassement inférieur à  $0,05B$  et le  $BCR_u$  diminue quand la profondeur d'encastrement augmente.

Qiming Chen (2007) a conduit des essais réalisés sur modèles réduits au laboratoire de recherche de l'ingénierie géotechnique [Geotechnical Engineering Research Laboratory (GERL)] en Amérique. Les essais réalisés sur modèles réduits ont été conduits dans une boîte métallique de 0,91m de largeur, 1,5m de longueur et d'une profondeur de 0,91m. Les modèles de fondations étaient une plaque métallique de 25,4mm avec les dimensions suivantes : 152×152mm et 152×254mm. Trois types de sols (sable, argile et pierre à chaux écrasés) et neuf types de renforcement (huit types de géogrilles et un seul type de géotextiles) ont été utilisés dans cette étude. Le sol a été placé et compacté à l'intérieur de la boîte métallique. L'épaisseur de chaque bande varie entre 25 et 102 mm selon l'espacement entre les nappes de renforcement.

Le but de ces essais est d'examiner l'influence des paramètres suivants sur l'augmentation de la capacité portante des sols renforcés:

- 1- Le nombre des nappes de renforcement : (N).
- 2- La distance entre la base de la fondation et la première nappe : (u).
- 3- La distance entre les nappes : (h).
- 4- L'encastrement des fondations : ( $D_f$ ).
- 5- Le type de sol.
- 6- Le type de renforcement
- 7- La forme de la fondation.

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

#### 4.2.2 Fondations reposant sur un sable renforcé par géotextiles

Guido et al. (1985) ont conduit des études expérimentales sur des fondations reposant sur un sable renforcé par géotextiles dans une boîte carrée de 1,22 m de côté et 0,92 m de profondeur. Une fondation carrée de 0,71m de côté a été utilisée dans les essais. Soixante dix essais ont été conduits. Vingt cinq essais ont été conduits sur un sable ayant un diamètre de particules moyen ( $D_{50}$ ) de 0,18mm, un diamètre efficace de  $D_{10}$  de 0,086mm et un coefficient d'uniformité  $C_u$  de 2,5 (cas 1). Quarante cinq ont été conduits sur un sable à granulométrie uniforme pour lequel  $D_{50}$  =0,15mm,  $D_{10}$  =0,086mm et  $C_u$  =1,9 (cas 2). Les essais sur les modèles pour le premier cas ont été conduits à un poids volumique sec de 14,80 KN/m<sup>3</sup>, ( $D_r$  =50%), ce correspond à un angle  $f = 35^0$  alors que les essais pour le deuxième cas ont été conduits à un poids volumique sec de 14,26 KN/m<sup>3</sup>, ( $D_r$ =50%), ce correspond à un angle  $f = 36^0$ .

Ils ont rapporté que le module de rupture passant de la rupture par cisaillement généralisé à la rupture par cisaillement localisé avec l'incorporation des éléments de renforcement.

Une certaine déformation de 0,0017B est requise pour mobiliser les géotextiles. Ils ont aussi rapporté que les distances ( $u$ ) et ( $h$ ) dépendaient l'une de l'autre et devraient être considérées ensemble. 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. Une valeur de  $l$  supérieure à 3B produit une augmentation négligeable dans la valeur de BCR pour deux nappes de géotextiles avec  $h=u= 0,25B$ . 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 géogrilles dans une boîte carrée de 1,22 m de côté et 0,92m 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 ( $C_u$ ) égal à 1,90, un coefficient de courbure ( $C_c$ ) égal à 1,23 et un poids volumique sec égal à 14,39

$\text{kN/m}^3$  ( $D_r = 55\%$ ) et un angle de frottement  $f$  égale à  $37^\circ$ . Les géogrilles et les géotextiles utilisés dans leurs essais sont respectivement de type Tensar SS1 et Du Pont Typar 3401. L'angle de frottement sol-géotextile déterminé à partir d'un essai de cisaillement direct était égal à  $0,985 f$  pour une densité relative de 55%.

Guido et al. (1986) ont montré que le BCR diminue quand ( $u$ ) augmente, mais l'augmentation de BCR devient faible quand ( $u$ ) est supérieur à  $1B$ . Ils ont aussi indiqué qu'en diminuant la distance ( $h$ ) le BCR augmente et que cette augmentation est faible quand la longueur des nappes ( $l$ ) est supérieure à 2 et 3 respectivement pour les géogrilles et les géotextiles ; pour un nombre de nappe égal à deux et  $u=h=0,25B$ . Guido et al ont constaté que les géogrilles sont plus performantes que les géotextiles et le  $\text{BCR}_s$  des géogrilles est généralement de 10 % supérieur à celui des géotextiles. Le BCR obtenu pour le cas du sable renforcé par géotextiles varie entre 1,25 et 2,8.

### 4.2.3 Fondations reposant sur un sable renforcé par d'autres matériaux

Binquet et Lee (1975a) ont conduit une série d'essais réalisés sur modèles réduits ceci 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. Le sable utilisé dans ces essais a un coefficient d'uniformité ( $C_u$ ) égal à 1,50, un coefficient de courbature ( $C_c$ ) égal à 10,75 et un poids volumique sec égal à  $15 \text{ kN/m}^3$ . L'angle de frottement étant égal à  $35^\circ$ . Des feuilles d'aluminium de 13 mm de largeur placées le long de la boîte avec une densité linéaire égale à 42,5 %, une résistance à la traction égale à  $0,57 \text{ kN/m}$  et un espacement vertical égal à 25mm ont été utilisées comme matériau de renforcement.

Les résultats présentés par Binquet et Lee (1975a) ont indiqué que le BCR varie entre 2 et 4. Ils ont rapporté 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 une distance entre la base de la fondation et la première feuille ( $u$ ) doit être égale à 25 mm ( $u/B = 0,3$ ) l'amélioration de la capacité portante est maximale.

Akinmusuru et Akinbolade (1981) ont conduit des essais expérimentaux dans le but d'étudier l'effet de l'espacement vertical, l'espacement horizontal, 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. Le sable utilisé dans ces essais a une granulométrie étalée avec  $D_{60} = 0,43$  mm et  $D_{10} = 0,14$  mm, un poids volumique sec égal à  $17 \text{ kN/m}^3$  et un angle de frottement égal à  $38^\circ$ . 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  $d = 1,75B$ . L'influence de l'espacement vertical était en quelque sorte similaire à celle de l'espacement horizontal.

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. Leurs essais ont été effectués dans une boîte rectangulaire de 0,56 m de largeur, une hauteur de 0,36 m et d'une longueur de 1,22 m. 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 sol utilisé dans ces essais a un diamètre moyen  $D_{50}$  de 0,4 mm, un coefficient d'uniformité  $C_u$  égal à 1,5 et un coefficient de courbure  $C_c$  égal à 0,75. L'angle de frottement du sol est égal à  $36^\circ$  et un poids volumique égal à  $1470 \text{ kg/m}^3$ . 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 ( $h/B = 0,33$ ).

Les résultats des essais ont indiqué que l'amélioration de la capacité portante dépend du tassement. Fragaszy et Lawton (1985) ont utilisé deux essais: la capacité portante a été calculée à  $s/B = 0,04$  et  $0,10$ . Le rapport de tassement  $s/B$  est défini ici comme le tassement ( $s$ ) à la largeur de la fondation ( $B$ ). À un rapport de tassement de  $0,04$ , le BCR augmente de  $1,2$  à  $1,5$  avec l'augmentation de la densité du sol de  $1,490 \text{ kg/m}^3$  à  $1,590 \text{ kg/m}^3$ , alors que pour  $s/B = 0,10$  le BCR reste presque constant ( $1,6-1,7$ ). Fragaszy et Lawton (1985) ont également prouvé que le BCR augmente de  $1,25$  à  $1,7$  avec l'augmentation de la longueur du renforcement de  $3$  à  $7 B$ ; au-delà l'amélioration est négligeable.

Huang et Tatsuoka (1990) ont conduit une étude sur la capacité portante des sables renforcés. Leurs essais ont été effectués dans une boîte de  $183 \text{ cm}$  de longueur,  $40 \text{ cm}$  de largeur et  $74 \text{ cm}$  de hauteur. Le sable utilisé dans ces essais est le sable de Toyoura ayant un diamètre de particule moyen  $D_{50}$  de  $0,16 \text{ mm}$  et un coefficient d'uniformité  $C_u$  égal à  $1,46$ . Cinq groupes d'essais ont été effectués dans leur étude. Dans le premier groupe d'essai, les nappes de renforcement ont une longueur de  $l$  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.

Les résultats de leurs essais ont indiqué que la capacité portante pourrait être augmentée même avec des barres de renforcement courtes ( $l$  égal à  $B$ ). Pour des fondations superficielles reposant sur un sable renforcé jusqu'à une profondeur ( $d$ ) inférieure à  $0,9B$  et avec un rapport de couverture ( $CR$ ) égal à  $18\%$ , la capacité portante est semblable à celle des fondations reposant sur un sable non renforcé avec un encastrement de  $D$  égal à ( $d$ ). 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.

#### 4.2.4 Principaux résultats d'essais réalisés sur modèles réduits

Pour la majorité des recherches effectuées jusqu'à présent, les paramètres géométriques considérés sont les suivants :  $u/B$ ,  $h/B$ ,  $l/B$ ,  $b/B$  et  $d/B$ .

##### Variation de $u/B$

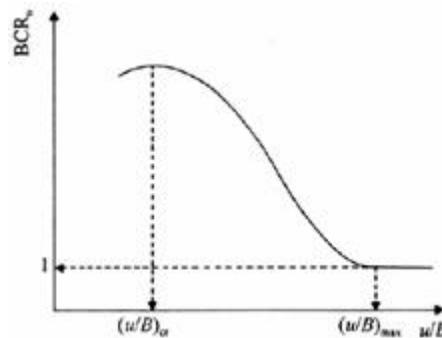
Plusieurs résultats ont été obtenus par Akinmusuru et Akinbolande (1981), Guido et al (1987), et Yetimogler et al (1994), concernant le rapport de la capacité portante pour des fondations à échelle réduite supportées par un sable renforcé par plusieurs nappes de géogrilles.

Ces résultats ont permis de déduire que :

$$(u/B)_{\max} \approx 0,9 - 1$$

$$(u/B)_{cr} \approx 0,25 - 0,5$$

Pour un type de sol donné et de fondation (avec  $b/B$ ,  $h/B$  et  $d/B$  constants), la nature générale de la variation de la capacité portante avec  $u/B$  est illustrée sur la figure 4.3.



**Figure 4.3** Nature générale de la variation de  $u/B$

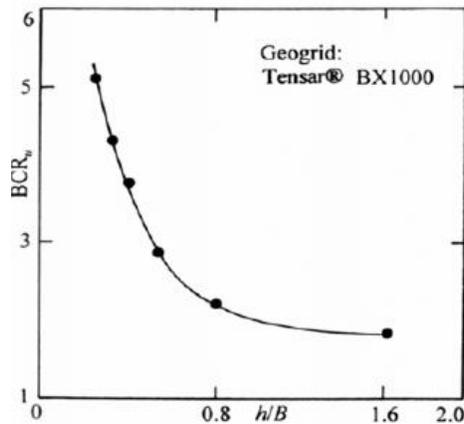
D'après la figure 4.3 on remarque que :

- pour  $(u/B)_{cr} \leq (u/B) \leq (u/B)_{\max}$ , le rapport de capacité portante diminue progressivement jusqu'à une valeur égale à un.
- pour  $(u/B) \geq (u/B)_{\max}$  la capacité portante reste constante, avec une valeur égale à un.

### Variation de $h/B$

Jusqu'à présent peu de résultats d'essais sur modèles réduits ont été publiés concernant l'effet de  $h/b$  sur  $BCR_u$ . La figure 4.4 montre les résultats d'essais sur modèles réduits réalisés par Shin et Das, (1999) pour évaluer l'effet de  $h/B$  sur  $BCR_u$

D'après ces résultats, la valeur de  $h/B$  est située dans l'intervalle 0,25 et 0,4. Au delà la valeur de  $BCR_u$  chute au-dessous de 3 approximativement et tend ensuite à se stabiliser.



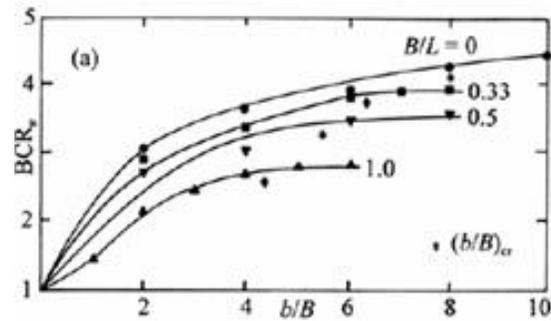
**Figure 4.4** Variation  $BCR_u$  en fonction de  $h/B$

### Variation de $b/B$

Les résultats obtenus par différents auteurs concernant les fondations filantes peuvent être résumés comme suit :

- $(b/B)_{cr} = 3$  d'après Guido et al (1985).
- $(b/B)_{cr} = 7$  d'après Fragaszg et al (1983).
- $(b/B)_{cr} \geq 6$  d'après Mandal et Manjunath (1990).
- $(b/B)_{cr} = 8$  d'après Omar et al (1993).

L'allure des courbes obtenues par Omar et al (1993), pour différentes valeurs de  $B/L$ , donnant la variation de  $BCR_u$  en fonction de  $b/B$  est donnée dans la figure 4.5.  $B/L = 0$  correspond à une fondation filante.



**Figure 4.5** Variation  $BCR_u$  en fonction de  $b/B$

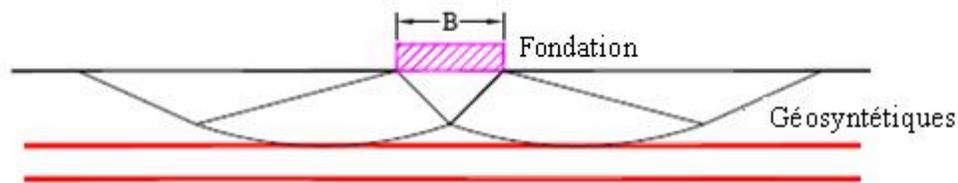
	Guido et al. (1986)	Khing et al. (1993)	Omar et al. (1993b)	Yetimoglu et al. (1994)	Das et al. (1996)	Guido et al. (1986)	Binquet et Lee (1975a)	Hang et Tatsuoka (1990)	Qiming Chen (2007)
Type de fondation	carrée	filante	filante	rectangulaire	filante	carrée	filante	filante	rectangulaire
Type de renforcement	géogrille	géogrille	géogrille	géogrille	géogrille	géotextile	Feuilles En aluminium	phosphor bronze	géogrille
$(u/B)_{opt}$	-	-	-	0,25-0,3	0,3	-	0,3	-	0,33
$(h/B)_{opt}$	-	-	-	0,2-0,4	-	-	-	-	0,33
$(d/B)_{cr}$	1	2,25	2	1,5	2	1	2	-	1,25
$(b/B)_{cr}$	2	6	8	4,5	8	3	-	2	4-6

**Tableau 4.1** Valeurs critiques des paramètres géométriques d'après différents chercheurs

### 4.3 Etude analytique

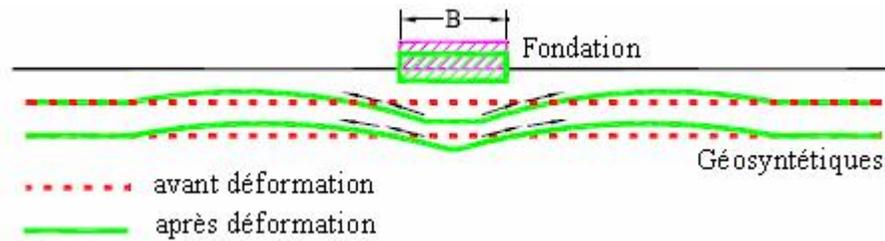
Comparée au nombre d'études expérimentales, l'analyse théorique de la capacité portante des fondations reposant sur un sol renforcé est relativement rare. Les mécanismes de rupture des sols renforcés proposés dans la littérature peuvent être classés par catégorie comme suit:

(1) Frontière rigide (figure 4.6): 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 autres, 1993; Omar et autres, 1993b; Ghosh et autres, 2005) ont ensuite confirmé cette constatation.



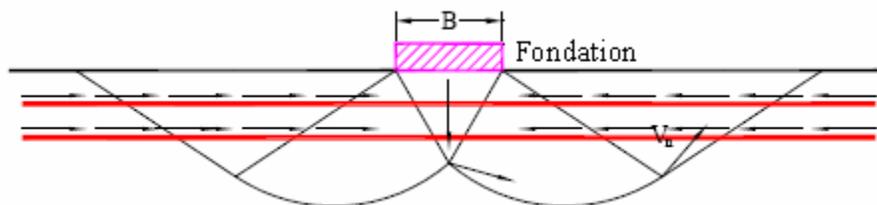
**Figure 4.6** Frontière rigide

(2) Effet de membrane (figure 4.7): Avec la charge appliquée, le sol situé au-dessous de la fondation tasse ; les nappes de renforcement sont déformées et tendues. Dues à leur rigidité, les nappes de renforcement se courbent, de ce fait, une force dirigée vers le haut se 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 que ces dernières ne subissent pas 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.



**Figure 4.7** Effet de membrane

3) Effet de confinement (effet latéral de contrainte) (figure 4.8): 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 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.



**Figure 4.8** Effet de confinement

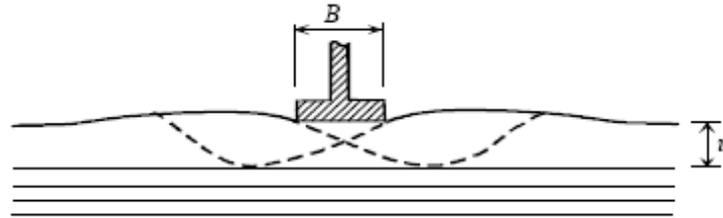
### 4.3.1 Méthode de Binquet et Lee

S'étant basés sur les résultats et les observations d'essais réalisés sur modèles réduits au laboratoire, 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:

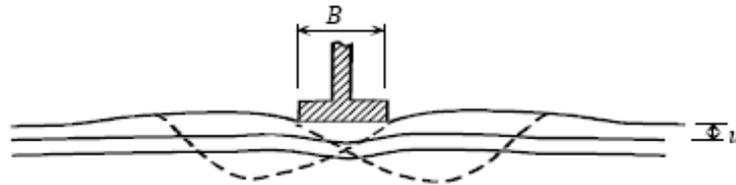
(1) Rupture par cisaillement au-dessus de la première nappe de renforcement qui est susceptible de se produire quand la distance entre la première nappe et la base de la fondation ( $u$ ) est supérieure à  $2B/3$  (figure 4.9.a).

(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 où la longueur des nappes de renforcement est très courte (figure 4.9.b).

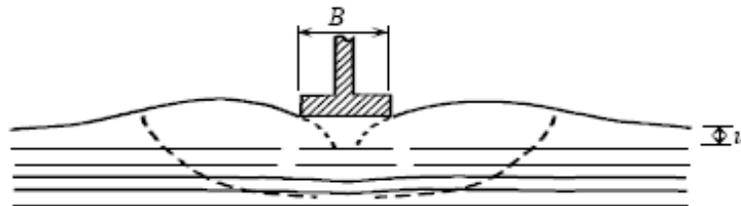
(3) Rupture par traction (rupture des barres) qui se produit probablement quand la distance entre la première nappe et la base de la fondation ( $u$ ) est inférieure à  $2B/3$ , le nombre de nappes de renforcement étant égal ou supérieur à 4 et avec de longues nappes de renforcement (figure 4.9.c).



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.



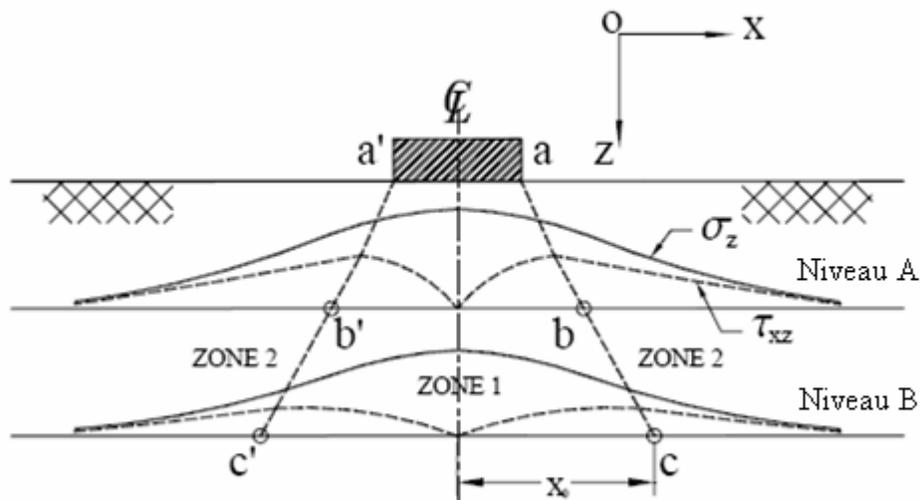
c)  $u/B < 2/3$ , longues nappes et  $N > 4$ : Rupture par traction les nappes de renforcement supérieures se cassent.

**Figure 4.9** Les trois mécanismes possibles de rupture des sols renforcés  
(D'après Binquet et Lee, 1975b)

En considérant les ruptures par extraction et par traction, Binquet et Lee (1975b) ont proposé une méthode de conception des fondations filantes reposant sur des sables renforcés.

Selon la méthode de Binquet et Lee, les distributions des contraintes dans le sol sont représentées sur la figure 4.10.

Il est supposé que la zone (1), immédiatement au-dessous de la fondation tasse avec la fondation lors de l'application de la charge. De chaque côté de la zone (1) c'est-à-dire dans la zone (2), le sol est poussé vers l'extérieur et vers le haut. Les points a, c, a' et c' qui définissent les lignes de limites entre les zones (1) et (2) peuvent être obtenus en reliant les points de différentes profondeurs dans le sol pour lesquelles l'effort de cisaillement  $t_{xz}$  est maximum.



**Figure 4.10** Distribution des contraintes au-dessous d'une fondation filante reposant sur un sol renforcé (D'après Binquet et Lee, 1975b)

Après déformation, Binquet et Lee ont montré que le renforcement aux points définissant les lignes de limites entre la zone (1) et (2) prend la forme représentée sur la figure 4.11.b.

L'équilibre des forces sur l'élément ABCD, dans le cas du sol non renforcé (Figure 4.11.a), peut s'écrire comme suit :

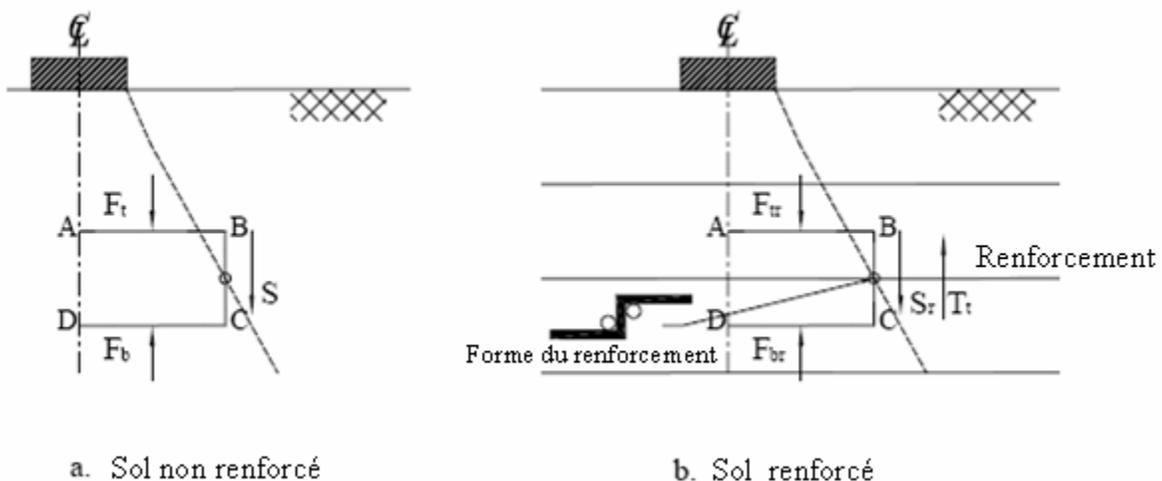
$$F_t - F_b - S = 0 \quad (4.4)$$

Où :  $F_t$  et  $F_b$  sont les forces normales verticales agissant respectivement sur la face supérieure et inférieure de l'élément ABCD,  $S$  est la force de cisaillement agissant sur le côté de l'élément.

L'équilibre des forces sur l'élément A B C D, dans le cas du sol renforcé (Figure 4.11.b), peut s'écrire comme suit :

$$F_{tr} - F_{br} - S_r - T_t = 0 \quad (4.5)$$

Où :  $F_{tr}$  et  $F_{br}$  sont les forces normales verticales agissant respectivement sur la face supérieure et inférieure de l'élément A B C D,  $S$  est la force de cisaillement agissant sur le côté de l'élément et  $T_t$  la force de traction développée dans les nappes de renforcement.



**Figure 4.11** Composantes des forces dans le sol non renforcé et renforcé  
(D' après Binquet et Lee, 1975b)

Pour le même tassement ( $F_b = F_{br}$ )

$$T_t = F_{br} - F_t - S_r + S \quad (4.6)$$

En utilisant la théorie de Boussinesq, Binquet et Lee (1975b) ont déduit une relation qui donne la force de traction  $T_t$  développée dans les nappes de renforcement à toute profondeur  $z$

$$T_t(z, N) = \frac{1}{N} \left[ J \left( \frac{z}{B} \right) B - I \left( \frac{z}{B} \right) h \right] q_0 \left( \frac{q_r}{q_0} - 1 \right) \quad (4.7)$$

Où :

$z$  : est la profondeur de renforcement;

$N$  : est le nombre de nappes de renforcement;

$h$  : est l'espacement vertical entre les nappes de renforcement;

$B$  : est la largeur de la fondation;

$q_0$  : est la capacité portante du sol non renforcé;

$q_r$  : est la capacité portante du sol renforcé;

$I$  et  $J$  : sont des facteurs de forces sans unité et peuvent être calculés comme suit:

$$J \left( \frac{z}{B} \right) = \frac{\int_0^{x_0} s_z \left( \frac{z}{B} \right) dx}{q_r B} \quad I \left( \frac{z}{B} \right) = \frac{t_{xz \max} \left( \frac{z}{B} \right)}{q_r} \quad (4.8)$$

Où :

$X_0$  : est la distance du point pour lequel  $t_{xz}$  est maximale;

$s_z$  : est la contrainte verticale à la profondeur  $z$ ;

$t_{xz \max}$  : est la contrainte de cisaillement maximale à la profondeur  $z$ .

Ils ont également exprimé la résistance à la traction admissible  $R_y$  et la résistance à l'extraction  $T_f$  de renforcement comme suit :

$$R_y = \frac{wN_R t f_y}{FS_y} \quad (4.9)$$

$$T_f(z) = 2f.LDR \left[ M \left( \frac{z}{B} \right) B q_0 \left( \frac{q_R}{q_0} \right) + y(L_0 - X_0)(z + D) \right] \quad (4.10)$$

Où :

$w$  : est la largeur des barres ;

$t$  : est l'épaisseur des barres ;

$N_R$  : est le nombre de barres, le produit de  $w$  et  $N_R$  s'appelle densité linéaire de renforcement (LDR),

$f_y$  : est la résistance à la rupture du matériau constituant les nappes ;

$FS_y$  : est le facteur de sécurité à la rupture du matériau constituant les barres vis-à-vis de l'extraction;

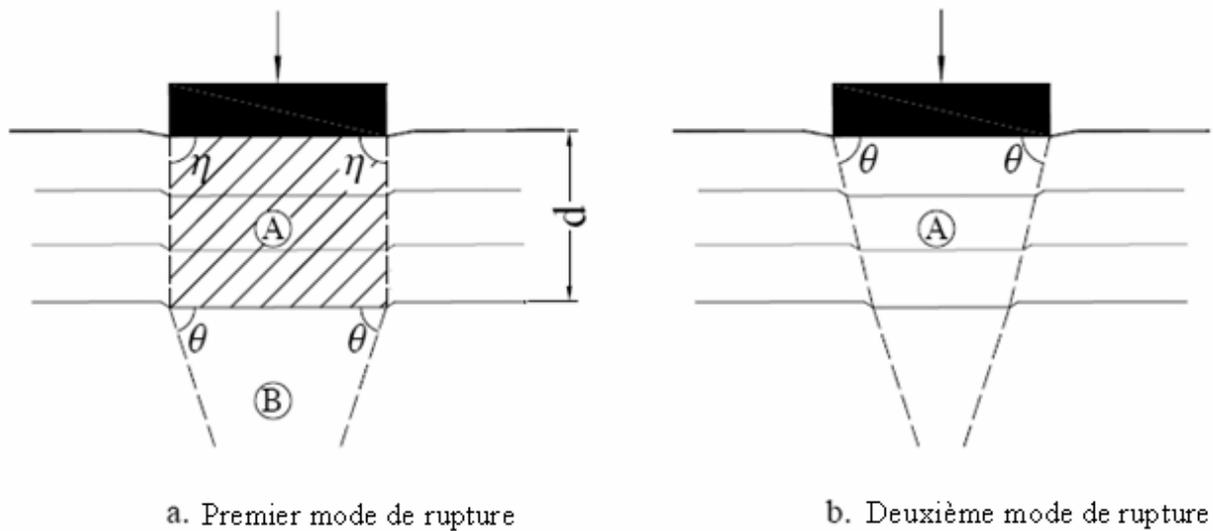
$F$  : est le coefficient du frottement exprimé comme  $(\tan f_f / FS_f)$

$f_f$  est l'angle de frottement à l'interface sol-renforcement ;

$M$  : est un facteur de force sans unité.

### 4.3.2 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 Tatsu (1990) ont décrit deux modes possibles de rupture: (1) Une rupture locale dans la zone non renforcée sous la zone renforcée (figure 4.12.a), et (2) Une rupture locale au sein de la zone renforcée (figure 4.12.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. Ils ont également proposé une méthode simple pour prévoir l'augmentation de la capacité portante ( $\Delta q$ ) des fondations filantes sur sol renforcé.

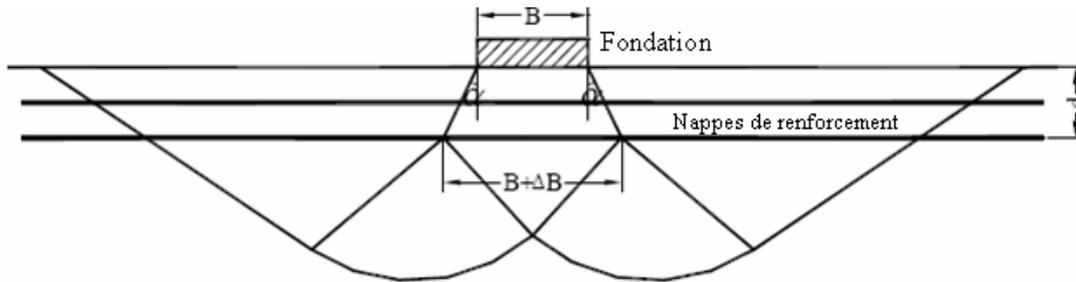


**Figure 4.12** Les deux modes possibles de rupture des sables renforcés  
(D'après Huang et Tatsuoka, 1990)

### 4.3.3 Méthode de Huang et Menq

Huang et Menq (1997) ont étudié un sol renforcé en se basant sur les mécanismes de rupture proposés par Schlosser et al (1983) comme indiqué sur la figure 4.13. Selon ce mécanisme de rupture, deux effets de renforcement (effet de semelle et large dalle) contribuent à l'augmentation de la capacité portante.

Le concept de base de ce mécanisme de rupture est que la capacité portante d'une fondation (largeur:  $B$ ) reposant sur un sol renforcé est équivalente à celle d'une fondation plus large (largeur:  $B + \Delta B$ ) reposant sur un sol non renforcé avec un encastrement égal à  $(d)$  (profondeur totale de renforcement).



**Figure 4.13** Mécanisme de rupture des sols renforcés  
(D'après Huang et Menq, 1997)

Pour le sol non renforcé

$$q_{u(D_f=0)} = h \times g \times B \times N_g \quad (4.11)$$

Pour le sol renforcé

$$q_{u(R)} = q_{u(D_f=d)} = h \times g \times (B + \Delta B) \times N_g + g \times d \times N_q \quad (4.12)$$

Où :

$q_{u(D_f=0)}$  : Capacité portante du sol non renforcé ;

$q_{u(R)}$  : Capacité portante du sol renforcé ;

$h$  : Coefficient dépendant de la forme de la fondation ;

$D_f$  : Encastrement de la fondation ;

$g$  : Poids volumique du sol ;

$B$  : Largeur de la fondation ;

$N_g$  et  $N_q$  : Facteurs de la capacité portante ;

$d$  : Profondeur totale de renforcement ;

$\Delta B$  : Augmentation de la largeur de la fondation due à l'introduction des nappes de renforcement ;

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

$a$  : 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.

$$\tan a = 0,680 - 2,071h/B + 0,743CR + 0,3l/B + 0,076N \quad (4.13)$$

Où :

$h$  : l'espacement vertical entre les nappes de renforcement ;

$l$  : longueur des nappes de renforcement ;

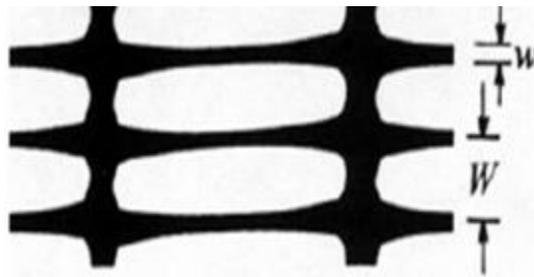
$N$  : nombre de nappes de renforcement ;

$CR$  : rapport de couverture.

$$CR = \frac{w}{W} \quad (4.14)$$

$w$  : Largeur de la bande de renforcement.

$W$  : Distance horizontale entre axes des bandes.



**Figure 4.14** Dimensions de la géogrille

#### 4.3.4 Méthode de Wayne et al

Wayne et al (1998) ont suggéré quatre modes possibles de rupture pour les fondations reposant sur des sols renforcés comme représenté sur la figure 4.15. 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 4.15.a). Ce genre 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 4.15.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 4.15.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. La capacité portante du sol renforcé peut alors être calculée par les formules classiques de la capacité portante présentées par différents chercheurs tels que Vesic (1973).

La rupture par poinçonnement à travers la zone renforcée (figure 4.15.d) se produit généralement avec un emplacement des nappes approprié. Pour ce type de rupture, le sol renforcé a été considéré comme un système de deux couches (une couche de sol résistante surmontant une couche de sol faible) par Wayne et al (1998). La formule de Meyerhof et Hanna a été ainsi modifiée pour prendre en compte la contribution du renforcement à l'augmentation de la capacité portante comme montré dans l'équation 4.15.

$$q_{u(R)} = q_b + 2c_t(B+L)\frac{d}{BL} + g_t H^2 \left[ 1 + 2\frac{D_f}{d} \right] K_s (B+L)\frac{\tan f_t}{BL} + 2(B+L)\frac{T}{BL} - g_t d \quad (4.15)$$

Où :

$q_b$  : Capacité portante du sol au-dessous de la zone renforcée;

$c_t$  : Cohésion du sol de la couche supérieure;

$g_t$  : Poids volumique du sol de la couche supérieure;

$d$  : Epaisseur de la couche supérieure;

$B$  : Largeur de la fondation;

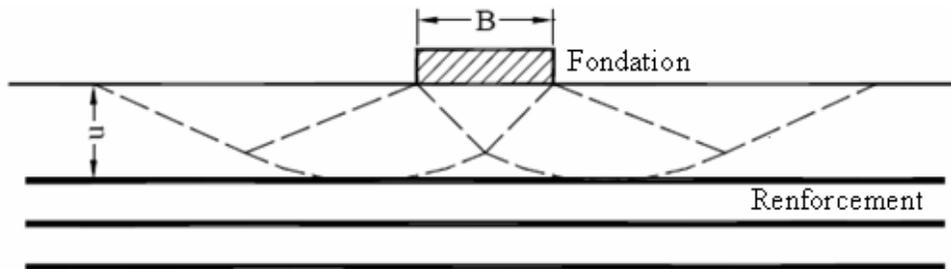
$L$  : Longueur de la fondation;

$D_f$  : Encastrement de la fondation;

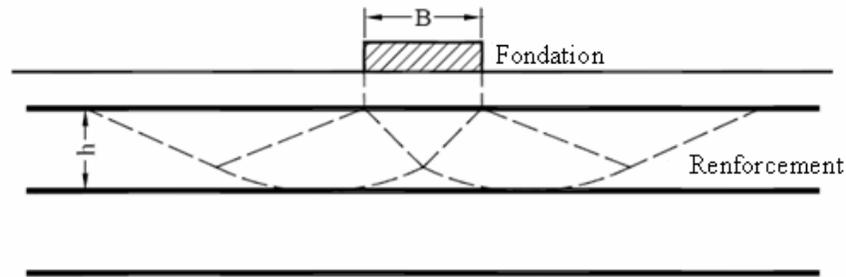
$f_t$  : Angle de frottement de sol de la couche supérieure;

$K_s$  : Coefficient de poinçonnement de la couche supérieure qui est en fonction de l'angle de frottement.

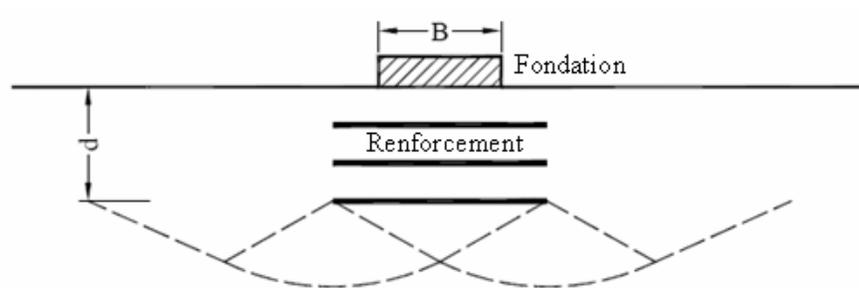
$T$  : force de soulèvement ou force restrictive des éléments de renforcement.



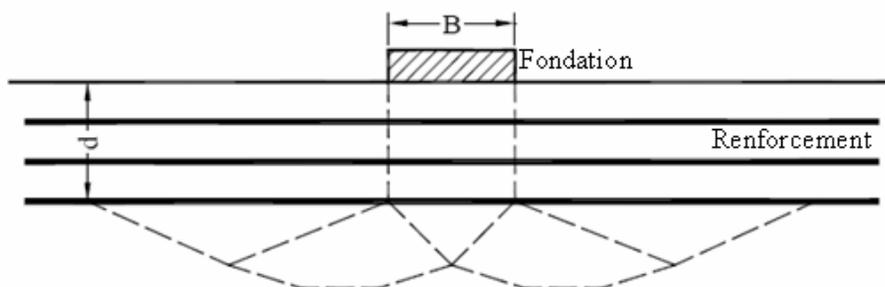
(a) Rupture au-dessus des nappes de renforcement.



(b) Rupture entre les nappes de renforcement.



(c) Rupture le long de la zone renforcée.



(d) Rupture à travers la zone renforcée.

**Figure 4.15** Modes possibles de rupture des sols renforcés  
(D'après Wayne et al, 1998)

### 4.3.5 Méthode de Michalowski

Michalowski (2004) a conduit des analyses de stabilité des sols renforcés. Deux modes de rupture ont été considérés dans cette étude, rupture par extraction et rupture par traction. En appliquant le principe de superposition dans ses analyses, Michalowski (2004) a suggéré les formules suivantes pour calculer la capacité portante des fondations filantes reposant sur un sol renforcé par des nappes de géosynthétiques.

(i) *Pour une rupture par traction*

$$p = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}gBN_g + K_r M_r' \quad (4.16)$$

Où :  $K_r = \frac{T_t}{h}$ ,  $M_r' = (1 + \sin f)e^{\left(\frac{p+f}{2}\right)\tan f}$ ,  $T_t$  est la résistance à la traction du renforcement,  $h$  est la distance verticale entre les nappes de renforcement.

(ii) *Pour une rupture par extraction*

#### 1. Une seule nappe de renforcement

$$p = \frac{1}{1 - m\frac{u}{B}M_p} \left[ c(N_c + f_c M_c) + q(N_q + mM_q) + gB \left( \frac{1}{2}N_g + m\frac{d}{B}M_g \right) \right] \quad (4.17)$$

Où :  $N_c = (N_q - 1)\cot f$ ,  $N_q = \tan^2\left(\frac{p}{4} + \frac{f}{2}\right)e^{p \tan f}$ ,  $N_g = e^{0,66+5,11 \tan f} \tan f$

$M_c, M_q, M_g$  et  $M_p$  : sont des coefficients de la capacité portante dus au renforcement ;

$m$  : est le coefficient de frottement à l'interface sol-renforcement,

$u$  : est la profondeur du renforcement,

$B$  : est la largeur de la fondation,

$c$  et  $f$  : sont respectivement la cohésion et l'angle interne de frottement du sol,

$q$  : est la surcharge ,

$\gamma$  : est le poids volumique du sol,

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

## 2. Plusieurs nappes de renforcement

$$p = \frac{1}{1 - mM_p \sum_{i=1}^n \frac{d_i}{B}} \left[ c(N_c + nf_c M_c) + q(N_q + nmM_q) + gB \left( \frac{1}{2} N_g + mM_g \sum_{i=1}^n \frac{d_i}{B} \right) \right] \quad (4.18)$$

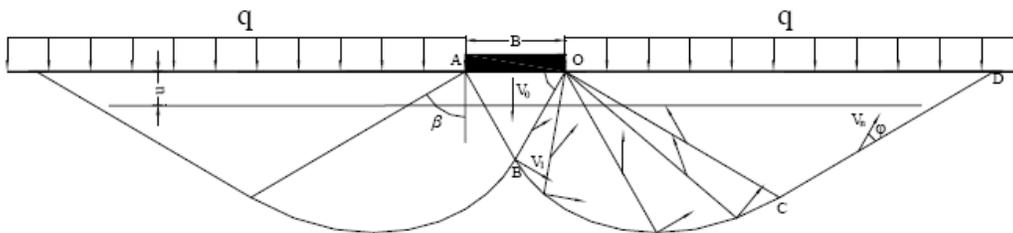
Où :

$n$  : est le nombre de nappes;

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

$h$  : est la distance verticale entre les nappes de renforcement.

Les résultats numériques obtenus par Michalowski (2004) ont montré que l'emplacement des nappes de renforcement au-dessus des points B et C sur la figure 4.16 mobilise au maximum ces dernières. Les expressions des coefficients de la capacité portante pour de tels cas ont été données approximativement par Michalowski (2004) tableau 4.4.



**Figure 4-16** Mécanisme de rupture des sols renforcés  
(D'après Michalowski, 2004).

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

**Tableau 4.2** Coefficients de la capacité portante dus au renforcement (Michalowski, 2004).

#### 4.4 Etudes numériques

L'analyse numérique est un outil mathématique puissant qui nous permet de résoudre les problèmes complexes de technologie. La méthode des éléments finis est parmi les méthodes les plus connues et les plus utilisées dans la modélisation numérique.

La méthode des éléments finis consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réels de la structure en tant qu'objet continu.

La méthode des éléments finis est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées. Elle a été largement utilisée dans plusieurs applications liées au génie civil que ce soit pour la recherche ou le calcul pratique des ouvrages. Parmi ces applications on peut citer l'analyse numérique des problèmes de fondations reposant sur les sols renforcés

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, la méthode des éléments finis devient complexe par rapport à la simulation des sols non renforcés. Dans le passé, plusieurs travaux de recherche ont été conduits pour simuler les sols renforcés. Des analyses par éléments finis pour étudier le comportement des sols renforcés peuvent être trouvées dans la littérature (par exemple, Yetimoglu et al, 1994; Kurian et al, 1997; Yamamoto et Otani, 2002; Maharaj, 2002). Les modèles numériques des sols renforcés présentés par plusieurs chercheurs peuvent être classés en deux groupes:

**Le premier groupe** de modèles considère que le renforcement et le sol sont deux composants séparés (par exemple, Yetimoglu et al, 1994; Kurian et al, 1997; Maharaj, 2002). Dans ces études, le renforcement a été considéré comme un matériau élastique linéaire. Les modèles de sol utilisés par ces chercheurs incluent le modèle de Duncan-Chang (Kurian et al, 1997), le modèle de Drucker-Prager (Maharaj, 2002) et le modèle hyperbolique modifié de Duncan (Yetimoglu et al, 1994).

**Le deuxième groupe** de modèles considère les sols renforcés comme des matériaux équivalents homogènes et continus (par exemple, Yamamoto et Otani, 2002).

Kurian et al (1997) ont étudié le tassement d'une fondation reposant sur un sable renforcé en utilisant une simulation par éléments finis en 3 dimensions. Les résultats de la simulation numérique ont été comparés avec les résultats d'essais réalisés sur modèles réduits. Un élément de 8 noeuds a été utilisé pour discrétiser le sol, l'élément d'interface développé sur la base de l'élément de Goodman a été utilisé dans la simulation. Le comportement du sable a été modélisé par le modèle de Duncan-Chang, alors que la fondation et les nappes de renforcement ont été considérées comme matériaux linéaires élastiques. Le sable utilisé dans leur étude a un coefficient d'uniformité égal à 1,34 et un coefficient de Poisson égal à 0,3. L'angle de frottement déterminé par l'essai triaxial étant de  $38^{\circ}$ .

Kurian et al (1997) ont rapporté qu'il y a une diminution considérable de tassement de sable renforcé sous des charges plus élevées par rapport à celui du sable non renforcé. Les résultats numériques ont également indiqué qu'une petite augmentation du tassement s'est produite pour le sable renforcé au début du chargement. Une explication possible à ce phénomène donnée par Kurian et al (1997) est que la charge normale est très petite pour mobiliser assez de frottement entre le sol et les nappes de renforcement. Le déplacement relatif entre le sol et les nappes de renforcement augmente quand la charge augmente et diminue avec l'augmentation de la profondeur de renforcement. L'effort maximum du cisaillement à l'interface sol-renforcement s'est produit à une distance relative ( $x/B$ ) environ de 0,5 du centre de la fondation. L'effort de traction développé dans les nappes de renforcement est maximum au centre de la fondation puis diminue graduellement en allant vers les extrémités des nappes de renforcement.

Maharaj (2002) a étudié l'influence de la distance entre la première nappe et la base de la fondation ( $u$ ), la distance verticale entre les nappes de renforcement ( $h$ ), la largeur des nappes de renforcement ( $b$ ) et le nombre de nappes du renforcement ( $N$ ) sur le tassement des fondations filantes reposant sur une argile renforcée en utilisant une simulation bidimensionnelle non-linéaire par éléments finis. La fondation et le sol ont été discrétisés avec des éléments

isoparamétriques de quatre noeuds tandis que les nappes de renforcement ont été discrétisés avec des éléments isoparamétriques unidimensionnels de quatre noeuds. Le critère de Drucker-Prager a été utilisé pour modéliser l'argile alors que la fondation et les nappes de renforcement ont été considérées comme matériaux linéaires élastiques. L'argile utilisée a un coefficient de Poisson égal à 0,45, un module d'élasticité égale à 13000 kN/m<sup>2</sup>, une cohésion égale à 10,84 kN/m<sup>2</sup> et un angle de frottement égal à 0°. La rigidité des nappes de renforcement varie de 500 kN/m à 20000 kN/m.

En se basant sur l'étude numérique, les résultats suivants ont été rapportés par Maharaj (2002): (1) dans le cas d'une seule nappe de renforcement, le rapport ( $u/B$ ) est égal à peu près 0,125, (2) le rapport ( $l/B$ ) est approximativement égal à 2,0, (3) la profondeur de renforcement dépend de la rigidité axiale des nappes de renforcement, et (4) l'augmentation de la rigidité axiale des géosynthétiques entraîne une diminution du tassement de la fondation.

Yamamoto et Otani (2002) ont étudié la capacité portante et les mécanismes de rupture des matériaux granulaires renforcés en utilisant une simulation par éléments finis. Dans leur analyse, le sol renforcé a été considéré comme un matériau composite. Le modèle de Drucker-Prager a été utilisé pour modéliser ce dernier. La cohésion et l'angle de frottement du sol sont respectivement 0,49 kN/m<sup>2</sup> et 25°.

Leur étude numérique a indiqué qu'au même rapport de tassement ( $s/B$ ) la surface de l'écoulement plastique pour le sol renforcé est plus large et plus profonde que celle du sol non renforcé. Par conséquent, la capacité portante du sol renforcé a été améliorée. Le domaine de l'écoulement plastique devient plus large quand la longueur des nappes du renforcement augmente. Le même phénomène a été obtenu concernant la distribution des contraintes.

## 4.5 Conclusion

Comparée au nombre d'études expérimentales et analytiques, l'étude numérique (quelque soit la méthode soit par éléments finis ou différences finis) de la capacité portante des fondations reposant sur un sol renforcé est très rare.

# Chapitre 5

---

## Présentation de l'outil de simulation numérique

---

### 5.1 Introduction

### 5.2 Bref aperçu de la méthode des éléments finis

### 5.3 Présentation de PLAXIS

### 5.4 Conclusion

## 5.1 Introduction

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques de la résistance des matériaux, l'ingénieur a recours aux méthodes qui lui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes. Conditionnée par les progrès effectués dans le domaine informatique et les acquis des mathématiques dans la théorie de l'énergie, des méthodes de projection et les méthodes d'approximation, la méthode des éléments finis est devenue éventuellement la plus performante des numériques vu son grand champ d'application où elle est utilisée dans de nombreux secteurs de l'industrie : aérospatiale, nucléaire, Génie Civil, constructions navales, mécanique, électronique, ...etc. (IMBE 79).

## 5.2 Bref aperçu de la méthode des éléments finis

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

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

### 5.2.1 Bref historique

L'histoire de La méthode des éléments finis a commencé en 1819, quand Navier définit une méthode d'étude des systèmes hyperstatiques basés sur l'application des conditions d'équilibre et de compatibilité, puis Maxwell en 1864 et Castigliano en 1878 établissent d'une façon complète les théorèmes de l'énergie. Au début de 20<sup>ème</sup> siècle, des résultats fondamentaux dans le domaine des méthodes d'approximation en ont établi les bases en effectuant une discrétisation spatiale du domaine tout en utilisant les méthodes d'approximation variationnelles. En 1955, Argyris présente une méthode unifiée des méthodes de déplacements et des forces, l'année suivante Turner et Clough publient une présentation systématique de la méthode des déplacements. Ces deux publications sont particulièrement importantes et présentent véritablement le début de la MEF comme technique de calcul des structures complexes.

### 5.2.2 Concept de base

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réels de la structure en tant qu'objet continu.

La MEF est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées. Elle nécessite un grand nombre de calculs qui, cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique.

### 5.2.3 Calcul par la MEF

La méthode des éléments finis est théoriquement, la plus satisfaisante puisqu'elle permet la modélisation des problèmes géotechniques complexes.

▼ **Elle nécessite :**

1. La définition de la géométrie du problème, pour que les frontières de calcul n'influencent pas sur les résultats.
2. Le choix d'une loi de comportement du sol, de type Mohr-Coulomb, Duncan ... etc.

3. Les caractéristiques des ouvrages et des éléments d'interface pour introduire l'interaction sol-structures et les conditions hydrauliques.
4. Les caractéristiques des boutons et des tirants d'ancrage.
5. L'état initial des contraintes et des pressions interstitielles.

**✓ Elle permet**

1. d'effectuer les calculs d'écoulement ;
2. de simuler toutes phases de travaux ;
3. de prendre en compte les variations des caractéristiques : des ouvrages ; des couches de terrain et de lits de boutons ou de tirants ;
4. de calculer un Coefficient de sécurité.

**✓ Les sorties fournissent**

**Pour les ouvrages :**

1. Les déplacements des ouvrages,
2. les sollicitations internes des ouvrages,
3. les efforts dans les boutons ou tirants.

**Et pour le sol :**

4. les déplacements du sol,
5. les déformations du sol,
6. les contraintes totales et effectives dans le sol,
7. les pressions interstitielles,
8. de calculer un coefficient de sécurité.

## 5.3 Présentation de PLAXIS

### 5.3.1 Introduction

PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows.

L'utilisation de PLAXIS consiste en quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output, Curves) :

**a) Le programme d'entrée de données (Input)**



Le programme contient tout ce qui est nécessaire pour créer et modifier un modèle géométrique, pour générer le maillage d'éléments finis correspondant et pour générer les conditions initiales.

**b) Le programme de calcul (Calculations)**



Ce programme contient tous les éléments pour définir et amorcer un calcul par la méthode des éléments finis. Au début du programme de calcul, l'utilisateur doit choisir le projet pour lequel les calculs vont être définis.

**c) Le programme de résultats (Output)**



Ce programme contient tous les éléments qui permettent de voir les résultats des données générées et des calculs d'éléments finis. Au début du programme de résultats, l'utilisateur doit choisir le modèle et la phase de calcul appropriée ou le numéro du pas pour lequel les résultats seront affichés.

**d) Le programme courbes (Curves)**



Ce programme contient tout le nécessaire pour générer des courbes charges-déplacements, des chemins de contrainte et des courbes contraintes-déformations.

### 5.3.2 Les modèles de comportement utilisés dans PLAXIS

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis. Dans ce schéma, la modélisation par élément finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel du sol. Deux difficultés majeures ont empêché la réalisation complète de ce schéma : d'une part les lois de comportement qui décrivent bien le comportement des sols sont complexes et demandent, pour la détermination des paramètres qu'elles contiennent, des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie. La validation des lois de comportement a fait l'objet, dans les années 80 de plusieurs ateliers pour comparer les réponses des différents modèles sur différents chemins de sollicitation. La seconde difficulté a été l'intégration de ces lois de comportement dans des codes par éléments finis, bi ou tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels actuellement, avec des lois sophistiquées. Le coût de ces calculs est généralement important [BOU1, 04].

Pour traiter un problème de soutènement (paroi moulée, palplanche, ... etc.), il est tout à fait adapté de considérer le sol comme élastoplastique et le modèle de Mohr-Coulomb sera bien adapté dans ce cas. Mais pour traiter un remblai sur sols mous, avec chargement par étapes et consolidation, il faut tenir compte de l'écroutissement. Le matériau se consolide et il est plus adapté d'utiliser le Soft Soil Model qui prend en compte cette évolution du matériau. Pour un calcul d'écoulement, il suffit de prendre un matériau élastique, mais on peut avoir à coupler écoulement et déformation ; dans ce cas un modèle élastoplastique peut être justifié.

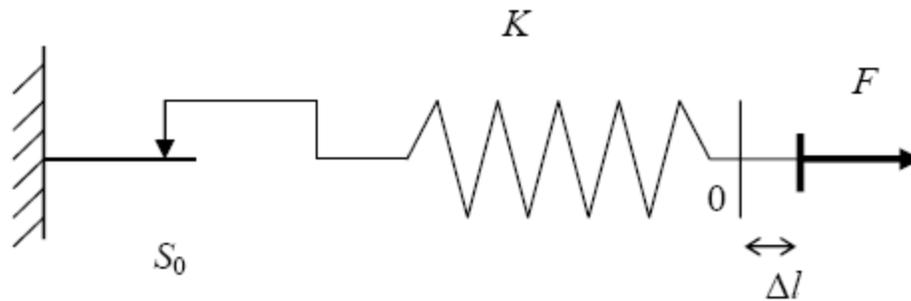
Les règles d'or dans le domaine de la simulation du comportement d'un ouvrage sont :

- Quel est le comportement principal à modéliser ?
- Utiliser un modèle qui décrive ce comportement ;
- Interpréter les résultats, notamment en fonction des paramètres de la modélisation.

En ce sens, la modélisation numérique ne fournit sous une autre forme que les données du problème posé.

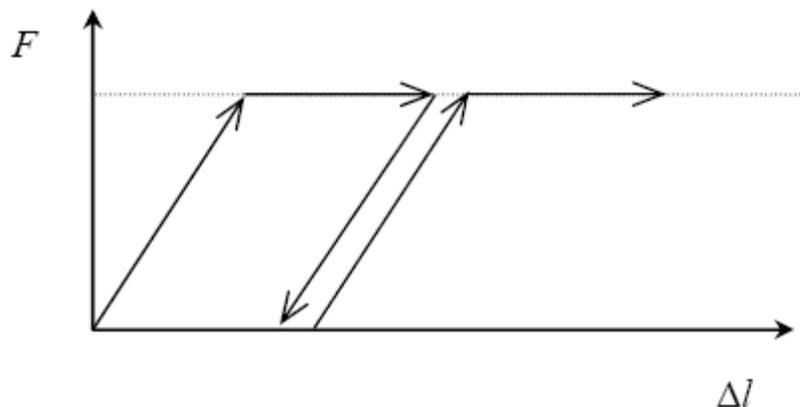
### 5.3.2.1 Comportement élastoplastique

Le comportement élastoplastique peut être représenté par un modèle monodimensionnel, en série un ressort de raideur  $K$ , pour symboliser l'élasticité du matériau, à un patin de seuil  $S_0$  (figure 5.1).



**Figure 5.1** Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique

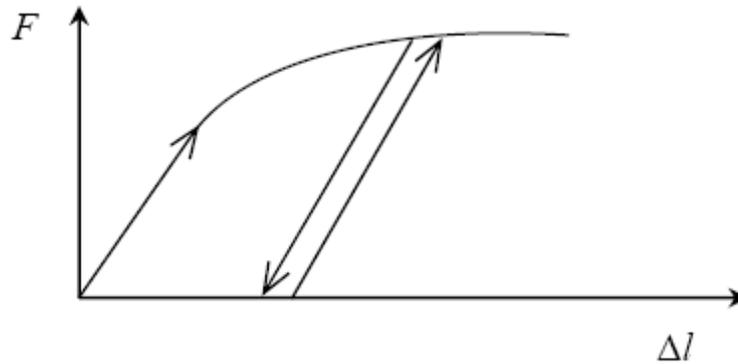
La courbe effort-déplacement ou contrainte-déformation que l'on trouve est présentée sur la figure 5.2.



**Figure 5.2** Représentation du comportement élastique parfaitement plastique

Lors d'une décharge, le comportement est élastique et réversible. La longueur de la déformation plastique est a priori indéterminée.

Le type de comportement représenté par les figures 5.1 et 5.2 est un comportement élastique-plastique sans écrouissage. La figure 5.3 représente un comportement élastique-plastique avec écrouissage [BRI3, 03].



**Figure 5.3** Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage

### 5.3.2.2 Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique linéaire utilisé dans PLAXIS est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement  $G$  et le coefficient de Poisson  $\nu$ . l'avantage de  $G$  est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ( $G_u = G'$ ), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module d'Young non drainé est supérieur au module d'Young drainé. Il aurait pu sembler logique, si  $G$  est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser  $K$  comme second paramètre. D'une part  $K_u$  est infini (correspondant à  $\nu_u = 0.5$ ) et il est moins courant d'emploi.  $G$  est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques [BRI2, 03].

La relation entre le module d'Young  $E$  et les autres modules sont données par les équations :

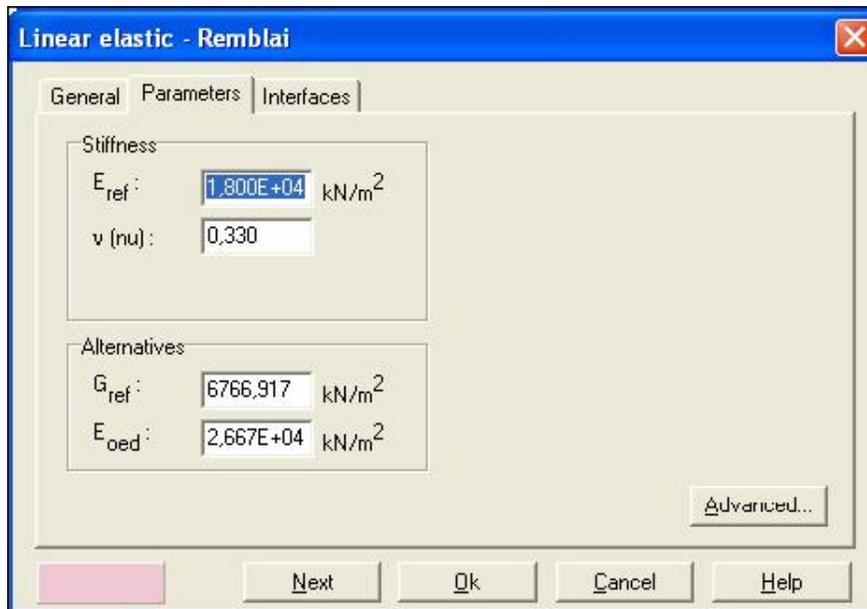
$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (5.1)$$

$$K = \frac{E}{3(1+\nu)} \quad (5.2)$$

$$E_{oed} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \quad (5.3)$$

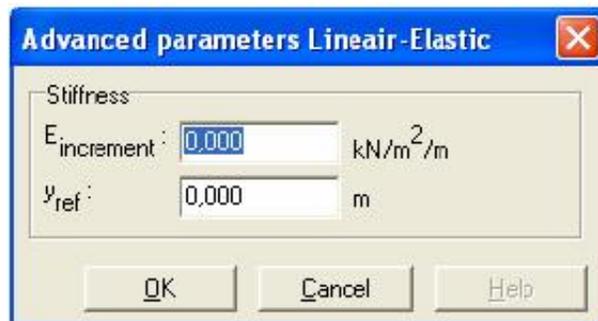
Le modèle élastique linéaire de PLAXIS peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches.

Les paramètres de ce modèle sont représentés sur la figure 5.4 :



**Figure 5.4** Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire

Et les paramètres avancés sur la figure 5.5 :



**Figure 5.5** Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire

Les paramètres avancés sont reliés par l'équation :

$$E_{oed} = E_{ref} + (y_{ref} - y)E_{encrement} \quad \text{Avec} \quad y < y_{ref} . \quad (5.4)$$

$E_{encrement}$  : Augmentation de la rigidité

$y_{ref}$  : Unité de profondeur

### 5.3.2.3 Modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs.

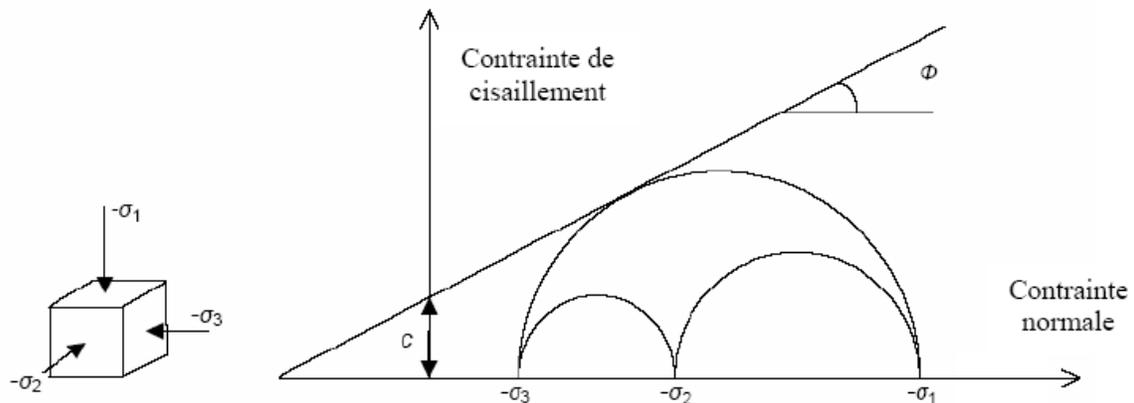
Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par l'équation suivante :

$$t = s_n \tan \phi + c \quad (5.6)$$

Où :

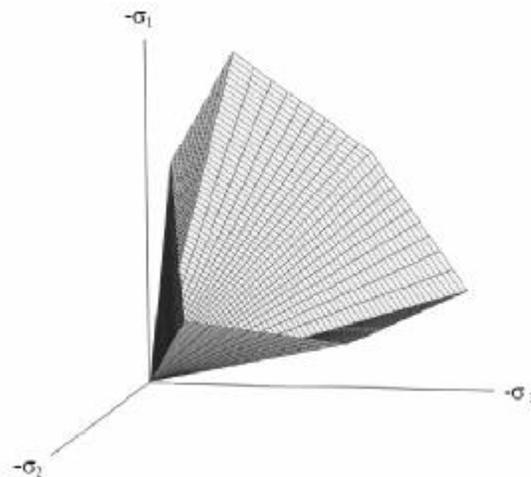
$\sigma_n$  et  $\tau$  sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement ;

$c$  et  $\phi$  sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (figure 5.6).



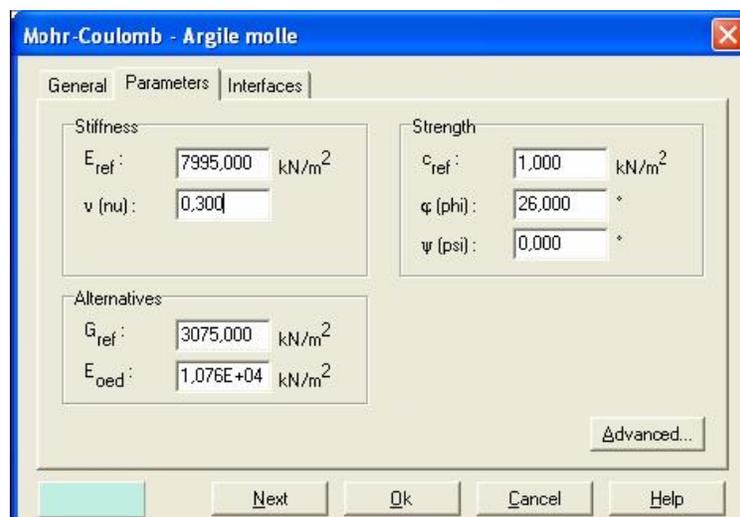
**Figure 5.6** Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice (figure 5.7) sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.



**Figure 5.7** Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour  $c = 0$

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres (figure 5.8). Les deux premiers sont  $E$  et  $\nu$  (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont  $c$  et  $j$ . Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

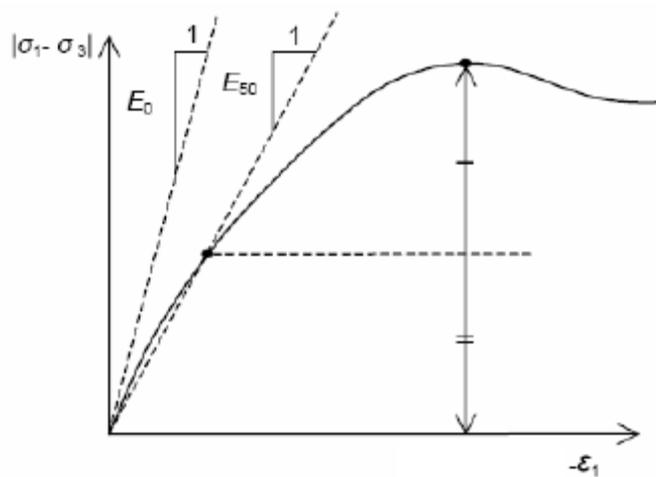


**Figure 5.8** Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb

### a) Module d'Young

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il paraît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine.

Il est conseillé de prendre un module moyen, par exemple celui correspondant à un niveau de 50 % du déviateur de rupture (figure 5.9).



**Figure 5.9** Définition du module d'Young à 50 % de la rupture

Dans la boîte des paramètres avancés, on peut aussi rentrer un gradient donnant la variation du module avec la profondeur.

### b) Coefficient de Poisson

Il est conseillé de prendre une valeur allant de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure  $K_0$  ou chargement gravitaire). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0,5 sans que cette valeur soit utilisable.

### c) Angle de frottement

PLAXIS ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement de pic soit l'angle de frottement de palier. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à  $35^\circ$  peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Il peut être avisé de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement, quitte à les augmenter par la suite. Cette valeur de  $35^\circ$  est compatible avec les angles de frottement  $j_{cv}$  (à volume constant, au palier).

On peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb (figure 2.6).

### d) Cohésion

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottants, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques. Pour les analyses en non drainé avec  $j_u = 0$ , PLAXIS offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisée avec le paramètre c-depth. Une valeur nulle donne une cohésion constante.

### e) Angle de dilatance

Le dernier paramètre est l'angle de dilatance noté  $\psi$  ; c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle suivante :

$$y = f - 30^\circ \quad \text{Pour} \quad f > 30^\circ \quad (5.7)$$

$$y = 0^\circ \quad \text{Pour} \quad f < 30^\circ \quad (5.8)$$

Le cas où  $\phi < 0^\circ$  correspond à des sables très lâches.

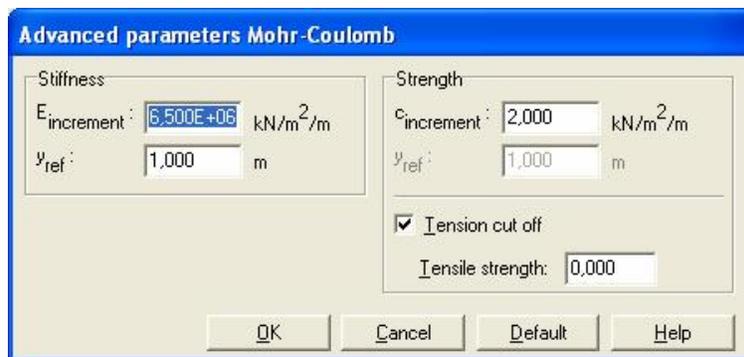
La valeur  $\phi = 0^\circ$  correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faible ou moyenne sous contraintes assez fortes.

#### f) Les contraintes de traction

La pyramide de Mohr-Coulomb permet des contraintes de traction (figure 5.7). Celles-ci sont souvent peu réalistes pour les sols et il est possible de couper ces contraintes de traction (*tension cut-off*) ou de les diminuer (*Tensile strength*).

#### g) Les paramètres avancés

Pour tenir compte des variations avec la profondeur, on utilise les paramètres avancés (figure 5.10).



**Figure 5.10** Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb

### 5.3.2.4 Modèle de sol avec écroissage (*Hardening Soil Model*)

Le modèle HSM a pour objet d'améliorer le modèle de Mohr-Coulomb sur différents points, il s'agit essentiellement :

- de prendre en compte l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente : les courbes œdométriques en contrainte-déformation ne sont pas des droites ;

- de prendre en compte l'évolution non linéaire du module lorsque le module de cisaillement augmente : le module  $E_{50}$  n'est pas réaliste : il y a une courbure des courbes effort-déformation avant d'atteindre la plasticité ;

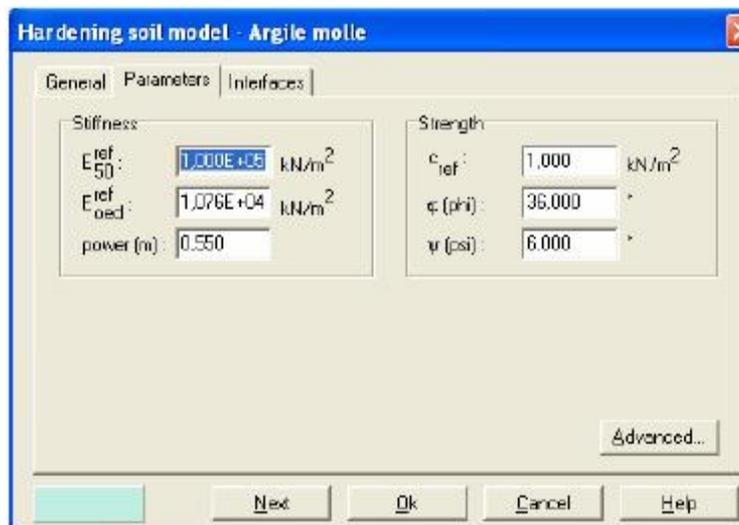
- de distinguer entre une charge et une décharge ;

- de tenir compte de la dilatance qui n'est pas indéfinie.

On pourrait dire que ce modèle est un dérivé du modèle hyperbolique de Duncan-Chang car il en reprend, et améliorant, les formulations hyperboliques des courbes effort-déformation.

#### a) Les paramètres du HSM

Les paramètres du HSM sont représentés sur la figure 5.11 :



**Figure 5.11** Fenêtre des paramètres du Hardening Soil Model

Paramètres de Mohr Coulomb :

$c$	: Cohésion ;	$[KN / m^2]$
$f$	: Angle de frottement ;	$[0]$
$y$	: Angle de dilatance.	$[0]$

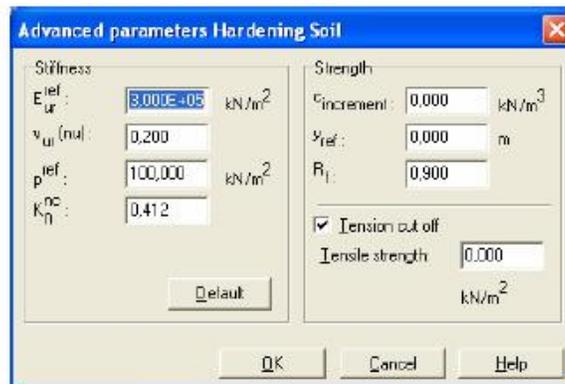
Paramètres de rigidités

$E_{50}^{ref}$	: Module sécant dans un essai triaxial ;	$[KN / m^2]$
$E_{oed}^{ref}$	: Module tangent dans un essai oedométrique ;	$[KN / m^2]$
$m$	: Puissance (environ 0,58 pour les sables)	

Paramètres avancés :

$E_{ur}^{ref}$	: Module en décharge (par défaut $E_{ur}^{ref} = 3 \text{ à } 4 E_{50}^{ref}$ )	$[KN / m^2]$
$n_{ur}$	: Coefficient de Poisson en charge décharge (par défaut $n_{ur} = 0,2$ )	$[-]$
$P^{ref}$	: Contraintes de référence ( $P^{ref} = 100$ )	$[KN / m^2]$
$K_0^{NC}$	: $K_0$ -consolidation (par défaut $K_0^{NC} = 1 - \sin f$ )	$[-]$
$c_{increment}$	: Cf. modèle de Mohr-Coulomb (par défaut $c_{increment} = 0$ )	$[KN / m^3]$
$y_{ref}$	: Unité de profondeur	$[m]$
$R_f$	: Coefficient à la rupture $q_f / q_a$ (par défaut $R_f = 0,9$ )	$[-]$
$s_{tension}$	: Résistance à la traction (par défaut $s_{tension} = 0$ )	$[KN / m^2]$

Les paramètres avancés sont représentés sur la figure 5.12 :



**Figure 5.12** Fenêtre des paramètres avancés du Hardening Soil Model

### b) Courbes effort-déformation

Une idée fondamentale pour la formulation du HSM est le rapport hyperbolique entre la contrainte verticale,  $\varepsilon_1$ , et l'effort deviatoric,  $q$ , dans le chargement à trois axes primaire. Ici les essais triaxiaux drainés standards tendent aux courbes de rendement qui peuvent être décrites par :

$$-e = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a} \quad \text{Pour} \quad q < q_f \quad (5.9)$$

$$\text{Avec : } q_f = \left( c \cos j - s_3' \right) \frac{2 \sin j}{1 - \sin j} \quad \text{et} \quad q = q_f / R_f$$

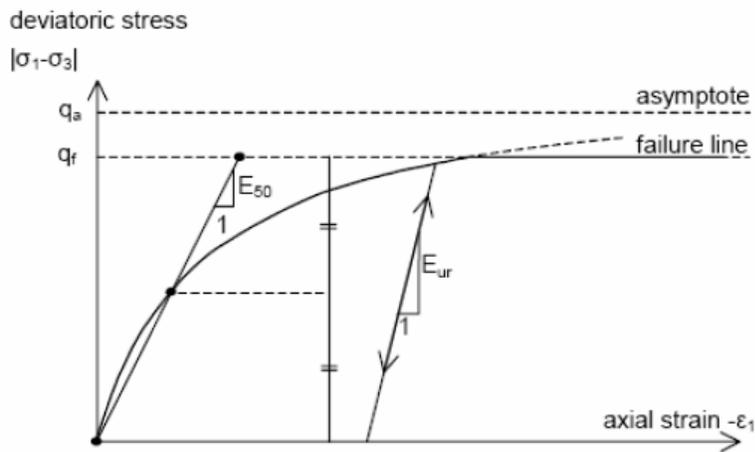
$q_a$  : valeur asymptotique de la résistance au cisaillement. Le paramètre  $R_f$  est analogue à celui introduit par Duncan.

### c) Les modules

Le module sécant dans un essai triaxial est déterminé par la formule :

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left( \frac{s_3'}{P^{ref}} \right) \quad \text{Avec} \quad P^{ref} = 100 \text{KN} / \text{m}^2 \quad (5.10)$$

La figure 5.13 redonne ces définitions :

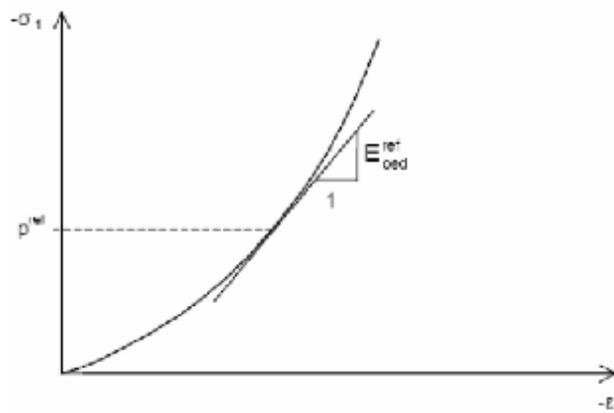


**Figure 5.13** Représentation du HSM dans le repère contrainte-déformation

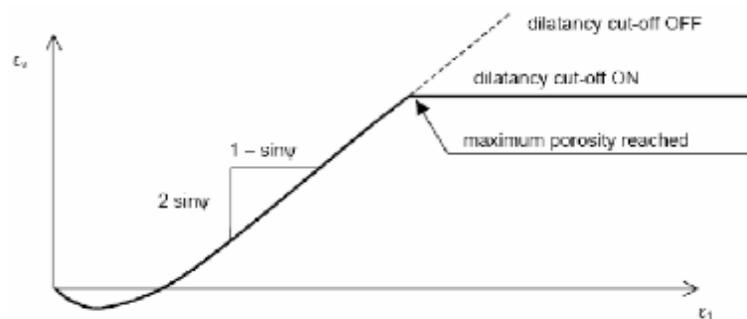
Le module oedométrique tangent est donné par :

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left( \frac{S_1}{P^{ref}} \right)^m \quad (5.11)$$

La définition du module oedométrique tangent est donnée sur la figure 5.14 et celle de la dilatance (éventuellement) sur la figure 5.15.



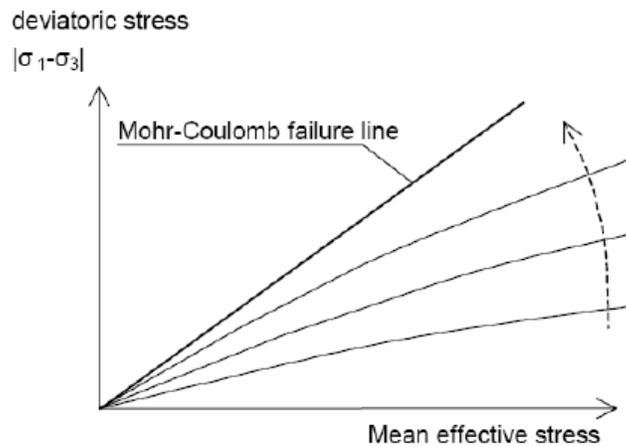
**Figure 5.14** Définition du module oedométrique tangent



**Figure 5.15** Définition de l'angle de dilatance

**d) Surface de charge**

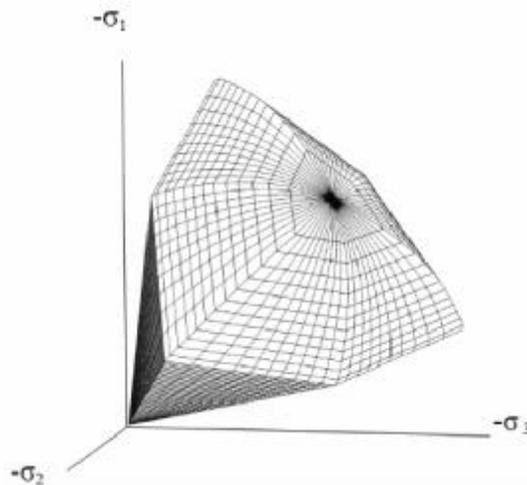
En fonction du paramètre d'écroissage, on obtient alors dans le plan q-p la forme des surfaces de charge (figure 5.16).



**Figure 5.16** Forme des surfaces de charge du HSM

**e) Surface de rupture**

La surface de rupture est présentée sur la figure 5.17 pour un sol non cohérent.



**Figure 5.17** Surface de rupture pour le HSM cas d'un sol non cohérent

### 5.3.2.5 Modèle pour sols mous (Soft Soil Model)

Ce modèle (SSM) est un modèle dérivé du Cam-Clay. Historiquement le modèle Cam-Clay a été développé à Cambridge dans les années 60 par Roscoe, Schofield et al. L'idée de base de ce modèle est de prendre en compte l'effet d'écroutissage que provoque sur les argiles la pression moyenne. Sous l'effet d'une pression moyenne, la teneur en eau diminue et l'argile devient plus résistante.

#### a) Les paramètres de compressibilité :

Les deux paramètres  $C_c$  et  $C_s$  décrivent le comportement oedométrique ou isotrope observé dans des essais de laboratoires : ce seront les deux paramètres de base réglant la position des lignes de consolidation vierge ou des lignes de gonflement. L'axe des contraintes est tracé en logarithme naturel, ce qui conduit à modifier la définition de  $C_c$  et  $C_s$  en  $\lambda$  et  $\kappa$ . Dans ce cas, l'axe des ordonnées est l'indice des vides. Il peut être judicieux de remplacer l'indice des vides par la déformation volumique (identique à la déformation axiale dans l'essai oedométrique).

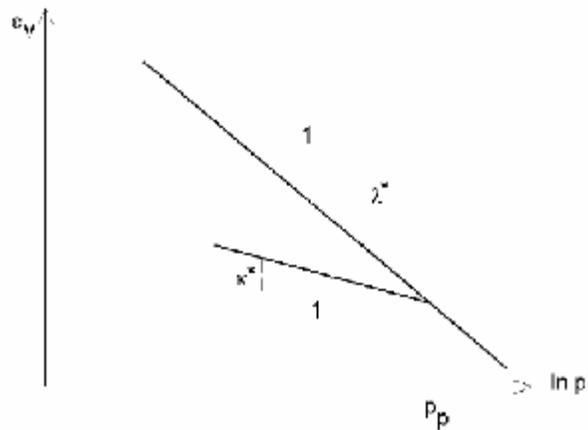
On utilise alors  $\lambda^*$  et  $\kappa^*$ . Dans ce cas, l'indice des vides, variable, apparaît dans les expressions du tableau 2.1. Il peut dans la majorité des cas être pris constant, et égal à la valeur initiale.

Les relations avec les paramètres du modèle de Cam-Clay sont indiquées sur le tableau 5.1 :

Relation avec l'indice des vides	(1) $I^* = \frac{I}{1+e}$	(2) $k^* = \frac{k}{1+e}$
Relation avec les paramètres (Hollandais)	(3) $I^* = \frac{1}{C_p}$	(4) $k^* \approx \frac{1-v_{ur}}{1-v_{ur}} \frac{C_s}{1+e}$
Relation avec les indices de compressibilités et de gonflement	(5) $I^* = \frac{c_c}{2,3(1+e)}$	(6) $k^* \approx 1,3 \frac{1-v_{ur}}{1-v_{ur}} \frac{C_s}{1+e}$

**Tableau 5.1** Valeurs des paramètres de compressibilité et de gonflement  $\lambda$  et  $\kappa$ .

La figure ci-dessous résume les différentes définitions des paramètres :



**Figure 5.18** Différentes représentations lors d'un essai oedométrique

En pratique, il suffit de tracer la déformation axiale en fonction du logarithme naturel de la contrainte axiale.

### b) Paramètre de contrainte $K_0$

Le paramètre  $M$  est calculé à partir de  $K_0$  par la formule ci-dessous :

$$M = 3 \sqrt{\frac{(1 - K_0^{NC})^2}{(1 + 2K_0^{NC})^2} + \frac{(1 - K_0^{NC})(1 - 2n_{ur})(I^* / K^* - 1)}{(1 - K_0^{NC})(1 - 2n_{ur})I^* / K^* - (1 - K_0^{NC})(1 + n_{ur})}} \quad (5.12)$$

$$M \approx 3,0 - 2,8K_0^{NC}$$

Ceci permet de définir la forme de la surface d'érouissage dans le plan p-q.

### c) Coefficient de Poisson

Dans les modèle Cam-clay et dérivés (dont le SSM), le coefficient de Poisson est un paramètre élastique important. Dans une charge-décharge oedométrique, c'est ce paramètre qui fait que les contraintes horizontales diminuent moins vite que les contraintes verticales. Ce n'est donc pas le coefficient de Poisson qui pourrait être relié à une valeur de  $K_0$  mais une valeur plus faible, typiquement 0,1 ou 0,2.

$$\frac{n_{ur}}{1-n_{ur}} = \frac{\Delta s_{xx}}{\Delta s_{yy}} \quad (5.13)$$

Dans PLAXIS la valeur par défaut de  $v_{ur}$  est de 0,15.

### Remarques

- Le SSM n'est pas valable pour des interfaces : il est nécessaire d'utiliser un modèle de Mohr-Coulomb.
- Le SSM ne permet pas des analyses de stabilité par réduction de  $c$  et  $j$  [BRI2, 03].

### d) Prise en compte de la surconsolidation

PLAXIS calcule la pression de préconsolidation  $p_c$  à partir des données. Si un matériau est surconsolidé, il est possible de prendre en compte le degré de surconsolidation (OCR) ou le poids des terres de préconsolidation (POP Pre Overburden Pressure).

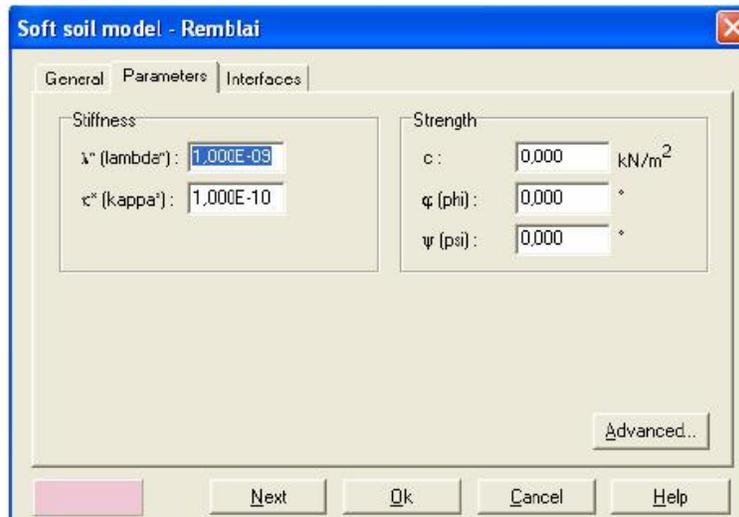
### e) En résumé

Les paramètres nécessaires au SSM sont les suivants :

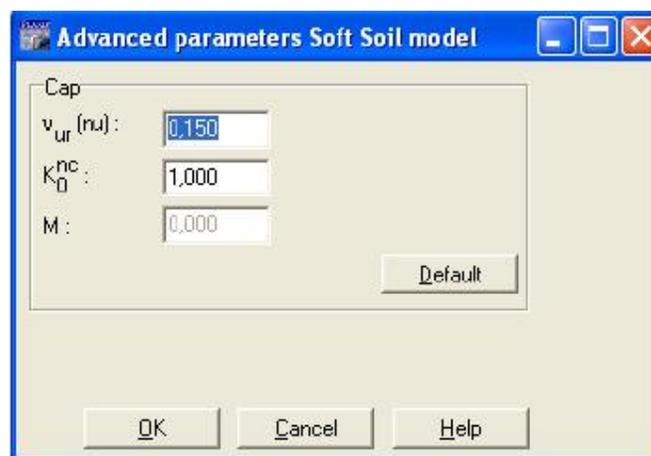
$I^*$ : Indice de compression ;	[–]
$K^*$ : Indice de gonflement ;	[–]
$c$ : Angle de frottement ;	$[KN/m^2]$
$j$ : Angle de frottement ;	$[^\circ]$
$y$ : Angle de dilatance.	$[^\circ]$

Par défaut, les paramètres avancés sont :

- $n_{ur}$  : Coefficient de Poisson en charge décharge (par défaut = 0.5) [-]
- $K_0^{NC}$  :  $s_{xx}/s_{yy}$  Coefficient  $K_0$  relié  $\zeta$  M [-]
- $M$  : Paramètre en fonction de  $K_0^{NC}$  [-]



**Figure 5.19** Fenêtre des paramètres du SSM

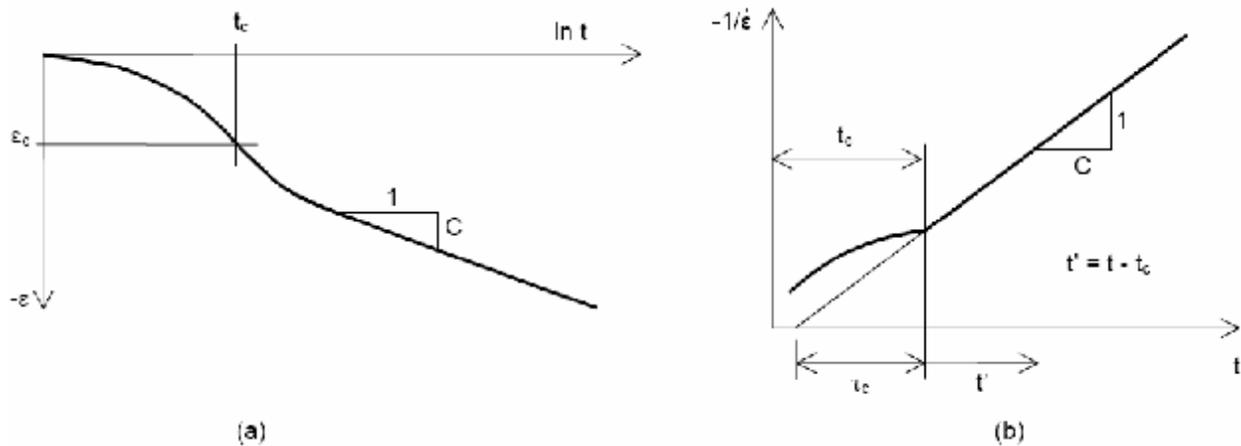


**Figure 5.20** Fenêtre des paramètres avancés du SSM

### 5.3.2.6 Modèle pour sols « mous » avec effet du temps (Soft Soil Creep Model)

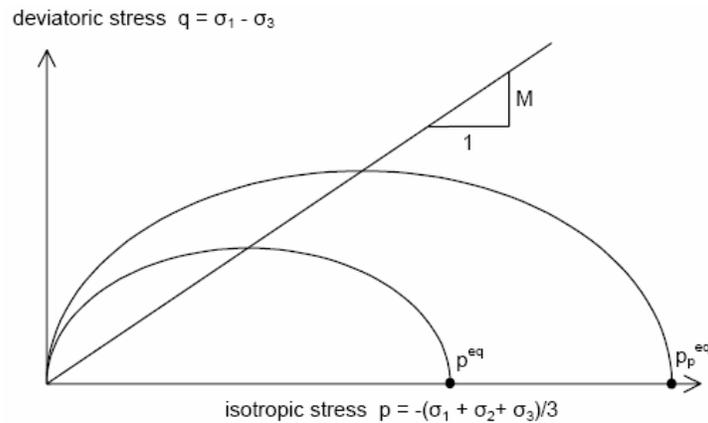
Le SSCM permet de prendre en compte l'écroutissage des argiles molles mais pas la consolidation secondaire : celle-ci se traduit par une évolution de la déformation axiale dans un essai œdométrique en fonction du temps, après la fin de la consolidation primaire. Cette déformation évolue en fonction du logarithme du temps (au moins pour les échelles de temps observables). Elle est caractérisée par le paramètre  $C_\alpha$ . Elle génère ce qui est appelé la quasipréconsolidation dans des sols déposés depuis longtemps.

La figure 5.21 résume ce phénomène. Ces déformations secondaires se rencontrent dans les tassements différés, notamment sur sols argileux mous.



**Figure 5.21** Effet du temps sur les essais œdométriques

Le Soft Soil Creep Model élargit ces résultats dans le plan  $p$ - $q$  (figure 2.22) en introduisant des surfaces de charges qui s'appuient sur l'évolution observée en consolidation secondaire sur l'axe isotrope.



**Figure 5.22** Diagramme des cercles  $p^{eq}$  dans le plan  $p$ - $q$

Avec les définitions suivantes des paramètres :

$$M = \frac{6 \sin j_{cv}}{3 - \sin j_{cv}} \quad (5.14)$$

$$P^{eq} = S \left[ \frac{1 + 2k_0^{NC}}{3} + \frac{3(1 - K_0^{NC})^2}{M^2(1 + 2k_0^{NC})} \right] \quad (5.15)$$

### Les paramètres du SSCM :

Le paramètre de fluage est  $m^*$  défini par :

$$m^* = \frac{Ca_v}{2,3(1+e)} \quad (5.16)$$

Paramètres du modèle de Mohr-Coulomb :

$c$ : Angle de frottement ;	$[KN/m^2]$
$j$ : Angle de frottement ;	$[0]$
$y$ : Angle de dilatance.	$[0]$

Paramètres de consolidation :

$I^*$  : Indice de compression ; [-]

$K^*$  : Indice de gonflement ; [-]

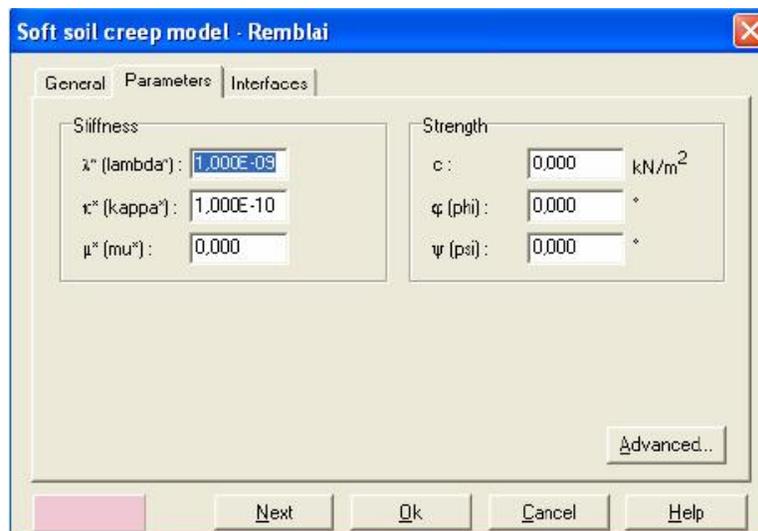
$m^*$  : Indice de fluage. [-]

Par défaut, les paramètres avancés sont :

$n_{ur}$  : Coefficient de Poisson en charge décharge (par défaut = 0.5) [-]

$K_0^{NC}$  :  $s'_{xx}/s'_{yy}$  Coefficient  $K_0$  relié  $M$  [-]

$M$  : Paramètre en fonction de  $K_0^{NC}$  [-]



**Figure 5.23** Fenêtre des paramètres du SSCM



**Figure 5.24** Fenêtre des paramètres avancés du SSCM

## 5.4 Conclusion

La détermination des paramètres géotechniques à entrer dans PLAXIS n'est pas différente d'un choix de paramètres de calcul manuel pour un calcul de tassement ou de stabilité : à partir d'essais, il est indispensable d'arriver à ce que l'on pourrait appeler un modèle géotechnique de terrain. Certains de ces paramètres sont différents dans leurs expressions, mais toujours reliés à des paramètres géotechniques classiques. Le paramètre le moins courant est l'angle de dilatance.

Le choix du modèle de comportement dépend en fait du problème posé : soutènement, tassement de remblai, fondation sur sol en pente, tunnel : quel modèle de comportement utiliser pour quel problème géotechnique ?

# Chapitre 6

---

## Présentation et interprétation des résultats obtenus

---

### **6.1 Introduction**

### **6.2 Procédure de la simulation numérique**

### **6.3 Mécanisme de rupture**

### **6.4 Influence des paramètres géométriques critiques**

## **6.1 Introduction**

La première étude concernant l'amélioration de la capacité portante des fondations par inclusions 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.

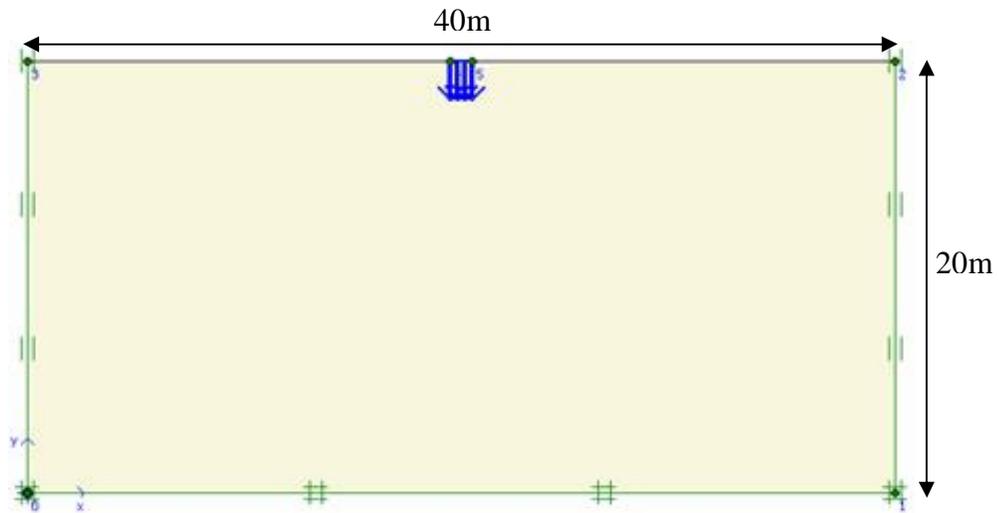
Depuis 1985, un certain nombre de travaux de recherche traitant l'amélioration de la capacité portante de fondations reposant sur du sable renforcé par une multitude de nappes de géogrilles ont été publiés (par exemple, Omar et al, 1993; Yetimoglu et al, 1994; Adams et Collin, 1997; Shin, et al, 2002).

Ce chapitre résume les plus importants résultats obtenus à partir d'une simulation numérique par éléments finis de fondations filantes en surface reposant sur un sable renforcé par des nappes de géogrilles.

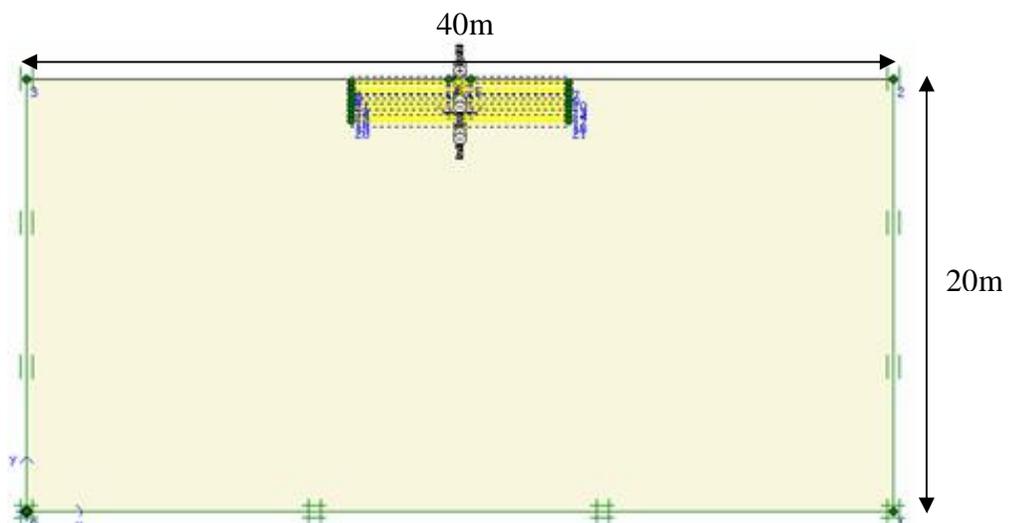
## **6.2 Procédure de la simulation numérique**

### **6.2.1 Présentation du cas étudié**

On souhaite étudier le comportement d'une fondation filante reposant à la surface d'une couche de sable. La fondation est rigide (alors on impose un tassement uniforme en surface). En dessous se trouve un substratum rocheux. La définition géométrique retenue pour cette étude est représentée sur les figures 6-1 et 6-2 pour le sol non renforcé et renforcé respectivement. Le problème est modélisé par un modèle géométrique plan (2D) de 40m de largeur et 20m de hauteur.



**Figure 6.1** Géométrie du problème pour le sol non renforcé.



**Figure 6.2** Géométrie du problème pour le sol renforcé.

### 6.2.2 Entrée des caractéristiques générales

La procédure d'entrée des caractéristiques générales se fait en suivant les étapes suivantes :

### 1) Géométrie

La génération du modèle d'éléments finis commence par la création du modèle géométrique, qui est la représentation du problème réel à étudier. Un modèle géométrique consiste en des points, des lignes et des couches.

### 2) Conditions aux limites

On a choisit les conditions aux limites par défaut, libres en vertical et bloquées au fond.

### 3) Conditions en déplacement.

On a choisit dans ce problème d'imposer un déplacement vertical égal à 0,2 m.

### 4) Caractéristiques des matériaux

a)- Caractéristiques de sols

Le modèle utilisé est le modèle de sol avec écrouissage positif (Hardening Soil Model) inclus dans Plaxis. En effet d'après Laman et Yildiz (2007) le comportement des fondations filantes sur un mauvais sable peut être mieux représenté par ce modèle par rapport au modèle classique de Mohr-Coulomb. Les propriétés géotechniques du sol sont regroupées au Tableau 6-1

Paramètre	Sable non renforcé	Sable renforcé	Unité
Poids volumique $g$	16	16,5	$kN / m^3$
$E_{50}^{ref}$ (Pr $ef = 100KPa$ )	10000	20000	$kN / m^2$
$E_{ur}^{ref}$ (Pr $ef = 100KPa$ )	30000	60000	$kN / m^2$
$E_{oed}^{ref}$ (Pr $ef = 100KPa$ )	10000	20000	$kN / m^2$
Cohésion $C$	0	0	Degré
Angle de frottement $j$	22	27	Degré
Angle de dilatance $y$	0	0	-
Coefficient de Poisson	0,2	0,2	-
$K_0^{nc}$	0,62	0,54	$kN / m^2$
Résistance à la traction	0	0	-
Coefficient à la rupture	0,9	0,9	-
Puissance $m$	0,55	0,55	-
Coef de réduction $R_{inter}$	1	1	-

**Tableau 6.1** Paramètres géotechniques du sol

### b)- Caractéristiques de géogrilles

La seule propriété d'une géogrille est la rigidité axiale EA. Cette dernière a été prise égale à 291 kN/m et correspond à une géogrille de type Tensar BX1100.

Le paramètre de réduction de résistance mécanique appliqué de part et d'autre de l'interface

$$R_{inter}=1. \text{ Dans ce cas on a } \tan f_{int\ erface} = \tan f_{sol} .$$

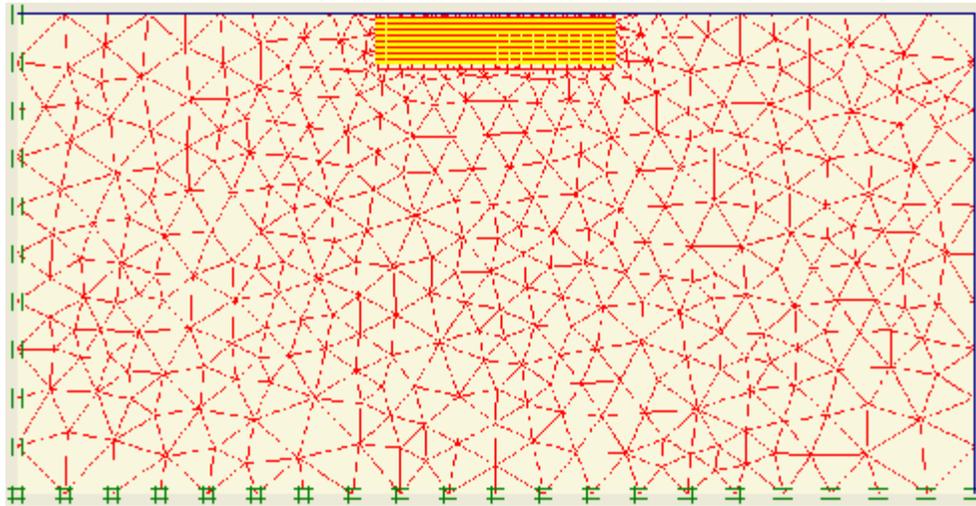
D'après Kotake et al (2001), il n'y a pas de glissement significatif entre le sable et les éléments de renforcement dans des essais d'extraction. Par conséquent, l'angle de frottement à l'interface sable-renforcement est éventuellement égal à l'angle de frottement interne du sable.

Chen (2007), admet que pour l'interface calcaire broyé-renforcement il y a une imbrication complète entre la géogrille et le calcaire broyé. Ces derniers sont liés ensemble à l'interface de sorte qu'il n'y ait pas de mouvement relatif entre eux. Dans ce cas l'angle de frottement à l'interface est à peu près égal à l'angle de frottement du sol.

Laman et Yildz (2007) ont également pris  $K_{int} = 1$ .  $K_{int}$  dépend de plusieurs paramètres. Il dépend du type de géogrille aussi que du type de sable et de son état de densité. D'après la littérature, il est en général compris entre 0,8 et 1.

## 5) Génération du Maillage

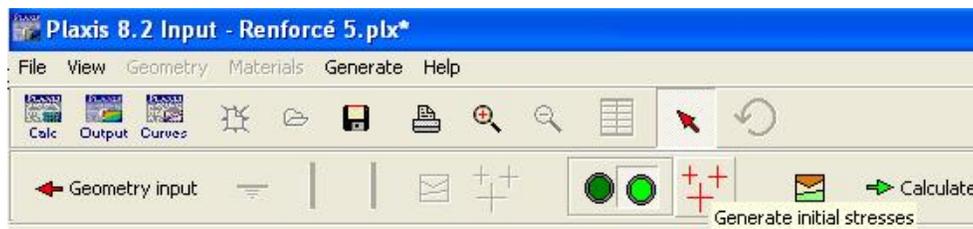
L'icône 'maillage' permet d'effectuer automatiquement le maillage du problème. On règle la finesse du maillage dans le menu Mesh sur *Medium*, puis, on le raffine localement (en utilisant l'option *Refine line*) au niveau des géogrilles. Le maillage est présenté sur la figure 6.3.



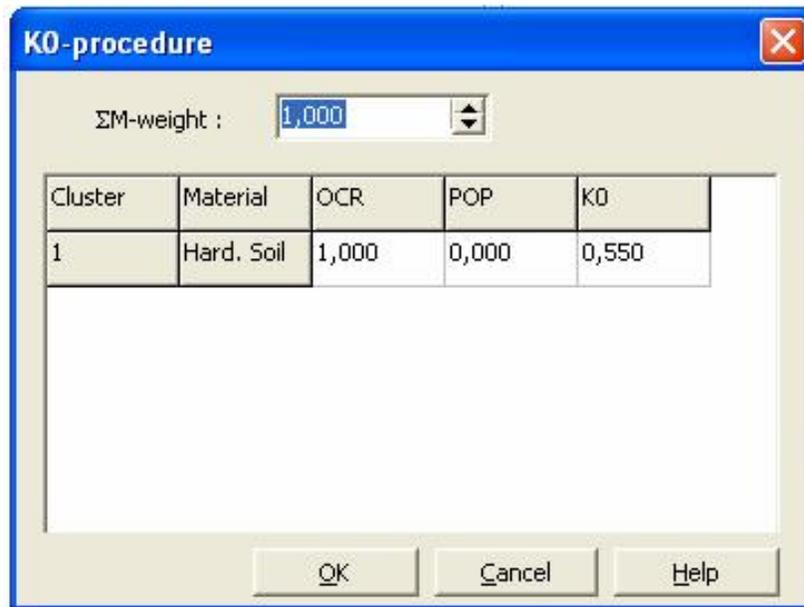
**Figure 6.3** Maillage avant le calcul

## 6) Conditions initiales

Une fois le modèle géométrique créé et le maillage d'éléments finis généré, l'état de contraintes initiales et la configuration initiale doivent être spécifiés. Les conditions initiales sont constituées de deux modes différents, l'un pour générer les pressions interstitielles initiales (mode des conditions hydrauliques) et l'autre pour spécifier la configuration géométrique initiale et générer le champ des contraintes effectives initiales (mode de configuration géométrique).

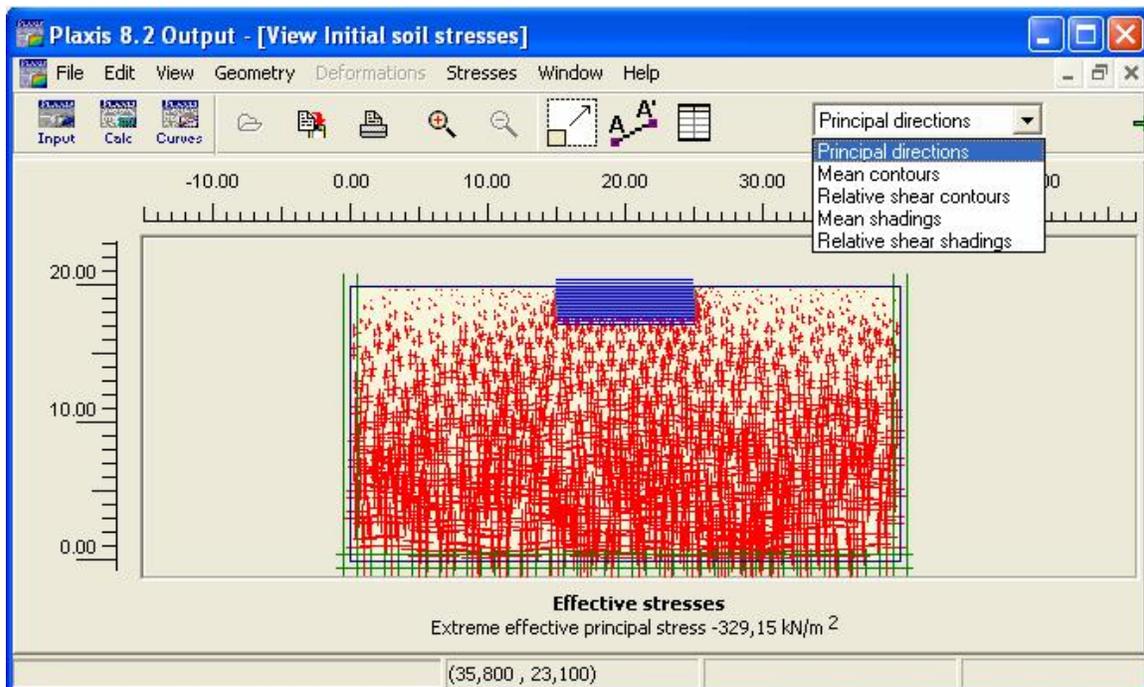


**Figure 6.4** Initialisation des contraintes initiales avec la procédure  $K_0$ .



**Figure 6.5** Choix de  $K_0$ .

Les contraintes initiales sont alors calculées.



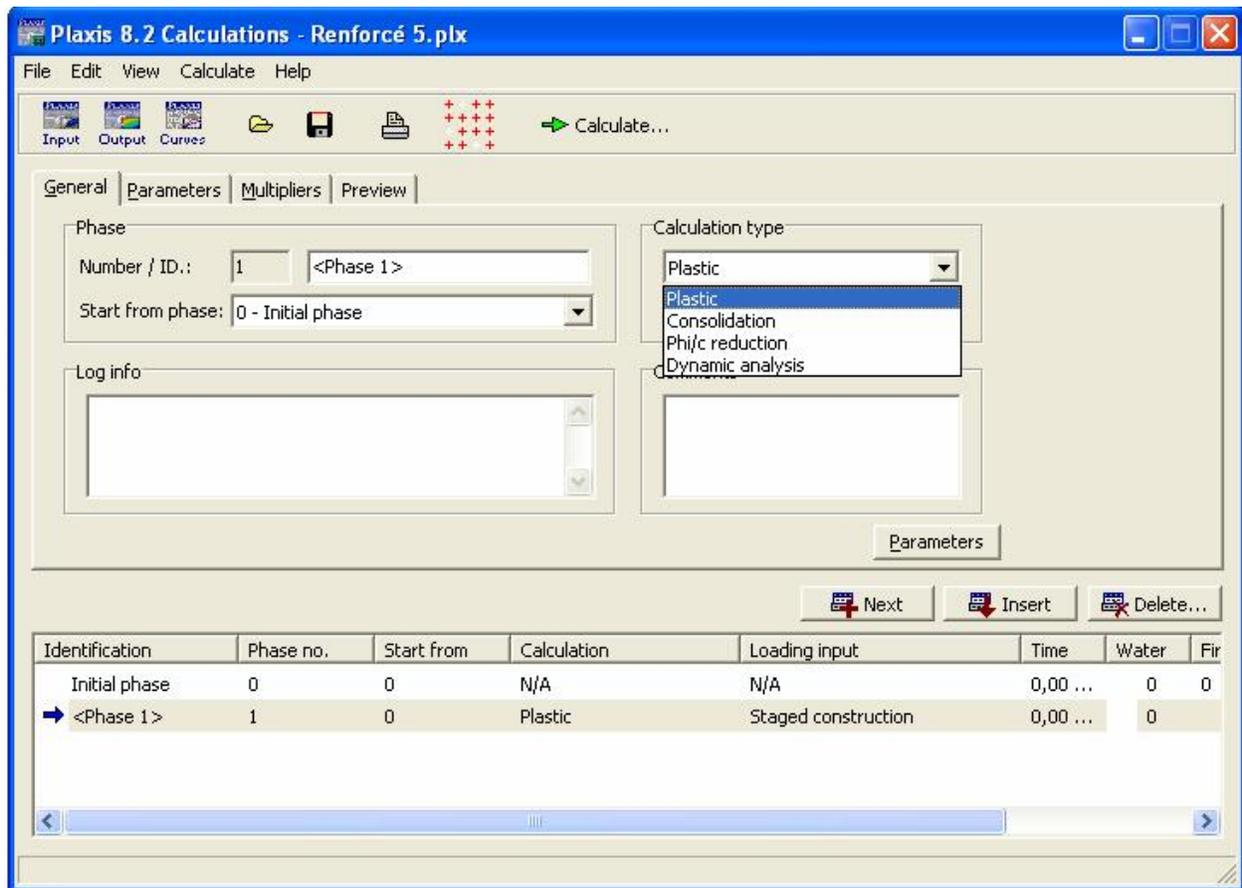
**Figure 6.6** Valeurs des contraintes initiales

### 6.2.3 Calculs

Après la définition d'un modèle aux éléments finis, les calculs proprement dits peuvent être effectués.

#### 1) Général

On choisit un calcul plastique.



**Figure 6.7** Menu général de calcul

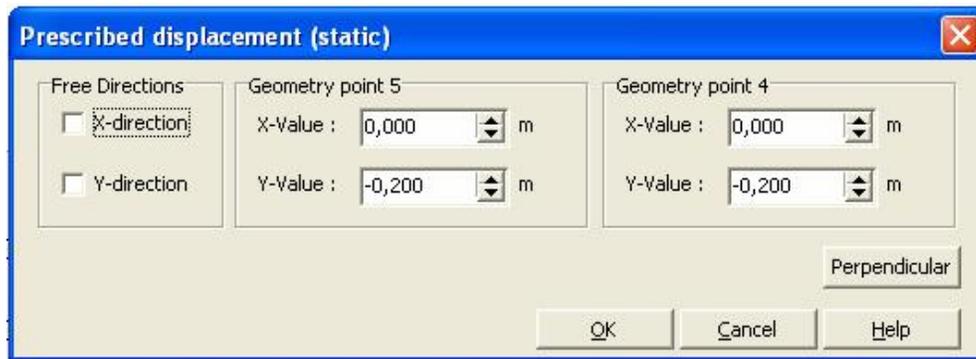
## 2) Paramètres

On choisit la construction par étape (staged construction) qui va permettre de revenir sur les écrans de dessin en cliquant sur le bouton « Define » : on va alors activer :

- Le déplacement prescrit et donner sa valeur de 0,2 m vers le bas en double cliquant sur le déplacement imposé.

- Les nappes de géogrilles selon le nombre désiré.

Puis on valide la définition de la phase par « Update ».



**Figure 6.8** Valeurs de déplacement imposé

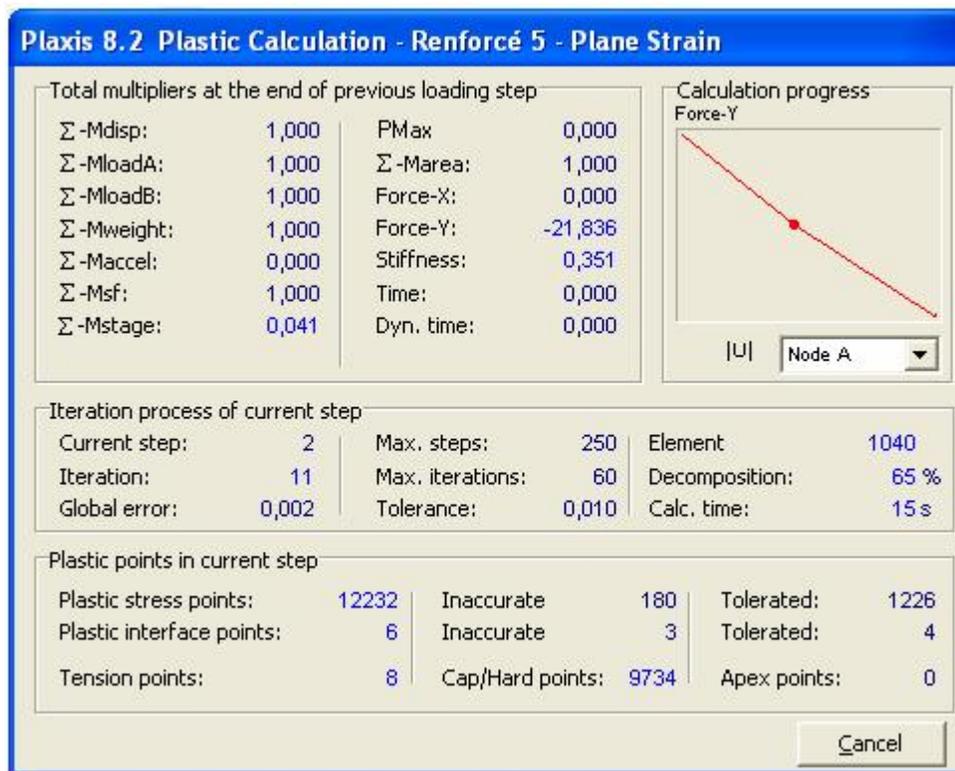
### 3) Points de contrôle

Il est nécessaire de définir les points où l'on souhaite enregistrer au cours du calcul les contraintes, les déformations, ou des déplacements.

Ces points sont importants à définir car on ne pourra tracer des courbes que pour ces points. Il est à noter que l'on peut choisir soit des points de déplacement soit des points de contraintes. Pour notre cas ces points ont été définis au milieu de la fondation.

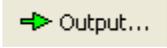
### 4) Calcul

On peut alors lancer le calcul. Pendant celui-ci, une fenêtre d'information apparaît donnant l'évolution du calcul figure (6.9).

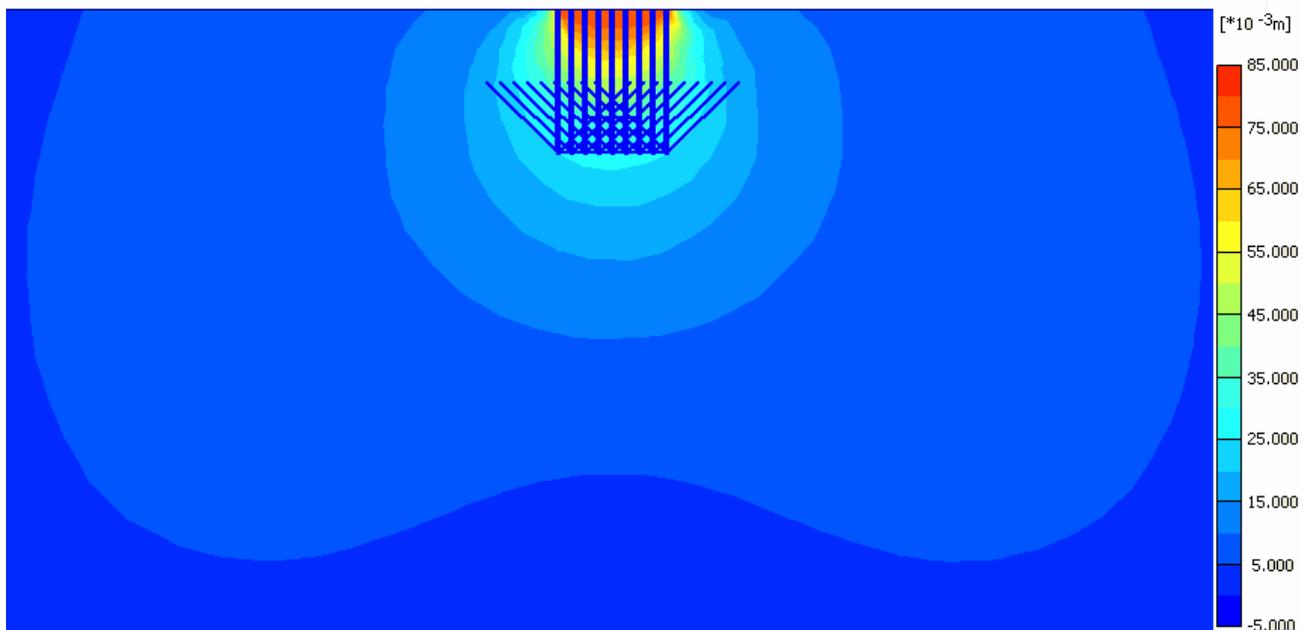


**Figure 6.9** Fenêtre d'évolution de calcul.

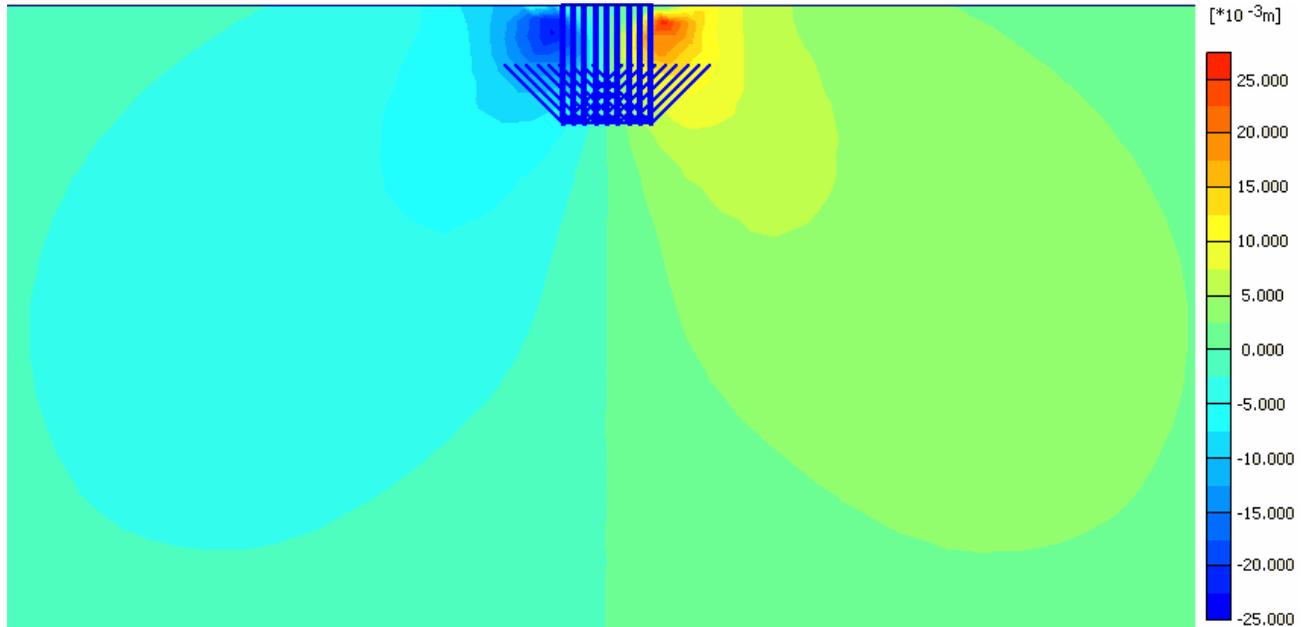
### 6.2.3 Résultats

Les principaux résultats d'un calcul d'éléments finis sont les déplacements et les contraintes aux points choisis précédemment. En cliquant sur le bouton  on obtient les résultats ci-dessous.

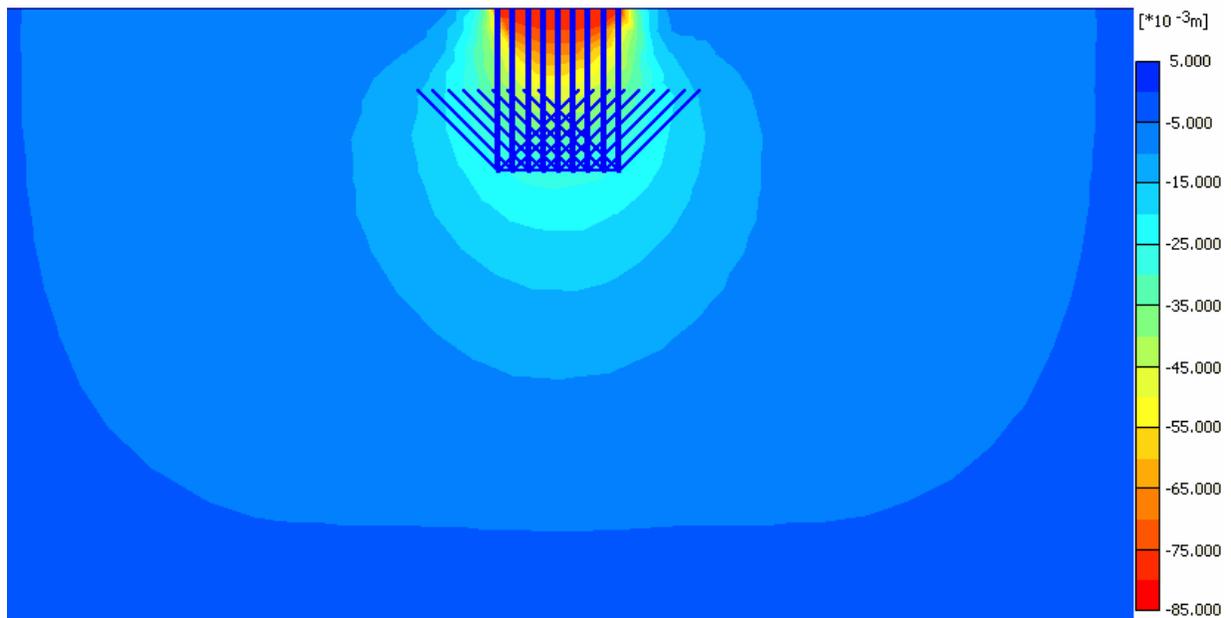
On présente ci-dessous quelques résultats typiques pour le sol non renforcé et renforcé respectivement :



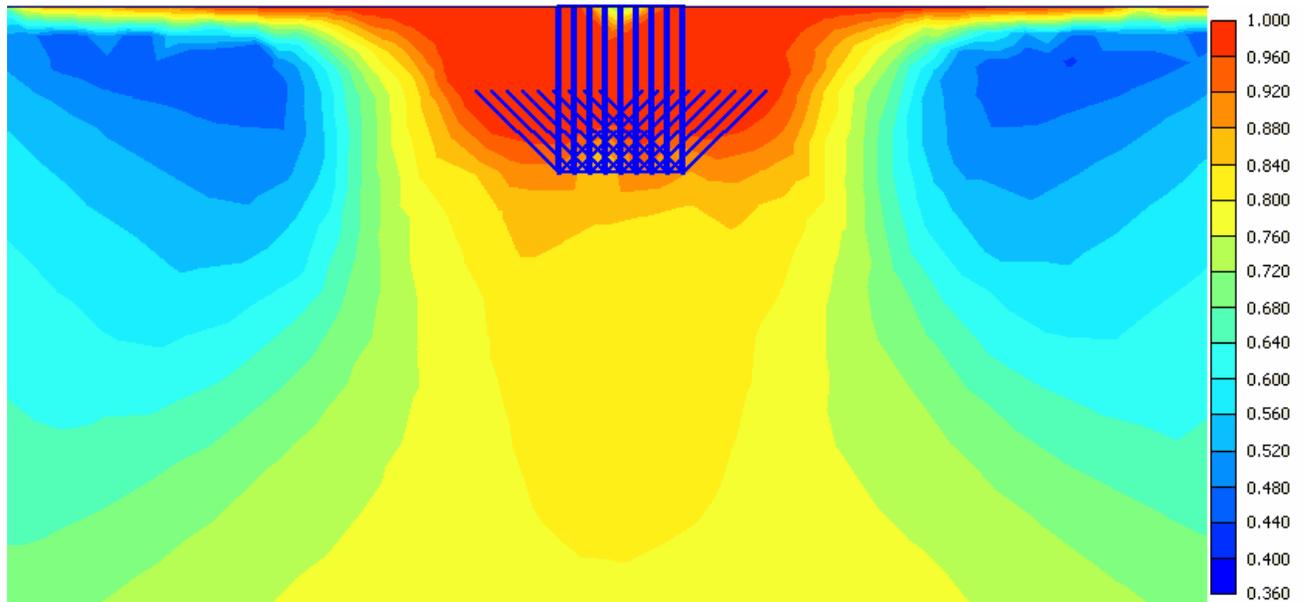
**Figure 6.10** Déplacements totaux



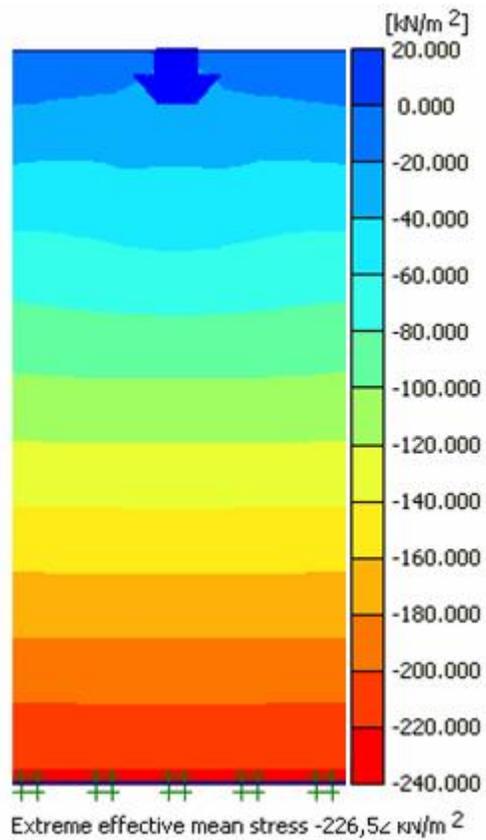
**Figure 6.11** Déplacements horizontaux



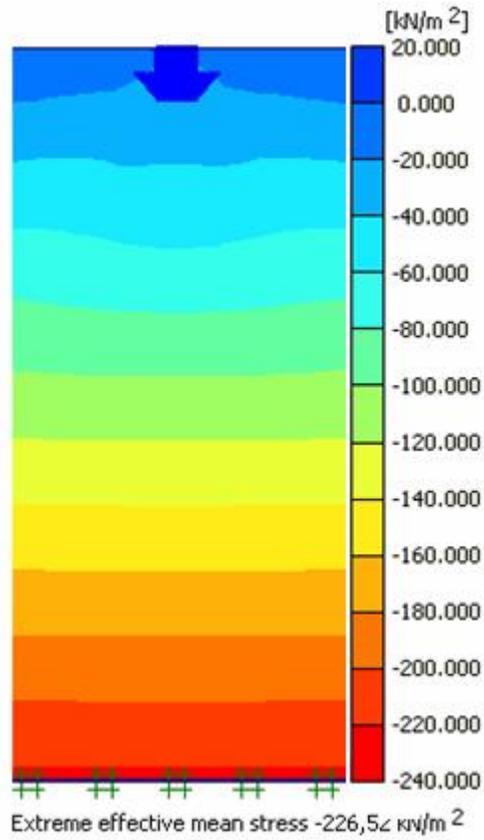
**Figure 6.12** Déplacements verticaux



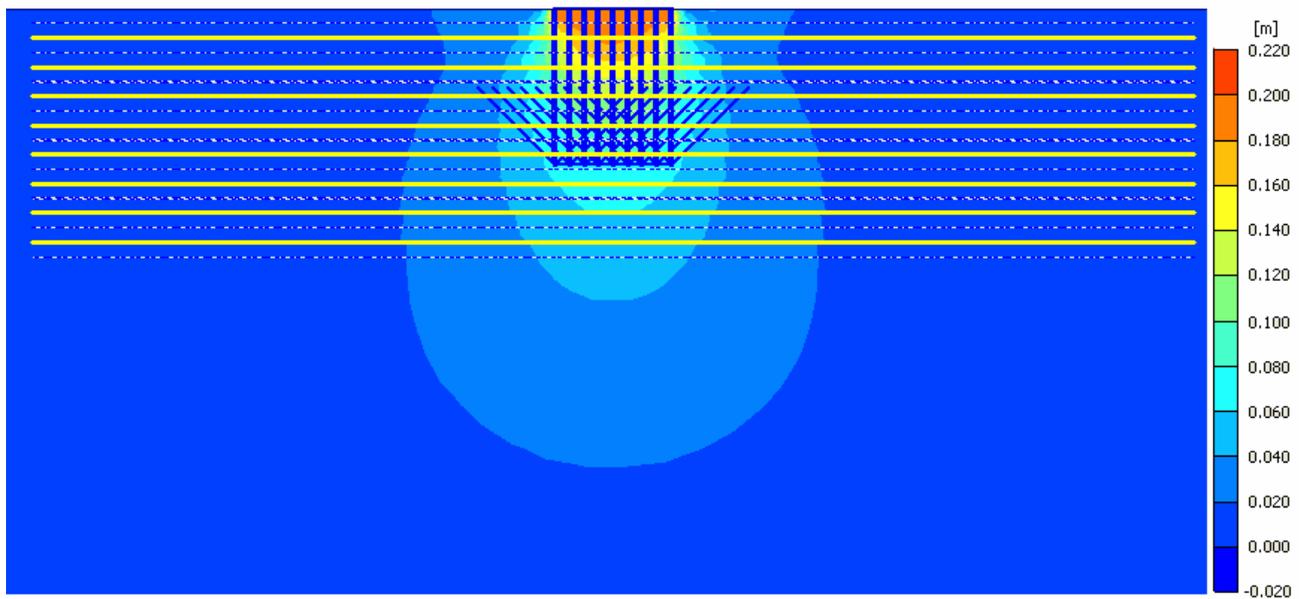
**Figure 6.13** Contraintes tangentielles relatives



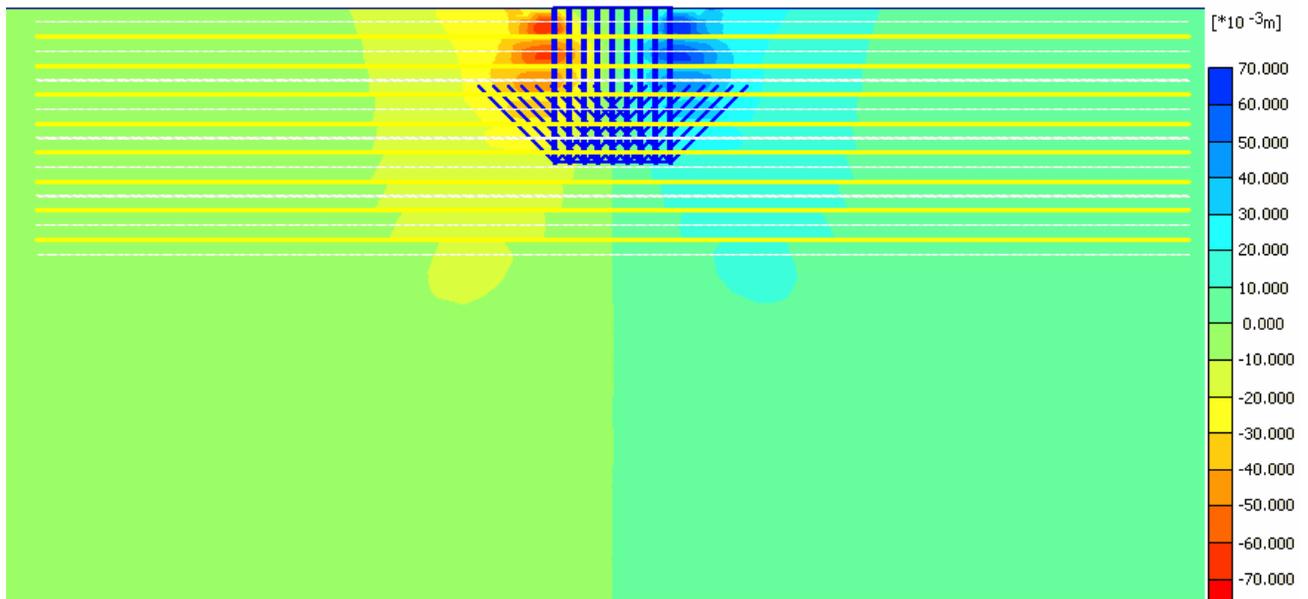
**Figure 6.14** Contraintes effectives



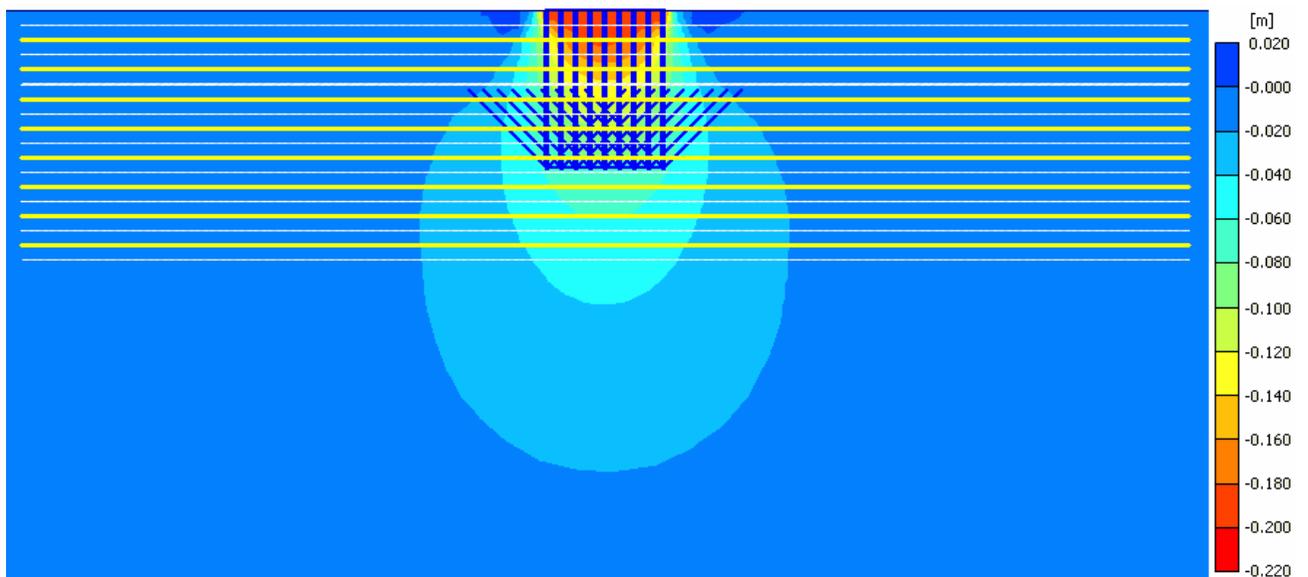
**Figure 6.15** Contraintes totales



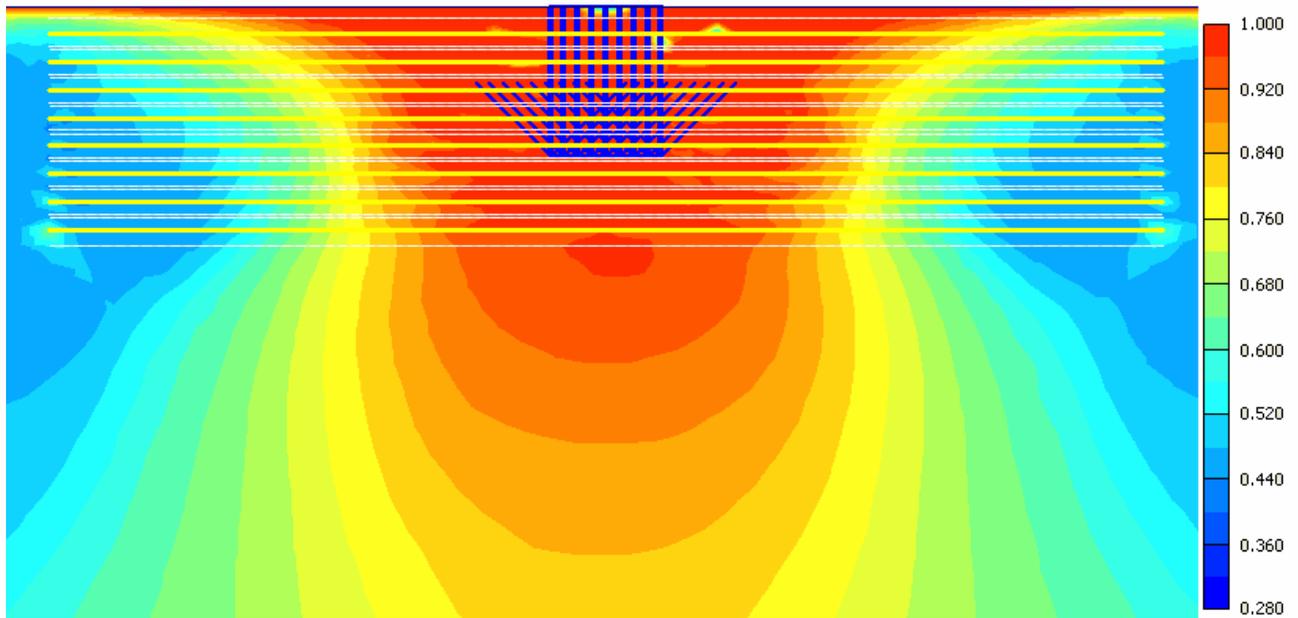
**Figure 6.16** Déplacements totaux



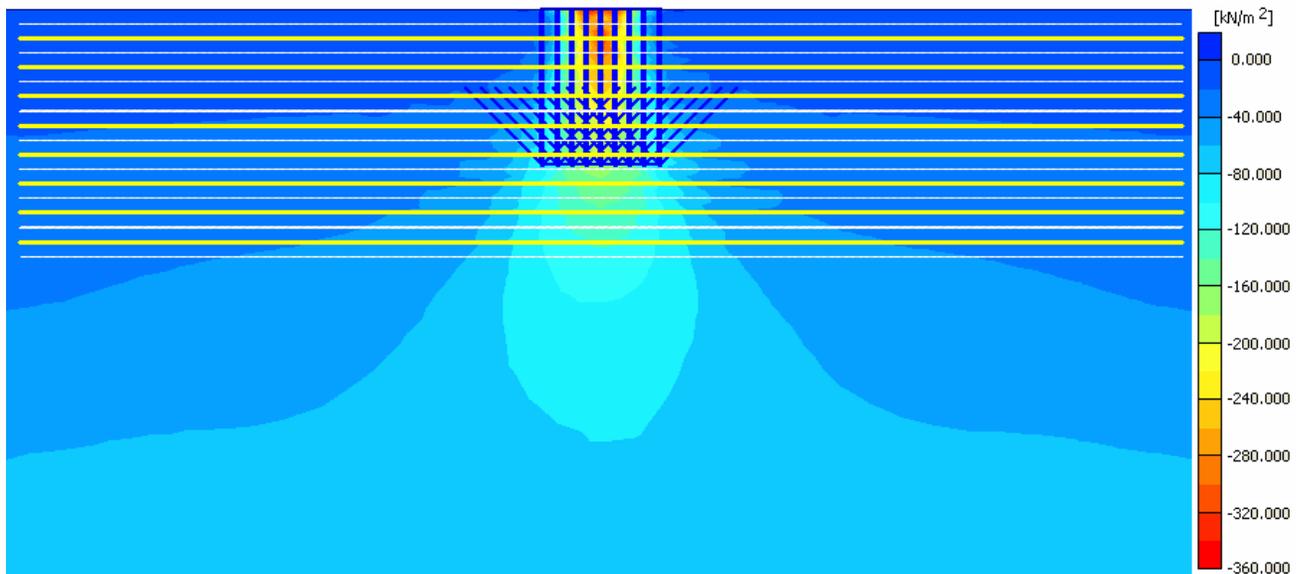
**Figure 6.17** Déplacements horizontaux



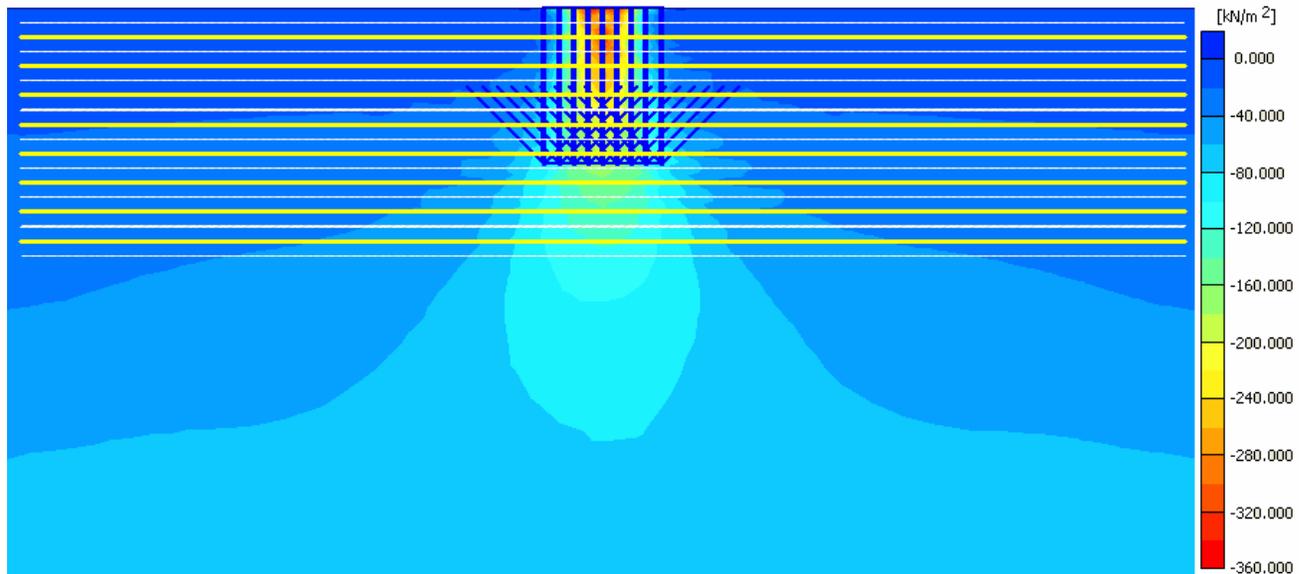
**Figure 6.18** Déplacements verticaux



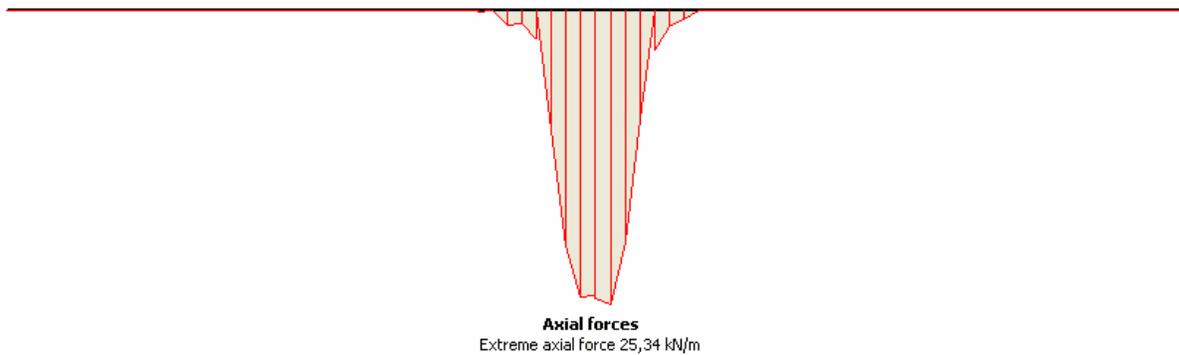
**Figure 6.19** Contraintes tangentielles relatives



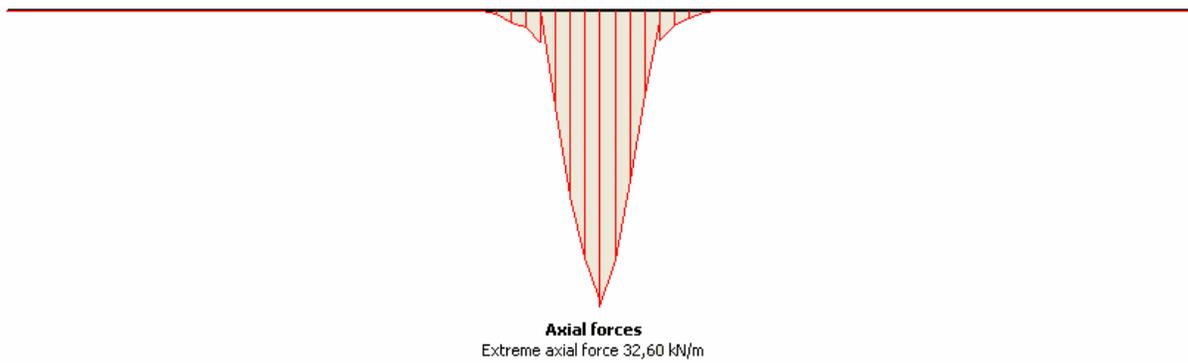
**Figure 6.20** Contraintes effectives



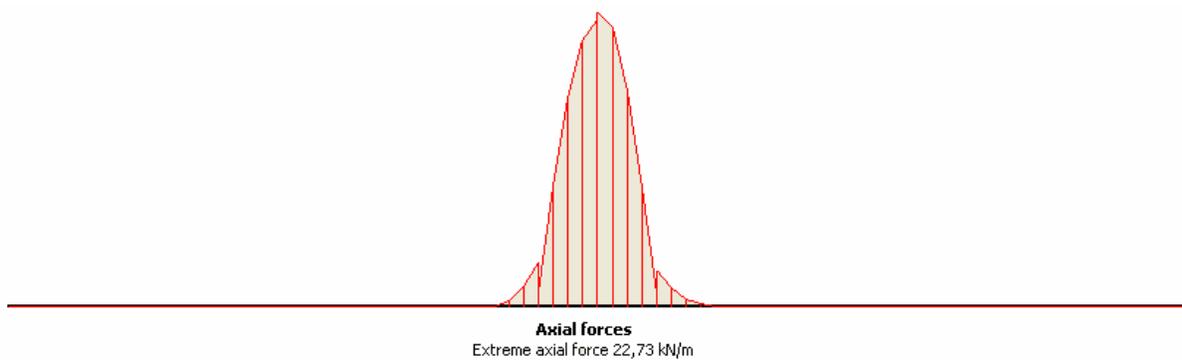
**Figure 6.21** Contraintes totales



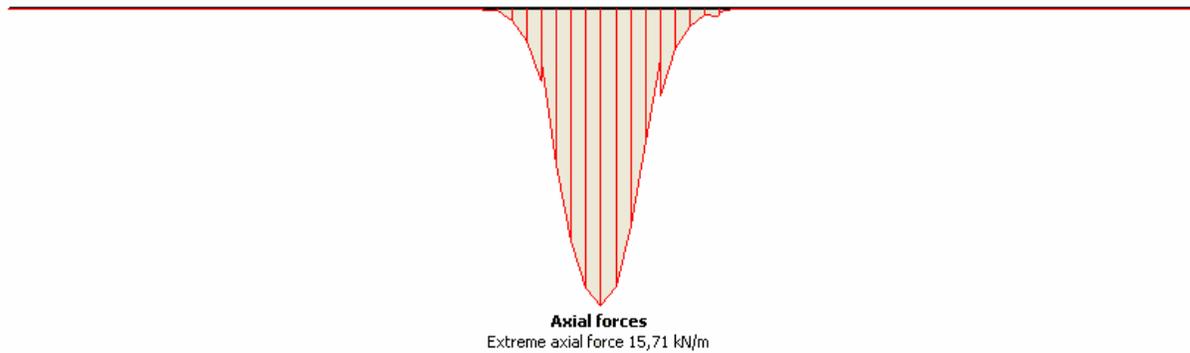
**Figure 6.22** Force de traction dans la première nappe de géogrilles  
avec  $u = 0,30B$ ,  $h = 0,25B$  et  $b = 10B$



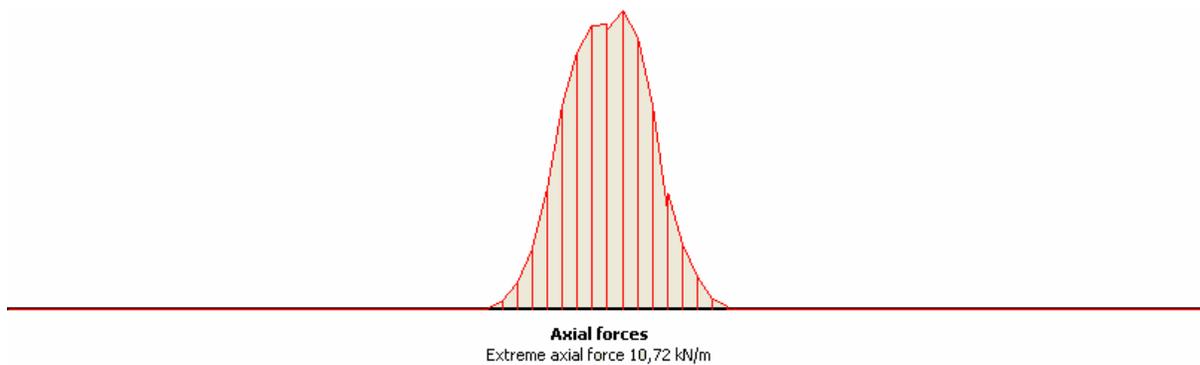
**Figure 6.23** Force de traction dans la deuxième nappe de géogrilles  
avec  $u = 0,30B$ ,  $h = 0,25B$  et  $b = 10B$



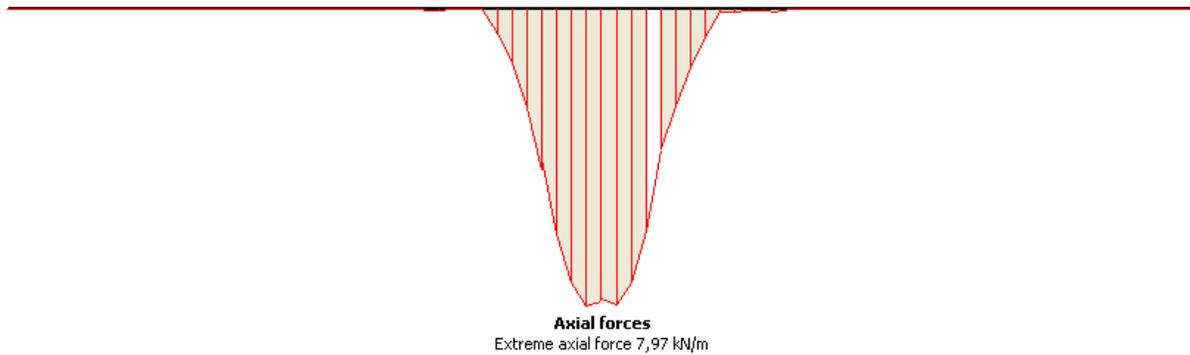
**Figure 6.24** Force de traction dans la troisième nappe de géogrilles  
avec  $u = 0,30B$ ,  $h = 0,25B$  et  $b = 10B$



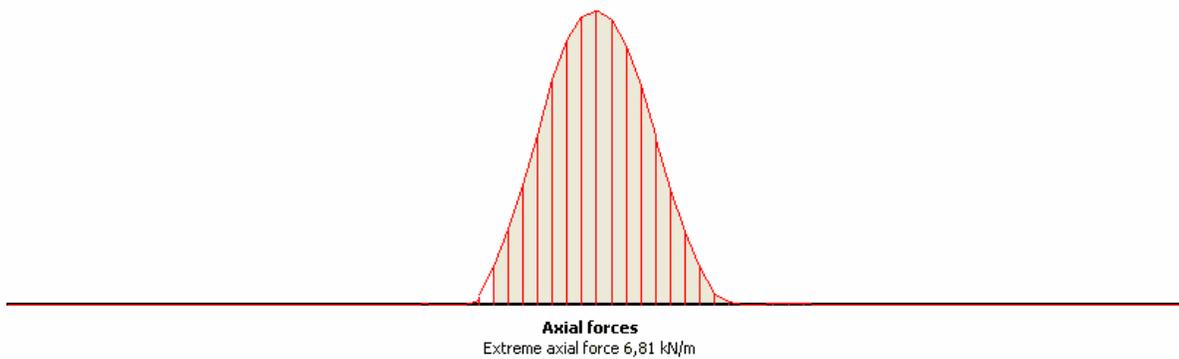
**Figure 6.25** Force de traction dans la quatrième nappe de géogrilles  
avec  $u = 0,30B$ ,  $h = 0,25B$  et  $b = 10B$



**Figure 6.26** Force de traction dans la cinquième nappe de géogrilles  
avec  $u = 0,30B$ ,  $h = 0,25B$  et  $b = 10B$



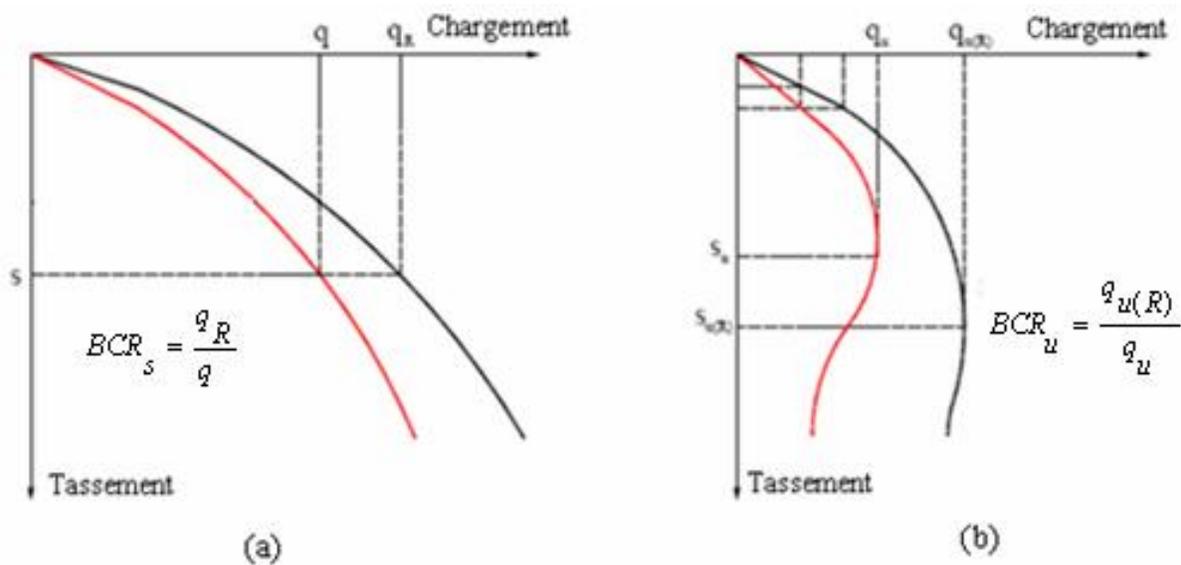
**Figure 6.27** Force de traction dans la sixième nappe de géogrilles  
avec  $u = 0,30B$ ,  $h = 0,25B$  et  $b = 10B$



**Figure 6.28** Force de traction dans la septième nappe de géogrilles  
avec  $u = 0,30B$ ,  $h = 0,25B$  et  $b = 10B$

### 6.3 Mécanisme de rupture

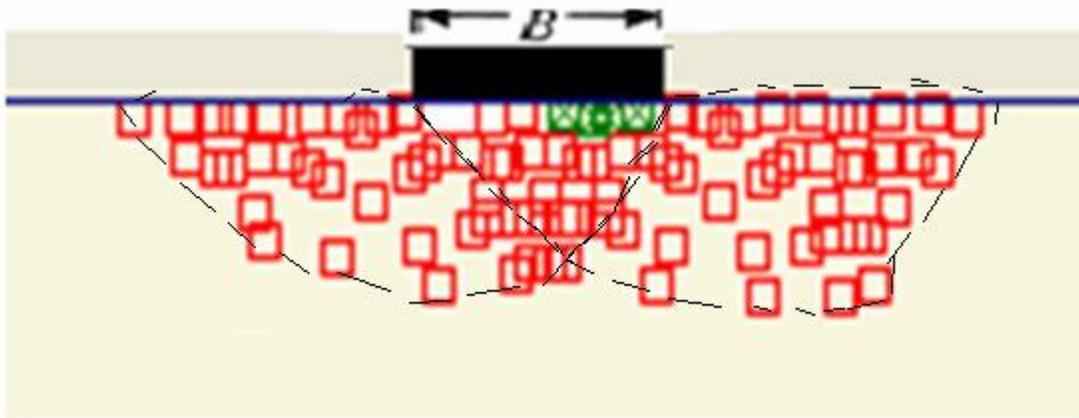
D'après cette étude, deux types différents de comportement chargement-tassement ont pu être mis en évidence. Pour le premier type comme le montre la figure 6.29.a, le point de rupture n'est pas bien défini, ce type a été remarqué dans le cas des sols renforcés où  $N \geq 3$ . L'effet du renforcement sur l'augmentation de la capacité portante est évalué à un tassement spécifique en terme ( $BCR_s$ ). La figure 6.29.b indique le deuxième type de comportement où le point de rupture est bien défini, ce type a été remarqué dans le cas de sol non renforcé et sols renforcés où  $N \leq 2$ . Pour ce type de comportement, l'effet du renforcement sur l'augmentation de la capacité portante est alors évalué à un tassement limite (0,2m) en terme ( $BCR_u$ ) Rapport de capacité portante par rapport à la charge ultime.



**Figure 6.29** Nature générale des courbes chargement- tassement avec et sans renforcement

### 6.3.1 Sol non renforcé

Le mécanisme de rupture observé pour un sol non renforcé est représenté sur la figure 6.30. Ce type de rupture est appelé rupture par cisaillement généralisé (Vesic, 1973).



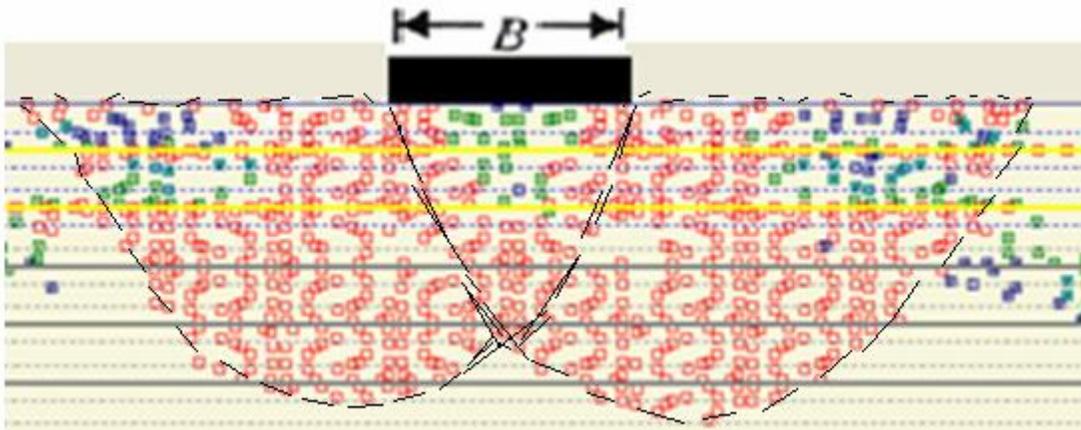
**Figure 6.30** Type de rupture pour un sol non renforcé

### 6.3.2 Sol renforcé

D'après cette étude, les mécanismes de rupture dans les sols renforcés par des nappes de géogrilles sont en général similaires à ceux décrits par Das et al (1994) dans le cas des géogrilles et par Binquet et Lee (1977) dans le cas de bandes métalliques.

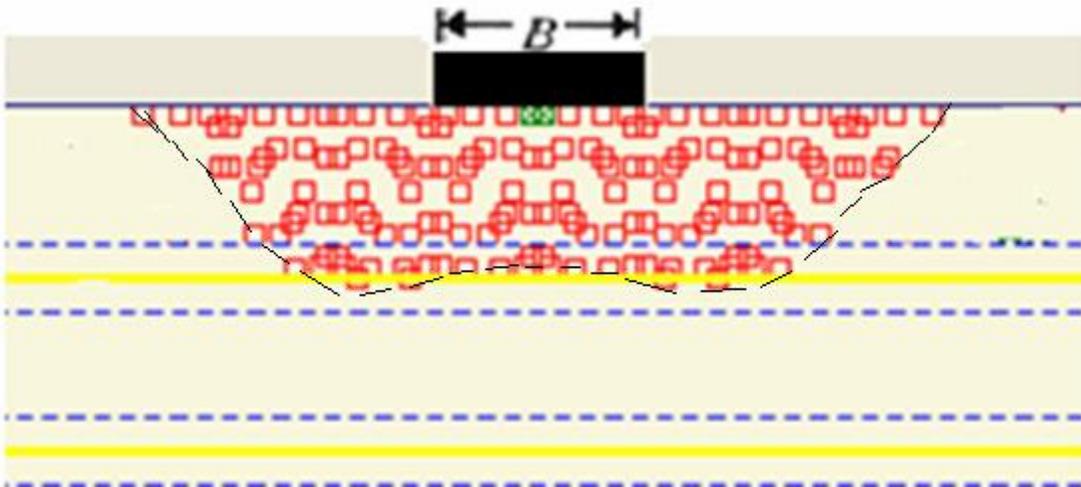
Si des nappes de géogrilles sont placées dans le sol sous une fondation filante superficielle, la nature de la rupture dans la masse de sol est similaire à celle représentée dans les figures 6.31, 6.32 et 6.33.

Le premier type de rupture figure 6.31 a lieu quand la première nappe de géogrille est située à une distance ( $u$ ) inférieure à  $2/3B$ . ( $B$  est la largeur de la fondation). C'est le même résultat trouvé par Binquet et Lee, 1975b (figure 4.9.b).



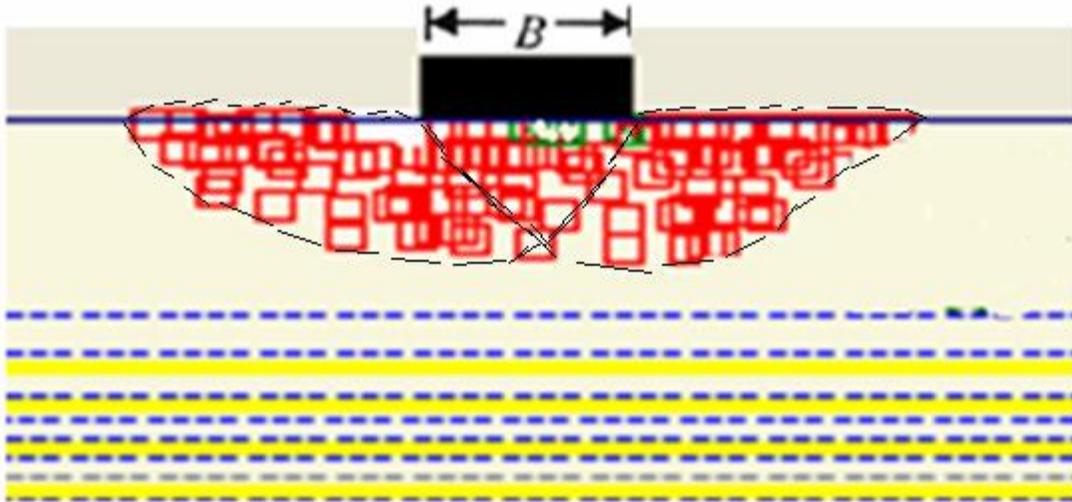
**Figure 6.31** Premier type de rupture pour un sol renforcé

Le deuxième type de rupture figure 6.32 a lieu quand  $u/B$  est entre  $2/3$  et  $1$ . Dans ce cas, la ligne rupture dans la masse du sol touche la première nappe de renforcement.



**Figure 6.32** Deuxième type de rupture pour un sol renforcé

Le troisième type de rupture figure 6.33 est obtenu quand  $u/B$  est supérieur à 1. Ce type de rupture est plus ou moins similaire à celui obtenu dans le cas où le sol n'est pas renforcé. C'est le même résultat trouvé par Binquet et Lee, 1975b (figure 4.9.a).



**Figure 6.33** Troisième type de rupture pour un sol renforcé

## 6.4 Influence des paramètres géométriques critiques

Pour déterminer les paramètres critiques ( $N$ ,  $h$ ,  $u$ , et  $b$ ). On doit faire une étude paramétrique montrant l'effet de ces derniers sur la capacité portante du sol renforcé. On va utiliser la même coupe du modèle, avec les mêmes données et changer chaque fois le paramètre concerné. Le tableau (6.2) présente le programme d'essais réalisés.

Séries	Paramètres constants	Paramètres variables
1 à 18 Annexe A	$b=10B$	$h = 0,05B \rightarrow 1,5B$ $N= 1 \rightarrow 8$
1 à 11 Annexe B	$b=10B$ $h = 0,25B$	$u = 0,05B \rightarrow 1,5B$ $N= 1 \rightarrow 8$
1 à 7 Annexe C	$h = 0,25B$ $u = 0,30B$	$b = 2B \rightarrow 16B$ $N= 1 \rightarrow 8$

**Tableau 6.2** Programme d'essais réalisés

Pour la majorité des recherches effectuées jusqu'à présent, les paramètres géométriques considérés sont les suivants :  $u/B$ ,  $h/B$ ,  $l/B$ ,  $b/B$  et  $d/B$ .

### 6.4.1 Influence de $h/B$

Pour étudier l'influence de  $h$  sur la capacité portante, 144 essais numériques ont été effectués, avec  $h=u$  et le nombre de nappes de renforcement augmenté à chaque fois.

Les courbes chargement-tassement concernant l'influence de  $h$  sont représentées sur les figures (6.34 à 6.48). On note également que pour toutes les valeurs de  $s/B$ , le  $BCR_s$  est aussi plus grand que un. Une des raisons peut être due au fait que l'inclusion des nappes de géogrilles favorise à redistribuer la contrainte transmise par la charge appliquée à la fondation (Shin et al 2001).

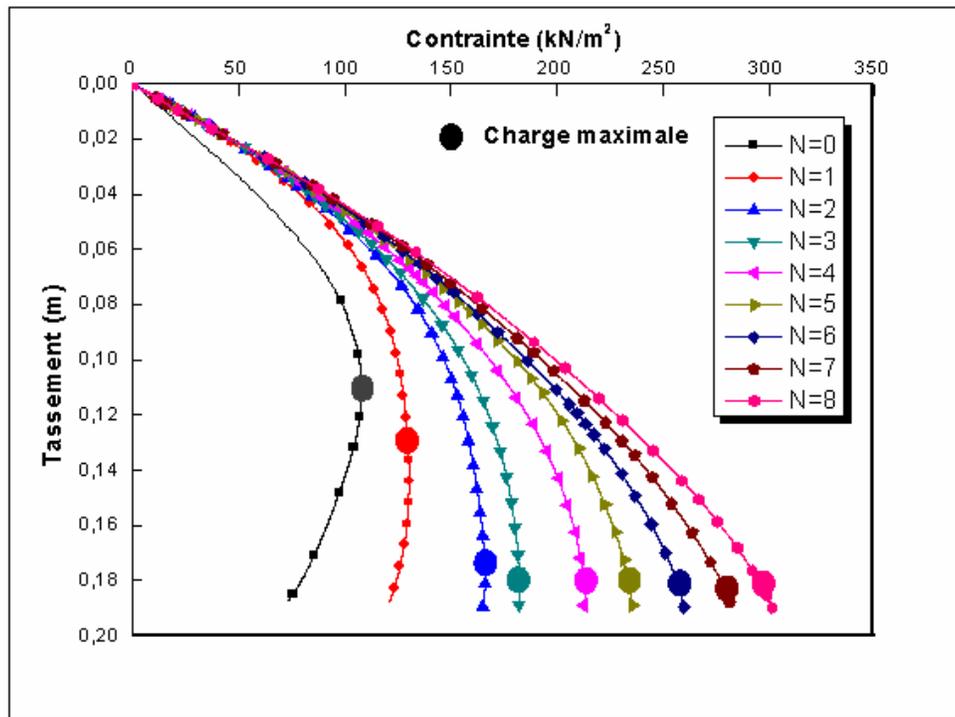


Figure 6.34 Courbes chargement-tassement avec  $h=0,10B$  et  $b=10B$

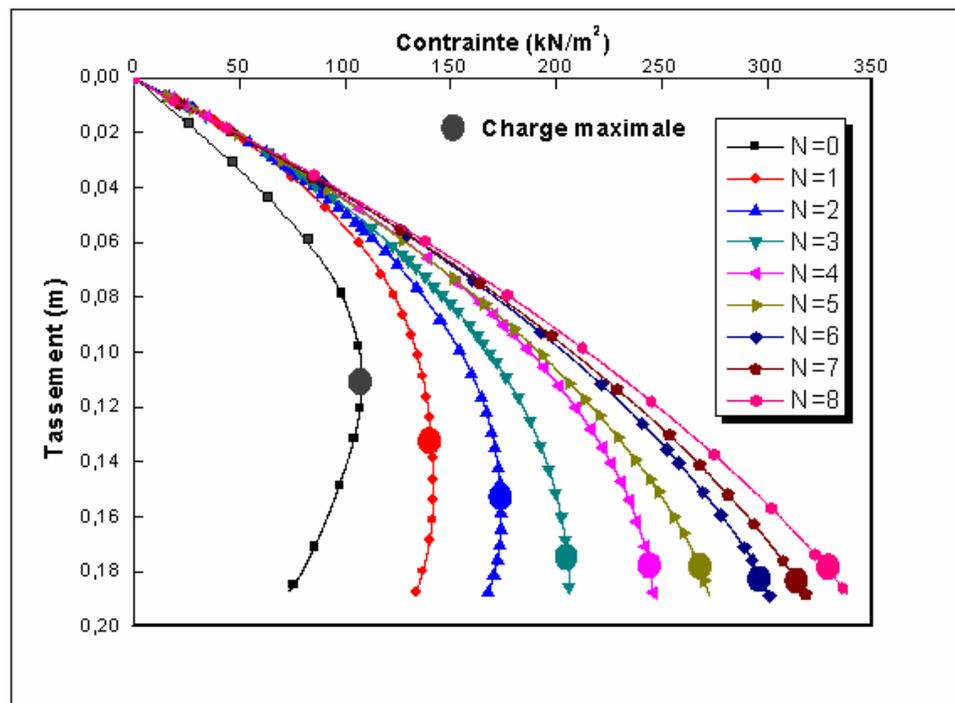


Figure 6.35 Courbes chargement-tassement avec  $h=0,15B$  et  $b=10B$

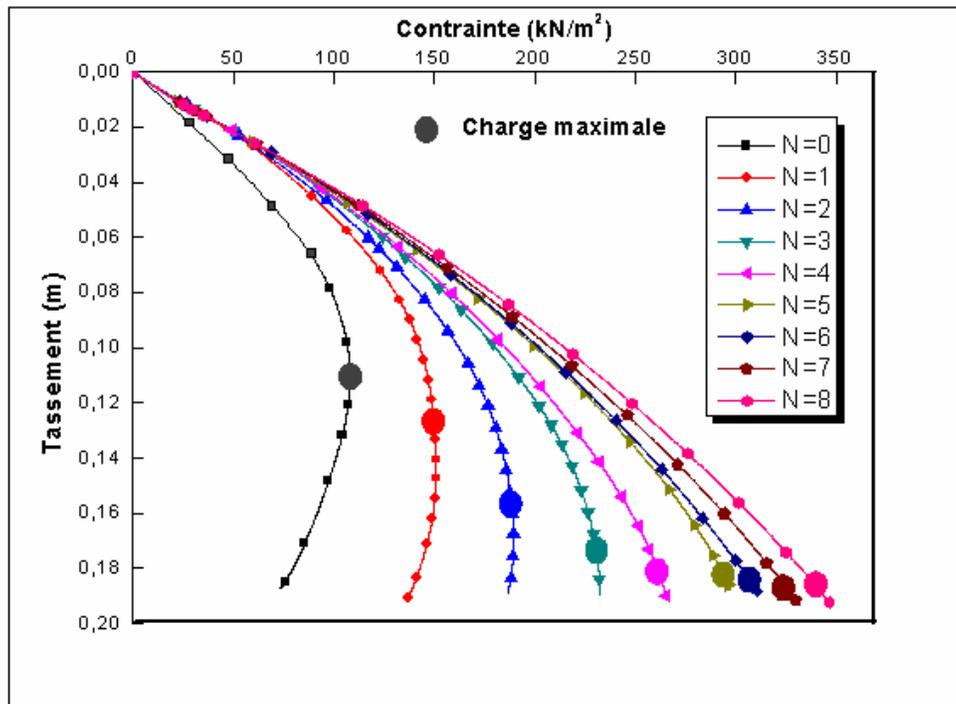


Figure 6.36 Courbes chargement-tassement avec  $h=0,20B$  et  $b=10B$

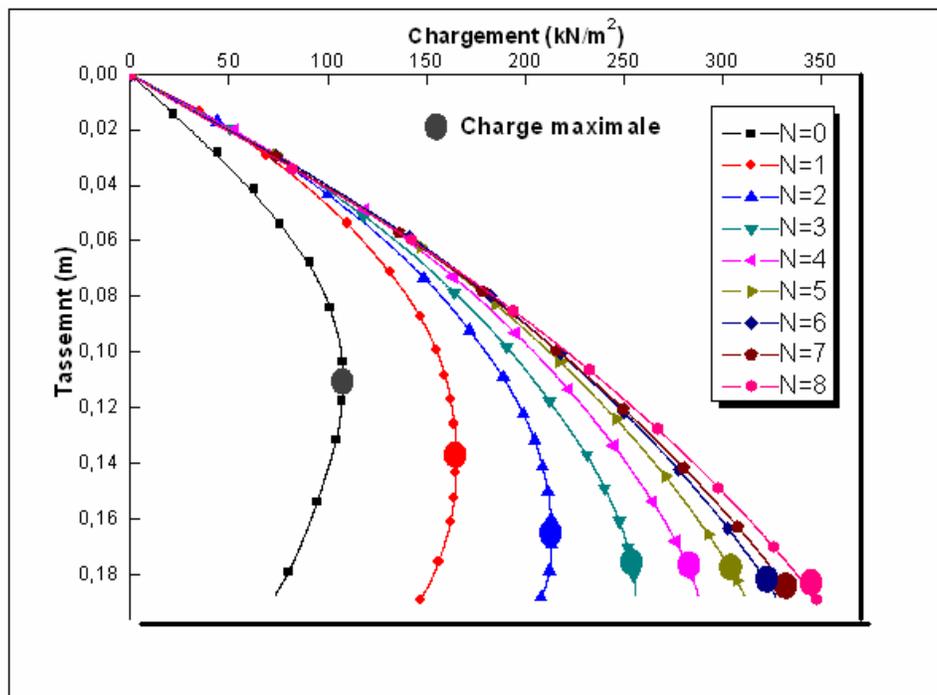


Figure 6.37 Courbes chargement-tassement avec  $h=0,25B$  et  $b=10B$

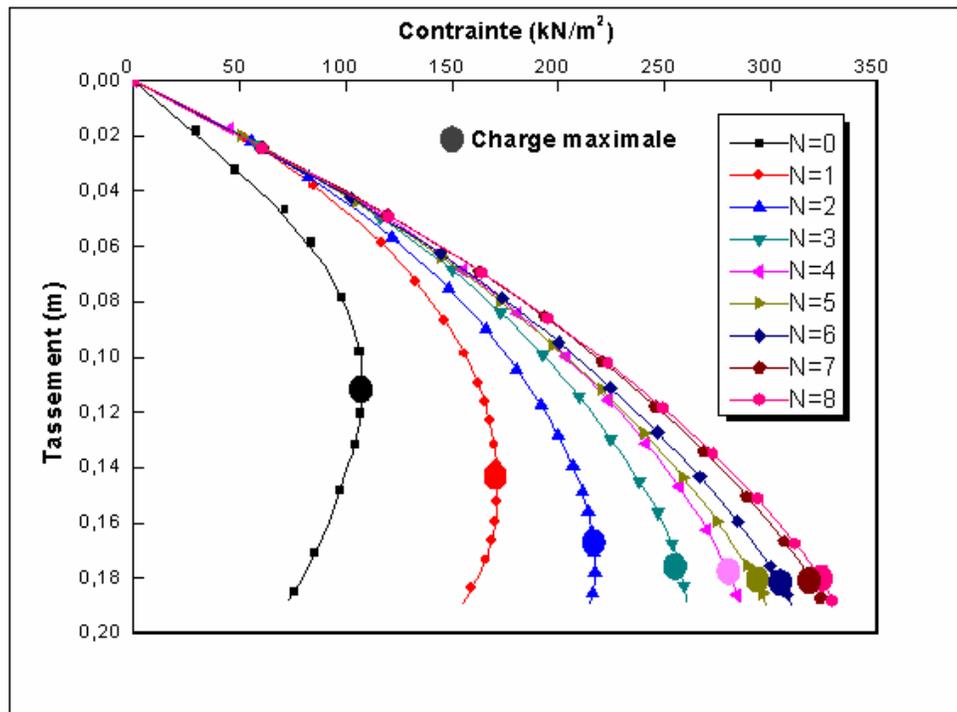


Figure 6.38 Courbes chargement-tassement avec  $h=0,30B$  et  $b=10B$

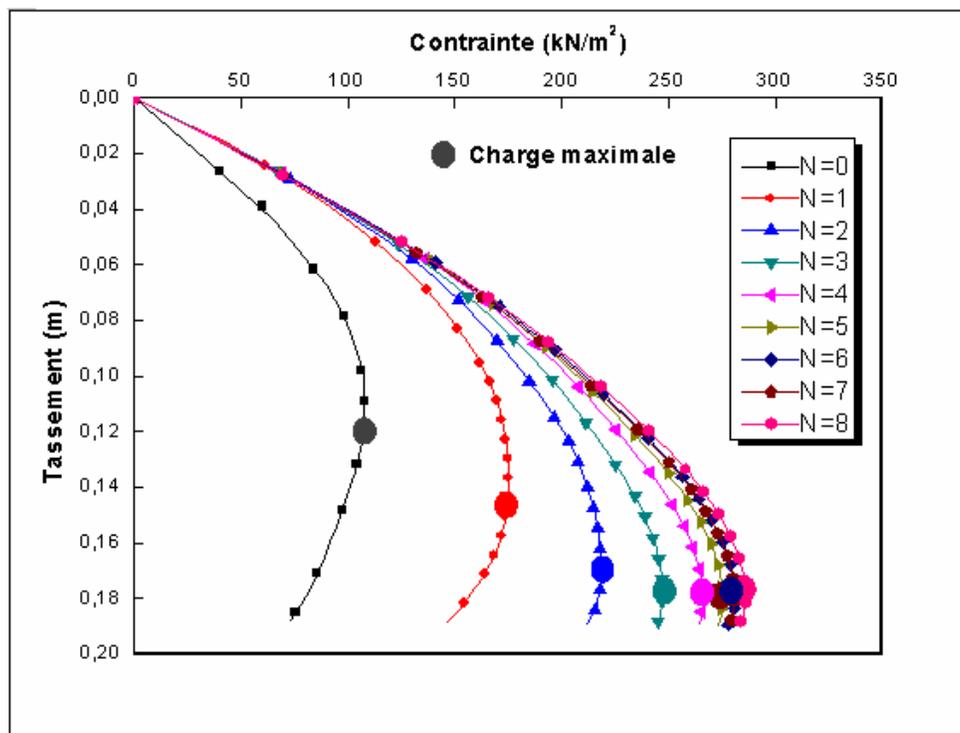


Figure 6.39 Courbes chargement-tassement avec  $h=0,35B$  et  $b=10B$

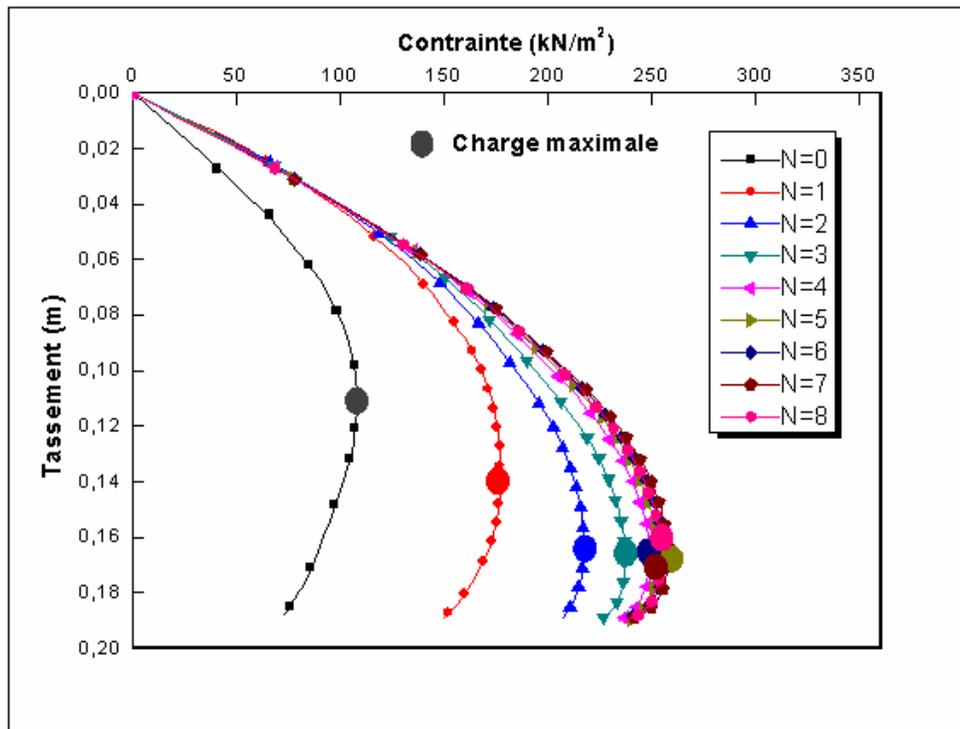


Figure 6.40 Courbes chargement-tassement avec  $h=0,40B$  et  $b=10B$

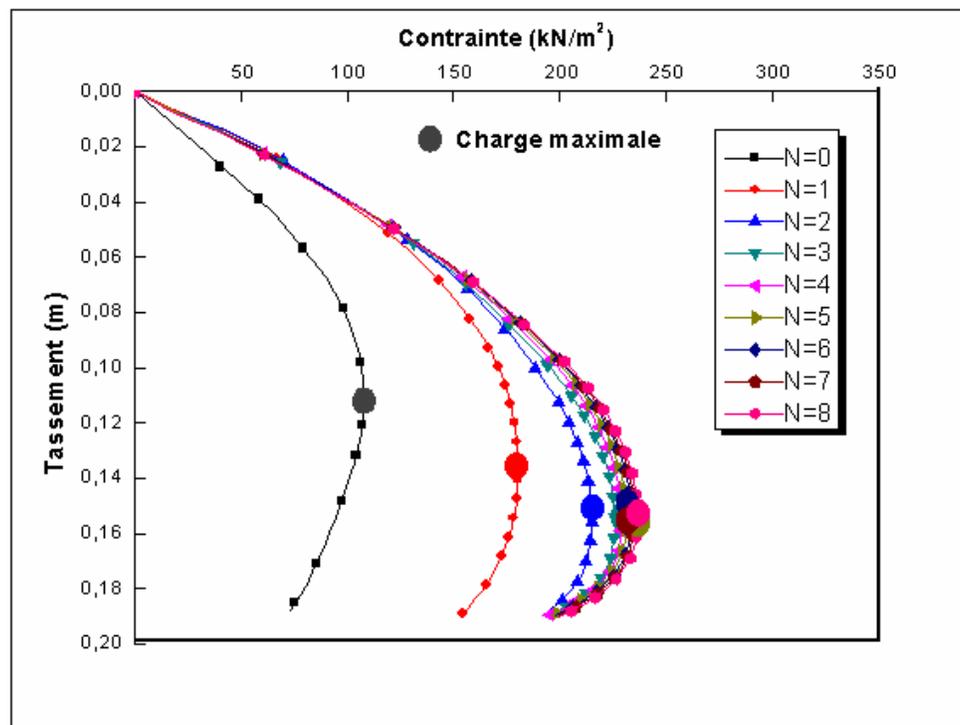


Figure 6.41 Courbes chargement-tassement avec  $h=0,45B$  et  $b=10B$

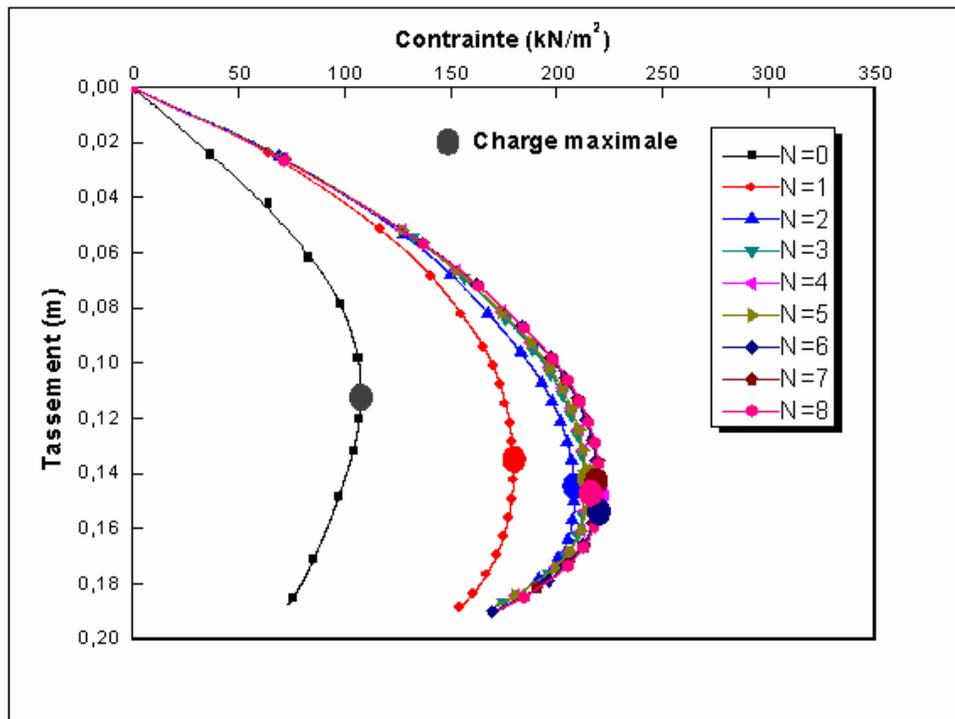


Figure 6.42 Courbes chargement-tassement avec  $h=0,50B$  et  $b=10B$

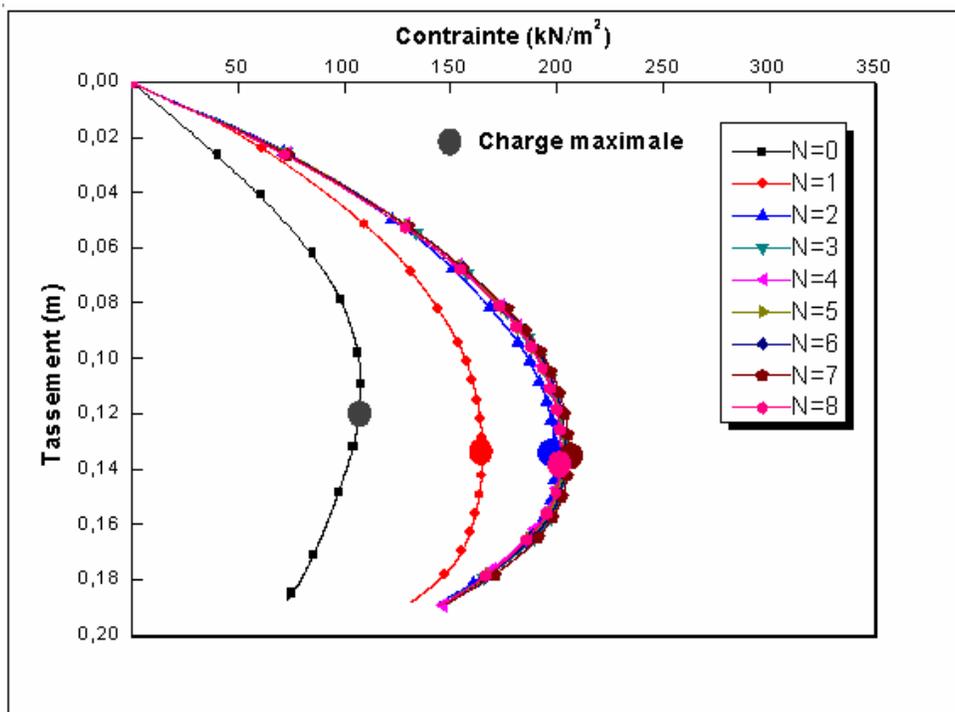


Figure 6.43 Courbes chargement-tassement avec  $h=0,55B$  et  $b=10B$

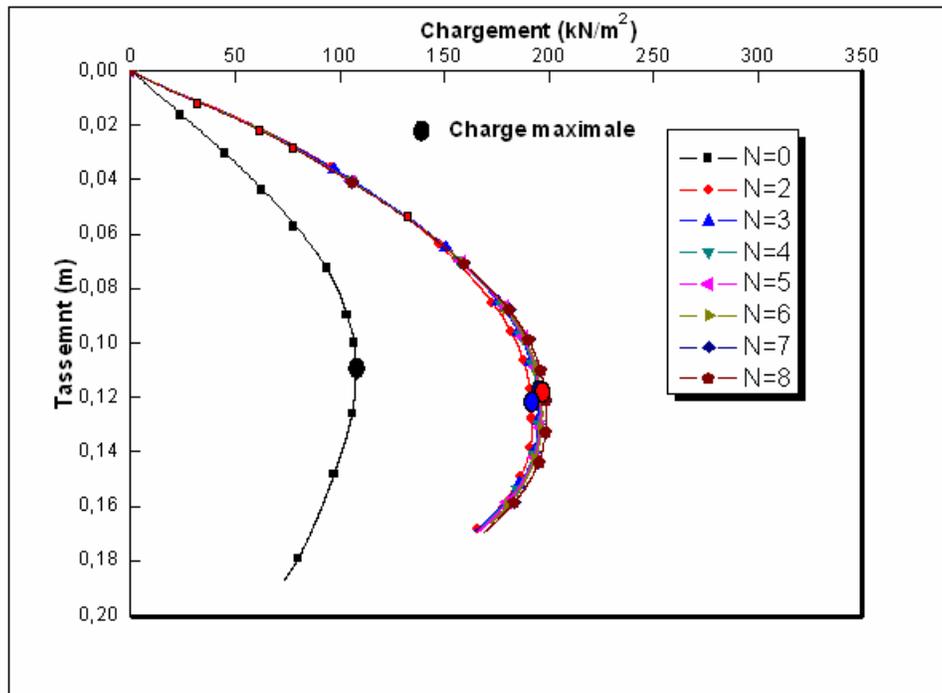


Figure 6.44 Courbes chargement-tassement avec  $h=0,60B$  et  $b=10B$

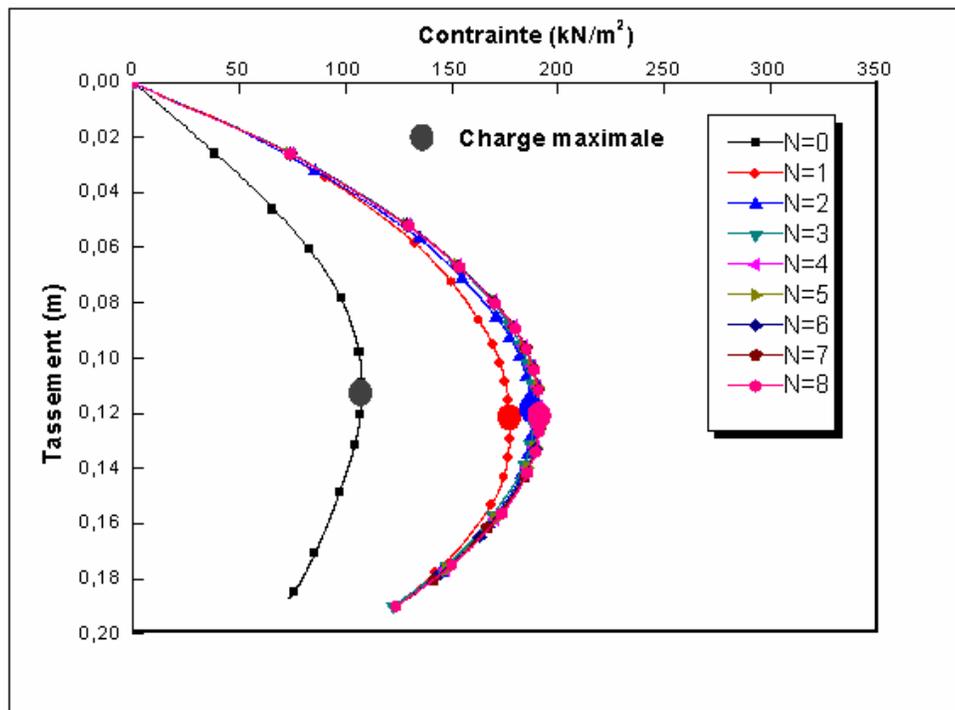


Figure 6.45 Courbes chargement-tassement avec  $h=0,65B$  et  $b=10B$

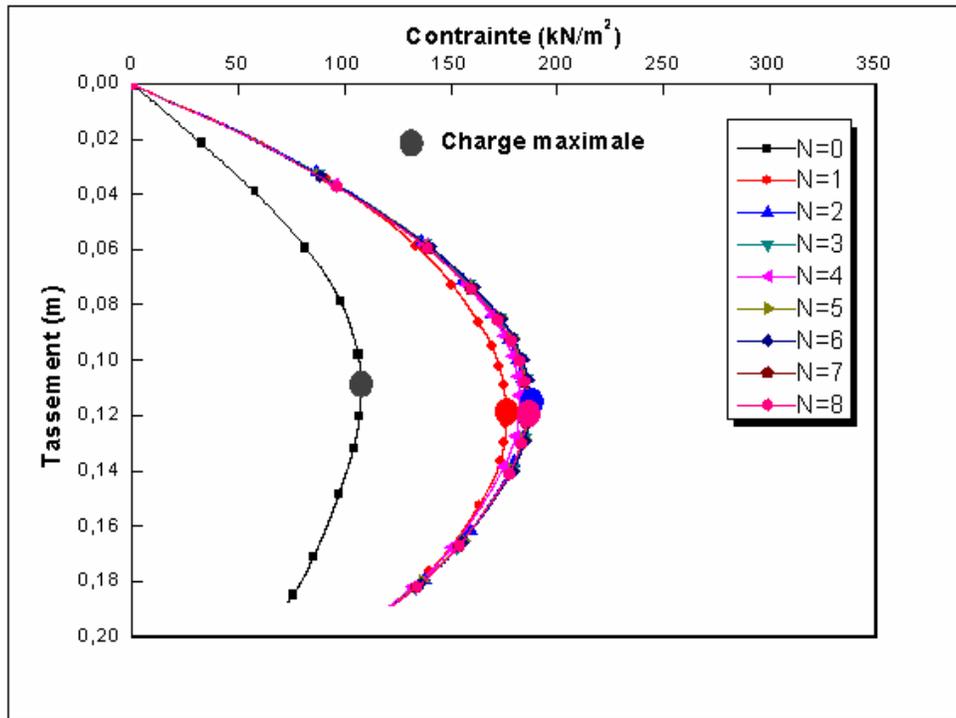


Figure 6.46 Courbes chargement-tassement avec  $h=0,70B$  et  $b=10B$

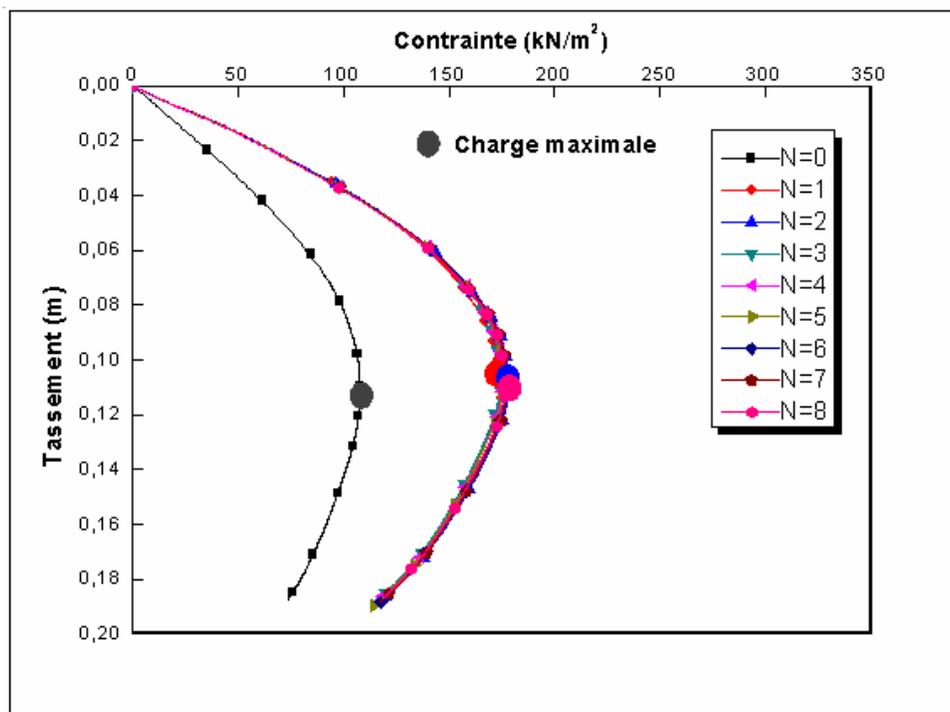
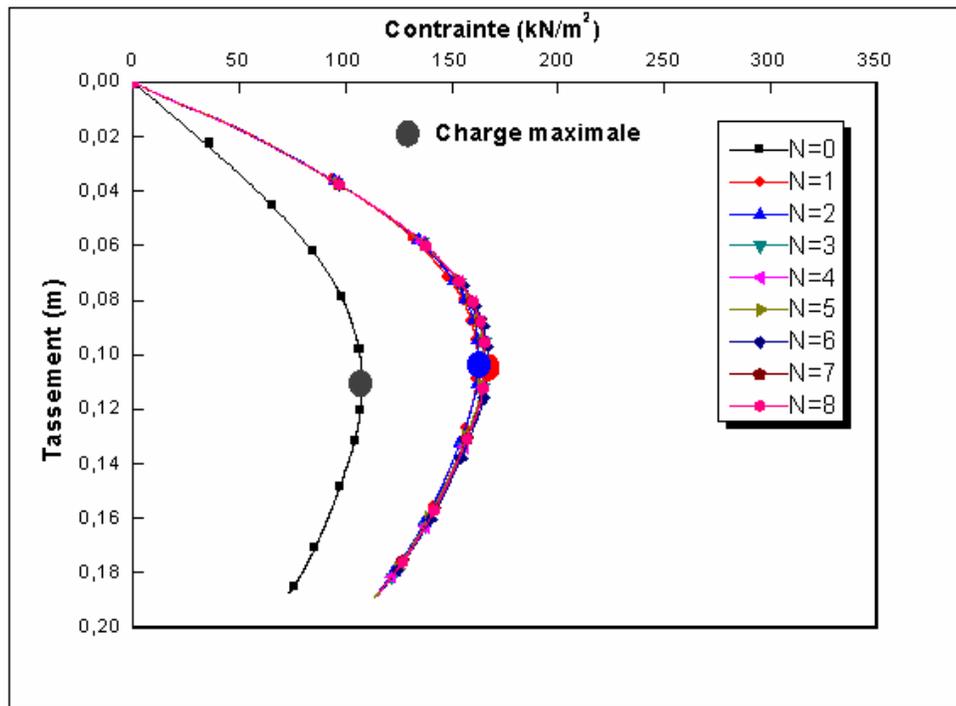


Figure 6.47 Courbes chargement-tassement avec  $h=0,75B$  et  $b=10B$



**Figure 6.48** Courbes chargement-tassement avec  $h=1B$  et  $b=10B$

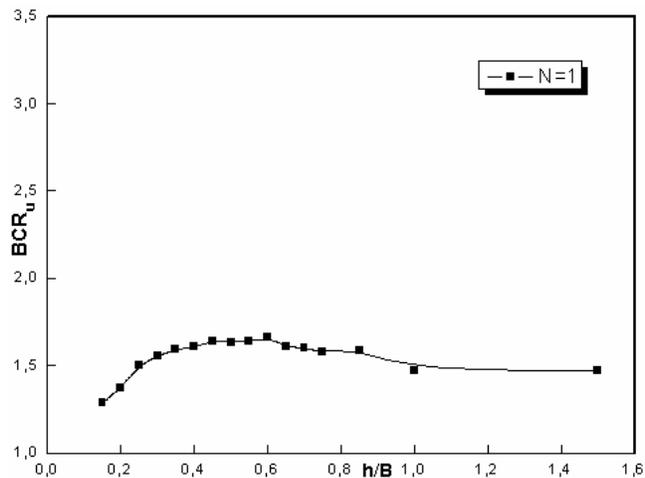
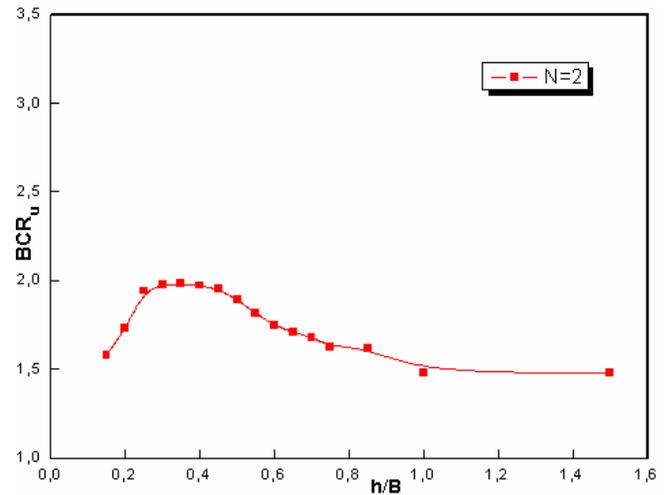
Les tableaux (6.3) et (6.4) résument les résultats en terme de capacité portante ( $kN/m^2$ ) et en terme de BCR respectivement en fonction du nombre de nappes du renforcement et de la distance entre les nappes de renforcement (h).

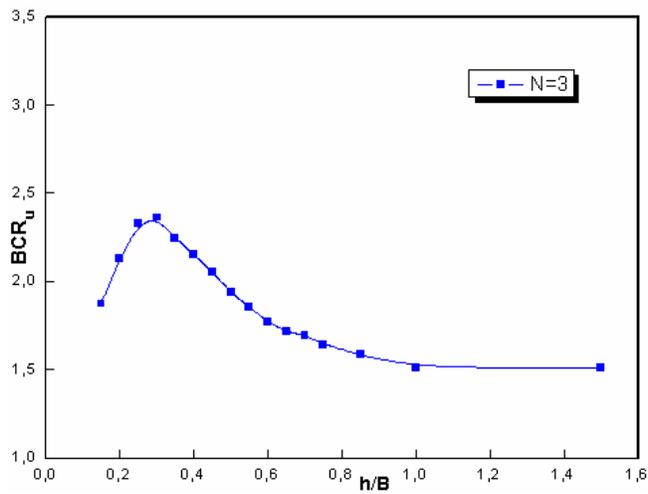
h/B \ N	1	2	3	4	5	6	7	8
0,05	124,9	144,7	160,3	178,8	193,1	209,8	223,5	246,4
0,1	130,9	166,8	183,2	213,9	236,6	262,0	284,4	305,6
0,15	142,3	174,6	207,0	246,9	276,0	306,1	326,9	348,4
0,2	151,5	190,1	233,1	268,0	302,4	346,4	338,2	355,3
0,25	166,0	214,6	257,3	290,9	316,6	333,5	345,4	356,0
0,3	172,03	218,3	261,1	287,0	301,1	313,4	327,7	333,0
0,35	175,8	219,2	248,1	267,0	276,3	282,3	282,0	287,1
0,4	177,7	218,0	238,0	249,6	253,7	256,5	258,8	255,3
0,45	181,2	215,5	226,8	229,9	232,3	234,5	236,0	237,7
0,5	180,5	209,4	214,1	215,4	215,4	220,5	221,3	221,6
0,55	181,4	200,3	204,9	202,69	203,9	204,8	206,4	202,6
0,6	183,3	193,1	195,9	196,3	196,9	197,77	199,7	199,7
0,65	178,2	188,7	189,5	191,6	191,6	192,2	192,3	192,3
0,7	176,7	185,8	187,3	183,0	187,4	187,8	186,3	186,3
0,75	174,5	179,9	181,5	182,6	180,4	179,6	182,7	182,2
0,85	175,6	178,9	175,0	175,9	176,3	178,0	179,0	179,0
1	162,7	163,4	166,7	166,7	165,8	167,7	166,5	166,7
1,5	162,7	163,4	166,7	166,7	165,8	167,7	166,5	166,7

**Tableau 6.3** Résumé des résultats en terme de capacité portante

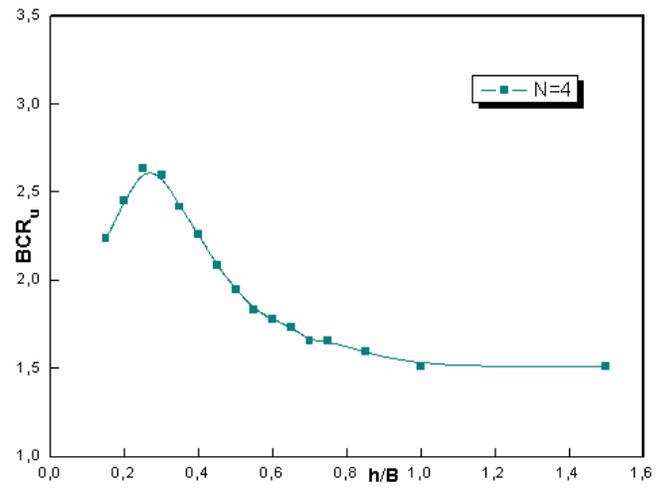
Les courbes donnent la variation du  $BCR_u$  en fonction de h/B sont illustrées dans les figures 6.49 à 6.56. Ces courbes sont regroupées dans la figure 6.57.

$h/B \backslash N$	1	2	3	4	5	6	7	8
0,05	1,1	1,3	1,4	1,6	1,7	1,9	2,0	2,2
0,1	1,2	1,5	1,6	1,9	2,1	2,4	2,6	2,8
0,15	1,3	1,6	1,9	2,2	2,5	2,8	3,0	3,2
0,2	1,4	1,7	2,1	2,4	2,8	3,2	3,1	3,2
0,25	1,5	1,9	2,3	2,6	2,9	3,0	3,1	3,2
0,3	1,5	2,0	2,4	2,6	2,7	2,9	3,0	3,0
0,35	1,6	2,0	2,2	2,4	2,5	2,6	2,6	2,6
0,4	1,6	2,0	2,2	2,3	2,3	2,3	2,3	2,3
0,45	1,6	1,9	2,1	2,1	2,1	2,1	2,1	2,2
0,5	1,6	1,9	1,9	1,9	1,9	2,0	2,0	2,0
0,55	1,6	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8	1,9	1,8
0,6	1,6	1,7	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8
0,65	1,6	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7
0,7	1,6	1,7	1,7	1,6	1,7	1,7	1,7	1,7
0,75	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6
0,85	1,6	1,65	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6
1	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5

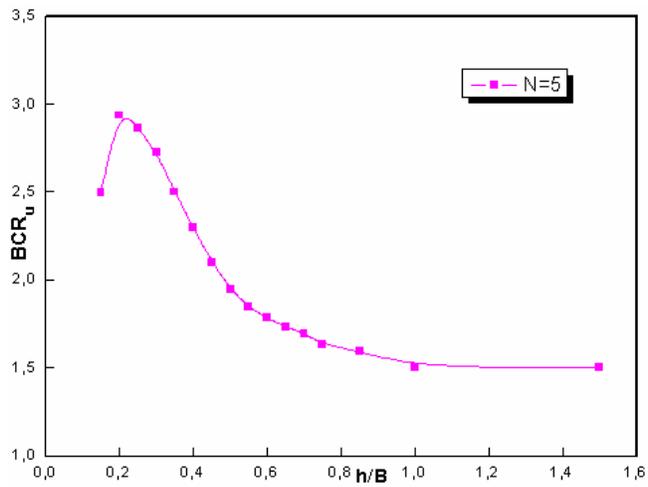
**Tableau 6.4** Résumé des résultats en terme de BCR**Fig. 6.49** Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $h/B$  avec  $N=1$ **Fig 6.50** Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $h/B$  avec  $N=2$



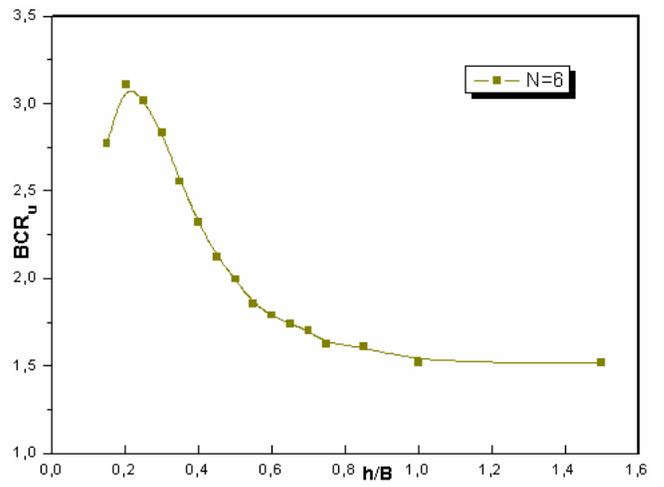
**Fig. 6.51** Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $h/B$  avec  $N=3$



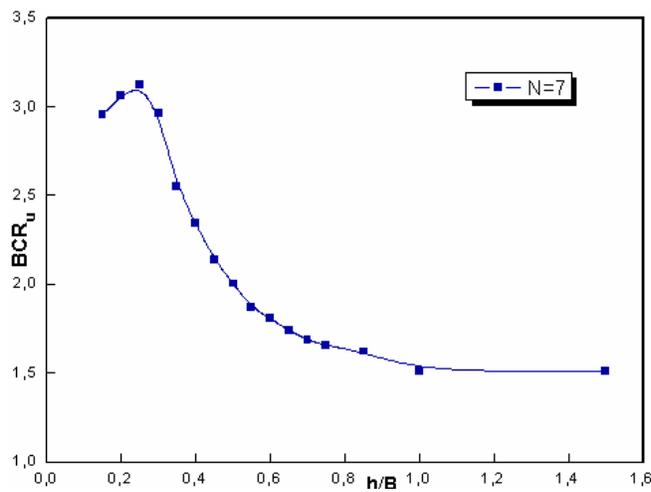
**Fig. 6.52** Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $h/B$  avec  $N=4$



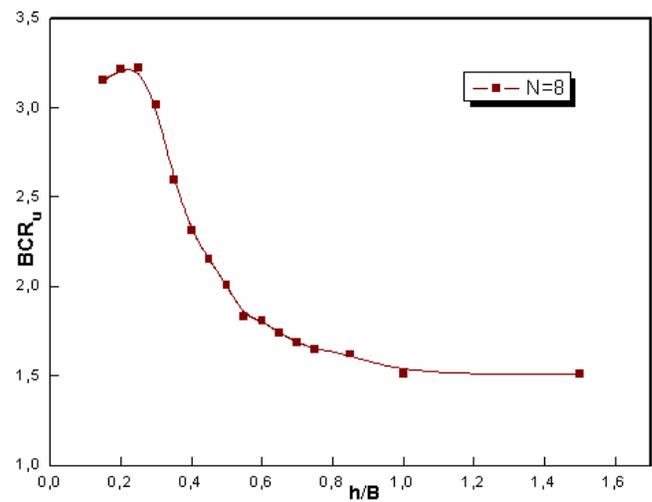
**Fig. 6.53** Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $h/B$  avec  $N=5$



**Fig. 6.54** Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $h/B$  avec  $N=6$



**Fig.6.55** Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $h/B$  avec  $N=7$



**Fig. 6.56** Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $h/B$  avec  $N=8$

On remarque que pour  $0,6 \leq h/B < 1$ , l'effet est le même quel que soit le nombre de géogrilles. Ceci est illustré dans les courbes chargement-tassement (figures 6.34 à 6.48). Dans ce cas le  $BCR_u$  est compris entre 1,5 et 1,8.

Lorsque  $h/B \geq 1$ , les géogrilles n'ont aucune influence ; la rupture par cisaillement s'est produite dans la zone au dessus de la première nappes de géogrille.

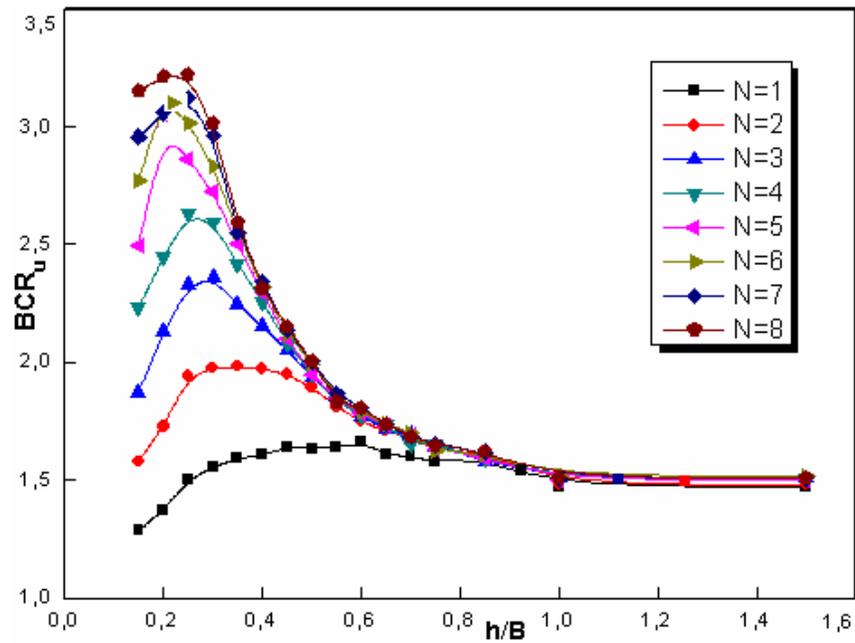


Figure 6.57 Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $h/B$

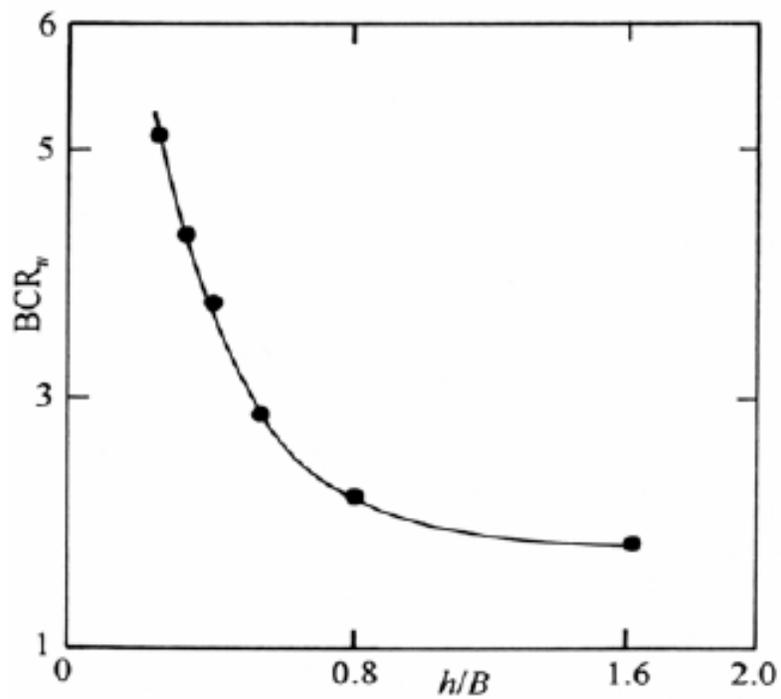


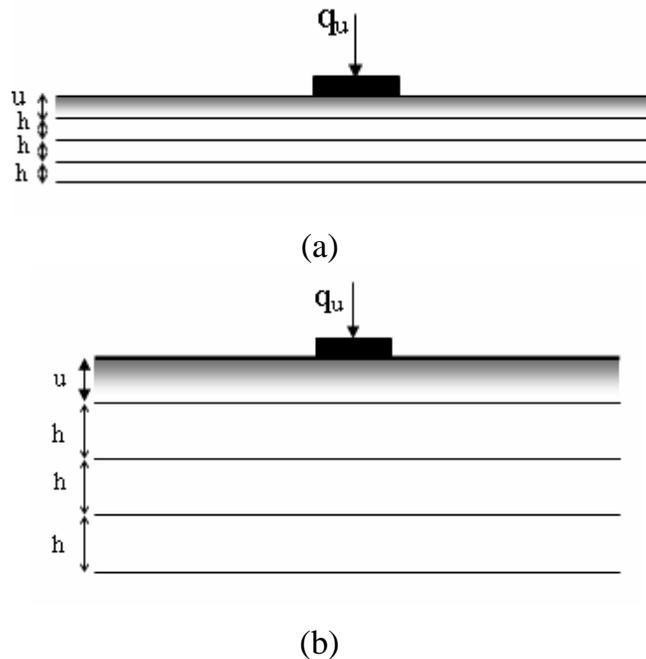
Figure 6.58 Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $h/B$  d'après Shin et Das (1999)

La figure 6.57 montre la variation de  $BCR_u$  en fonction de  $h/B$ . On remarque plus ou moins la même tendance pour l'ensemble des courbes. Il est évident qu'en faisant varier la distance ( $h$ ) on modifie également la profondeur de renforcement ( $d$ ).

Les courbes obtenues montrent que le rapport de la capacité portante a une valeur maximale pour  $h=0,20B$  et  $0,35B$  pour  $N>1$ . Lorsque  $N=1$  le  $BCR_u$  maximum correspond à  $h=0,45B$ . Au-delà, il y a une diminution brusque du rapport de la capacité portante jusqu'à environ  $0,60B$ . Ensuite la diminution est moins importante pour se stabiliser à environ  $h/B$  égale à 1.

Ceci explique le fait que la sollicitation des nappes est maximale pour  $h=0,25B$ . De ce fait il est possible de recommander une valeur de  $h/B$  comprise entre 0,25 et 0,5. Ce qui concorde avec les résultats de Shin et Das (1999) (figure 3.58) qui préconisent un intervalle 0,25 – 0,4.

#### 6.4.1.1 Interprétation des résultats ( $h/B$ )



**Figure 6.59** Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $h/B$

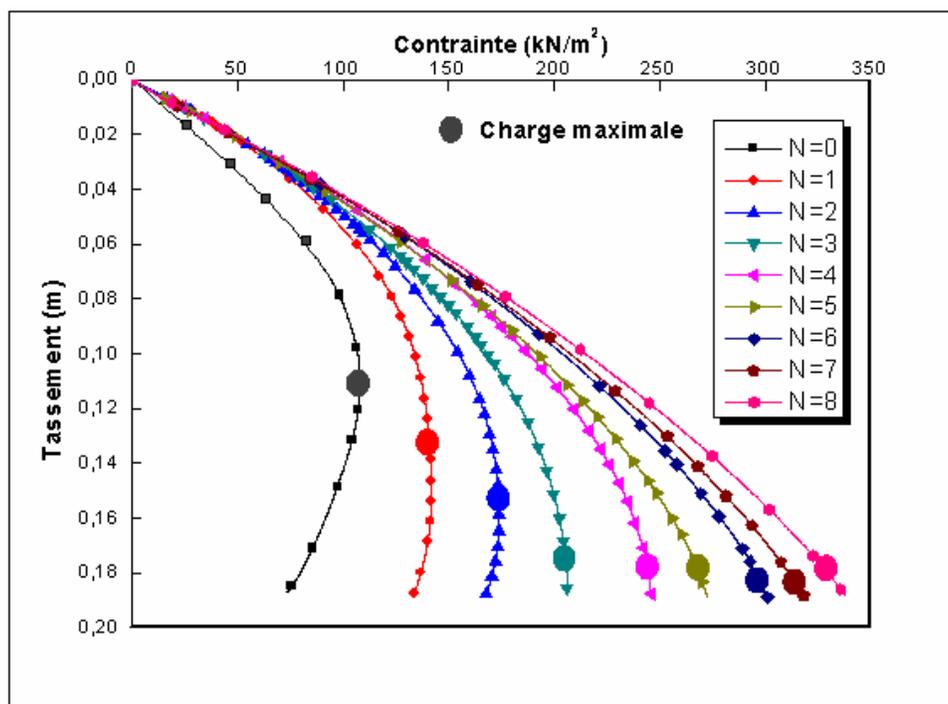
Plus la distance entre les nappes de renforcement ( $h$ ) est petite figure (6.59.a) plus l'interaction sol-géogridde diminuera ce qui implique que la force de frottement ne se développera pas à l'interface sol-renforcement. Cette dernière donne un enclenchement entre le sol et les nappes de renforcements. Comme résultat, il y aura un manque de confinement latéral (le module de compressibilité du sol reste faible), ce qui n'améliore pas la capacité portante.

Quand la distance entre les nappes du renforcement ( $h$ ) est grande figure (6.59.b), le sol renforcé se comporte à peu près comme un sol non renforcé c'est à dire que la rupture par cisaillement du sol devient très possible à s'engendrer et comme résultat, les nappes de géogriddes subissent une déchirure, ce qui implique que l'augmentation de la capacité portante n'aura pas lieu.

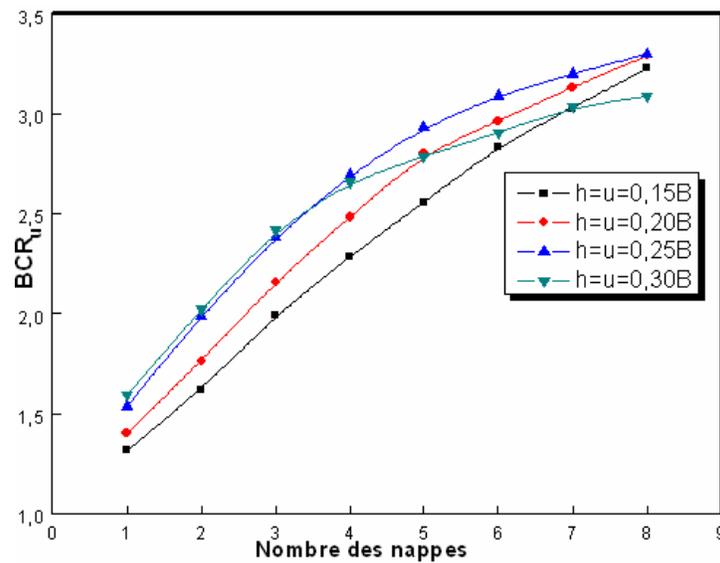
### 6.4.2 Influence de N

Pour étudier l'influence de N (nombre de nappes de renforcement) sur la capacité portante, 141 essais ont été effectués, avec  $h=u$  et  $b=10B$ . Des résultats typiques sont présentés sous forme de courbes chargement-tassement sur les figures 6.60, 6.62 et 6.64.

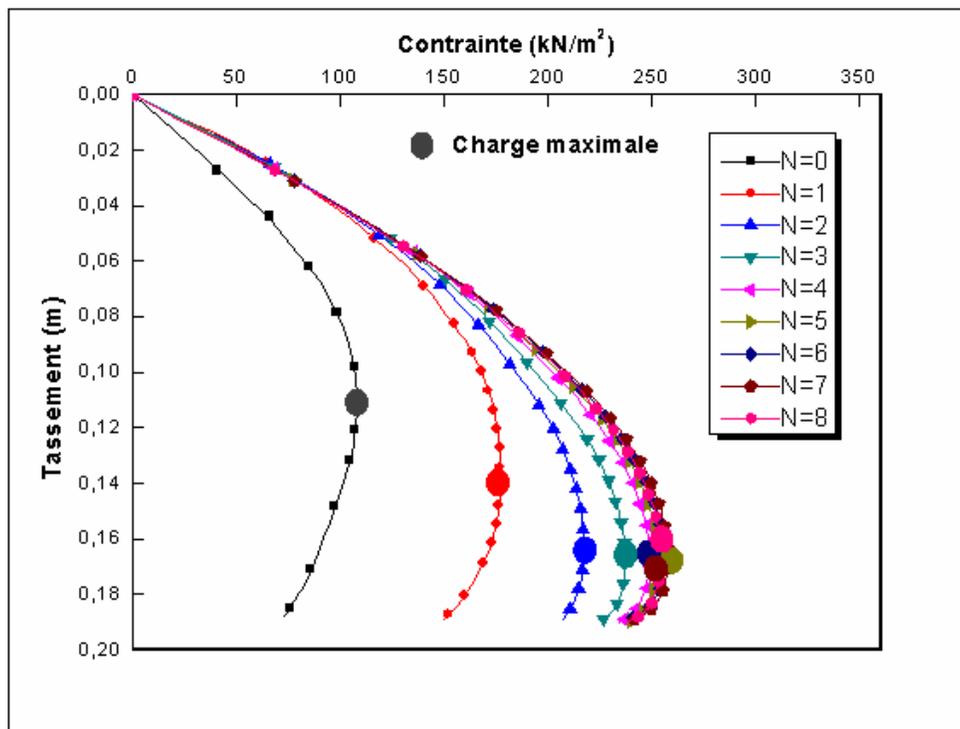
Les résultats qui sont regroupés dans les figures 6.61, 6.63 et 6.65 illustrent la variation de  $BCR_u$  en fonction du nombre de nappes.



**Figure 6.60** Courbes chargement-tassement avec  $h=u=0,15B$  et  $b=10B$



**Figure 6.61** Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $N$  avec  $u=h$  et  $b=10B$



**Figure 6.62** Courbes chargement-tassement avec  $h=u 0,40B$  et  $b=10B$

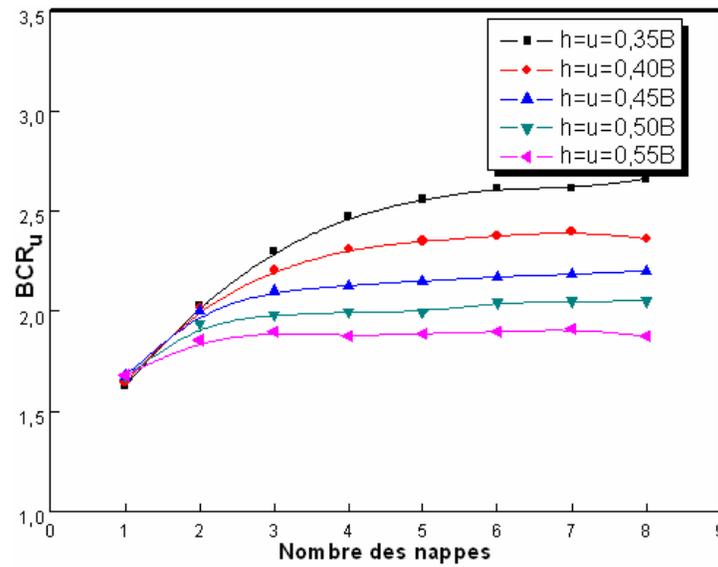


Figure 6.63 Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $N$  avec  $u=h$  et  $b=10B$

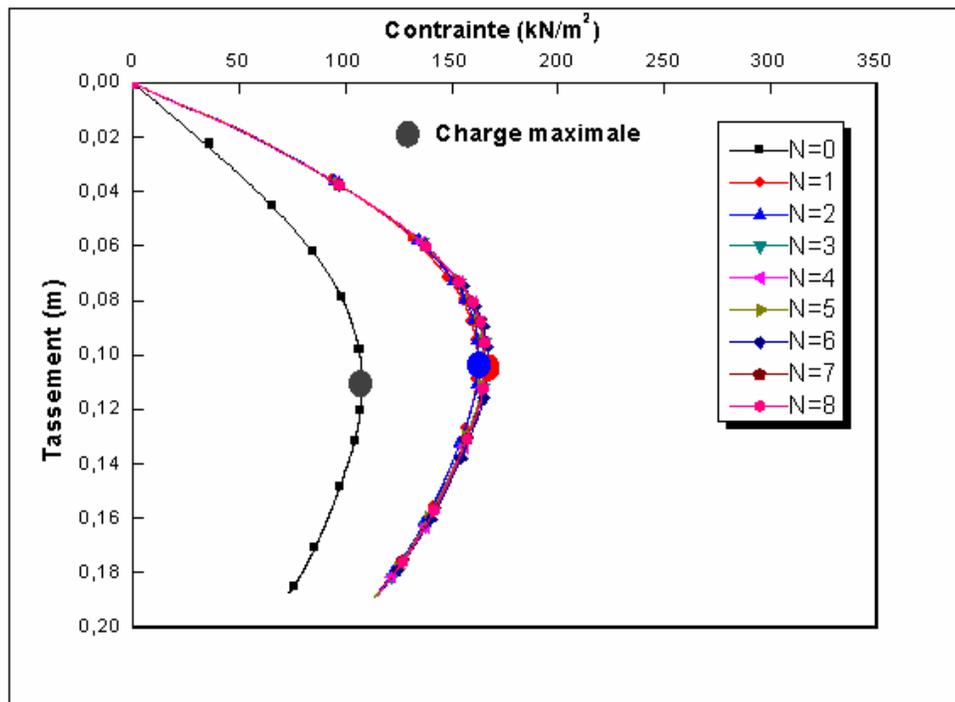
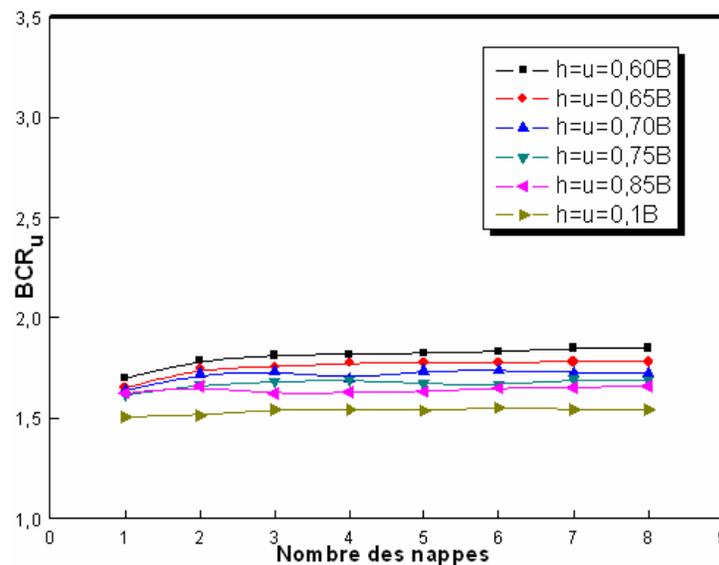


Figure 6.64 Courbes chargement-tassement avec  $h=u=1B$  et  $b=10B$



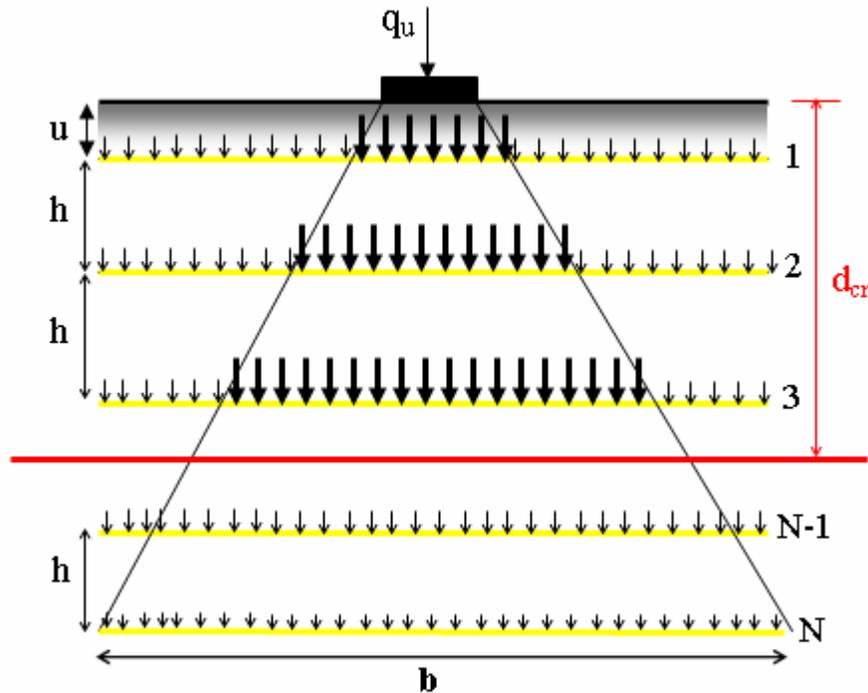
**Figure 6.65** Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $N$  avec  $u=h$  et  $b=10B$

On distingue trois types de tendances:

- $BCR_u$  augmente avec le nombre de nappes quand  $h$  et  $u$  varient entre  $0,15B$  et  $0,30B$  respectivement et est susceptible d'atteindre une valeur de 3 à 3,5 pour 8 nappes de renforcement.
- Quand  $h$  et  $u$  sont compris entre  $0,35B$  et  $0,55B$  respectivement,  $BCR_u$  augmente avec  $N$  tant que ce dernier est inférieur à cinq. Au delà de  $N=5$ , pratiquement aucune augmentation de la capacité portante n'a lieu. Les valeurs de  $BCR_u$  sont comprises entre 1,8 et 2,8 pour  $N \geq 5$ .
- Pour  $u$  et  $h \geq 0,70B$  la valeur du rapport de la capacité portante est constante quelque soit  $N$ .

Ces résultats permettent de conclure que l'effet du nombre de nappes dépend également de la distance entre nappes ( $h$ ) et la distance entre la base de la fondation et la première nappe ( $u$ ). Il est alors suggéré de prendre des valeurs de  $N$  comprises entre 4 et 8 pour des valeurs de ( $h$ ) et ( $u$ ) appropriées.

### 6.4.2.1 Interprétation des résultats (N)

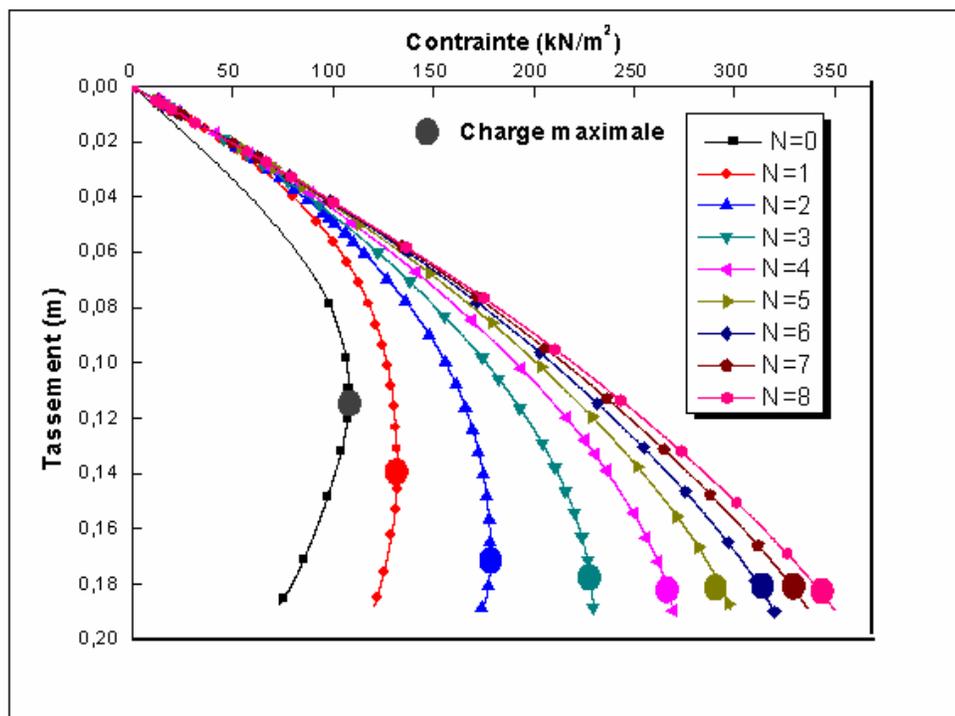


**Figure 6.66** Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $N$  avec  $u=h$  et  $b=10B$

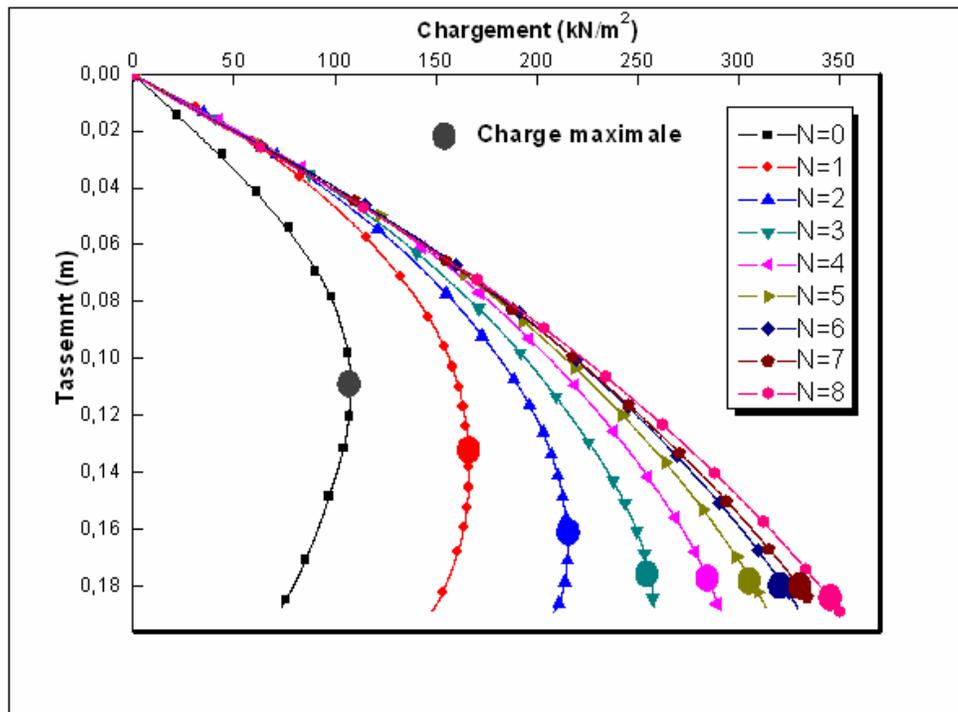
Quand une charge est appliquée au sol à travers la fondation, elle va être répartie comme indiqué sur la figure 6.66. Pour une profondeur inférieure ou égale à  $d_{cr}$  ( la profondeur de renforcement) les contraintes sont maximales ce qui implique que les nappes sont bien sollicitées et à chaque fois que le nombre de nappes augmente la capacité portante augmente aussi ; ceci est dû aux contraintes maximales sollicitant ces nappes. Au-dessous de la profondeur de renforcement les contraintes réparties sont minimales ce qui donne comme résultat que la sollicitation des nappes de renforcement est très faible ; de ce fait, quelque soit le nombre des nappes placées au-dessous de ( $d_{cr}$ ) le BCR reste constant.

### 6.4.3 Influence de $u/B$

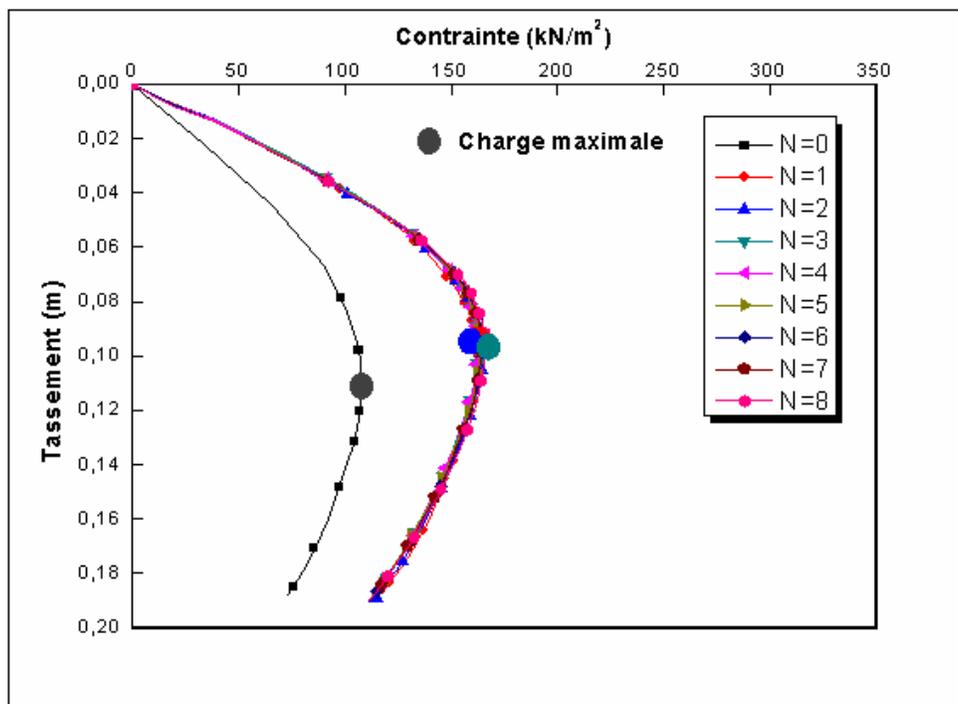
Pour étudier l'influence de  $u$  sur la capacité portante, 112 essais ont été effectués. Les valeurs de  $(h)$  et  $(b)$  ont été prises égales à  $0,25B$  et  $10B$  respectivement alors que pour  $N$  des valeurs allant jusqu'à 8 ont été considérées. Des courbes typiques chargement-tassement avec  $u=0,10B$ ,  $u=0,30B$ ,  $u=1B$ , sont présentées dans les figures 6.67, 6.68 et 6.69.



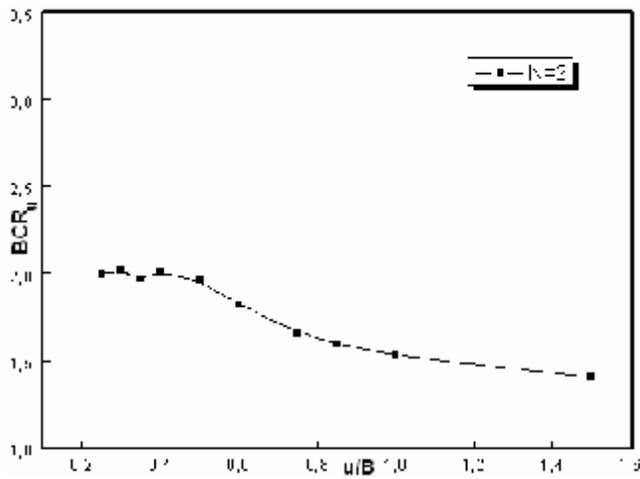
**Figure 6.67** Courbes chargement-tassement avec  $u=0,10B$   $h=0,25B$  et  $b=10B$



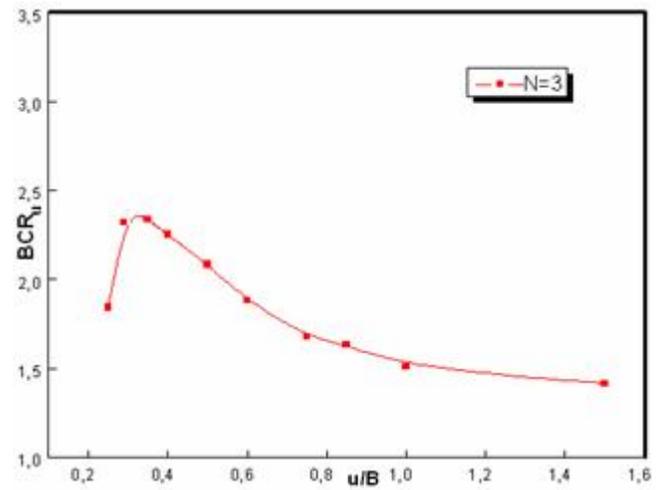
**Figure 6.68** Courbes chargement-tassement avec  $u= 0,30 B$   $h=0,25B$  et  $b=10B$



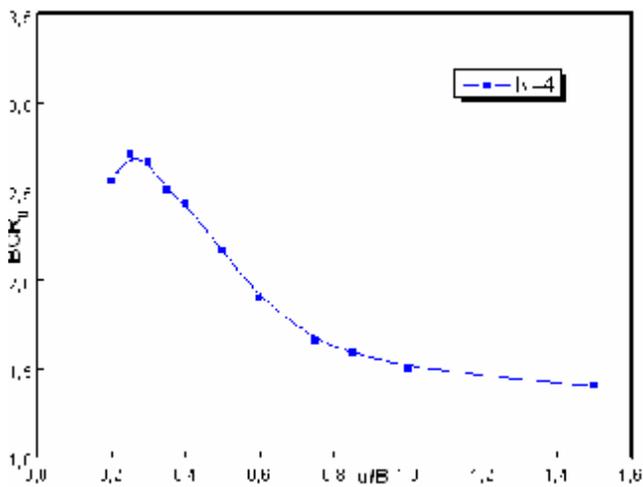
**Figure 6.69** Courbes chargement-tassement avec  $u= 1B$   $h=0,25B$  et  $b=10B$



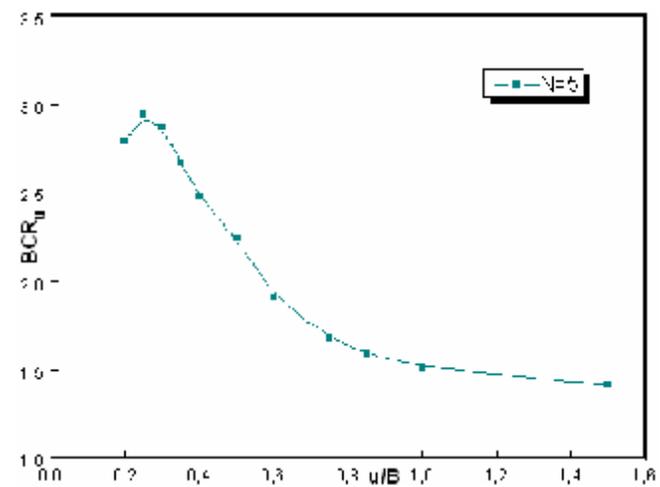
**Fig 6.70** Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $u/B$  avec  $N=2$



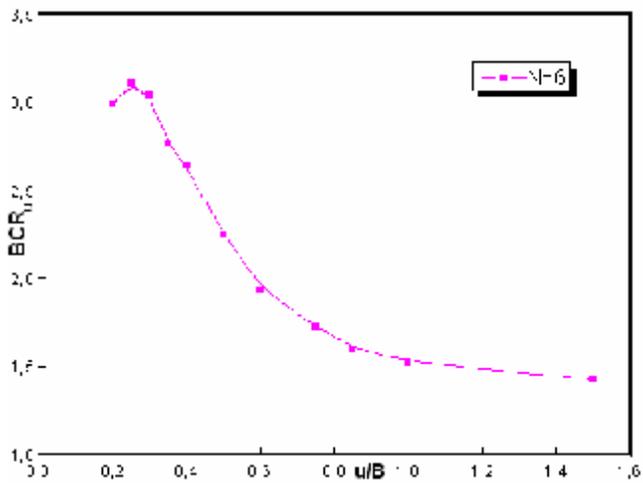
**Fig 6.71** Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $u/B$  avec  $N=3$



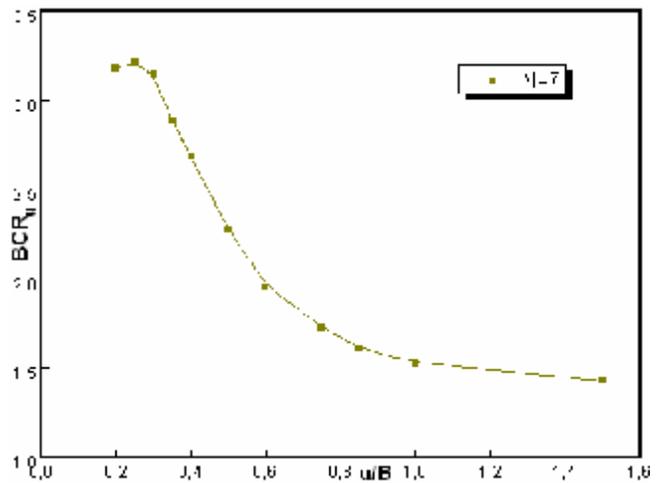
**Fig. 6.72** Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $u/B$  avec  $N=4$



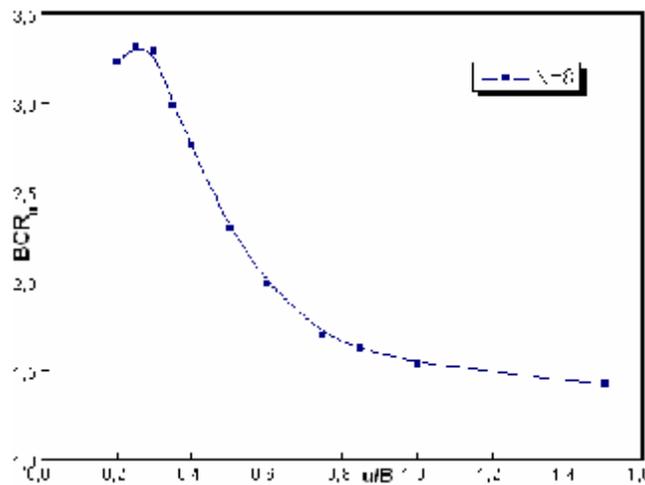
**Fig. 6.73** Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $u/B$  avec  $N=5$



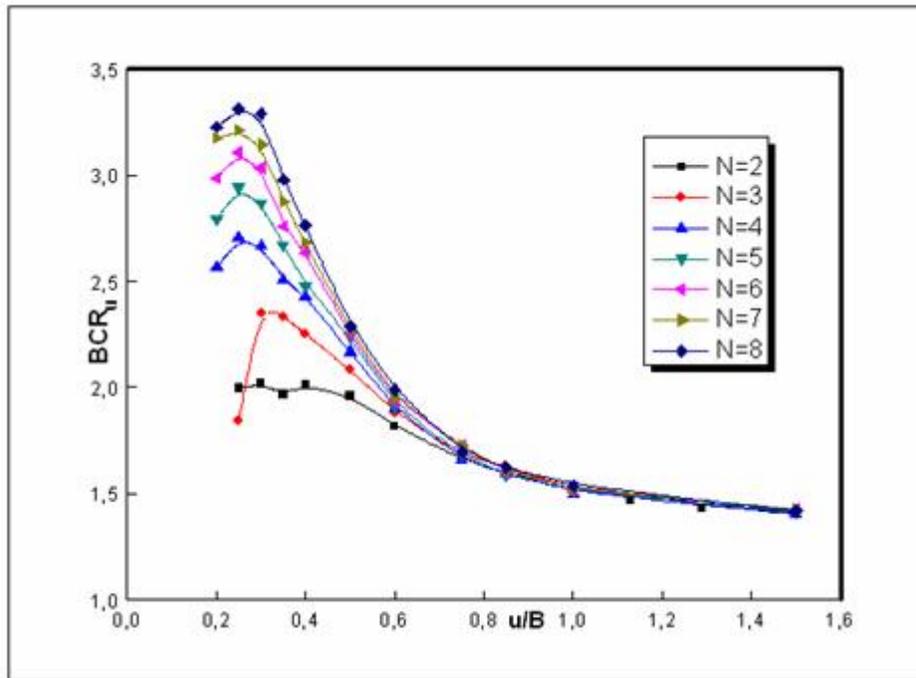
**Fig. 6.74** Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $u/B$  avec  $N=6$



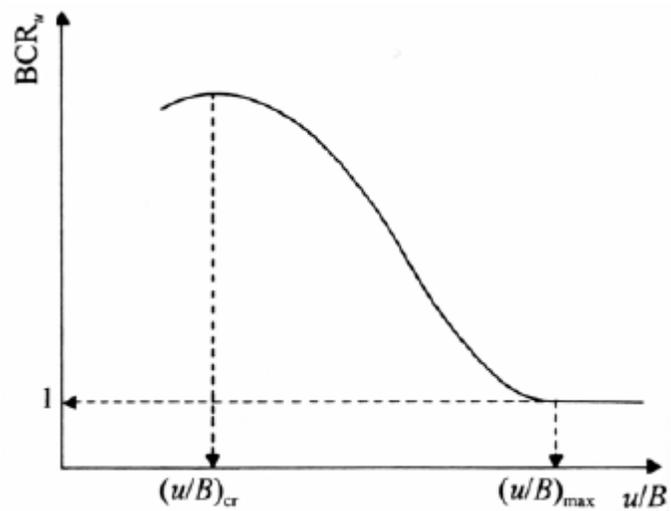
**Fig. 6.75** Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $u/B$  avec  $N=7$



**Figure 6.76** Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $u/B$  avec  $N=8$ .



**Figure 6.77** Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $u/B$ .



**Figure 6.78** Nature générale de la variation de  $BCR_u$  en fonction de  $u/B$

Les résultats regroupés dans la figure 6.77 montrent que  $BCR_u$  est maximum pour  $u=0,28B-0,35B$ . Au-delà, il diminue brusquement entre environ  $0,35B$  et  $0,60B$  quand  $u$  croît. A partir de  $u=B$  approximativement,  $BCR_u$  diminue faiblement et ce quelque soient les valeurs de  $u$  et le nombre de nappes. De ce fait indiquant qu'un effet bénéfique se produit quand le renforcement est placé au sein d'une distance égale ou inférieure à la largeur de la fondation. Des valeurs de  $(u/B)_{cr}$  comprises entre 0,25 et 0,35 sont susceptibles d'être proposées. Ces valeurs sont incluses dans le domaine proposé par Shin et Das (1999). A la suite de cette recherche il est possible de conclure que  $u/B$  devrait être limité au domaine  $0,20B$  à  $0,50B$ , pour lequel  $BCR_u$  est compris entre 2 et 3,3. On remarque aussi que  $u$  a pratiquement le même ordre de grandeur que  $h$ .

Il est à noter que normalement lorsque la distance ( $u$ ) est importante la rupture a bien lieu juste sous la fondation. Dans ce cas les géogrilles n'ont aucun effet sur la capacité portante et la valeur de  $BCR_u$  devrait être égale à 1.

Dans notre cas  $BCR_u=1,5$  car les caractéristiques du sol renforcé et non renforcé ne sont pas les mêmes.

Les tableaux 6.6 et 6.7 résument les résultats regroupés dans la figure 6.77 en terme de capacité portante ( $kN/m^2$ ) et en terme de BCR respectivement en fonction du nombre de nappes de renforcement et de la distance entre la base de la fondation et la première nappe de géogrilles ( $u$ ).

$u/B$ N	0,05	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,75	1	1,5
1	129,5	132,0	145,3	150,2	166,5	181,1	175,8	178,2	175,4	162,9	160,7
2	165,4	178,5	192,9	197,3	215,4	217,6	212,4	217,2	179,2	164,8	152,1
3	216,6	229,7	237,4	248,2	196,2	260,0	251,9	243,1	181,2	162,8	153,1
4	261,5	271,4	275,2	276,8	291,9	287,9	270,7	262,1	179,2	162,2	152,1
5	287,4	302,1	275,2	301,4	317,7	309,6	288,2	267,9	181,4	163,2	153,1
6	313,5	324,7	320,0	322,2	335,4	327,0	297,8	284,3	186,3	164,1	154,2
7	327,1	343,5	346,9	342,6	346,6	339,1	310,4	289,3	186,3	164,1	154,2
8	342,2	356,9	355,0	348,5	357,3	354,9	321,7	298,1	182,8	165,8	153,1

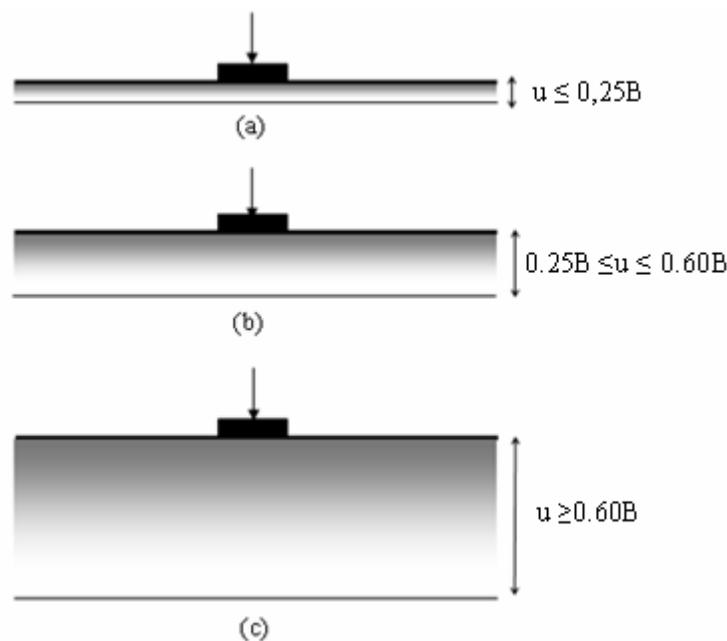
**Tableau 6.5** Résumé des résultats en terme de capacité portante

$\frac{u}{B}$ N	0,05	0,1	0,15	0,20	0,25	0,3	0,35	0,4	0,75	1	1,5
1	1,1	1,2	1,3	1,3	1,5	1,6	1,6	1,6	1,6	1,5	1,4
2	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	1,9	2,0	1,6	1,5	1,4
3	2,0	2,1	2,1	2,2	1,8	2,4	2,3	2,2	1,6	1,5	1,4
4	2,4	2,5	2,5	2,5	2,7	2,6	2,5	2,4	1,6	1,5	1,4
5	2,6	2,7	2,5	2,7	2,9	2,8	2,6	2,4	1,6	1,5	1,4
6	2,9	3,0	2,9	2,9	3,1	3,0	2,7	2,6	1,7	1,5	1,4
7	3,0	3,1	3,2	3,1	3,2	3,1	2,8	2,6	1,7	1,5	1,4
8	3,1	3,3	3,2	3,2	3,3	3,2	2,9	2,7	1,6	1,5	1,4

**Tableau 6.6** Résumé des résultats en terme de BCR

Ces résultats (Figure 6.77) concordent assez bien avec ceux existants dans la littérature. En effet, les courbes obtenues sont à peu près similaires à la courbe montrant la nature générale de la variation de  $BCR_u$  en fonction de  $u/B$  comme on peut la voir dans la figure (6.78).

#### 6.4.3.1 Interprétation des résultats pour $(u/B)$



**Figure 6.79** Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $u/B$

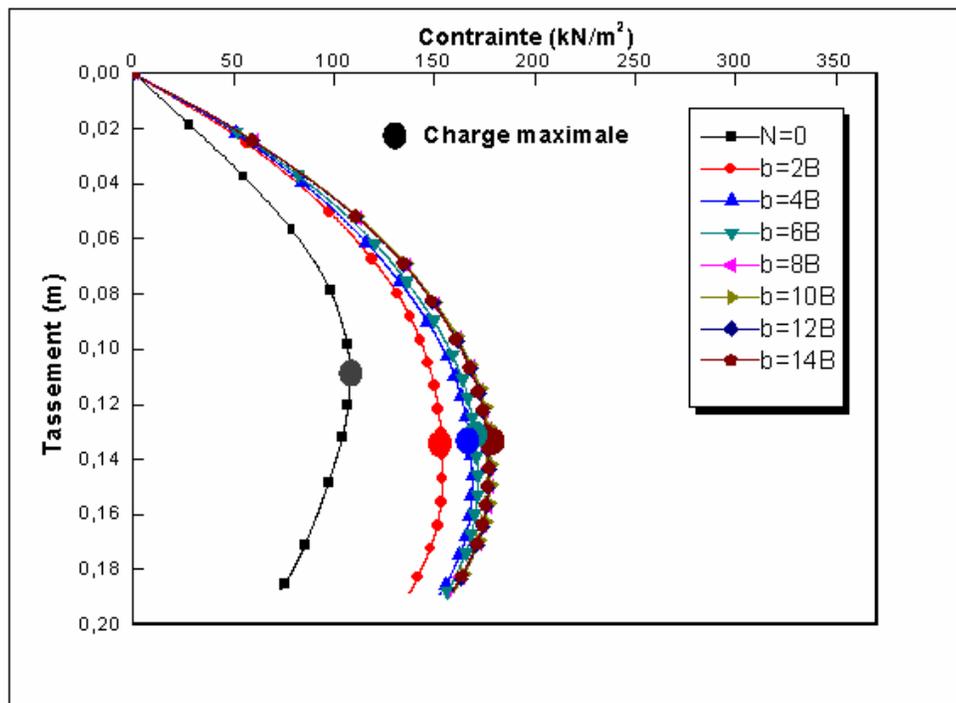
Quand la distance entre la première nappe et la base de la fondation ( $u$ ) est inférieure à  $0,25B$  figure 6.79.a, la capacité portante est faible ce qui peut expliquer qu'une rupture par traction s'est produite et mène les nappes de renforcement supérieures à la déchirure.

Si la distance entre la première nappe et la base de la fondation ( $u$ ) est plus grande qu'une valeur spécifique figure 6.79.c, la capacité portante est faible ce qui peut expliquer que les nappes de renforcement agissent en tant qu'éléments rigides, ces derniers ne se courbent pas ; de ce fait, une force dirigée vers le haut ne se développe pas pour soutenir la charge provenant de la fondation, ce qui n'améliore pas la capacité portante.

Mais quand ( $u$ ) varie entre  $0,25B$  et  $0,60B$  figure 6.79.b, les nappes de renforcement supérieures ne subissent pas une rupture par traction et sont en même temps sollicitées d'une manière positive, c'est-à-dire qu'elles se courbent sans déchirure ; de ce fait, une force dirigée vers le haut se développe pour soutenir la charge appliquée ce qui augmente la capacité portante du sol renforcé.

#### 6.4.4 Influence de $b/B$

Pour étudier l'influence de  $b$  sur la capacité portante, 56 essais ont été effectués, les valeurs des autres paramètres ont été fixées à part le nombre de nappes  $N$ . Les valeurs de  $u$  et  $h$  ont été prises respectivement égales à  $0,30B$  et  $0,25B$ . Des courbes typiques chargement-tassement avec  $u=0,30B$ ,  $h=0,25B$ ,  $N$  variant et  $b$  ayant différentes valeurs sont présentées ci-dessous.



**Figure 6.80** Courbes chargement-tassement avec  $h=0,25B$ ,  $u=0,30B$  et  $N=1$

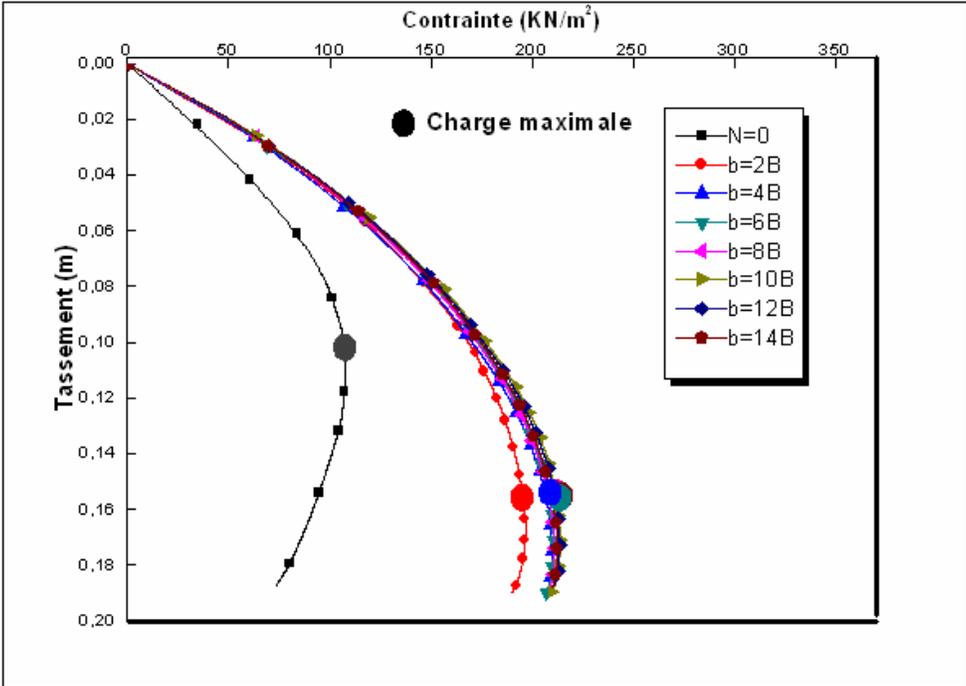


Figure 6.81 Courbes chargement-tassement avec  $h=0,25B$ ,  $u=0,30B$  et  $N=2$

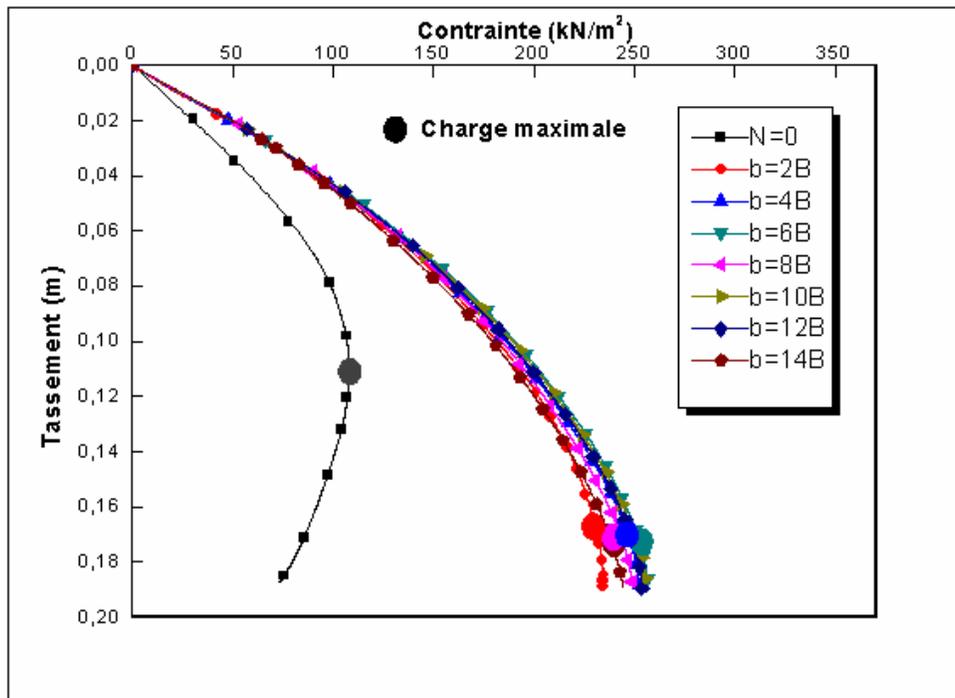


Figure 6.82 Courbes chargement-tassement avec  $h=0,25B$ ,  $u=0,30B$  et  $N=3$

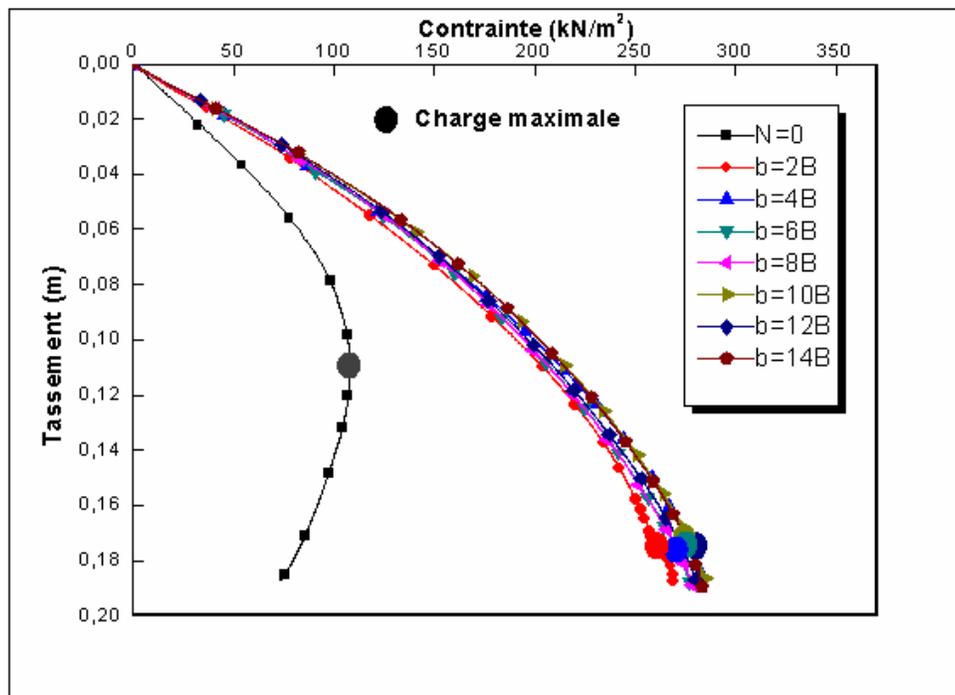
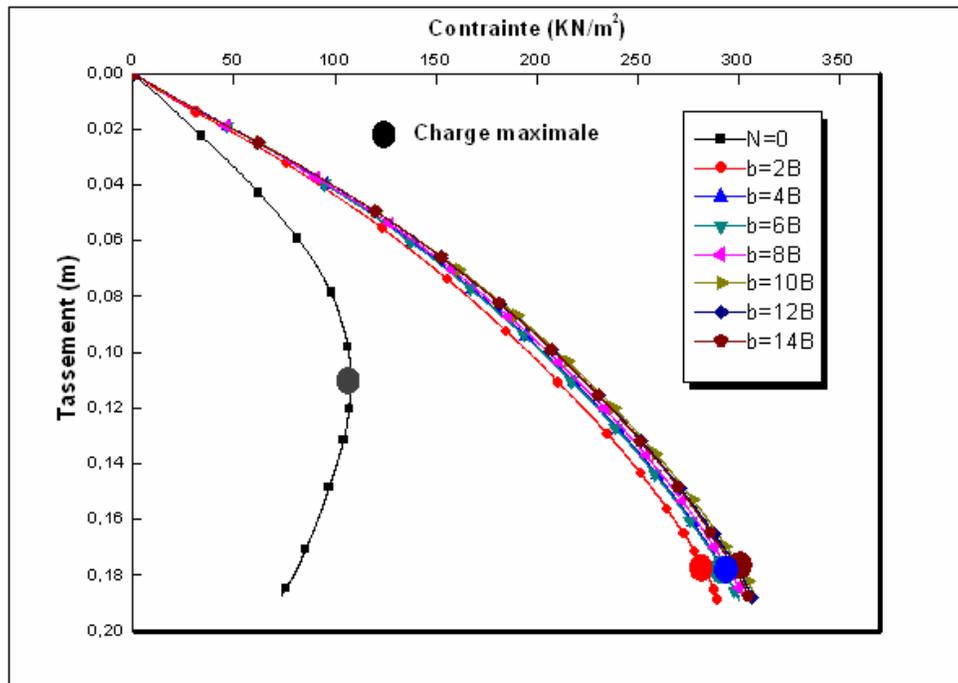
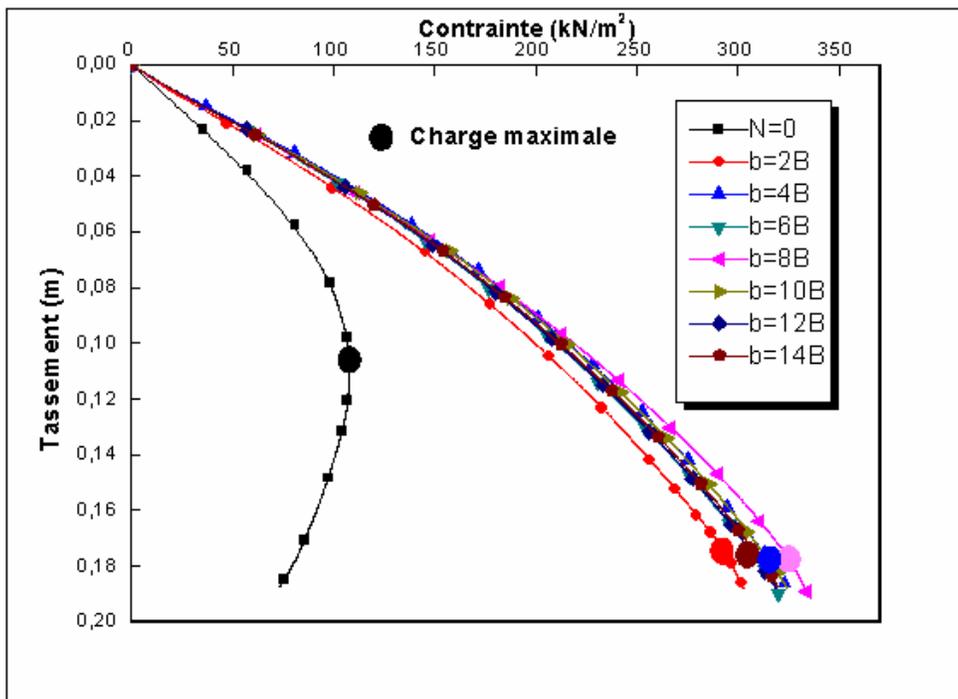


Figure 6.83 Courbes chargement-tassement avec  $h=0,25B$ ,  $u=0,30B$  et  $N=4$



**Figure 6.84** Courbes chargement-tassement avec  $h=0,25B$ ,  $u=0,30B$  et  $N=5$



**Figure 6.85** Courbes chargement-tassement avec  $h=0,25B$ ,  $u=0,30B$  et  $N=6$

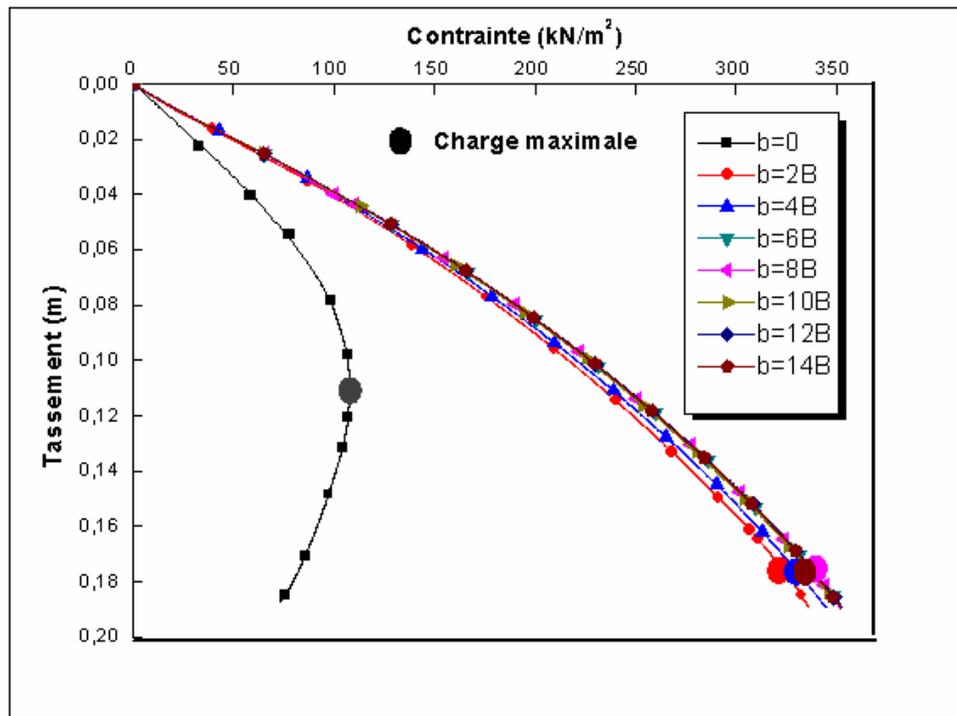


Figure 6.86 Courbes chargement-tassement avec  $h=0,25B$ ,  $u=0,30B$  et  $N=7$

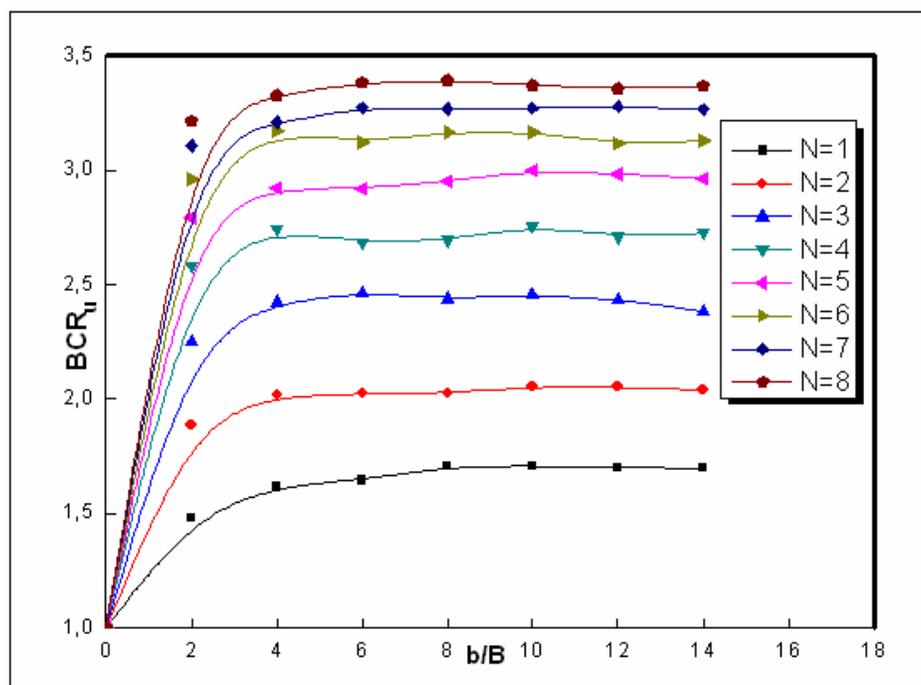
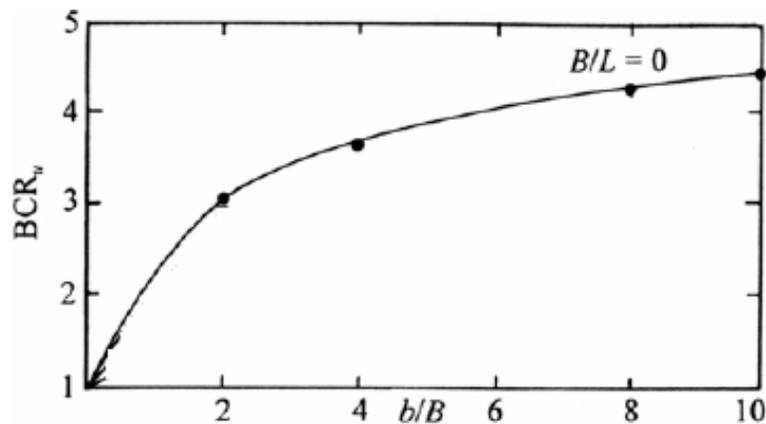


Figure 6.87 Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $b/B$  avec différentes valeurs de  $N$



**Figure 6.88** Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $b/B$  d'après Omar et al (1993)

Les résultats regroupés dans la figure 6.88 montrent que le rapport de la capacité portante est proportionnel à la largeur de nappes ( $b$ ) quand celle-ci varie entre zéro et approximativement  $4B$  et ce pour toutes les valeurs de  $N$  considérées (entre 1 et 8). A partir de  $b = 4B$  le rapport de la capacité portante reste constant. Il est évident alors de prendre en considération cette dernière valeur pour une augmentation maximale de la capacité portante.

Une comparaison avec la courbe produite par Omar et Al (1993) (Figure 6.88) montre que les courbes obtenues dans le cadre de ce travail (Figure 6.87) concordent avec celle mentionnée initialement.

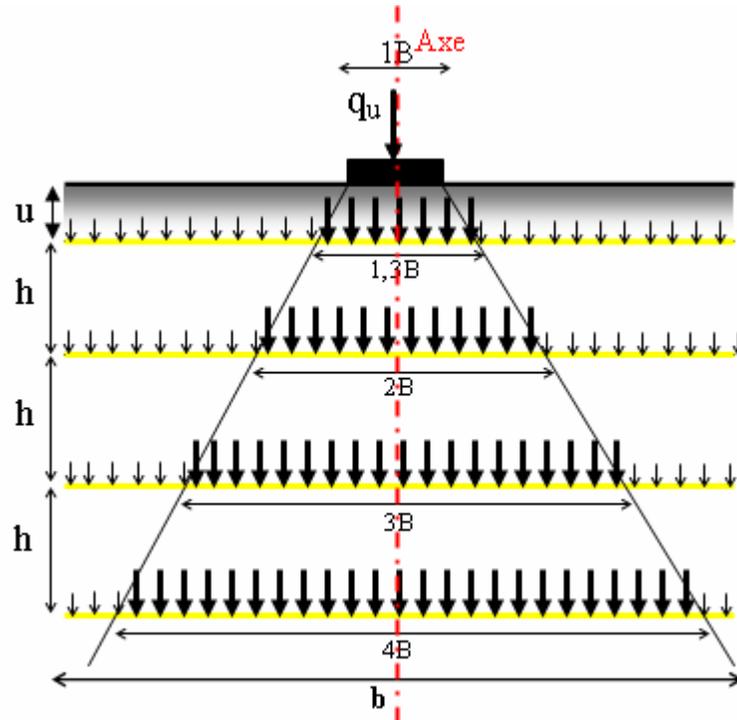
Le tableau 6.7 résume les résultats regroupés dans la figure 6.88 en terme de BCR en fonction du nombre de nappes et de la largeur des nappes du renforcement (b).

<b>b/B</b>	<b>N=1</b>	<b>b/B</b>	<b>N=2</b>	<b>b/B</b>	<b>N=3</b>	<b>b/B</b>	<b>N=4</b>
<b>0</b>	1	<b>0</b>	1	<b>0</b>	1	<b>0</b>	1
<b>2</b>	1,4	<b>2</b>	1,8	<b>2</b>	2,2	<b>2</b>	2,5
<b>4</b>	1,6	<b>4</b>	2,0	<b>4</b>	2,4	<b>4</b>	2,7
<b>6</b>	1,6	<b>6</b>	2,0	<b>6</b>	2,4	<b>6</b>	2,6
<b>8</b>	1,7	<b>8</b>	2,0	<b>8</b>	2,4	<b>8</b>	2,6
<b>10</b>	1,7	<b>10</b>	2,0	<b>10</b>	2,4	<b>10</b>	2,7
<b>12</b>	1,7	<b>12</b>	2,0	<b>12</b>	2,4	<b>12</b>	2,7
<b>14</b>	1,6	<b>14</b>	2,0	<b>14</b>	2,3	<b>14</b>	2,7

<b>b/B</b>	<b>N=5</b>	<b>b/B</b>	<b>N=6</b>	<b>b/B</b>	<b>N=7</b>	<b>b/B</b>	<b>N=8</b>
<b>0</b>	1	<b>0</b>	1	<b>0</b>	1	<b>0</b>	1
<b>2</b>	2,7	<b>2</b>	2,9	<b>2</b>	3,1	<b>2</b>	3,2
<b>4</b>	2,9	<b>4</b>	3,1	<b>4</b>	3,2	<b>4</b>	3,3
<b>6</b>	2,9	<b>6</b>	3,1	<b>6</b>	3,2	<b>6</b>	3,3
<b>8</b>	2,9	<b>8</b>	3,1	<b>8</b>	3,2	<b>8</b>	3,3
<b>10</b>	2,9	<b>10</b>	3,1	<b>10</b>	3,2	<b>10</b>	3,3
<b>12</b>	2,9	<b>12</b>	3,1	<b>12</b>	3,2	<b>12</b>	3,3
<b>14</b>	2,9	<b>14</b>	3,1	<b>14</b>	3,2	<b>14</b>	3,3

**Tableau 6.7** Résumé des résultats en terme de BCR.

#### 6.4.4.1 Interprétation des résultats pour (b/B)



**Figure 6.89** Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $b/B$  avec différentes valeurs de  $N$

Quand une charge est appliquée au sol à travers la fondation, elle va être répartie en terme de contraintes dues à l'introduction de nappes de géogrilles comme indiqué dans la figure 6.89. Mais ces contraintes n'ont pas la même valeur ; la contrainte est maximale au niveau de l'axe de la fondation et de ses voisinages bilatéraux immédiats intérieurs au trapèze isocèle qui apparaît sur la figure 6.89, elle est minimale au-delà des côtés latéraux de ce trapèze. Donc les nappes de renforcement sont mobilisées sur une largeur qui varie entre 1 et  $4B$ . Ceci explique l'augmentation du rapport de la capacité portante dans l'intervalle indiqué précédemment (figure 6.87) qui est due aux contraintes maximales qui sollicitent les nappes de renforcement pour résister à la traction. Hors de cet intervalle l'utilisation des géogrilles est non économique voir inutile.

Le tableau 6.8 présente une comparaison entre des valeurs critiques des paramètres géométriques trouvées à partir de cette étude par éléments finis et celles trouvées à partir des essais réalisés sur modèles réduits.

	Khing et al.	Omar et al.	Das et al.	Guido et al.	Binquet et Lee	Hang et al	Qiming Chen	<b>Mamen et Hammoud</b>
	Modèles réduits	Modèles réduits	Modèles réduits	Analyse numérique				
	(1993)	(1993b)	(1996)	(1986)	(1975a)	(1990)	(2007)	<b>(2009)</b>
Type de fondation	filante	filante	filante	carrée	filante	filante	rectangulaire	filante
Type de renforcement	géogrille	géogrille	géogrille	géotextile	Feuilles En aluminium	phosphor bronze	géogrille	gogrille
$(u/B)_{opt}$	-	-	0,3	-	0,3	-	0,33	0,28-0,35
$(h/B)_{opt}$	-	-	-	-	-	-	0,33	0,20-0,35
$(d/B)_{cr}$	2,25	2	2	1	2	-	1,25	1,75-2
$(b/B)_{cr}$	6	8	8	3	-	2	4-6	4-6

**Tableau 6.8** Comparaison des valeurs critiques des paramètres géométriques trouvées à partir de cette étude avec celles existant dans la littérature.

# Chapitre 7

---

## Conclusions et recommandations

---

### 7.1 Introduction

### 7.2 Conclusions

### 7.3 Recommandations

## 7.1 Introduction

L'objet de notre travail a porté sur l'étude par éléments finis de la capacité portante d'une fondation filante reposant sur un sable renforcé par géogrilles en utilisant le code éléments finis PLAXIS version 8.2.

Cette simulation concerne l'étude de l'influence des différents paramètres géométriques sur la capacité portante des sables situés sous des fondations filantes renforcés par géogrilles. Les résultats obtenus ont été comparés avec les résultats d'essais réalisés sur modèles réduits disponibles (Biquet et Lee 1975b, Guido et Al 1987, Omar et Das 1993, Shin et Das 1999, 1997; Gabr et al, 1998; Gabr et Hart, 2000; Gnanendran et Selvadurai, 2001; Shin et al, 2002; Michalowski et Shin, 2003, Bera et al. 2005 ; Qiming Chen, 2007).

Dans cette étude on a considéré des semelles filantes en contact direct avec la surface du sol c'est à dire pour lesquelles l'ancrage est égal à zéro.

Les paramètres géométriques étudiés sont :

- ü Le nombre des nappes : (N).
- ü La distance entre la base de la fondation et la première nappe : (u).
- ü La distance entre les nappes :(h).
- ü La largeur des nappes :(b).

## 7.2 Conclusions

Les conclusions suivantes peuvent être avancées à l'issue de cette recherche

1. les résultats obtenus montrent que la simulation numérique en utilisant le code éléments finis (Plaxis) donne des résultats concordant de manière satisfaisante avec les résultats d'essais réalisés en laboratoire sur modèles réduits.
2. L'introduction des nappes de géogrilles augmente considérablement la capacité portante des sols et réduit le tassement des fondations.
3. La distance optimale entre la base de la fondation et la première nappe (u) a été estimée à environ 0,28B à 0,35B.

4. L'effet du nombre de nappes dépend également de la distance entre les nappes  $h$  et la distance entre la base de la fondation et la première nappe  $u$ .
5. L'effet de renforcement devient négligeable au-dessous de la profondeur de renforcement ou (la profondeur d'influence). Celle-ci a été évaluée à environ  $1,5B$ .
6. La sollicitation des nappes est maximale pour environ  $h=0,20B$  à  $0,35B$ . De ce fait une valeur de  $h/B$  comprise entre  $0,25$  et  $0,5$  peut être recommandée. Ce qui concorde avec les résultats de Shine et Das (1999) pour lesquels la valeur de  $h$  doit être comprise entre  $0,25B$  et  $0,4B$ .
7. La largeur des nappes ( $b$ ) doit être comprise entre  $4B$  et  $6B$  avec une valeur économique égale à  $3B$ . Ce qui concorde assez bien avec les résultats de Guido et al (1985).
8. L'introduction des nappes de géogrilles redistribuera la charge appliquée sur une surface plus large, ce qui diminue la concentration des contraintes. L'angle de distribution des contraintes ( $\alpha$ ) de sable renforcé a des valeurs élevées par rapport à celui de sable non renforcé.
9. Le nombre de nappes  $N$  doit être compris entre  $4$  et  $7$  avec  $(h)_{cr} = 0,25B$  et  $(u)_{cr} = 0,30B$ .
10. D'après cette étude, les mécanismes de rupture dans les sables renforcés par des nappes de géogrilles sont en général similaires à ceux décrits par Das et al (1994) dans le cas des géogrilles et par Binquet et Lee (1977) dans le cas de bandes métalliques.

### 7.3 Recommandations

Ce travail présente une étude par éléments finis de la capacité portante d'un sable renforcé par des nappes de géogrilles. Il a été prouvé par différents chercheurs que la performance d'un sol renforcé est influencée par de nombreux facteurs. En raison du temps limité, cette étude n'a pas pu toucher tous ces facteurs. La recherche recommandée pourrait viser ce qui suit:

1. Etude de la capacité portante des sables de fondations renforcés par des géogrilles en tenant compte l'étape de l'excavation.
2. Etude du comportement des fondations filantes encastrées dans un sable c'est à dire ( $D_f \neq 0$ ).
3. Etude paramétrique visant l'influence des paramètres suivants sur le BCR
  - 1- La rigidité des nappes de renforcement.
  - 2- L'encastrement de la fondation.
  - 3- La largeur de la fondation.
4. Etude comparative de la capacité portante des sols de fondations renforcés par des géotextiles et des géogrilles.
5. Etude du comportement des fondations filantes reposant sur un sol cohérent (Argile par exemple).
6. Etude de l'effet du tassement sur le BCR.

**REFERENCES BILIOGRAPHIQUES**

- Adams, M.T., and Collin, J.G., 1997. "Large model spread footing load tests on geosynthetic reinforced soil foundations." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 123, No.1, pp. 6672.
- Akinmusuru, J.O., and Akinbolade, J.A., 1981. "Stability of loaded footing on reinforced soil." *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 107, No.6, pp. 819-827.
- Bera, A.K., Ghosh, A., and Ghosh, A., 2005. "Regression model for bearing capacity of a square footing on reinforced pond ash." *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 23, No.3, pp. 261-285.
- Binquet, J., and Lee, K.L., 1975a. "Bearing capacity tests on reinforced earth slabs." *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 101, No.GT12, pp. 1241-1255.
- Binquet, J., and Lee, K.L., 1975b. "Bearing capacity analysis on reinforced earth slabs." *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 101, No.GT12, pp. 1257-1276.
- Das, B.M., and Omar, M.T., 1994. "The effects of foundation width on model tests for the bearing capacity of sand with geogrid reinforcement." *Geotechnical and Geological Engineering*, Vol. 12, pp. 133-141.
- Das, B.M., Shin, E.C., and Omar, M.T., 1994. "The bearing capacity of surface strip foundations on geogrid reinforced sand and clay – a comparative study." *Geotechnical and Geological Engineering*, Vol. 12, No. 1, pp. 1-14.
- Fadum, R.E., 1948. "Influence values for estimating stresses in elastic foundations." *Proceedings, 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 3, pp. 77-84
- Fragaszy, J.R., and Lawton, E., 1984. "Bearing capacity of reinforced sand subgrades." *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 110, No.10, pp. 1500-1507.
- Gabr, M.A., Dodson, R., and Collin, J.G., 1998. "A study of stress distribution in geogrid reinforced sand." *Proceedings of geosynthetics in foundation reinforcement and erosion control systems*, ASCE Geotechnical Special Publication, 76, pp. 62-76.
- Gabr, M.A., and Hart, J.H., 2000. "Elastic modulus of geogrid-reinforced sand using plate load tests." *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, Vol. 23, No.2, pp. 215-220.
- Ghosh, A., Ghosh, A., and Bera, A.K., 2005. "Bearing capacity of square footing on pond ash reinforced with jute-geotextile." *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 23, No.2, pp. 144-173.

- Guido, V.A., Biesiadecki, G.L., and Sullivan, M.J., 1985. "Bearing capacity of a geotextile reinforced foundation." *Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, Vol. 3, pp.1777-1780.
- Guido, V.A., Chang, D.K., and Sweeny, M.A., 1986. "Comparison of geogrid and geotextile reinforced slabs." *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 20, pp. 435-440.
- Hanna, A.M., and Meyerhof, G.G., 1979. "Ultimate bearing capacity of foundations on a threelayer soil, with special reference to layered sand." *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 16, No.2, pp. 412-414.
- Hanna, A.M., and Meyerhof, G.G., 1980. "Design charts for ultimate bearing capacity of foundations on sand overlying soft clay." *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 17, No.2, pp. 300-303.
- Hu, G. G. Y., Variable-factors theory of bearing capacity, *J. Soil Mech. Found.Div., ASCE*,90(4), 85, 1964
- Huang, C.C., and Tatsuoka, F., 1990. "Bearing capacity reinforced horizontal sandy ground." *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 9, pp. 51-82 .
- Huang, C.C., and Menq, F.Y., 1997. "Deep-footing and wide-slab effects in reinforced sandy ground." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 123, No.1, pp. 30-36.
- Khing, K.H., Das, B.M., Puri, V.K., Cook, E.E., and Yen, S.C., 1993. "The bearing capacity of a strip foundation on geogrid reinforced sand." *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 12, pp. 351-361.
- Kotke, N. Tatsuoka, F.Tanaka, T.Siddique,MSA et Huang, c.c "FEM Simulation of the bearing capacity of reinforced sand ground subjected to footing load." *Geosynthetics* vol 8, N6, pp 501-549.
- Krizek, R. J., Approximation for Terzaghi's bearing capacity, *J.Soil Mech.Found. Div., ASCE*, 91(2), 146, 1965.
- Kumbhojkar, A. S., Numerical evaluation of Terzaghi's  $N_g$  , *J. Geotech. Eng.,ASCE*, 119(3), 598, 1993.
- Kurian, N.P., Beena, K.S., and Kumar, R.K., 1997. "Settlement of reinforced sand in foundations." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 123, No.9, pp. 818-827.
- Lee, K.M., Manjunath, V.R., and Dewaikar, D.M., 1999. "Numerical and model studies of strip footing supported by a reinforced granular fill-soft soil system." *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 36, pp. 793-806.

- Lee, K.M., and Manjunath, V.R., 2000. "Experimental and numerical studies of geosynthetics reinforced sand slopes loaded with a footing." *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 37, pp. 828-842.
- Mandal, J.N., and Sah, H.S., 1992. "Bearing capacity tests on geogrid-reinforced clay." *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 11, No. 3, pp. 327-333.
- Mc Gown A, Amdrawes K.Z, Kabir M.H. "Load-estention testing of geotextiles confined in soil." C.R du 2<sup>ème</sup> cong int. des géotextiles Las Vegas 1982.
- Meyerhof, G. G., The ultimate bearing capacity of foundations, *Geotechnique*, 2,301, 1951.
- Meyerhof, G. G., Some recent research on the bearing capacity of foundations, *Canadian Geotech. J.*, 1(1), 16, 1963.
- Meyerhof, G.G., and Hanna, A.M., 1978. "Ultimate bearing capacity of foundations on layered soils under inclined load." *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 15, No.4, pp. 565-572.
- Michalowski, R.L., April 2004. "Limit loads on reinforced foundation soils", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 130, No.4, pp. 381-390.
- Omar, M.T., Das, B.M., Yen, S.C., Puri, V.K., and Cook, E.E., 1993a. "Ultimate bearing capacity of rectangular foundations on geogrid-reinforced sand." *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, Vol. 16, No. 2, pp. 246-252.
- Omar, M.T., Das, B.M., Puri, V.K., and Yen, S.C., 1993b. "Ultimate bearing capacity of shallow foundations on sand with geogrid reinforcement." *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 20, No. 3, pp. 435-440.
- Otani, J., Ochiai, H., and Yamamota, K., 1998. "Bearing capacity of reinforced foundations on cohesive soil." *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 16, pp. 195-206.
- Patra, C.R., Das, B.M., and Atalar, C., 2005. "Bearing capacity of embedded strip foundation on geogrid-reinforced sand." *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 23, pp. 454-462.
- Pfeifle, T.W., and Das, B.M., 1979. "Model tests for bearing capacity in sand." *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 105, pp. 1112-1116.
- Sakti, J., and Das, B.M., 1987. "Model tests for strip foundation on clay reinforced with geotextile layers." *Transportation Research Record No. 1153, National Academy of Sciences*, Washington, D.C., pp. 40-45.
- Shin, E.C., Das, B.M., Puri, V.K., Yen, S.C., and Cook, E.E., 1993. "Bearing capacity of strip foundation on geogrid-reinforced clay." *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, Vol. 16, No. 4, pp. 534-541.

- Shin, E.C., Das, B.M., Lee, E.S., and Atalar, C., 2002. "Bearing capacity of strip foundation on geogrid-reinforced sand." *Geotechnical and Geological Engineering*, 20, pp. 169-180
- Terzaghi, K., Theoretical Soil Mechanics. Wiley, New York, 1943.
- Vesic, A.S., 1973. "Analysis of ultimate loads of shallow foundations." *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 99, No.SM1, pp. 45-73.
- Yamamoto, K., and Otani, J., 2002. "Bearing capacity and failure mechanism of reinforced foundations based on rigid-plastic finite element formulation." *Geotextiles and Geomembranes* Vol. 20, No. 6, pp. 367-393.
- Yetimoglu, T., Wu, J.T.H., and Saglamer, A., 1994. "Bearing capacity of rectangular footings on geogrid-reinforced sand." *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 120, No.12, pp. 2083-2099.
- Yetimoglu., 1998. "Discussion: large model spread footing load tests on geosynthetic reinforced soil foundations." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 124, No.11, pp. 1157-1158.

---

# Annexes

---

Annexe A

Annexe B

Annexe C

# Annexe A

Détail des essais pour déterminer l'influence de  
**(h)** distance entre les nappes de renforcement  
**(N)** nombre de nappes

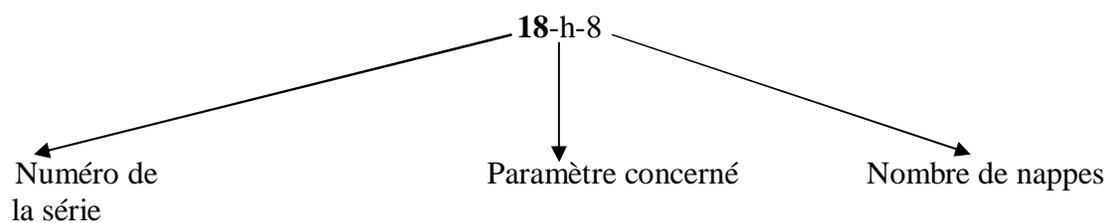
Série	Code de l'essai	N	u/B	h/B	b/B
<b>1</b>	Non renforcé	/	/	/	/
	1-h-1	1	0,05	0,05	10
	1-h-2	2	0,05	0,05	10
	1-h-3	3	0,05	0,05	10
	1-h-4	4	0,05	0,05	10
	1-h-5	5	0,05	0,05	10
	1-h-6	6	0,05	0,05	10
	1-h-7	7	0,05	0,05	10
	1-h-8	8	0,05	0,05	10
<b>2</b>	2-h-1	1	0,10	0,10	10
	2-h-2	2	0,10	0,10	10
	2-h-3	3	0,10	0,10	10
	2-h-4	4	0,10	0,10	10
	2-h-5	5	0,10	0,10	10
	2-h-6	6	0,10	0,10	10
	2-h-7	7	0,10	0,10	10
	2-h-8	8	0,10	0,10	10
<b>3</b>	3-h-1	1	0,15	0,15	10
	3-h-2	2	0,15	0,15	10
	3-h-3	3	0,15	0,15	10
	3-h-4	4	0,15	0,15	10
	3-h-5	5	0,15	0,15	10
	3-h-6	6	0,15	0,15	10
	3-h-7	7	0,15	0,15	10
	3-h-8	8	0,15	1,15	10
<b>4</b>	4-h-1	1	0,20	0,20	10
	4-h-2	2	0,20	0,20	10
	4-h-3	3	0,20	0,20	10
	4-h-4	4	0,20	0,20	10
	4-h-5	5	0,20	0,20	10
	4-h-6	6	0,20	0,20	10
	4-h-7	7	0,20	0,20	10

	<b>4-h-8</b>	8	0,20	0,20	10
<b>5</b>	<b>5-h-1</b>	1	0,25	0,25	10
	<b>5-h-2</b>	2	0,25	0,25	10
	<b>5-h-3</b>	3	0,25	0,25	10
	<b>5-h-4</b>	4	0,25	0,25	10
	<b>5-h-5</b>	5	0,25	0,25	10
	<b>5-h-6</b>	6	0,25	0,25	10
	<b>5-h-7</b>	7	0,25	0,25	10
	<b>5-h-8</b>	8	0,25	0,25	10
<b>6</b>	<b>6-h-1</b>	1	0,30	0,30	10
	<b>6-h-2</b>	2	0,30	0,30	10
	<b>6-h-3</b>	3	0,30	0,30	10
	<b>6-h-4</b>	4	0,30	0,30	10
	<b>6-h-5</b>	5	0,30	0,30	10
<b>6</b>	<b>6-h-6</b>	6	0,30	0,30	10
	<b>6-h-7</b>	7	0,30	0,30	10
	<b>6-h-8</b>	8	0,30	0,30	10
<b>7</b>	<b>7-h-1</b>	1	0,35	0,35	10
	<b>7-h-2</b>	2	0,35	0,35	10
	<b>7-h-3</b>	3	0,35	0,35	10
	<b>7-h-4</b>	4	0,35	0,35	10
	<b>7-h-5</b>	5	0,35	0,35	10
	<b>7-h-6</b>	6	0,35	0,35	10
	<b>7-h-7</b>	7	0,35	0,35	10
	<b>7-h-8</b>	8	0,35	0,35	10
<b>8</b>	<b>8-h-1</b>	1	0,40	0,40	10
	<b>8-h-2</b>	2	0,40	0,40	10
	<b>8-h-3</b>	3	0,40	0,40	10
	<b>8-h-4</b>	4	0,40	0,40	10
	<b>8-h-5</b>	5	0,40	0,40	10
	<b>8-h-6</b>	6	0,40	0,40	10
	<b>8-h-7</b>	7	0,40	0,40	10
	<b>8-h-8</b>	8	0,40	0,40	10
<b>9</b>	<b>9-h-1</b>	1	0,45	0,45	10
	<b>9-h-2</b>	2	0,45	0,45	10
	<b>9-h-3</b>	3	0,45	0,45	10
	<b>9-h-4</b>	4	0,45	0,45	10
	<b>9-h-5</b>	5	0,45	0,45	10
	<b>9-h-6</b>	6	0,45	0,45	10
	<b>9-h-7</b>	7	0,45	0,45	10
	<b>9-h-8</b>	8	0,45	0,45	10
	<b>10-h-1</b>	1	0,50	0,50	10
	<b>10-h-2</b>	2	0,50	0,50	10
	<b>10-h-3</b>	3	0,50	0,50	10

<b>10</b>	<b>10-h-4</b>	4	0,50	0,50	10
	<b>10-h-5</b>	5	0,50	0,50	10
	<b>10-h-6</b>	6	0,50	0,50	10
	<b>10-h-7</b>	7	0,50	0,50	10
	<b>10-h-8</b>	8	0,50	0,50	10
<b>11</b>	<b>11-h-1</b>	1	0,55	0,55	10
	<b>11-h-2</b>	2	0,55	0,55	10
	<b>11-h-3</b>	3	0,55	0,55	10
	<b>11-h-4</b>	4	0,55	0,55	10
	<b>11-h-5</b>	5	0,55	0,55	10
	<b>11-h-6</b>	6	0,55	0,55	10
	<b>11-h-7</b>	7	0,55	0,55	10
	<b>11-h-8</b>	8	0,55	0,55	10
<b>12</b>	<b>12-h-1</b>	1	0,60	0,60	10
	<b>12-h-2</b>	2	0,60	0,60	10
	<b>12-h-3</b>	3	0,60	0,60	10
	<b>12-h-4</b>	4	0,60	0,60	10
	<b>12-h-5</b>	5	0,60	0,60	10
<b>12</b>	<b>12-h-6</b>	6	0,60	0,60	10
	<b>12-h-7</b>	7	0,60	0,60	10
	<b>12-h-8</b>	8	0,60	0,60	10
<b>13</b>	<b>13-h-1</b>	1	0,65	0,65	10
	<b>13-h-2</b>	2	0,65	0,65	10
	<b>13-h-3</b>	3	0,65	0,65	10
	<b>13-h-4</b>	4	0,65	0,65	10
	<b>13-h-5</b>	5	0,65	0,65	10
	<b>13-h-6</b>	6	0,65	0,65	10
	<b>13-h-7</b>	7	0,65	0,65	10
	<b>13-h-8</b>	8	0,65	0,65	10
<b>14</b>	<b>14-h-1</b>	1	0,70	0,70	10
	<b>14-h-2</b>	2	0,70	0,70	10
	<b>14-h-3</b>	3	0,70	0,70	10
	<b>14-h-4</b>	4	0,70	0,70	10
	<b>14-h-5</b>	5	0,70	0,70	10
	<b>14-h-6</b>	6	0,70	0,70	10
	<b>14-h-7</b>	7	0,70	0,70	10
	<b>14-h-8</b>	8	0,70	0,70	10
<b>15</b>	<b>15-h-1</b>	1	0,75	0,75	10
	<b>15-h-2</b>	2	0,75	0,75	10
	<b>15-h-3</b>	3	0,75	0,75	10
	<b>15-h-4</b>	4	0,75	0,75	10
	<b>15-h-5</b>	5	0,75	0,75	10
	<b>15-h-6</b>	6	0,75	0,75	10
	<b>15-h-7</b>	7	0,75	0,75	10

	<b>15-h-8</b>	8	0,75	0,75	10
<b>16</b>	<b>16-h-1</b>	1	0,85	0,85	10
	<b>16-h-2</b>	2	0,85	0,85	10
	<b>16-h-3</b>	3	0,85	0,85	10
	<b>16-h-4</b>	4	0,85	0,85	10
	<b>16-h-5</b>	5	0,85	0,85	10
	<b>16-h-6</b>	6	0,85	0,85	10
	<b>16-h-7</b>	7	0,85	0,85	10
	<b>16-h-8</b>	8	0,85	0,85	10
<b>17</b>	<b>17-h-1</b>	1	1	1	10
	<b>17-h-2</b>	2	1	1	10
	<b>17-h-3</b>	3	1	1	10
	<b>17-h-4</b>	4	1	1	10
	<b>17-h-5</b>	5	1	1	10
	<b>17-h-6</b>	6	1	1	10
	<b>17-h-7</b>	7	1	1	10
	<b>17-h-8</b>	8	1	1	10
<b>18</b>	<b>18-h-1</b>	1	1,5	1,5	10
	<b>18-h-2</b>	2	1,5	1,5	10
	<b>18-h-3</b>	3	1,5	1,5	10
	<b>18-h-4</b>	4	1,5	1,5	10
	<b>18-h-5</b>	5	1,5	1,5	10
	<b>18-h-6</b>	6	1,5	1,5	10
	<b>18-h-7</b>	7	1,5	1,5	10
	<b>18-h-8</b>	8	1,5	1,5	10

NB :



# Annexe B

Détail des essais pour déterminer l'influence de  
(u) distance entre la base de la fondation et la première nappe de renforcement

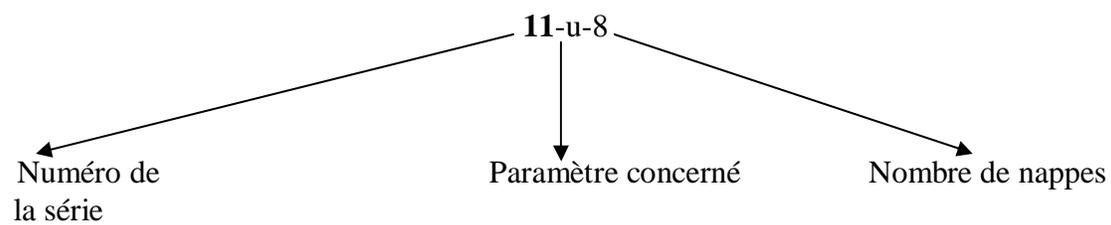
Série	Code de l'essai	N	u/B	h/B	b/B
1	1-u-1	1	0,05	0,25	10
	1-u-2	2	0,05	0,25	10
	1-u-3	3	0,05	0,25	10
	1-u-4	4	0,05	0,25	10
	1-u-5	5	0,05	0,25	10
	1-u-6	6	0,05	0,25	10
	1-u-7	7	0,05	0,25	10
	1-u-8	8	0,05	0,25	10
2	2-u-1	1	0,10	0,25	10
	2-u-2	2	0,10	0,25	10
	2-u-3	3	0,10	0,25	10
	2-u-4	4	0,10	0,25	10
	2-u-5	5	0,10	0,25	10
	2-u-6	6	0,10	0,25	10
	2-u-7	7	0,10	0,25	10
	2-u-8	8	0,10	0,25	10
3	3-u-1	1	0,15	0,25	10
	3-u-2	2	0,15	0,25	10
	3-u-3	3	0,15	0,25	10
	3-u-4	4	0,15	0,25	10
	3-u-5	5	0,15	0,25	10
	3-u-6	6	0,15	0,25	10
	3-u-7	7	0,15	0,25	10
	3-u-8	8	0,15	0,25	10
4	4-u-1	1	0,20	0,25	10
	4-u-2	2	0,20	0,25	10
	4-u-3	3	0,20	0,25	10
	4-u-4	4	0,20	0,25	10
	4-u-5	5	0,20	0,25	10
	4-u-6	6	0,20	0,25	10
	4-u-7	7	0,20	0,25	10
	4-u-8	8	0,20	0,25	10
5	5-u-1	1	0,25	0,25	10
	5-u-2	2	0,25	0,25	10
	5-u-3	3	0,25	0,25	10
	5-u-4	4	0,25	0,25	10

	<b>5-u-5</b>	5	0,25	0,25	10
	<b>5-u-6</b>	6	0,25	0,25	10
	<b>5-u-7</b>	7	0,25	0,25	10
	<b>5-u-8</b>	8	0,25	0,25	10
<b>6</b>	<b>6-u-1</b>	1	0,30	0,25	10
	<b>6-u-2</b>	2	0,30	0,25	10
	<b>6-u-3</b>	3	0,30	0,25	10
	<b>6-u-4</b>	4	0,30	0,25	10
	<b>6-u-5</b>	5	0,30	0,25	10
	<b>6-u-6</b>	6	0,30	0,25	10
	<b>6-u-7</b>	7	0,30	0,25	10
	<b>6-u-8</b>	8	0,30	0,25	10
<b>7</b>	<b>7-u-1</b>	1	0,35	0,25	10
	<b>7-u-2</b>	2	0,35	0,25	10
	<b>7-u-3</b>	3	0,35	0,25	10
	<b>7-u-4</b>	4	0,35	0,25	10
	<b>7-u-5</b>	5	0,35	0,25	10
	<b>7-u-6</b>	6	0,35	0,25	10
	<b>7-u-7</b>	7	0,35	0,25	10
	<b>7-u-8</b>	8	0,35	0,25	10
<b>8</b>	<b>8-u-1</b>	1	0,40	0,25	10
	<b>8-u-2</b>	2	0,40	0,25	10
	<b>8-u-3</b>	3	0,40	0,25	10
	<b>8-u-4</b>	4	0,40	0,25	10
	<b>8-u-5</b>	5	0,40	0,25	10
	<b>8-u-6</b>	6	0,40	0,25	10
	<b>8-u-7</b>	7	0,40	0,25	10
	<b>8-u-8</b>	8	0,40	0,25	10
<b>9</b>	<b>9-u-1</b>	1	0,75	0,25	10
	<b>9-u-2</b>	2	0,75	0,25	10
	<b>9-u-3</b>	3	0,75	0,25	10
	<b>9-u-4</b>	4	0,75	0,25	10
	<b>9-u-5</b>	5	0,75	0,25	10
	<b>9-u-6</b>	6	0,75	0,25	10
	<b>9-u-7</b>	7	0,75	0,25	10
	<b>9-u-8</b>	8	0,75	0,25	10
<b>10</b>	<b>10-u-1</b>	1	1	0,25	10
	<b>10-u-2</b>	2	1	0,25	10
	<b>10-u-3</b>	3	1	0,25	10
	<b>10-u-4</b>	4	1	0,25	10
	<b>10-u-5</b>	5	1	0,25	10
	<b>10-u-6</b>	6	1	0,25	10
	<b>10-u-7</b>	7	1	0,25	10
	<b>10-u-8</b>	8	1	0,25	10

---

<b>11</b>	<b>11-u-1</b>	1	1,5	0,25	10
	<b>11-u-2</b>	2	1,5	0,25	10
	<b>11-u-3</b>	3	1,5	0,25	10
	<b>11-u-4</b>	4	1,5	0,25	10
	<b>11-u-5</b>	5	1,5	0,25	10
	<b>11-u-6</b>	6	1,5	0,25	10
	<b>11-u-7</b>	7	1,5	0,25	10
	<b>11-u-8</b>	8	1,5	0,25	10

**NB :**



# Annexe C

Détail des essais pour déterminer l'influence de  
(b) largeur des nappes de renforcement

Série	Code de l'essai	N	u/B	h/B	b/B
1	1-b-1	1	0,30	0,25	2
	1-b-2	2	0,30	0,25	2
	1-b-3	3	0,30	0,25	2
	1-b-4	4	0,30	0,25	2
	1-b-5	5	0,30	0,25	2
	1-b-6	6	0,30	0,25	2
	1-b-7	7	0,30	0,25	2
	1-b-8	8	0,30	0,25	2
2	2-b-1	1	0,30	0,25	4
	2-b-2	2	0,30	0,25	4
	2-b-3	3	0,30	0,25	4
	2-b-4	4	0,30	0,25	4
	2-b-5	5	0,30	0,25	4
	2-b-6	6	0,30	0,25	4
	2-b-7	7	0,30	0,25	4
	2-b-8	8	0,30	0,25	4
3	3-b-1	1	0,30	0,25	6
	3-b-2	2	0,30	0,25	6
	3-b-3	3	0,30	0,25	6
	3-b-4	4	0,30	0,25	6
	3-b-5	5	0,30	0,25	6
	3-b-6	6	0,30	0,25	6
	3-b-7	7	0,30	0,25	6
	3-b-8	8	0,30	0,25	6
4	4-b-1	1	0,30	0,25	8
	4-b-2	2	0,30	0,25	8
	4-b-3	3	0,30	0,25	8
	4-b-4	4	0,30	0,25	8
	4-b-5	5	0,30	0,25	8
	4-b-6	6	0,30	0,25	8
	4-b-7	7	0,30	0,25	8
	4-b-8	8	0,30	0,25	8
5	5-b-1	1	0,30	0,25	10
	5-b-2	2	0,30	0,25	10
	5-b-3	3	0,30	0,25	10

5	5-b-4	4	0,30	0,25	10
	5-b-5	5	0,30	0,25	10
	5-b-6	6	0,30	0,25	10
	5-b-7	7	0,30	0,25	10
	5-b-8	8	0,30	0,25	10
6	6-b-1	1	0,30	0,25	12
	6-b-2	2	0,30	0,25	12
	6-b-3	3	0,30	0,25	12
	6-b-4	4	0,30	0,25	12
	6-b-5	5	0,30	0,25	12
	6-b-6	6	0,30	0,25	12
	6-b-7	7	0,30	0,25	12
	6-b-8	8	0,30	0,25	12
7	7-b-1	1	0,30	0,25	14
	7-b-2	2	0,30	0,25	14
	7-b-3	3	0,30	0,25	14
	7-b-4	4	0,30	0,25	14
	7-b-5	5	0,30	0,25	14
	7-b-6	6	0,30	0,25	14
	7-b-7	7	0,30	0,25	14
	7-b-8	8	0,30	0,25	14

**NB :**

