

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



## **Université Hadj Lakhdar –Batna**

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

Département de Génie Civil

Mémoire de Magister en Génie Civil

Option : Géotechnique

Présenté par

BAZIZ FOUAD

Pour obtenir le diplôme de Magister en Génie civil.

---

### **Comportement d'une fondation superficielle située sur la crête d'un talus de sable renforcé par géogrilles**

---

Sous la direction de Dr HAMMOUD Farid  
Mémoire soutenu le 11/01/2012

Devant le jury composé de :

---

Jury	Grade	Affiliation	Qualité
ABECHE KHELIFA	Professeur	Université de Batna	Président
HAMMOUD FARID	Maitre de conférences	Université de Batna	Rapporteur
KARECHE TOUFIK	Maitre de conférences	Université de Batna	Examineur
MESSAST SALEH	Maitre de conférences	Université de Skikda	Examineur
NOUAOURIA M.SALEH	Professeur	Université de Guelma	Examineur

# 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, professeur à l'université de Batna. Je lui exprime toute ma reconnaissance pour ses conseils.
- M. S. MESSAST, T. KARACHE et NOUAOURIA 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, et Skikda pour leur encouragement.

Je voudrais à présent remercier ceux qui sont toujours présents dans mon cœur, ma famille ; je leur dois plus que je ne saurais l'exprimer. Ce mémoire leur est dédié.

---

**Table des matières**

AVANT PROPOS.....	A
TABLES DES MATIERES.....	B
RESUME .....	I
ABSTRACT.....	II
ملخص .....	III
LISTE DES FIGURES.....	i
LISTE DES TABLEAUX.....	vii
PRINCIPALES NOTATIONS.....	viii
CHAPITRE 1 : INTRODUCTIN GENERALE.....	1
1.1 Introduction.....	2
1.2 Problématique et motivation .....	2
1.3 Objectifs du travail effectué.....	3
1.4 Plan du mémoire.....	4
CHAPITRE 2 : GEOSYNTHETIQUES ET LEUR APPLICATION AU RENFORCEMENT	
DES SOLS .....	5
2.1 Introduction .....	6
2.2 géotextile .....	6
2.3 produits apparentés .....	8
2.4 application de géosynthétique on renforcement.....	11
2.5 comportement mécanique sol-géogridle .....	16
2.6 Conclusion .....	18
CHAPITRE 3 : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LA CAPACITE PORTANTE	
DES SOLS NON RENFORCES .....	19
3.1 Introduction.....	20
3.2- Généralité sur les fondations superficielles .....	20

3.2.2-1 définition des fondations superficielles .....	20
3.2.2-2 : Fonctions des fondations .....	22
3.3- Comportement des fondations superficielles.....	22
3. 3-1 Comportement à la rupture.....	22
3.4- capacité portante de fondation superficielle.....	25
3.4-1 Calcul de la capacité portante à partir des essais de laboratoire (méthode (c-φ) .....	26
3.4-1-1 : Calcul en conditions non drainées.....	27
3.4-1-2 Calcul en conditions drainées.....	28
3.5- Tassement des fondations superficielles.....	28
3.5-1 Calcul des tassements .....	28
3.5.2 Calcul direct du tassement.....	29
3.6-Fondations sur pente ou à proximité de la crête d'un talus .....	29
3.6.1. Analyse Par La Théorie Des Caractéristiques De Contraintes .....	34
3.6.2 Analyse par éléments finis - Ali Bouafia Et Nabila Ait-Ikhlef(2005) ..	35
3.7. Conclusions.....	36

## CHAPITRE 4 : SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LA CAPACITÉ PORTANTE DES SOLS

RENFORCES.....	37
4.1 Introduction.....	38
4.2 Cas générale de comportement des fondations renforcé par géosynthétiques ...	40
4.2.1 Etude expérimentale...	40
4.2.2 Principaux résultats d'essais réalisés sur modèles réduits.....	44
4.2.3 Etudes numériques.....	46
4.2.3 Etude analytique.....	47
4.3 Cas particuliers de comportement des Fondations reposant sur un sable renforcé par géosynthétiques située sur la rête d'un talus.....	49
4.4 Conclusion.....	61

CHAPITRE 5 : PRESENTATION DE L'OUTIL DE SIMULATION NUMERIQUE. ....	62
5.1 Introduction.....	63
5-2 Formulation d'interaction par la MEF.....	65
5-3 Presentation de PLAXIS.....	69
5.4 Conclusion.....	77
CHAPITRE 6 PRESENTATION ET INTERPRETATION DES RESULTATS.....	078
6.1 Introduction.....	079
6.2 Procédure de la simulation numérique.....	079
6.2.1 Présentation du cas étudié.....	079
6.2.2 Entrée des caractéristiques générales.....	081
6.2.3 Calculs .....	084
6.2.4 Résultats.....	086
6.2.4.1 Sol non renforcé.....	087
6.2.4.2 Sol renforcé.....	089
6.3 Influence des paramètres critiques .....	093
6.3.1 Influence de EA des geogrilles .....	094
6.3.2 Influence de Rinter .....	096
6-3-3 Influence d'inclinaison du talus $\alpha$ .....	098
6.3.4 Influence de D/B .....	101
6.3.5 Influence de h/B.....	102
6.3.6 Influence de u/B .....	105
6.3.7 Influence de N .....	109
6.3.8 Influence de B :(largeur de fondation) ...	111
6.3.9 Influence de b/B.....	114
6.4 Comparaison des résultats avec les différentes recherches... ..	117
6.5 Conclusion .....	122
CHAPITRE 7 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS .....	123
7.1 Introduction .....	124

## **Table des matières**

---

7.2 Conclusions .....	124
7.3 Recommandations .....	126
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES .....	127
ANNEXE .....	132

## Résumé

Ce travail vise à présenter une étude numérique au moyen d'analyses en éléments finis en utilisant le modèle de déformation plane réalisés sur des talus de sable avec et sans nappes de géogrilles chargés avec une semelle filante. Les calculs seront effectués en utilisant le code éléments finis Plaxis. Les objectifs envisagés de cette étude sont de :

1) déterminer l'influence de l'armature en géogrille sur les caractéristiques de capacité portante de la semelle 2) suggérer des facteurs de mise en place de l'armature. Les facteurs suivants ont été considérés dans la simulation: la résistance à la traction des géogrilles ( $E_A$ ), l'interface ( $R_{inter}$ ), l'inclinaison de la pente ( $\alpha$ ), la distance entre la base de la fondation et la première nappe ( $u$ ), le nombre de nappes de renforcement ( $N$ ), la distance entre nappes ( $h$ ), la distance entre la tête du talus et la fondation ( $D$ ), la largeur de la fondation ( $B$ ), 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 dans l'ensemble bonne quant au comportement chargement-tassement et à la géométrie optimale du positionnement des géogrilles.

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

## Abstract

This work aims to present a numerical study using finite element analysis using the model of plane strain performed on slope of sand with and without geogrid sheets loaded with a strip footing. The calculations are performed using the finite element code Plaxis. The proposed objectives of this study are:

1) determine the influence of geogrid reinforcement on the characteristics of bearing capacity of the sole , 2) suggest factors of implementation of the framework. The following factors were considered in the simulation: the tensile strength of geogrid (EA), the interface (R inter), the inclination of the slope ( $\alpha$ ), the distance between the base of the foundation and the first layer (u), the number of layers of reinforcement (N), the distance between webs (h), the distance between the head of the talus and the foundation (D), argeur Foundation (B), and the width of tablecloths (b). It shows that the nonlinear load-settlement and ultimate bearing capacity can be greatly improved by the inclusion of layers of geogrid. The results are also compared with results of laboratory tests on models obtained by other researchers. It found that the correlation between the observed and calculated results is fairly good throughout on the load-settlement behavior and geometry of optimal positioning of geogrids.

**Keywords:** bearing capacity, slope, finite elements, Foundations shooting, Geogrids, Plaxis ,Sand.



## ملخص

يهدف هذا العمل إلى تقديم دراسة عددية باستخدام تحليل العنصر المحدود باستخدام طريقة تحليل العناصر المنتهية حول نموذج للقواعد السطحية الموضوعة على منحدر من الرمل بتدعيم و بدون تدعيم شبكة الألياف البلاستيكية ، و تم استعمال برنامج العناصر المنتهية بلاكسيس من اجل العمليات الحسابية، أهداف هذه الدراسة هي:

(1) تحديد تأثير الدعم بشبكة الاليف البلاستيكية على خصائص التحمل القصوى للقواعد(2)العوامل المؤثرة على قدرة التحمل في هذه الدراسة هي: قوة شد شبكة الألياف البلاستيكية(EA),الواجهة, (Rinter ميل المنحدر( $\alpha$ ), عرض القاعدة(B) البعد بين قاعدة الأساس و الليف ألبلاستيكي الأول (u) عدد الألياف البلاستيكية الشبكية (N). عرض الألياف البلاستيكي(b) البعد بين مختلف الألياف البلاستيكية الشبكية(h) يتضح أن السلوك تحميل-هبوط و قوة التحمل القصوى يمكن أن تحسنا تحسنا معتبرا نتيجة إدخال شبكة الألياف البلاستيكية. النتائج المحصل عليها تقارن أيضا مع نتائج الفحوصات المخبرية على النماذج المصغرة المتحصل عليها من طرف باحثين آخرين. يتضح أن الانسجام مقبول بين النتائج الملاحظة والمحسوبة بالنسبة لكل من السلوك تحميل-هبوط و الأبعاد الهندسية المثلى لوضع الألياف البلاستيكية الشبكية

كلمات مفتاحيه : قوة التحمل القصوى, ومنحدر, العناصر المنتهية, القواعد الموضوعة على رمل, شبكة , الألياف البلاستيكية الشبكية , بلاكسيس , رمل.

# Liste des figures

<b>Figur</b>	<b>Titre</b>
Figure 2.1 :	Exemple de géotextile non tissé
Figure 2.2 :	Exemple de géotextile tissé.
Figure 2.3 :	Exemple de géotextile tricoté
Figure 2.4 :	Géogrilles
Figure 2.5 :	Géocomposites.
Figure 2.6 :	Un tissé de bandelettes.
Figure 2.7 :	Géomembranes.
Figure 2.8 :	Talus renforcés par géogrilles.
Figure 2.9 :	Remblais renforcés par géogrilles.
Figure 2.10 :	Murs en terre renforcée par géogrilles.
Figure 2.11 :	Vue d'un remblai reposant sur une plate-forme de transfert de charge.
Figure 2.12 :	Renforcement direct du ballast
Figure 2.13 :	Augmentation de la capacité portante de la couche porteuse
Figure 2.14 :	Essai de traction
Figure 2.15 :	Boîte de cisaillement
Figure 2.16 :	Mécanisme d'enclenchement sol-géogrille
Figure 3.1 :	fondation superficielle.
Figure 3.2 :	fondation superficielle.
Figure 3.3 :	Semelle rectangulaire.
Figure 3.4 :	semelle filante.
Figure 3.5 :	Schéma de rupture du sol sous une fondation superficielle
Figure 3.6 :	Courbes chargement-tassement pour une fondation filante (B largeur de la semelle).
Figure 3.7 :	courbe tassement- charge
Figure 3.8 :	Schéma de rupture d'une fondation superficielle

Figure 3.9 : Capacité portante. Méthode de superposition de Terzaghi (méthode «  $c-\phi$  »)

Figure 3.10 : Configuration sol/fondation

Figure 3.11: Fondation en crête de talus

Figure 3.12: allure de la zone plastique sous une fondation établie sur une pente [Meyerhof G (1957)]

Figure 3.13: variation du facteur de la capacité portante (Meyerhof)  $N_{c\gamma}$  pour un sol purement cohésif (Fondation sur pente).

Figure 3.14: variation du facteur de la capacité portante (Meyerhof)  $N_{\gamma q}$  pour un sol grenu (Fondation sur pente).

Figure 3.15 : facteur de la capacité portante,  $N_{c\gamma}$  (Meyerhof) pour un sol purement cohérent (Fondation sur talus).

Figure 3.16: facteur de la capacité portante  $N_{\gamma q}$ , (Meyerhof) pour un sol grenu (fondation en haut d'un talus).

Figure 3.17 : schémas de la zone de la rupture [Graham J, Andrews M, Shields D-H (1988)] (a)  $D_f/B > 0$  (b)  $b/B > 0$

Figure 3.18 Semelles filantes non encastrées ,évolution de  $i\beta$ (coefficient minrateur de la capacité portante)

Figure 3.19 Les coefficients réducteurs de portance  $i\beta$  proposé pour différentes pentes de talus (1/2, 1/3, 2/3, 1/1) [Bakir N (1993)]

Figure 3.20. Mécanisme de rupture du sol sous la fondation

Figure 3.21 Variation de  $i\beta$  en fonction de l'angle  $\beta$  pour  $d/B=0$

Figure 3.22. Maillage du modèle en éléments finis

Figure 3.23. Variation de  $q_l$  en fonction de  $d/B$

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

Figure 4.2 Différents paramètres géométriques des sols renforcés

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

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

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

Figure 4.6 Frontière rigide

Figure 4.7 Effet de membrane

Figure 4.8 Effet de confinement

Figure 4.9 Les types géo synthétiques utilisés

Figure 4.10 Le model utilisé en 3D

- Figure 4.11 La procédure de préparation du model
- Figure 4.12 la configuration du model expérimental
- Figure 4.13 Récapitulatif des courbes chargement-tassement en fonction de  $u/B$
- Figure 4.14 La variation du BCR en fonction de  $u/B$
- Figure 4.15 La variation du SRF en fonction de  $u/B$
- Figure 4.16 La variation de la capacité portante en fonction de  $De/B$
- Figure 4.17 La variation du BCR en fonction de l'inclinaison avec différentes valeurs de  $De/B$
- Figure 4.18 La géométrie utilisée pour l'analyse numérique
- Figure 4.19 La variation des BCR en fonction de EA (numériques)
- Figure 4.20 La variation des BCR en fonction de  $LR/B$  (numériques)
- Figure 4.21 Comparaisons des résultats analytiques aux numériques (BCR en fonction de  $u/B$ )
- Figure 4.22 Comparaisons des résultats analytiques aux numériques
- Figure 4.23 Le model utilisé
- Figure 4.24 Configuration du model utilisé en 3D et 2D
- Figure 4.25 Les géo synthétiques utilisés
- Figure 4.26 La procédure de préparation du model
- Figure 4.27 Courbes chargement-tassement (géogrille\_gris-anchor\_sol non renforcé)
- Figure 4.28 Courbes chargement-tassement (expérimental\_numérique)
- Figure 4.29 La variation de BCR en fonction de  $u/B$
- Figure 4.30 La variation de BCR en fonction de  $h/B$
- Figure 4.31 Vue schématique de l'appareil expérimental.
- Figure 4.32 le model utilisé
- Figure 4.33 Les courbes chargement-tassement (expérimental-numérique) en fonction de profondeur  $d/B$
- Figure 4.34 Les courbes chargement-tassement (expérimental-numérique) en fonction de N
- Figure 4.35 La variation de BCR en fonction de N
- Figure 4.36 La variation de BCR en fonction de  $L/B$
- Figure 4.37 La variation de BCR en fonction de  $b/B$  et  $u/B$
- Figure 4.38 La variation de BCR en fonction de  $h/B$
- Figure 5-1 Force de volume et force de surface

Figure 5-2 Système de deux corps en contact

Figure 5-3 Discrétisations du domaine  $\Omega$  et de l'interface  $\Gamma_i$

Figure 5-4 Histoire de PLAXIS

Figure 5-5 Module de base

Figure 5-6 Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique

Figure 5-7 Représentation du comportement élastique parfaitement plastique

Figure 5-8 Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage

Figure 5-9 Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage

Figure 5-10 Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour  $c=0$

Figure 5-11 Définition du module à 50 % de la rupture

Figure 5-12 Relation contrainte / déformation et surface de charge (d'après Schanz et al., 1999)

Figure 6.1 Géométrie du problème pour le sol non renforcé

Figure 6.2 Géométrie du problème pour le sol renforcé.

Figure 6.3 Maillage avant le calcul

Figure 6.4 Initialisation des contraintes initiales avec la procédure KO.

Figure 6.5 Choix de KO .

Figure 6.6 Valeurs des contraintes initiales

Figure 6.7 Menu général de calcul

Figure 6.8 Excavation de talus

Figure 6.9 Valeurs de déplacement imposé

Figure 6.10 Fenêtre d'évolution de calcul.

Figure 6.11 Déplacements totaux

Figure 6.12 Déplacements horizontaux

Figure 6.13 Déplacements verticaux

Figure 6.14 Contraintes tangentielles relatives

Figure 6.15 Contraintes effectives= 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= Contraintes totales

Figure 6.21 Courbe chargement –tassement (terrain horizontale non renforcé –talus non renforcé et talus renforcé)

Figure 6.22 Courbe chargement –tassement selon la valeur EA de geogridde  $h=u=0.5B$

Figure 6.23 Variation de BCRu en fonction de EA

Figure 6.24 Variation de BCRu en fonction de EA selon la valeur de h.

Figure 6.25 Courbe chargement –tassement selon la valeur Rinter

Figure 6.26 capacité portante ultime en fonction de Rinter

Figure 6-27 Courbe de charge-tassement selon la valeur de  $\alpha$

Figure 6-28 Variation de la capacité portante ultime en fonction de  $\alpha$

Figure 6-29 Le coefficient de sécurité en fonction de la pente du talus

Figure 6-30 Courbe chargement –tassement

Figure 6-31 Variation de la capacité portante ultime en fonction de D

Figure 6.32 Courbe chargement –tassement

Figure 6-33 Variation de la capacité portante ultime en fonction de h

Figure 6.34 Variation de BCRu en fonction de h

Figure 6.35 Courbe chargement –tassement en fonction de  $u/B.N=1$

Figure 6.36 Courbe chargement –tassement en fonction de  $u/B N=4$

Figure 6.37 Variation de la capacité portante en fonction de u

Figure 6.38 Variation de la capacité portante en fonction de u

Figure 6.39 Variation de BCRu en fonction de u (N=1)

Figure 6.40 Variation de la capacité portante en fonction de N

Figure 6.41 Variation de BCRu en fonction de N selon U.

Figure 6.42 Courbe chargement –tassement en fonction de B

Figure 6.43 Courbe chargement –tassement en fonction de B,  $U=0.25m$

Figure 6.44 Variation de BCRu en fonction de B(m) selon u(m).

Figure 6.45 Variation de BCRu en fonction de u(m) et B(m)

Figure 6.46 Courbes chargement-tassement avec  $h=0,25B$  ,  $u=0,25B$  et  $N=4$

Figure 6.47 Variation de BCRu en fonction de b/B

Figure 6.48 Variation de BCRu en fonction de b/B

Figure 6.49 la variation de BCRu en fonction de  $u/B$  (K.M.Lee et V.R. Manjunath 2000) et les résultats de notre étude

Figure 6.50 Variation de BCRu en fonction de  $\alpha$  (K.M.Lee et V.R. Manjunath 2000), et notre étude

Figure 6.51 Variation de BCRu en fonction de  $D$ . (K.M.Lee et V.R. Manjunath 2000), et notre étude

Figure 6.52 Variation de BCRu en fonction de  $EA$  (K.M.Lee et V.R. Manjunath 2000) et notre étude

Figure 6.53 Variation de BCRu en fonction de  $h/B$  d'après Shin et Das (1999) et notre étude

Figure 6.54 Variation de BCRu en fonction de  $b/B$  d'après (K.M.Lee et V.R. Manjunath 2000) et notre étude

Figure 6.55 : Variation de BCRu en fonction de  $N$  d'après (Mostafa A. El Sawwaf 2006) et notre étude

Figure 6.56 : courbe chargement –tassement en fonction de  $B$  d'après STEFANI C. ET LONG N.T 1979 et notre étude

Figure A.1 Courbe chargement –tassement selon la valeur  $EA$  de geogridde  $h=0.25B$

Figure A.2 Courbe chargement –tassement selon la valeur  $EA$  de geogridde  $h=0.5B$

Figure A.3 Courbe chargement –tassement selon la valeur  $EA$  de geogridde  $h=0.75B$

Figure A.4 Courbe chargement –tassement selon la valeur  $EA$  de geogridde  $h=1B$

Figure A.5 courbe chargement –tassement en fonction de  $U=0.25$

Figure A.6 courbe chargement –tassement en fonction de  $N$   $U=0.5B$

Figure A.7 courbe chargement –tassement en fonction de  $N$ ,  $U=0.75B$

Figure A.8 courbe chargement –tassement en fonction de  $N$ ,  $u=1B$

Figure A.9 courbe chargement –tassement en fonction de  $N$ ,  $U=1.25$

Figure A.10 courbe chargement –tassement en fonction de  $B$

Figure A.11 courbe chargement –tassement en fonction de  $B$   $U=0.25m$

Figure A.12 courbe chargement –tassement en fonction de  $B$   $U=0.5m$

Figure A.13 courbe chargement –tassement en fonction de  $B$   $u=0.75m$

Figure A.14 courbe chargement –tassement en fonction de  $B$   $U=1m$

Figure A.15 courbe chargement –tassement en fonction de  $B$   $U=1.25m$

Figure A.16 courbe chargement –tassement des  $B$  en fonction de  $U$ .

Figure A.17: utilisation d' un facteur de réduction de 0.1

Figure A.18 : le coefficient de sécurité

# Liste des tableaux

## Tableau

## Titre

- Tableau 3.1 valeur des paramètres  $N_\gamma$  ;  $N_q$  et  $N_c$  selon D.T.U.13.12
- Tableau 3.2 Coefficients de forme Valeurs de Terzaghi. (Conditions non drainées et drainées)
- Tableau 4.1 Valeurs critiques des paramètres géométriques d'après différents chercheurs
- Tableau 6.1 Paramètres géotechniques du sol
- Tableau 6.2 Programme d'essais réalisés
- Tableau 6-3. Résultats récapitulatifs des valeurs des BCRu en fonction des EA
- Tableau 6-4. Résultats récapitulatifs des valeurs des BCRu en fonction des h et EA.
- Tableau 6-5 courbe chargement –tassement selon la valeur  $R_{inter}$
- Tableau 6-6: Résumé des résultats en terme de capacité portante en fonction de la pente
- Tableau 6.7 : le coefficient de sécurité en fonction de la pente du talus.
- Tableau 6.8 : Résumé des résultats en terme de capacité portante en fonction de la pente
- Tableau 6.9 : Résumé des résultats en terme de capacité portante en fonction de h.
- Tableau 6.10 : Résumé des résultats en terme de BCRu en fonction de h
- Tableau 6.11 : Résumé des résultats en terme de capacité portante en fonction de U et N
- Tableau 6.12 : Résumé des résultats en terme de BCRu en fonction de U et N
- Tableau 6.13 : Résumé des résultats en terme de BCRu en fonction de U et N
- Tableau 6.14 : Résumé des résultats en terme de capacité portante en fonction de U et N
- Tableau 6.15 : Résumé des résultats en terme de BCRu en fonction de b/B
- Tableau 6.16 : Résumé des résultats en terme de u/B en fonction de U et B
- Tableau 6.17 : Résumé des résultats en terme de BCRu en fonction de b/B
- Tableau 6.18 Comparaison des valeurs critiques des paramètres géométriques trouvées à partir de cette étude avec celles 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.
$D_f$	Encastrement de la fondation.
$D$	la distance entre la tete du talus et 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 $M_7$	Coefficients de la capacité portante dus au renforcement.
$N$	Nombre des nappes de renforcement.
$N_\gamma$ 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 $\tau_{xz}$ est maximum.
$z$	Profondeur de renforcement.

---

## Lettres grecques

$\alpha$	l'inclinaison du talus.
$\varphi_g$	Angle de frottement sol-géogrille.
$\alpha_i$	Angle de distribution des contraintes.
$\Psi$	Angle de dilatance.
$\phi$	Angle de frottement.
$\Delta B$	Augmentation de la largeur de la fondation due à l'introduction des nappes.
$\sigma$	Contrainte normale.
$\tau$	Contrainte de cisaillement.
$Q_l$	Charge à un certain déplacement.
$q_u$	Contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface).
$\sigma_z$	Contrainte verticale à la profondeur $z$ .
$\tau_{xz\max}$	Contrainte de cisaillement maximale à la profondeur $z$ .
$\gamma$	Poids volumique de sol.
$\gamma_{\text{sec}}$	Poids volumique sec.
$\gamma_h$	Poids volumique humide.
$\gamma_t$	Poids volumique du sol de la couche supérieure.
$S_d$	Tassement.

# CHAPITRE 01

## 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 l'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 des fondations sur la crête d'un talus a récemment tiré l'intention.

## 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 sur la crête d'un talus de toute structure, tandis que les coûts associés à des solutions conventionnelles de remédiassions 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 située sur la crête d'un talus par des géogrilles. C'est une technique qui crée des fondations sûres et économiques pour les ouvrages d'ingénierie.

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.

Ce travail vise à présenter une étude numérique au moyen d'analyses en éléments finis en utilisant le modèle de déformation plane réalisés sur des talus de sable avec et sans nappes de géogrilles chargés avec une semelle filante. Les calculs seront effectués en utilisant le code éléments finis Plaxis. Le sol sera représenté par le modèle non linéaire de sol avec écouissage (Hardening Soil Model) qui est un modèle contrainte – déformation elasto-plastique et hyperbolique alors que le renforcement sera représenté par des éléments élastiques.

### 1.3 Objectifs du travail effectué

Le renforcement des sols de fondation située sur la crête d'un talus 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 sur excavation et de remblai.
4. augmenter le coefficient de sécurité de l'ouvrage.

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 objectifs envisagés de cette étude sont de :

- déterminer l'influence de la résistance a la traction de l'armature en géogrille EA sur les caractéristiques de la capacité portante d'une semelle située sur la crête de talus ,
- déterminer l'influence de l'interface  $R_{inter}$  sur les caractéristiques de capacité portante d'une semelle située sur la crête de talus,
- comprendre le mécanisme de rupture des pentes avec armature
- suggérer une géométrie optimale de mise en place de l'armature. Les facteurs qui sont susceptibles d'être considérés dans la simulation sont :

- 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 distance entre la tête du talus et la fondation (D).
- L'inclinaison du talus ( $\alpha$ )
- la largeur de la fondation (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, dont ce qui suit est un aperçu sur le contenu de chaque chapitre.

Dans le premier chapitre, une introduction générale relative au travail effectué et 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 située sur la crête d'un talus 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 située sur ( terrain horizontale, et sur la crête d'un talus) par géosynthétiques .

Le cinquième chapitre a été réservé à un bref aperçu sur la méthode des éléments finis ayant trait à 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 relative aux futures expériences, que nous estimons utiles.

# CHAPITRE 02



## 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.

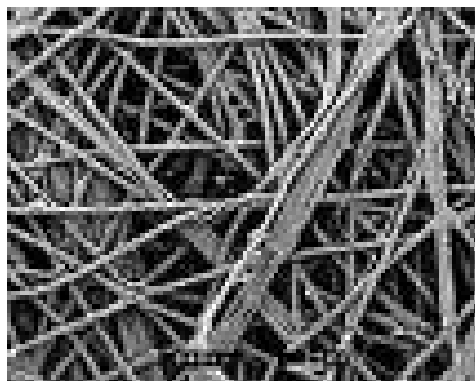
## 2.2 Géotextiles

- **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).

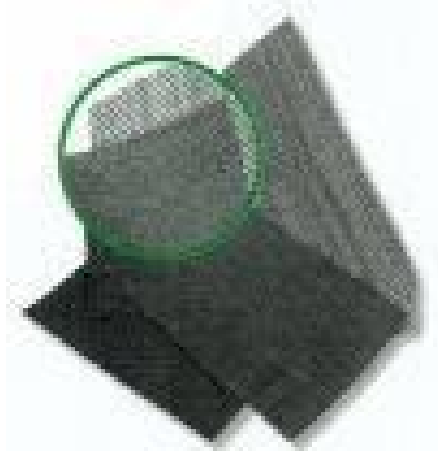
-**La liaison chimique** est réalisée soit à l'aide de résines soit d'émulsions qui appartiennent à des composés proches des caoutchoucs naturels.

-**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.



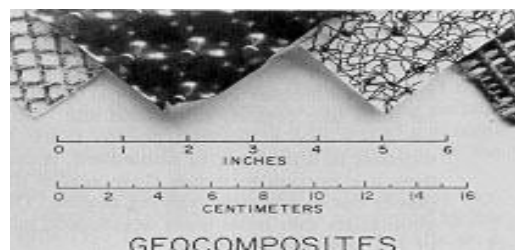
Figure 2.4 Géogrilles

### 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.



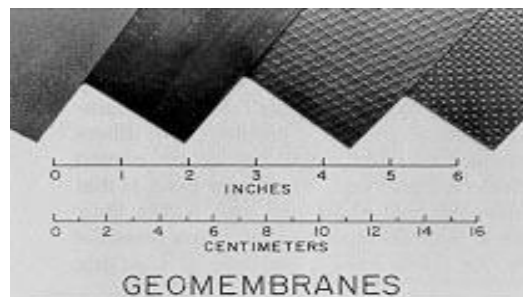
**Figure 2.6** Un tissé de bandelettes

- **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

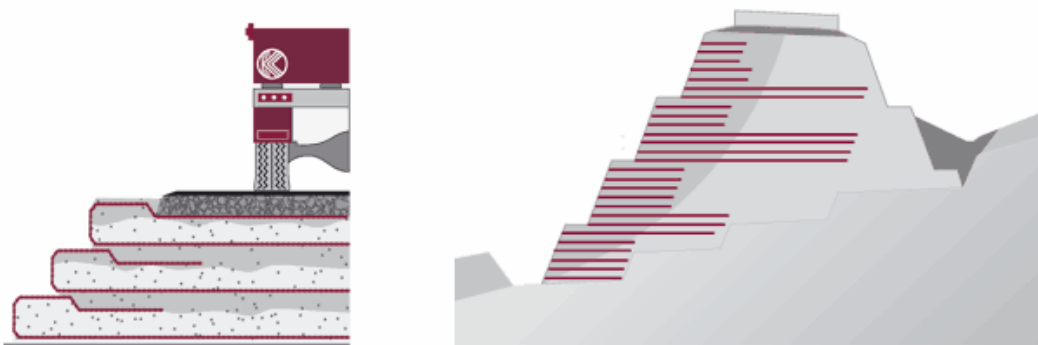
Les géogrilles sont utilisés avec succès en construction dans le monde entier pour renforcer les sols depuis des dizaines d'années par de nombreux ingénieurs. Le développement et la confection de la géogrille pour les renforcements horizontaux ont été mis au point selon les derniers développements techniques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



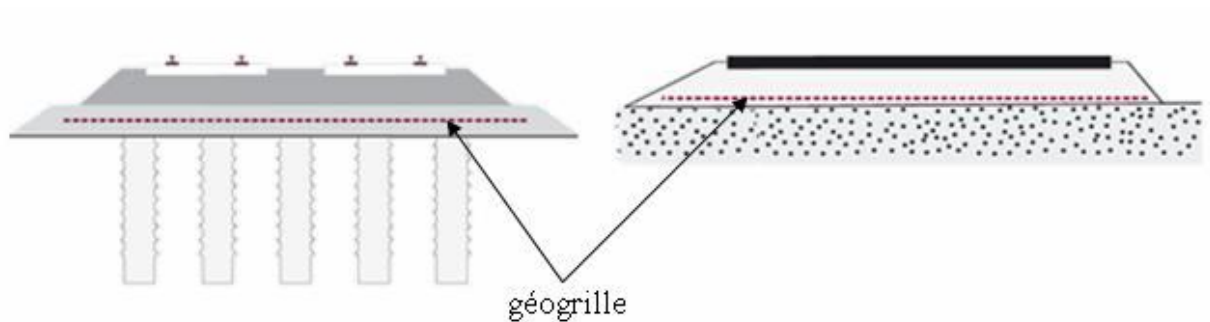
**Figure 2.8** Talus renforcés par géogrilles

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

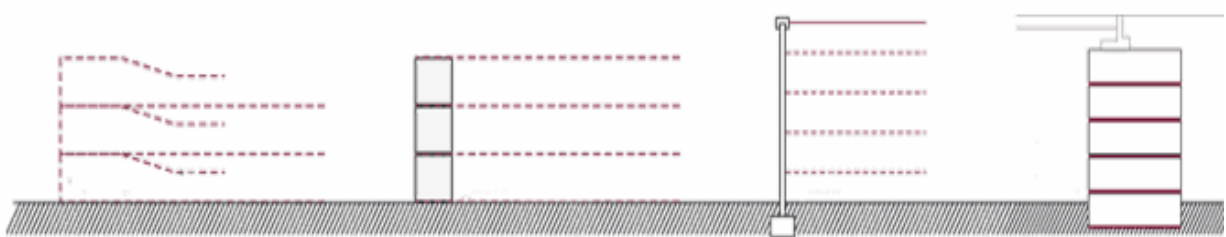
Les géogrilles sont utilisées dans la construction routière ou similaire pour éviter les affaissements, reprendre les forces dues au chargement et aussi réduire les épaisseurs de matériau granulaire souvent coûteux. Les géosynthétiques (particulièrement les géogrilles) se lient avec les matériaux granulaires, 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).

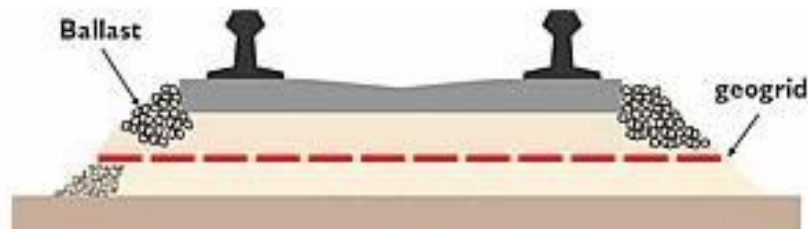


Figure 2.12 Renforcement direct du ballast

- 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).

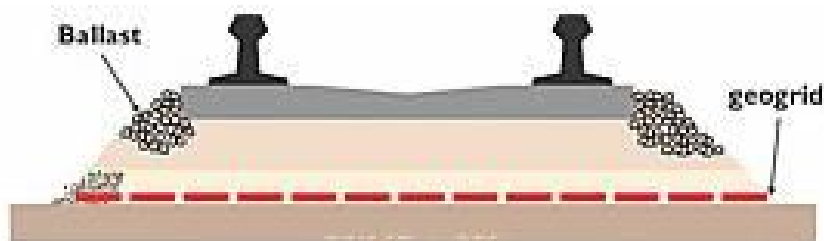


Figure 2.13 Augmentation de la capacité portante de la couche porteuse

## 2.5 Comportement mécanique sol-géogridde

La connaissance du comportement sol-géogridde est indispensable dans tout projet de génie civil. Les propriétés d'interaction sol-géogridde 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 géogriddes croît avec la pression de confinement exercée par le sol sur la géogridde. 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 géogridde enterrée.

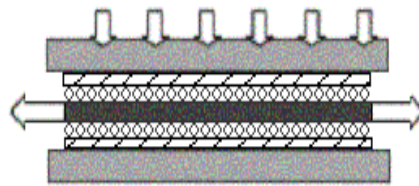


Figure 2.14 Essai de traction

### 2.5.2 Frottement sol-géogridde

Il est souvent nécessaire de connaître le comportement en frottement du système sol-géogridde surtout lorsque les géogriddes 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 géogridde,
- de l'angularité des grains,
- de la contrainte normale,
- et de la densité du sol.

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

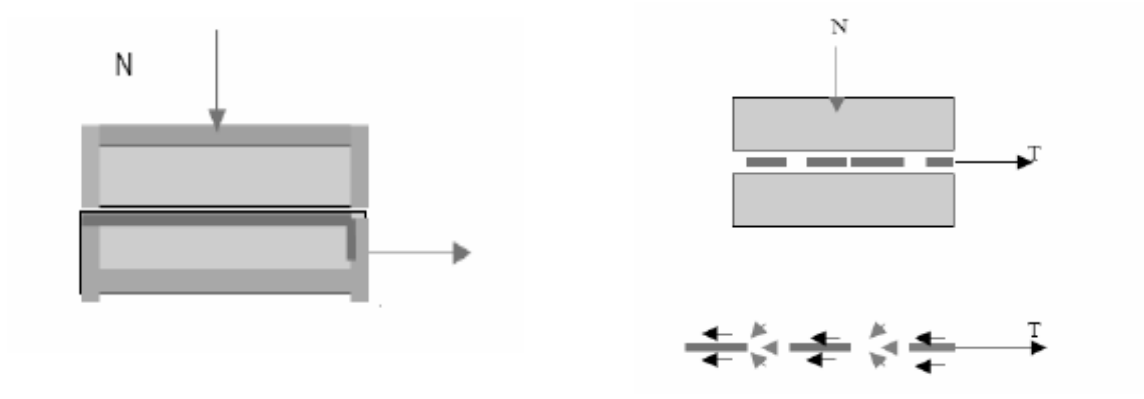


Figure 2.15 Boîte de cisaillement

$$\operatorname{tg} \pi_g = \frac{\tau}{\alpha}$$

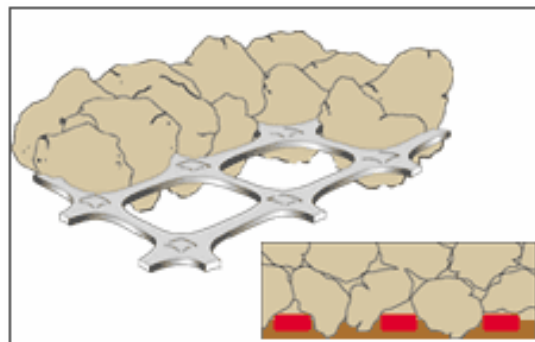
Avec :  $\alpha$  : Contrainte normale  $[kN/m^2]$ .

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

$\pi_g$  : Angle de frottement sol-géotextile.

### 2.5.3 Mécanisme d'enclenchement sol-géogridde

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



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

## 2.6 Conclusion

Contrairement aux sols, les géogriddes 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 géogriddes 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

### 3.1-introduction

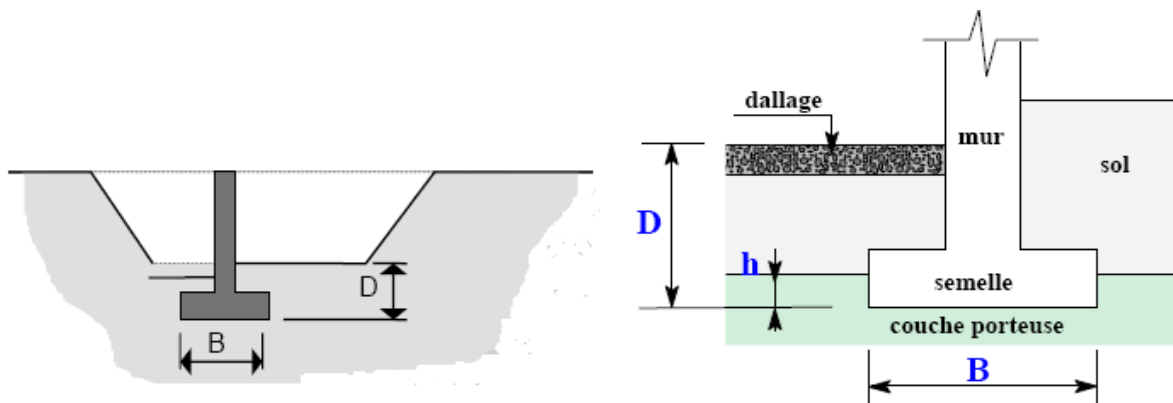
Il est usuel de construire des ouvrages de génie civil ou maritime à proximité ou sur un terrain en pente tels que les viaducs traversant des vallées ou les murs de quais portuaires. L'interaction fondation/sol en pente est complexe du fait qu'elle dépend d'une multitude de paramètres géométriques et géotechniques. Les méthodes existant actuellement sont généralement simplistes et pessimistes, et les ingénieurs confrontés à de tels cas n'en sont en général pas satisfaits.

### 3.2- Généralité sur les fondations superficielles

#### 3.2.2-1 définition des fondations superficielles

Les fondations d'un ouvrage sont les éléments de la structure assurant la transmission des efforts de cette structure sur le sol (principalement les efforts de pesanteur).

Les fondations superficielles (semelles) sont limitées en dimensions, au delà, les techniques de mise en œuvre sont relatives aux fondations profondes.



**Figure 3.1 : fondation superficielle.**

**L** : longueur de la semelle ou plus grande coté d'une semelle.

**B** : largeur de la semelle ou plus petit coté de la semelle.

**D** : hauteur d'encastrement de la semelle. Hauteur minimum au dessus du niveau de la fondation. Si un dallage ou une chaussée surmonte la fondation ceux-ci sont pris en considération dans la hauteur d'encastrement.

**h**: ancrage de la semelle. Il correspond à la hauteur de pénétration de la semelle dans la couche porteuse.

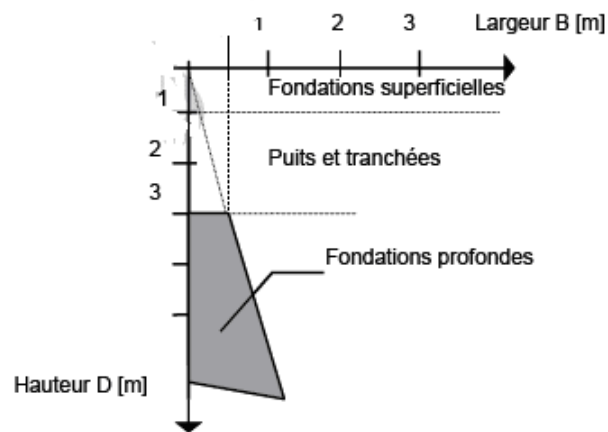


Figure 3.2 : fondation superficielle.

#### a- Les semelles isolées

Les semelles isolées sont les fondations des poteaux. Leurs dimensions de surface sont homothétiques à celles du poteau que la fondation supporte :

##### ➤ Semelles rectangulaires

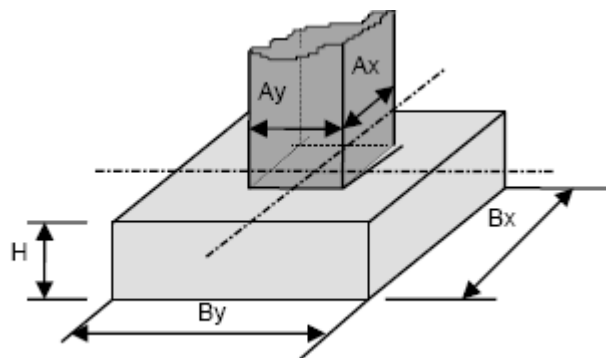


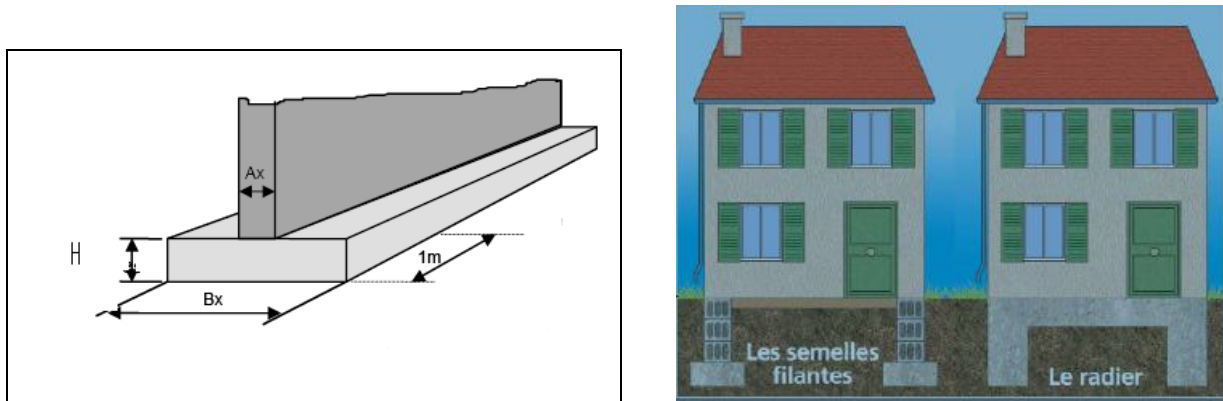
Figure 3.3 : Semelle rectangulaire.

➤ Semelles circulaires : Les semelles sont axées sur le poteau, la hauteur  $H$  est définie pareillement, en fonction des diamètres du poteau et de la semelle.

#### b) Les semelles filantes.

Les semelles filantes sont les fondations des voiles. La hauteur  $H$  est définie comme pour les semelles isolées. Ces fondations sont adaptées aux bons sols de portance supérieure à 0,1 MPa. Les semelles filantes sont les fondations les plus utilisées (90 % des cas).





**Figure 3.4 : semelle filante.**

La fonction d'une fondation est de transmettre au sol les charges qui résultent des actions appliquées sur la structure qu'elle supporte.

### 3.2.2-2 : Fonctions des fondations :

Elles doivent reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage :

- Assurer la stabilité de l'ouvrage et des fondations ;
- Assurer la résistance des massifs de fondations ;
- Vérifier la résistance du terrain de fondations ;
- S'assurer de la durabilité des fondations ;
- Trouver la solution la plus économique.

Le dimensionnement d'une fondation superficielle consiste donc à vérifier la stabilité de celle-ci et notamment que le sol de fondation est en mesure de supporter les sollicitations qui vont lui être appliquées. Il s'agit donc de vérifier que la capacité portante du sol de fondation est suffisante. Celle-ci dépend :

- ✓ des caractéristiques de la fondation : longueur, largeur, inclinaison, mais aussi rigidité et surface de contact avec le sol.
- ✓ Des caractéristiques de la charge appliquée au sol : intensité mais aussi inclinaison et excentrement.
- ✓ Des caractéristiques mécaniques du sol, déterminées en place ou in situ.

## 3.3- Comportement des fondations superficielles

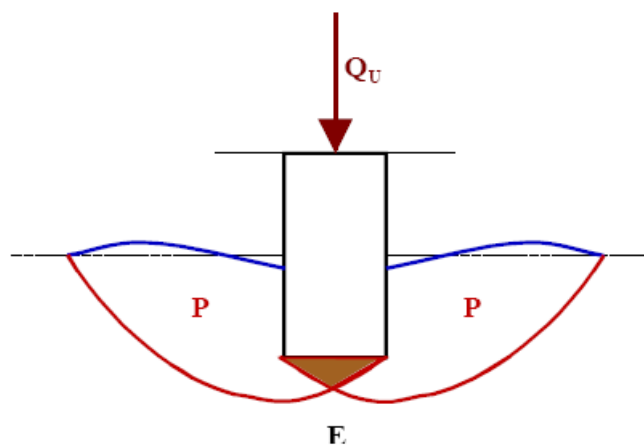
### 3.3-1 Comportement à la rupture

Si on soumet une semelle filante à un chargement croissant jusqu'à la rupture d'un sol homogène et indéfini on obtient une rupture du sol en surface qu'on qualifie de rupture globale.

Schématiquement, il se forme sous la base de la semelle un poinçon rigide qui s'enfonce dans le sol en le refoulant de part et d'autre jusqu'à la surface. Le sol des parties P est complètement plastifié, tandis que les zones externes E ne sont soumises qu'à des contraintes beaucoup plus faibles qui ne le mettent pas en rupture (**Fig3.5**).

Si on soumettait la même fondation, mais placée à plus grande profondeur, fondation profonde, au même essai on obtiendrait une rupture interne du sol : rupture locale sans signes extérieurs à la surface du sol.

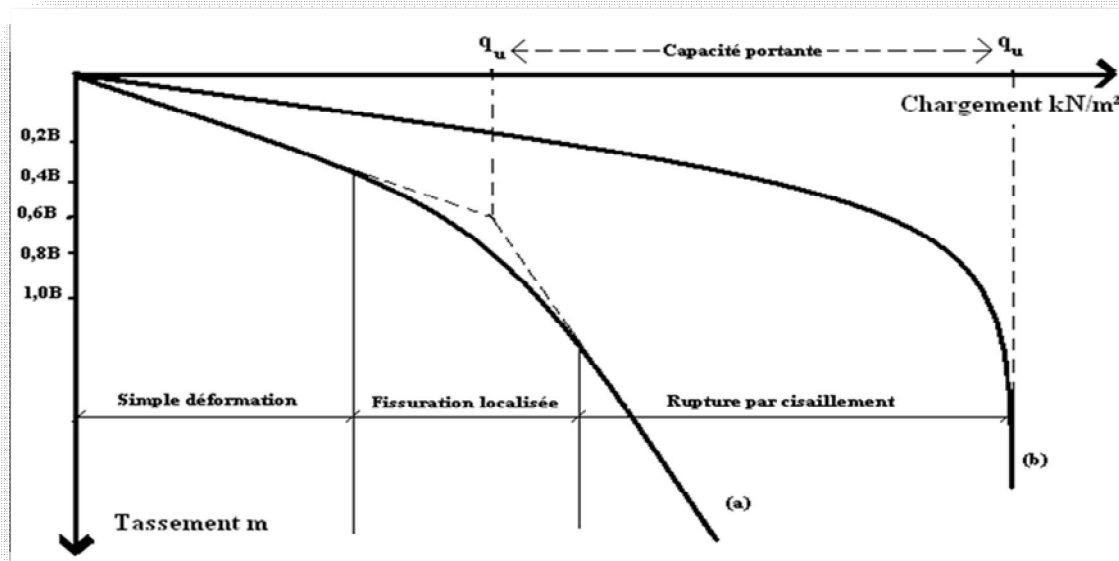
Cette distinction mécanique entre rupture globale et rupture locale permet bien de distinguer les fondations superficielles des fondations profondes.



**Figure 3.5 : Schéma de rupture du sol sous une fondation superficielle**

- ✓ P : zone de sol en rupture
- ✓ E : zone de sol dans le domaine élastique.

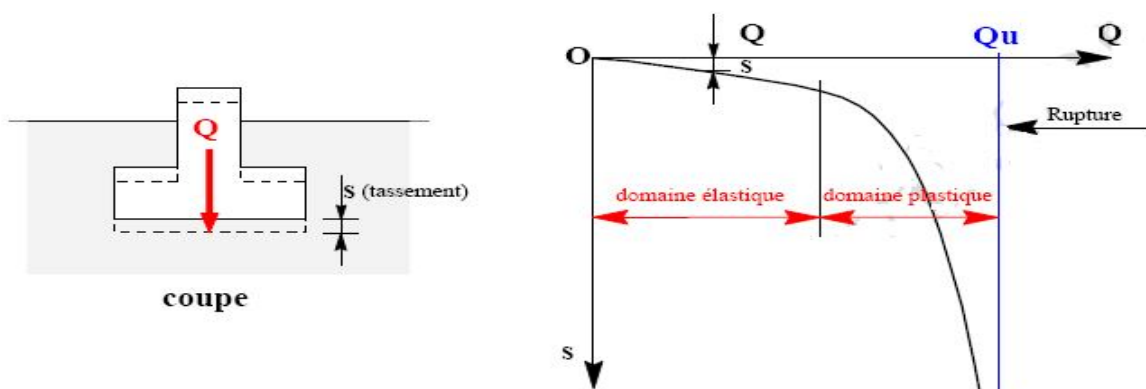
Comme une charge est appliquée sur une certaine surface d'un sol, elle provoque un tassement. On peut étudier l'importance du tassement final constaté en fonction de l'intensité de la charge appliquée. Cette relation peut être représentée par une « courbe de tassement » (**Figure 3.6**).



**Figure 3.6 : Courbes chargement-tassement pour une fondation filante (B largeur de la semelle).**

Si le sol est relativement compact ou résistant, la courbe a l’allure de la courbe (a) de la figure 3.6. L’abscisse  $q_u$  de l’asymptote représente sans ambiguïté la pression maximale que le sol peut supporter avant la rupture, c’est ce que l’on appelle la capacité portant. On notera que cette pression  $q_u$  est définie par le rapport de la charge qui provoque la rupture à la surface de la fondation, c’est une contrainte maximale réelle mesurée sous la fondation.

Par contre, dans les sols peu compacts ou relativement mous, la courbe de tassement a l’allure de la courbe (b) de la figure 3.6. La rupture n’est pas très bien définie.



**Figure 3. 7: courbe tassement- charge**

$Q_u$  : est la charge limite ou capacité portante de la semelle. C’est la charge maximale que peut supporter celle-ci et qui entraîne la rupture du sol.

$q_U$  : est la contrainte limite ultime ou contrainte de rupture,  $q_U = \frac{Q_U}{A}$  avec A aire de la semelle.

**3.4- capacité portante de fondation superficielle**

L'un des sujets les plus importants dans le domaine de géotechnique est l'estimation de la capacité portante des fondations superficielles. De nombreux auteurs ont résolu le problème de la capacité portante en faisant des hypothèses différentes sur la rugosité de la semelle et la forme de la zone en équilibre limite, c'est-à-dire sur l'allure des surfaces de glissement, bien que les valeurs numériques soient parfois assez différentes. Prandtl et Reissner ont présenté les premières solutions analytiques pour la capacité portante des fondations superficielles. Terzaghi a proposé la formule générale de la capacité portante d'une semelle filante soumise à une charge verticale centrée.

Deux types de méthodes de calcul de la capacité portante sont développées 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-φ ») ;
- ✓ les méthodes à partir des résultats des essais in situ, c'est-à-dire à partir de la pression limite du pressiomètre Ménard ou à partir de la résistance de pointe  $q_c$  du pénétromètre statique CPT.

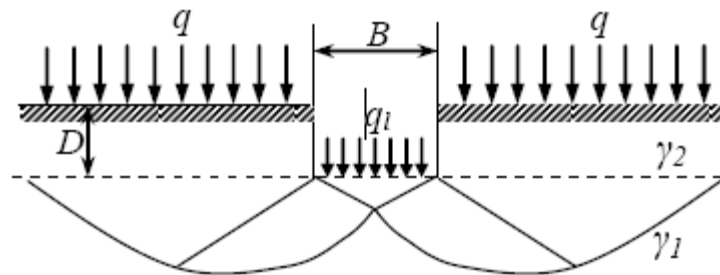


Figure 3.8 : Schéma de rupture d'une fondation superficielle

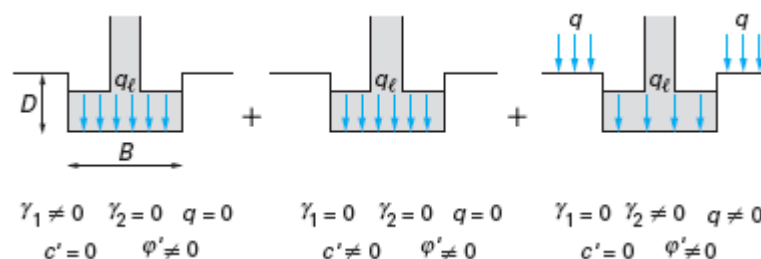


Figure 3.9 : Capacité portante. Méthode de superposition de Terzaghi (méthode « c-φ »)

### 3.4-1 Calcul de la capacité portante à partir des essais de laboratoire (méthode « c- $\varphi$ »)

La charge limite est déterminée en superposant trois états de résistance : la résistance du sol pulvérulent sous le niveau de la semelle, l'action des terres situées au-dessus du niveau de la fondation et l'action de la cohésion (Méthode de superposition de Terzaghi). Dans le cas d'une semelle filante (figure 7),

La contrainte de rupture sous une charge verticale centrée est obtenue par la relation générale suivante :

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

Avec :

- $q_l$  contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface),
- $\gamma_1$  poids volumique du sol sous la base de la fondation,
- $\gamma_2$  poids volumique du sol latéralement à la fondation,
- $q$  surcharge verticale latérale à la fondation,
- $C$  cohésion du sol sous la base de la fondation,
- $N_\gamma(\varphi), N_c(\varphi), N_q(\varphi)$  facteurs de portance, ne dépendant que de l'angle frottement

interne  $\varphi$  du sol sous la base de la fondation.

Avec :

- $N_q = e^{\pi \operatorname{tg} \varphi} \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$  ;
- $N_c = \frac{(N_q - 1)}{\operatorname{tg} \varphi}$  ;
- $N_\gamma = 2(N_q + 1) \operatorname{tg} \varphi$  .

$\varphi^\circ$	$N_\gamma$	$N_q$	$N_c$
0	0	1,0	5,14
5	0,1	1,6	6,5
10	0,5	2,5	8,4
15	1,4	4	11
20	3,5	6,4	14,8
25	8,1	10,4	20,7
30	18,1	18,4	30
35	41,1	33,3	46
40	100	64,2	75,3
45	254	135	134

**Tableau 3. 1 : valeur des paramètres  $N_\gamma$  ;  $N_q$  et  $N_c$  selon D.T.U.13.12**

Les différents termes sont les suivants :

- ✓ le premier terme  $\frac{1}{2}\gamma_1BN_\gamma(\varphi)$  est le terme de surface (ou de pesanteur), car il est fonction de la largeur de la fondation B et du poids volumique  $\gamma_1$  du sol sous la fondation. C'est la charge limite (théorie rigide-plastique) pour un massif pesant et frottant uniquement ;
- ✓ le deuxième terme  $CN_c(\varphi)$  est le terme de cohésion. C'est la charge limite pour un sol frottant et cohérent, mais non pesant ;
- ✓ le troisième terme  $(q + \gamma_2D)N_q(\varphi)$  est le terme de surcharge ou de profondeur. C'est la charge limite pour un sol uniquement frottant et chargé latéralement  $\gamma_2$  est le poids volumique du sol au dessus du niveau de la base).

La relation (1) est modifiée par l'introduction des coefficients multiplicatifs  $S_\gamma, S_c$  et  $S_q$  pour tenir compte de la forme de la fondation

$$q_l = S_\gamma \frac{1}{2}\gamma_1BN_\gamma(\varphi) + S_c CN_c(\varphi) + S_q (q + \gamma_2D)N_q(\varphi)$$

Dans la littérature, de nombreux résultats ont été publiés par différents auteurs. (Caquot et Kerisel; Brinch, Hansen; Meyerhof. Le problème axisymétrique pour une semelle circulaire a été considéré par Berezantzev, Shield, Cox et al et Martin.

fondation	Rectangulaire ou carrées (B/L =1)		Circulaire
$S_\gamma$ (1)	1-(0,2B/L)	0,8	0,6
$S_c$	1+ (0,2B/L)	1,2	1,3
$S_q$	1	1	1
(1) conditions drainées seulement			

**Tableau 3.2 : Coefficients de forme. Valeurs de Terzaghi. (Conditions non drainées et drainées)**

**3.4-1-1 : Calcul en conditions non drainées**

Lorsque le sol porteur est un sol fin cohérent saturé, on doit faire un calcul à court terme, en contraintes totales. Le sol est caractérisé par sa cohésion non drainée  $C_u$ .

On prend :  $C = C_u$  et  $\varphi = 0$

Il en résulte  $N_\gamma = 0$  et  $N_q = 1$ , donc pour une semelle filante :

$$q_l = C_u N_c(0) + q + \gamma_2 D$$

Avec :

- ✓  $N_c(0) = \pi + 2$  pour les fondations lisses,
- ✓  $N_c(0) = 5,17$  pour les fondations rugueuses
- ✓  $\gamma_2$  est le poids volumique total du sol latéral.

### 3.4-1-2 Calcul en conditions drainées

Le calcul à long terme pour les sols cohérents et le calcul dans les sols pulvérulents sont des calculs en conditions drainées, en contraintes effectives. Les paramètres de résistance drainés sont :  $C = C'$  et  $\varphi = \varphi'$

Dans ce cas, et toujours pour une semelle filante :

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

Avec :  $\gamma_2'$  et  $\gamma_1'$  poids volumiques effectifs.

Pour les valeurs des facteurs de portance sans dimension  $N_c(\varphi')$ ,  $N_q(\varphi')$ , on utilise la solution classique de Prandtl (solution exacte) :

$$N_q = e^{\pi \operatorname{tg} \varphi'} \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right)$$

$$N_c = \frac{(N_q - 1)}{\operatorname{tg} \varphi'}$$

### 3.5- Tassement des fondations superficielles

#### 3.5-1 Calcul des tassements

Il existe deux grandes classes de méthodes de détermination du tassement des fondations superficielles :

- \* les méthodes à partir des essais de laboratoire : il s'agit essentiellement de l'essai oedométrique, surtout utilisé pour les sols fins cohérents ;
- \* les méthodes à partir des essais en place (essai de pénétration au carottier SPT, essai de pénétration statique CPT, essai au dilatomètre plat Marchetti DMT et essai pressiométrique Ménard), très utilisées notamment pour les sols pulvérulents, à cause des difficultés évidentes de prélèvement et d'essai en laboratoire. En ce qui concerne les essais en place, deux approches différentes sont utilisées pour en exploiter les résultats. L'approche indirecte consiste, dans le cas du tassement des fondations, à déterminer, dans un premier temps, le module d'élasticité du sol à partir d'une corrélation avec le résultat de l'essai en place et à appliquer, ensuite, la théorie élastique habituelle (unidimensionnelle ou non). L'approche directe relie, elle, directement la grandeur cherchée (le tassement) à la caractéristique déterminée par l'essai en place.

Sur un autre plan, il faut distinguer les essais qui permettent la mesure d'un module de déformation du sol : essais oedométrique, pressiométrique et dilatométrique, de ceux qui ne le permettent pas : SPT et CPT.

### 3.5.2 Calcul direct du tassement

Le tassement  $s$  d'une fondation de forme circulaire, carrée ou rectangulaire, infiniment rigide (tassement uniforme) ou infiniment souple (contrainte uniforme), posée sur un massif semi-infini élastique linéaire et isotrope prend la forme générale suivante :

$$s = q \frac{1-\nu^2}{E} BC_f$$

Avec :

- ✓  $s$  Tassement,
- ✓  $q$  Contrainte appliquée sur la fondation (uniforme ou moyenne),
- ✓  $E$  et  $\nu$  Module d'Young et coefficient de Poisson du massif de sol,
- ✓  $B$  Largeur ou diamètre de la fondation,
- ✓  $C_f$  Coefficient dépendant de la forme de la fondation, de sa rigidité et de la position du point considéré.

### 3.6-Fondations sur pente ou à proximité de la crête d'un talus :

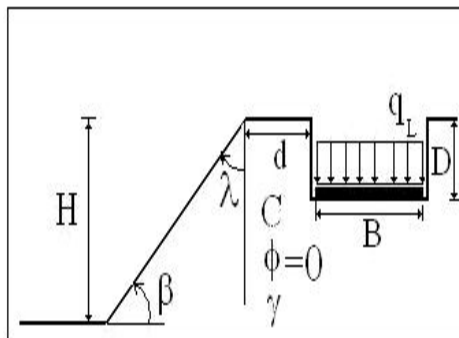


Figure 3.10 : Configuration sol/fondation

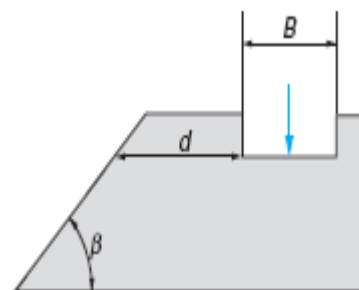


Figure 3.11: Fondation en crête de talus

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

$$q_1^0 = \frac{1}{2} \gamma_2 BN_{\gamma\beta} + \gamma_1 DN_{q\beta} \cos \beta + CN_{c\beta}$$

La capacité portante d'une fondation superficielle en bord d'un terrain en pente est un problème traditionnel de la mécanique des sols qui a suscité d'importants travaux de recherche. Il existe une diversité d'approches de calcul, dont les plus courantes sont :



- 1) La théorie de poussée/butée des terres sur un écran, combinée au principe de superposition des effets [Meyerhof G (1957)], [Giroud J-P, Tran-Vô-Nhiem (1972)], et [Narita K, Yamagushi H (1990)]

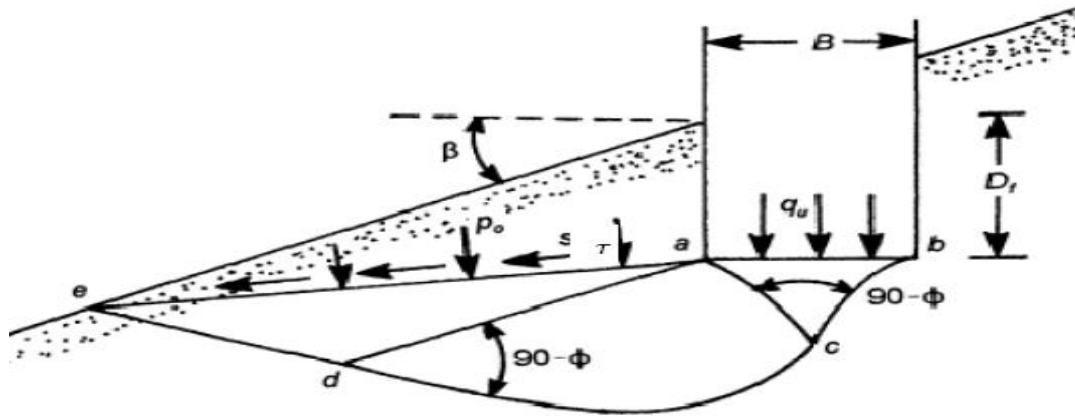


Figure 3.12: allure de la zone plastique sous une fondation établie sur une pente [Meyerhof G (1957)]

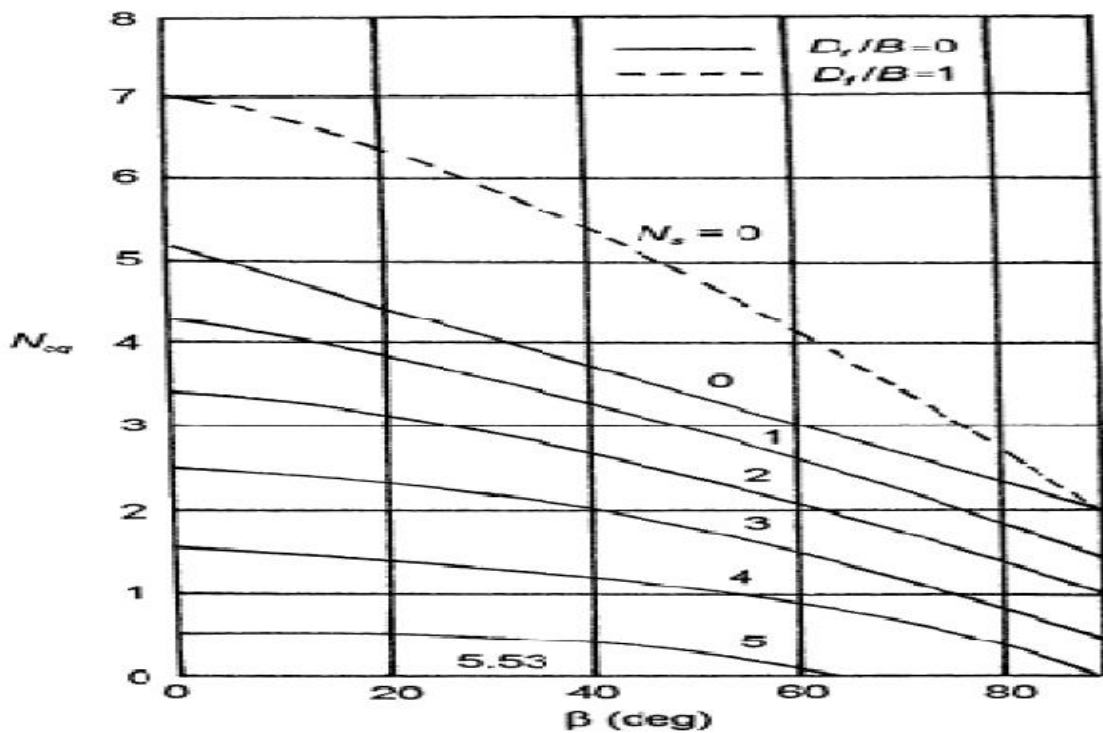


Figure 3.13: variation du facteur de la capacité portante (Meyerhof)  $N_{cq}$  pour un sol purement cohésif (Fondation sur pente).

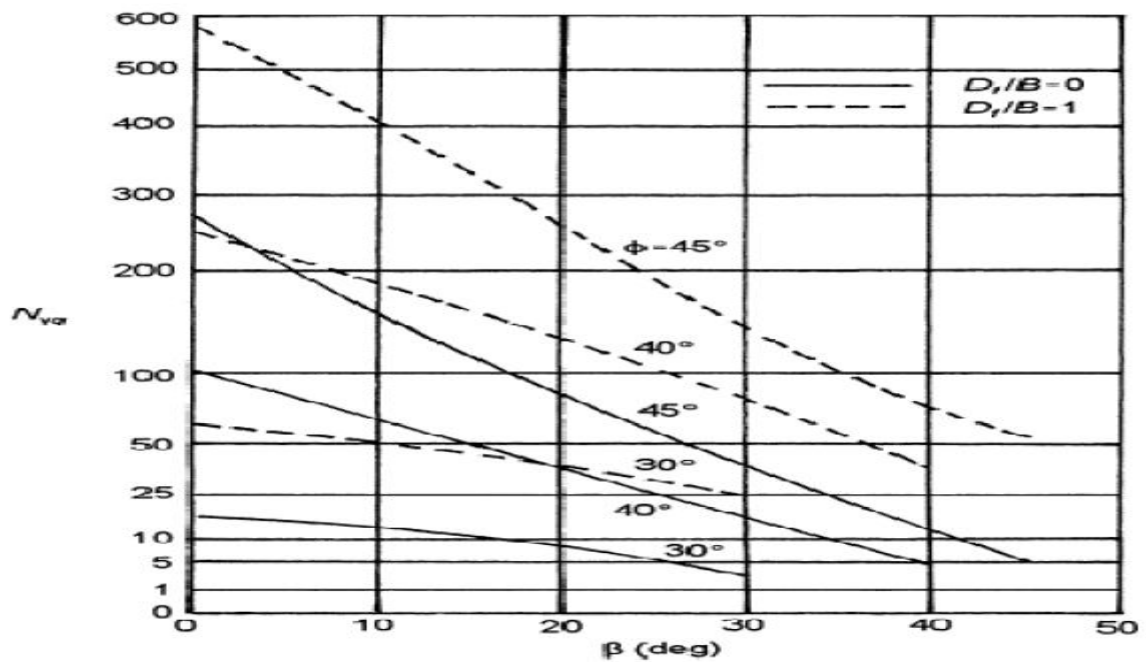
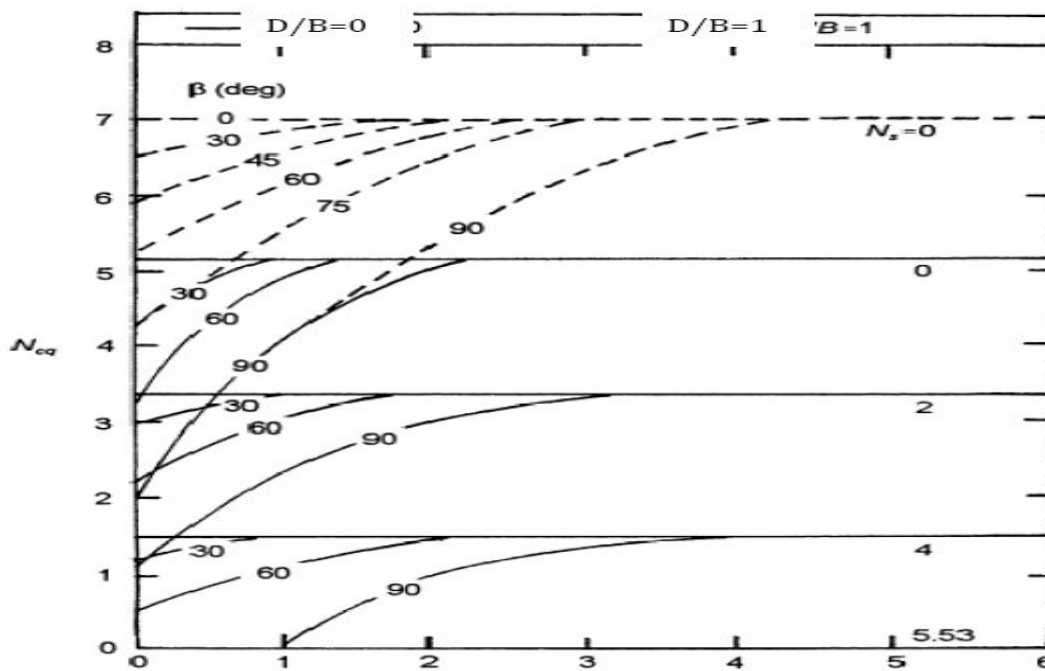


Figure 3.14: variation du facteur de la capacité portante (Meyerhof)  $N_{\gamma q}$  pour un sol grenu (Fondation sur pente).



Distance de la fondation depuis la crête du talus  $b/B$  (pour  $N_s=0$ ) ou  $b/H$  (pour  $N_s>0$ )

Figure 3.15 : facteur de la capacité portante,  $N_{cq}$  (Meyerhof) pour un sol purement cohérent (Fondation sur talus).

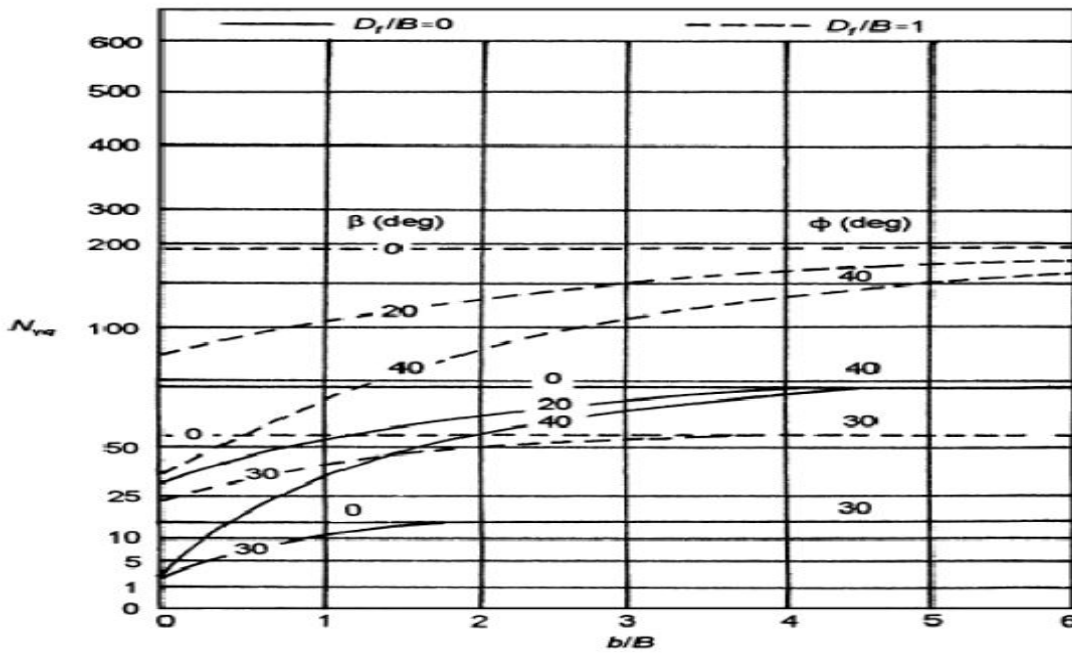


Figure 3.16: facteur de la capacité portante  $N_{\gamma q}$ , (Meyerhof) pour un sol grenu (fondation en haut d'un talus).

- 2) La théorie du champ des lignes de glissement (ou méthode des caractéristiques de contraintes), limitée aux problèmes plans ou axisymétriques Sokolovski V.N (1942), et [Graham J, Andrews M, Shields D-H (1988)]

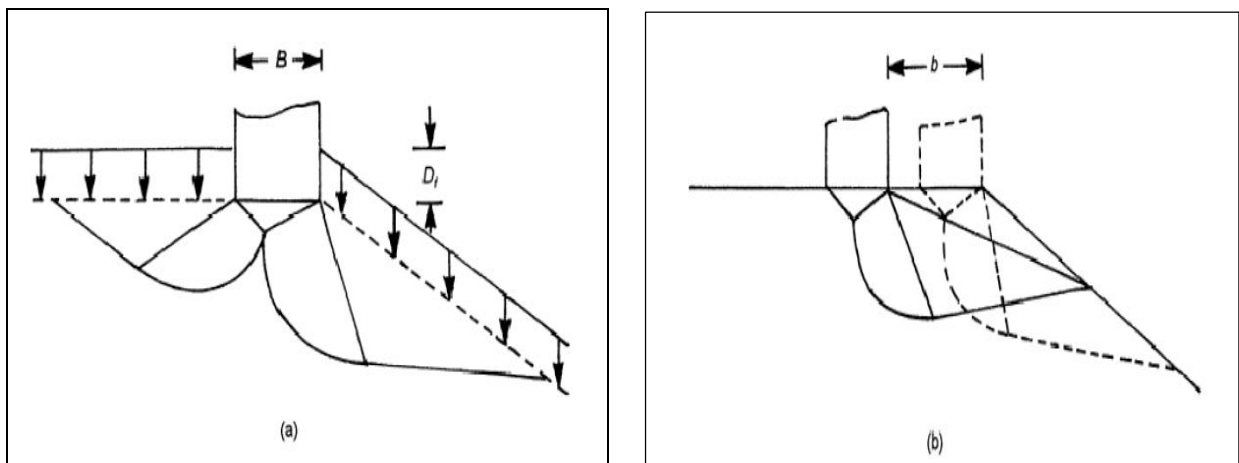


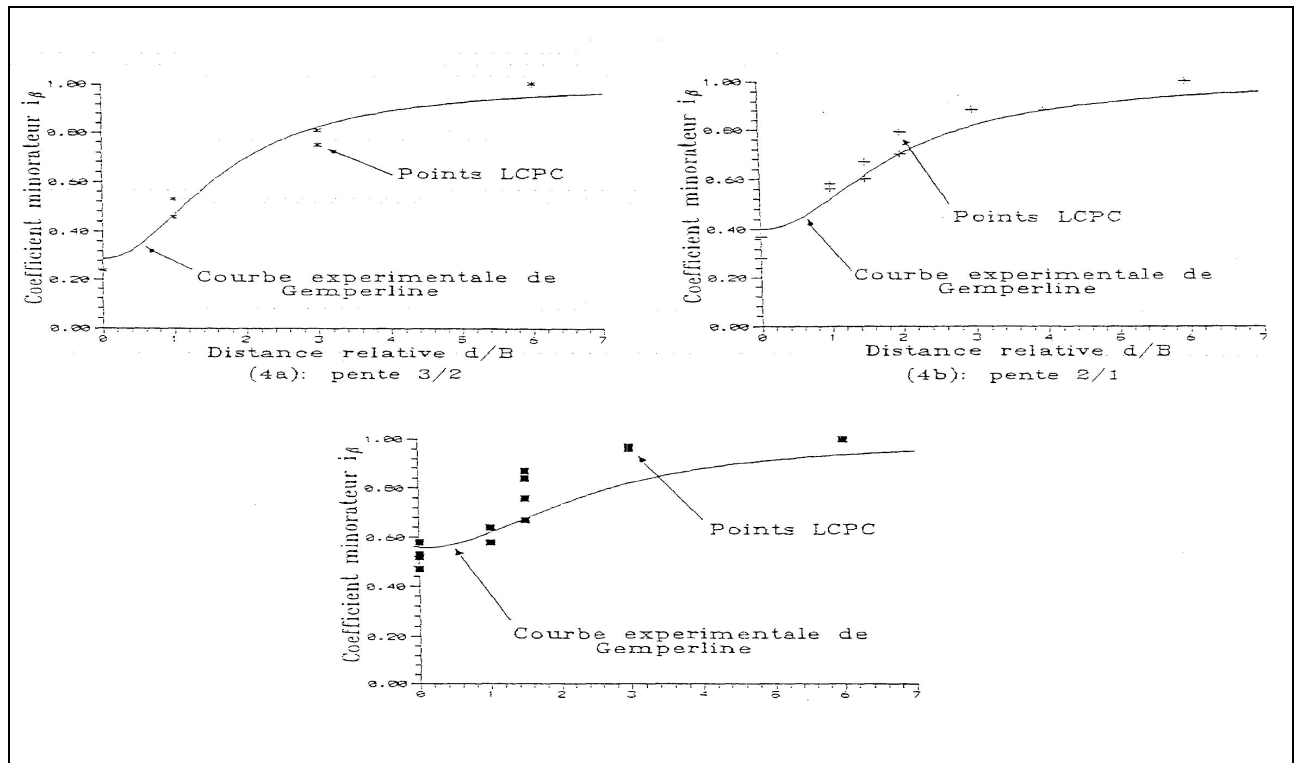
Figure 3.17 : schémas de la zone de la rupture [Graham J, Andrews M, Shields D-H (1988)]

(a)  $D_f/B > 0$

(b)  $b/B > 0$

- 3) Le calcul à la rupture ou analyse limite. La solution est donnée sous forme d'intervalle bornée par des valeurs limites statiquement et cinématiquement admissibles [Salençon J (1983)], et [Fikrat S (1991)].

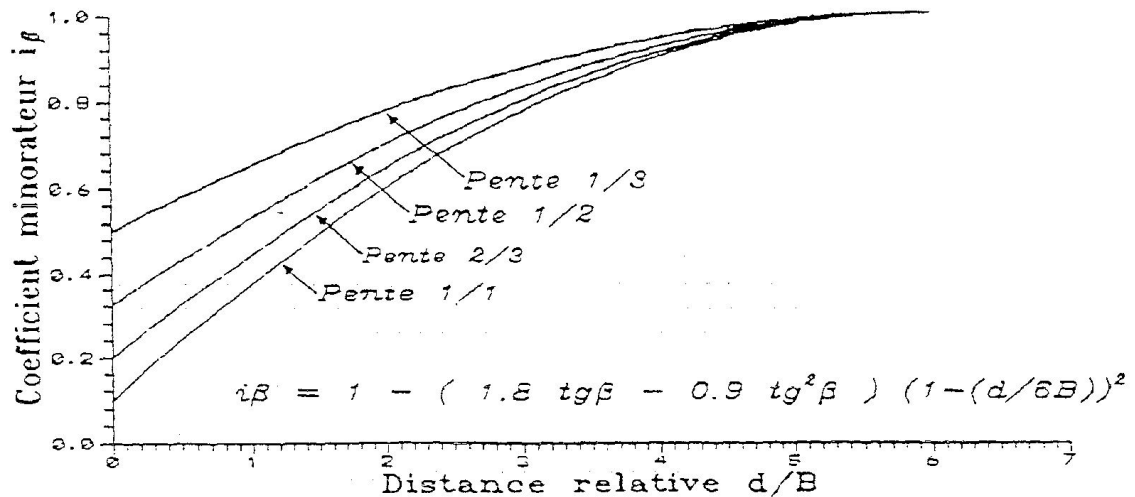
- 4) Les méthodes empiriques basées la corrélation entre les résultats d'essais de chargement de fondations en vraie grandeur ou en modèles centrifugés, et ceux des essais *in-situ* ou en laboratoire [Gamberline M.C (1988)], et [Bakir N (1993)].



**Figure 3.18** Semelles filantes non encastrées ,évolution de  $i_\beta$ (coefficient mineurateur de la capacité portante)

- L'expression des coefficients réducteurs [Bakir N (1993)] :

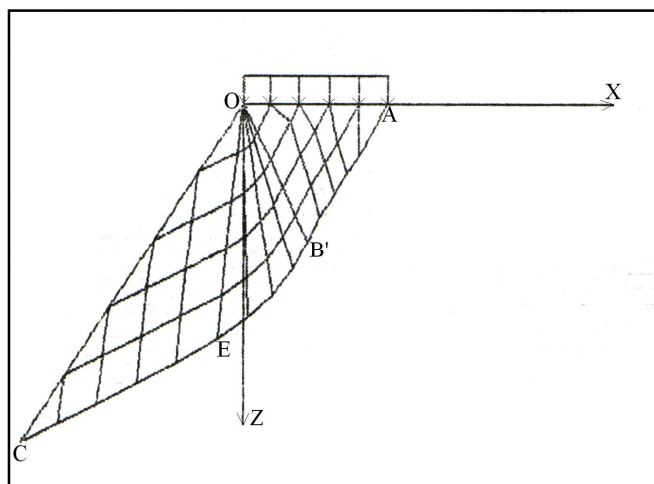
$$\begin{aligned}
 & d/B \leq 6 \\
 & \qquad \qquad \qquad i_\beta = 1 - (1.8 \operatorname{tg} \beta - 0.9 (\operatorname{tg} \beta)^2) [1 - (d/B)/6]^2 \\
 & d/B \geq 6 \\
 & \qquad \qquad \qquad i_\beta = 1
 \end{aligned}$$



**Figure 3.19** Les coefficients réducteurs de portance  $i\beta$  proposé pour différentes pentes de talus (1/2, 1/3, 2/3, 1/1) [Bakir N (1993)]

5) La méthode des éléments finis. Il s'agit d'une alternative intéressante d'analyse, bien que le problème nécessite un calcul non linéaire afin d'aborder simultanément les deux aspects classiques de comportement des fondations, à savoir le tassement et la capacité portante. Les logiciels courants de calcul géotechnique par éléments finis permettent de mener aisément une telle analyse [Potts D.M, Zdravcovitch L (1999)]. Ali BOUAFIA et Nabila AIT- IKHLEF(2005)

### 3.6.1. Analyse par la théorie des caractéristiques de contraintes Ali bouafia et Ikhlef(2005) :



**Figure3.20.** Mécanisme de rupture du sol sous la fondation

$$i_{\beta} = \frac{N_{c\beta}}{N_{c0}} = \frac{\pi + 2 - 2\beta}{\pi + 2}$$

Selon la figure 3, l'effet de la densité du sol a peu d'influence sur la réduction de la capacité portante, ce qui est conforme aux prescriptions de la théorie classique de la capacité portante dans un sol purement cohérent.

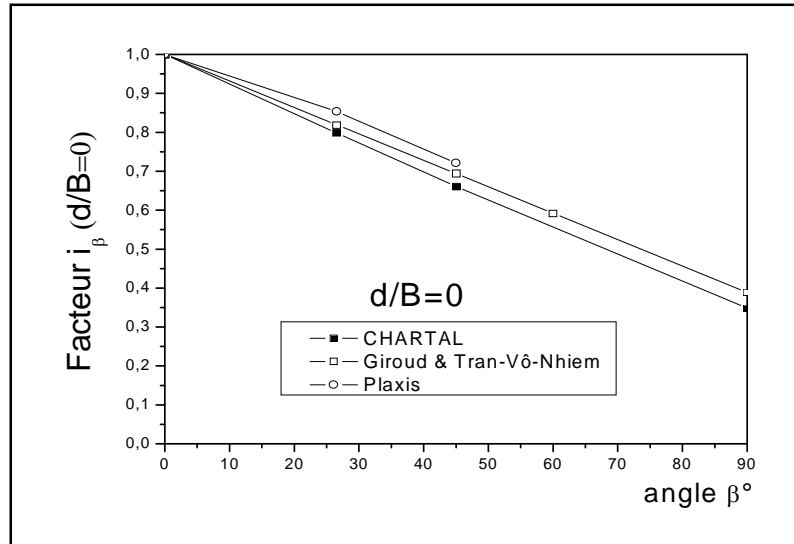


Figure 3.21 Variation de  $i_{\beta}$  en fonction de l'angle  $\beta$  pour  $d/B=0$

**3.6.2 ANALYSE PAR ELEMENTS FINIS - Ali BOUAFIA et N-IKHLEF(2005) :**

L'analyse dimensionnelle par le théorème des  $\pi$  conduit à la formulation suivante:

$$g\left(\frac{q}{C_u}, \frac{s}{B}, \frac{H_{tal}}{B}, \beta, d/B, \nu_s, \nu_b, \frac{E_s}{E_b}\right) = 0 \tag{8}$$

Les calculs ont porté sur des distances  $d$  variant de 0 à  $15B$ , et deux angles  $\beta$  du talus, à savoir  $26.6^\circ$  ( $tg\beta=1/2$ ) et  $45^\circ$  ( $tg\beta=1$ ). Les valeurs étudiées de la hauteur relative du talus  $H_{tal}/B$  ont été fixées à 3, 5 et 7.

La courbe adimensionnelle de chargement de la fondation  $q/C_u-s/B$  a été interprétée selon la procédure graphique d'Asaoka pour estimer la capacité portante  $q_1$ .

La figure 3.23 montre une variation typique de la capacité portante en fonction de la distance  $d$ . La courbe converge vers une valeur asymptotique correspondant au cas d'un sol horizontal.

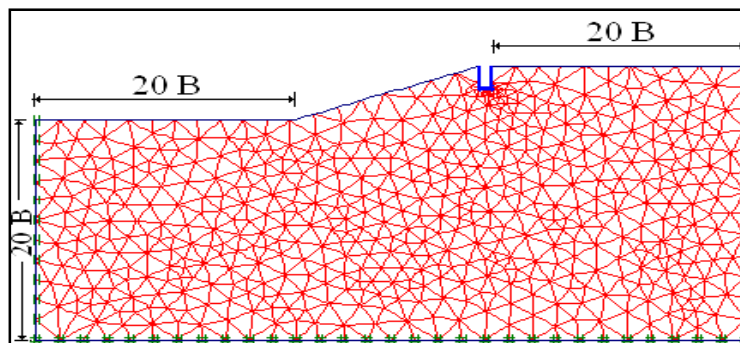


Figure 3.22. Maillage du modèle en éléments finis

Il est remarquable que la capacité portante varie peu avec la hauteur  $H_{\text{tal}}/B$  du talus. En outre, au-delà d'une certaine distance  $d_{\text{lim}}$ , on retrouve la capacité portante d'un sol horizontal. Cette distance limite varie sensiblement de  $0.6B$  à  $1.95B$  pour des angles  $\beta$  du talus de  $26.6^\circ$  et  $45^\circ$  respectivement. En tête du talus, le facteur de réduction  $i_\beta$  est de  $0.85$  pour  $\beta$  égal à  $26.6^\circ$  et de  $0.72$  pour  $\beta$  égal à  $45^\circ$ . Ces valeurs sont en bonne concordance avec celles trouvées par la théorie des caractéristiques de contraintes.

La prise en compte de l'influence de la proximité du talus sur la capacité portante peut être schématisée, pour les besoins de la pratique, par la courbe bilinéaire de la figure 6. En deçà d'une distance limite fonction de l'angle  $\beta$  du talus, la capacité portante est à réduire par le facteur  $i_\beta(d/B)$ , ce dernier variant entre linéairement entre  $i_\beta(0)$  et  $1$  en fonction de la distance  $d$ . Le facteur  $i_\beta(0)$  est à déterminer de la figure 3.24

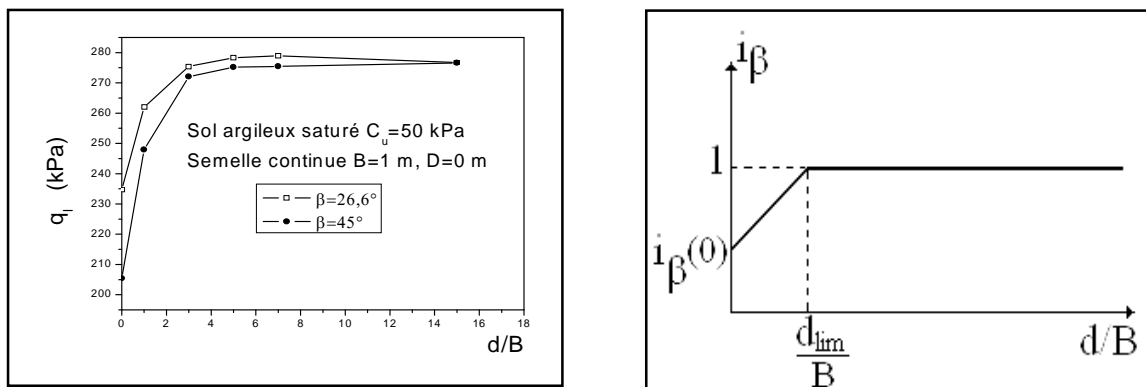


Figure 3.23. Variation de  $q_1$  en fonction de  $d/B$  Figure 3.24 Courbe schématique de variation de  $i_\beta$

### 3.7. CONCLUSIONS

L'effet de la proximité d'un talus sur la capacité portante d'une semelle continue posée en surface d'un sol a été mené par le biais de la méthode des éléments finis et de la théorie des caractéristiques de contraintes. Il a été montré l'influence notable de la distance de la fondation à la tête du talus et de l'angle du talus sur la capacité portante. Les deux approches d'étude ont mené à la définition d'un facteur de réduction  $i_\beta$  à appliquer pour une distance en deçà d'une certaine distance limite. Cette dernière variant sensiblement avec l'angle du talus. Des investigations ultérieures traitant d'autres facteurs tels que la fiche de la fondation et la nature du matériau sol sont envisagées.

# CHAPITRE 04



#### 4.1 Introduction

Plusieurs travaux de recherche ont été effectués durant les trente dernières années dont 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.

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

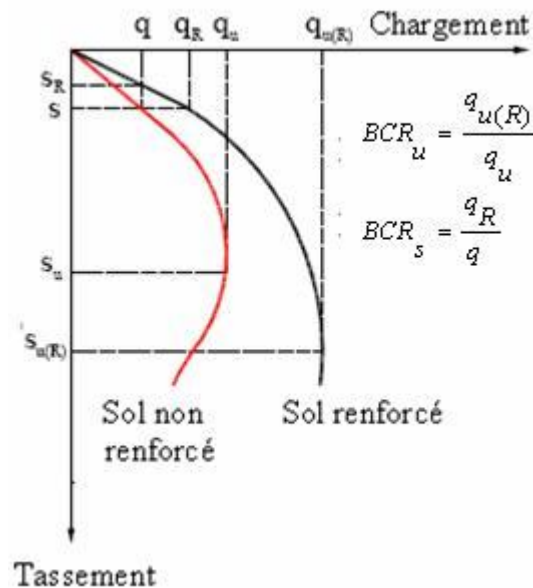
$BCR_u$  : Rapport de capacité portante par rapport à la charge ultime.

$BCR_s$  : 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

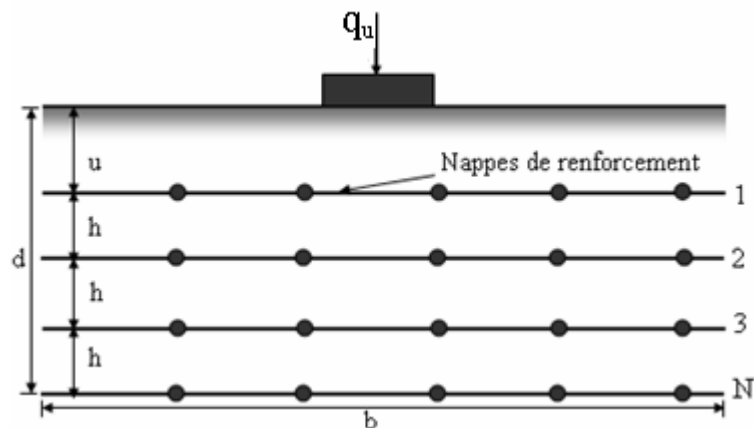


**Figure 4.1** Nature générale des courbes chargement- tassement avec et sans renforcement

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.
- L'inclinaison de la pente
- La distance entre la tête du talus et la fondation (D)

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



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

## 4.2 Cas générale de comportement des fondations renforcées par géosynthétiques

### 4.2.1 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).

- **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 fondations 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.

-**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 KN/m<sup>3</sup> ( $D_r=70-73\%$ ). L'angle de frottement obtenu au moyen de l'appareil de cisaillement direct était égal à 40°.

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 5,4m de largeur, 6,9m de longueur et d'une profondeur de 6m. Ils ont utilisé quatre modèles de fondations carrées ayant les dimensions suivantes : 0,3×0,3 m, 0,46×0,46 m, 0,61×0,61m, et 0,91×0,91 m. Le sable utilisé dans ces essais a un coefficient d'uniformité ( $C_u$ ) égal à 1,7 et une taille moyenne de particules  $D_{50}$  de 0,25 mm. Les paramètres étudiés dans leurs essais sont : le nombre des nappes ( $N$ ), 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 20mm ( $s/B = 5\%$ ). 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 × 0,33 m a été utilisée. Le sol de la fondation est un sable de la rivière de Ohio ayant a 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°.

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  $38^0$ . 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 était une plaque métallique de 25,4mm avec les dimensions suivantes : 152×152mm et 152×254mm. Trois type 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.

- **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  $D_{50}=0,15$ mm,  $D_{10}=0,086$ mm 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  $14,80 \text{ KN/m}^3$ , ( $D_r=50\%$ ), ce correspond à un angle  $\phi = 35^\circ$  alors que les essais pour le deuxième cas ont été conduits à un poids volumique sec de  $14,26 \text{ KN/m}^3$ , ( $D_r=50\%$ ), ce correspond à un angle  $\phi = 36^\circ$ . 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 devaient 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  $\phi$  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  $0,985\phi$  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  $BCR_s$  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.

### 4.2.2 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 $u/B$ :

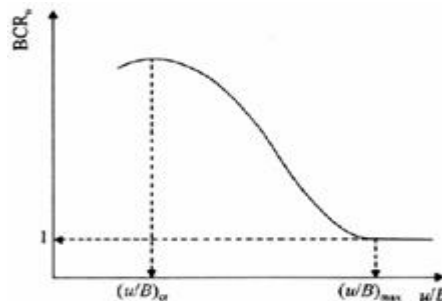
Plusieurs résultats ont été obtenus par Akinmusuru et Akinbolande (1981), Guido et al (1987), et Yetimogler et al (1994), concernant le rapport de la capacité portante pour des fondations à échelle réduite supportées par un sable renforcé par plusieurs nappes de géogrilles.

Ces résultats ont permis de déduire que :

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

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

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

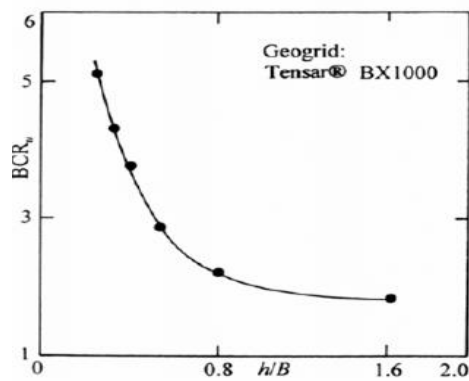


Figure 4.4 Variation BCR<sub>u</sub> en fonction de h/B

**Variation de b/B :**

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

(b/B)<sub>cr</sub> = 3 d’après Guido et al (1985). (b/B)<sub>cr</sub> = 7 d’après Fragsz et al (1983).

(b/B)<sub>cr</sub> ≥ 6 d’après Mandal et Manjunath (1990). (b/B)<sub>cr</sub> = 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<sub>u</sub> en fonction de b/B est donnée dans la figure 4.5. B/L= 0 correspond à une fondation filante.

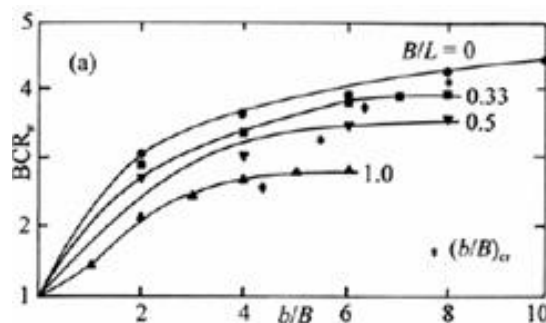


Figure 4.5 Variation BCR<sub>u</sub> en fonction de b/B

	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	géogrid	géogrid	géogrid	géogrid	géogrid	Géotextile	Feuilles En aluminium	phosphor bronze	géogrid
(u/B) <sub>opt</sub>	-	-	-	0,25-0,3	0,3	-	0,3	-	0,33
(h/B) <sub>opt</sub>	-	-	-	0,2-0,4	-	-	-	-	0,33
(d/B) <sub>cr</sub>	1	2,25	2	1,5	2	1	2	-	1,25
(b/B) <sub>cr</sub>	2	6	8	4,5	8	3	-	2	4-6

Tableau 4.1 Valeurs critiques des paramètres géométriques d’après différents chercheurs. (Thèse magister Mamen 2010)



### 4.2.3 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 nœuds 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 nœuds tandis que les nappes de renforcement ont été discrétisés avec des éléments isoparamétriques unidimensionnels de quatre nœuds. 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  $13000 \text{ kN/m}^2$ , une cohésion égale à  $10,84 \text{ kN/m}^2$  et un angle de frottement égal à  $0^\circ$ . La rigidité des nappes de renforcement varie de  $500 \text{ kN/m}$  à  $20000 \text{ kN/m}$ . En se basant sur l'étude numérique, les résultats suivants ont été rapportés par Maharaj (2002):

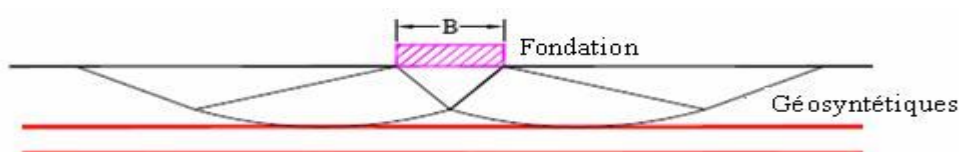
- (1) dans le cas d'une seule nappe de renforcement, le rapport ( $u/B$ ) est égal à peu près 0,125,
- (2) le rapport ( $l/B$ ) est approximativement égal à 2,0,
- (3) la profondeur de renforcement dépend de la rigidité axiale des nappes de renforcement,
- (4) l'augmentation de la rigidité axiale des 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  $0,49 \text{ kN/m}^2$  et  $25^\circ$ . 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.

#### 4.2.4 Etude analytique

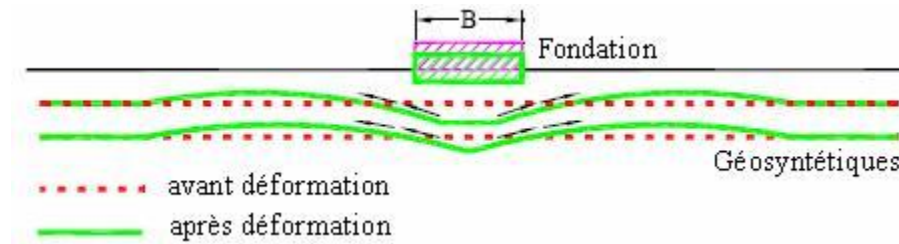
Comparée au nombre d'études expérimentales, l'analyse théorique de la capacité portante des fondations reposant sur un sol renforcé est relativement rare. Les mécanismes de rupture des sols renforcés proposés dans la littérature peuvent être classés par catégorie comme suit:

- (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.



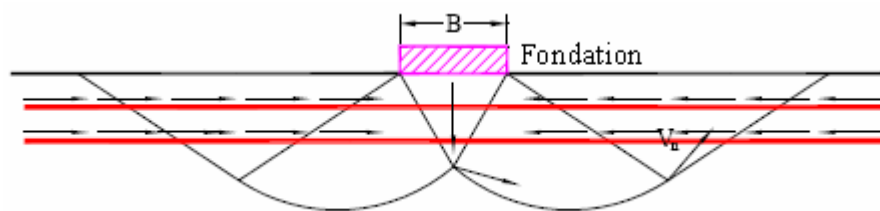
**Figure 4.6** Frontière rigide

(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 Cas particuliers de comportement des Fondations reposant sur un sable renforcées par géosynthétiques située sur la crête d'un talus

- **K.M.Lee et V.R. Manjunath 2000** ont conduit une série d'essais sur modèle en déformation plane réalisés sur des talus de sable avec et sans armature chargés avec une semelle filante rigide.

Le modèle a été élaboré selon les figures suivantes :

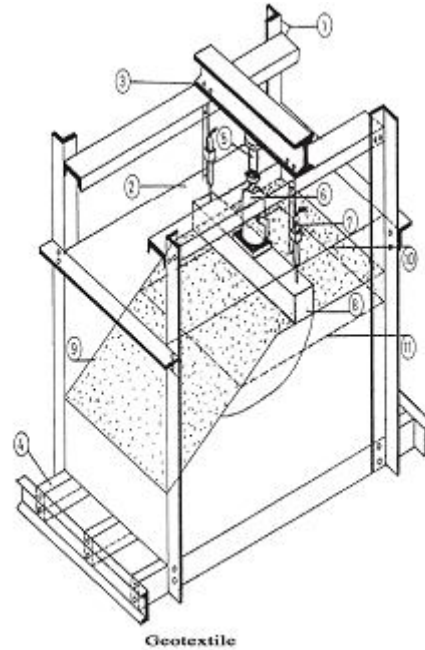
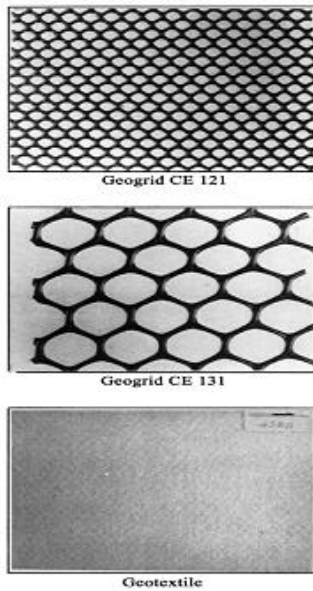


Figure 4.9 Les types géo synthétiques utilisés

Figure 4.10 Le modèle utilisé en 3D

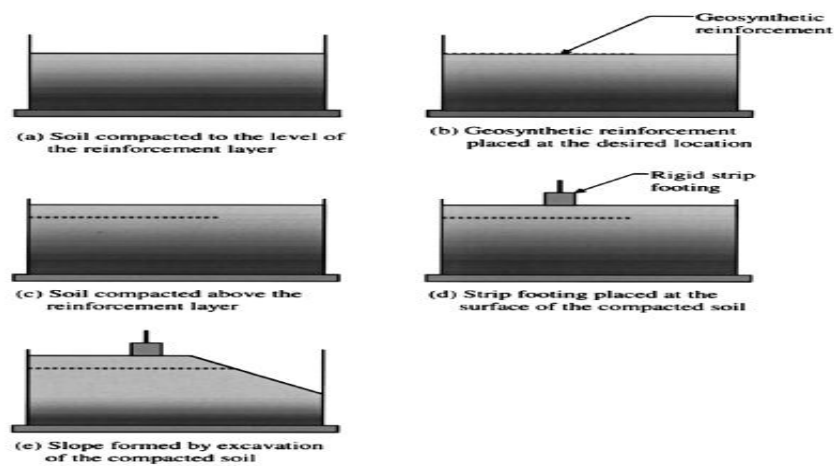
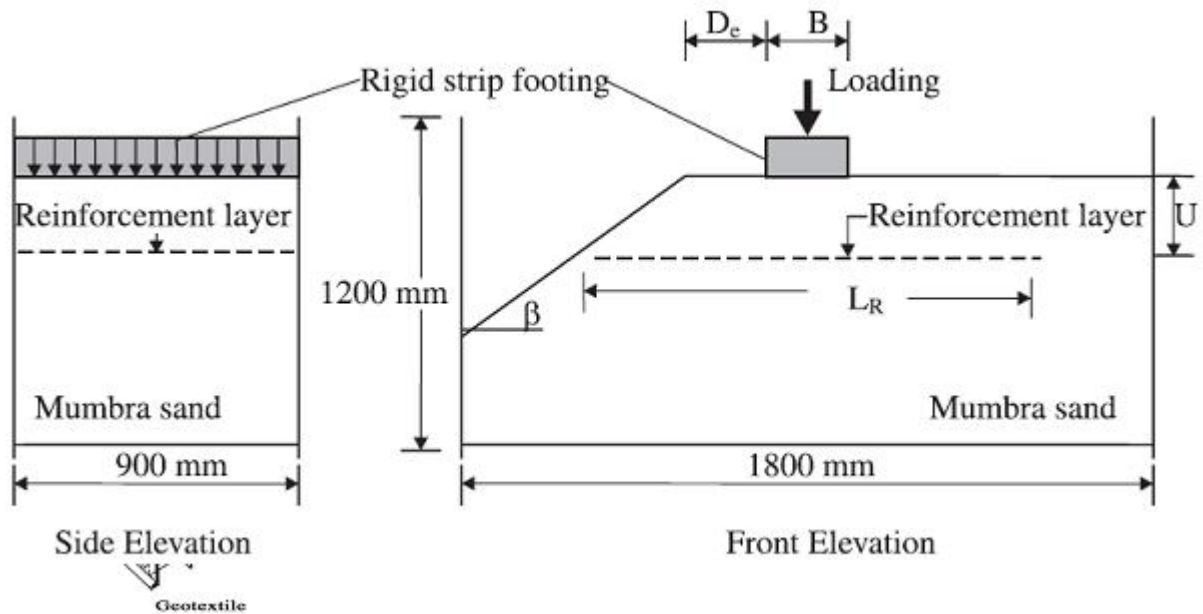


Figure 4.11 La procédure de préparation du modèle.



**Figure 4.12** : la configuration du modèle expérimental

**-Les objectifs de cette étude :**

- 1) déterminer l'influence de l'armature en géosynthétique sur les caractéristiques de capacité portante de la semelle sur la pente,
- 2) comprendre le mécanisme de rupture des pentes avec armature,
- 3) suggérer une géométrie optimale de mise en place de l'armature. Les études ont été réalisées en variant la distance de la semelle à partir de la crête du talus pour différents angles de la pente et pour trois différents types de géosynthétiques.

**-Les résultats :**

**1- Expérimentaux**

- Le comportement charge-tassement et la capacité portante ultime peuvent être considérablement améliorés par l'inclusion d'une couche d'armature à l'endroit approprié de la pente du remblai.
- La profondeur optimale de la nappe d'armature qui a donné le rapport maximum de capacité portante (BCR) est de 0,5 fois la largeur de la semelle.
- Pour les pentes armées ou non armées, la capacité portante décroît avec l'accroissement de l'angle de la pente et la diminution de la distance de la crête.
- À une distance de la crête de 5 fois la largeur de la semelle, la capacité portante devient indépendante de l'angle de la pente.
- L'efficacité du géosynthétique pour l'amélioration de la capacité portante de la semelle est attribuée à ses propriétés primaires comme la grosseur de pores et la rigidité axiale.

**2- Numériques:**

Une étude numérique au moyen d'analyses en éléments finis a été réalisée pour vérifier les résultats des essais sur modèle. L'on trouve que la concordance entre les résultats observés et calculés est relativement bonne quant au comportement charge-tassement et à la géométrie optimale du positionnement de la géo-armature

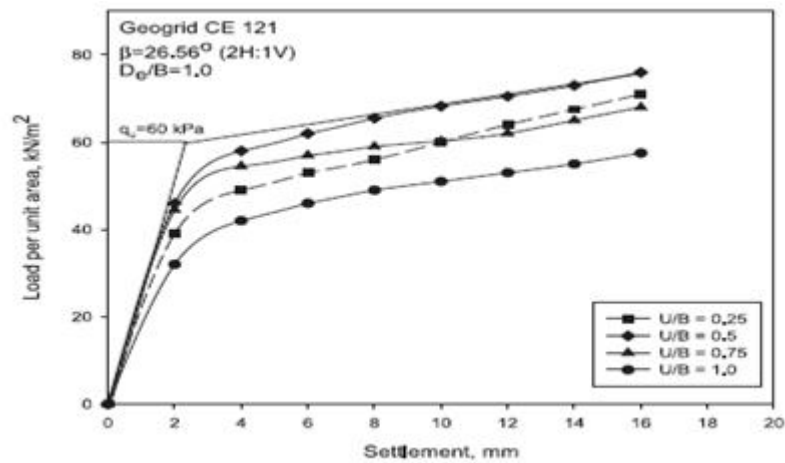


Figure 4.13 : Récapitulatif des courbes chargement-tassement en fonction de u/B

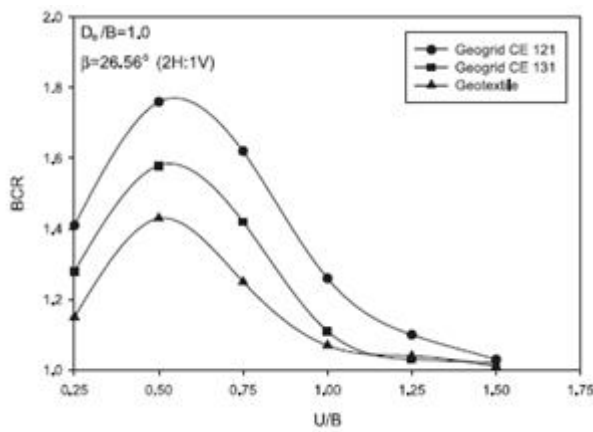


Figure 4.14 La variation du BCR en fonction de u/B

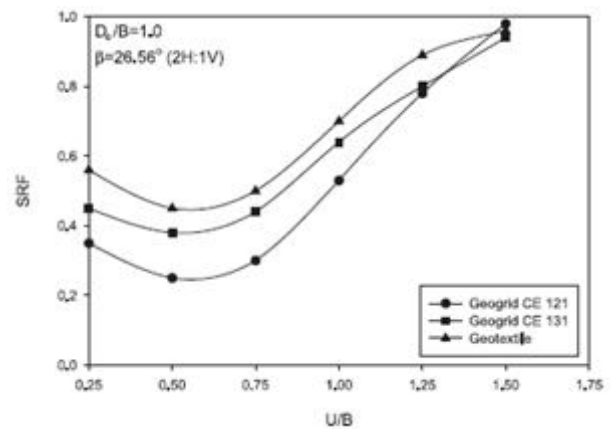


Figure 4.15 La variation du SRF en fonction de u/B

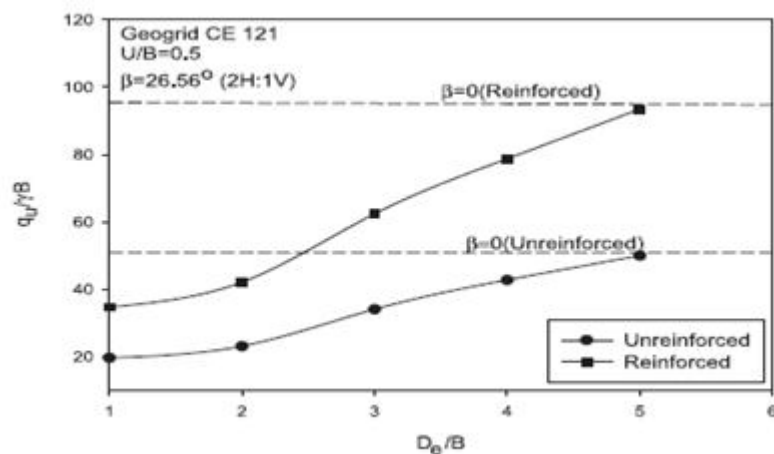


Figure 4.16: La variation de la capacité portante en fonction de  $D_e/B$

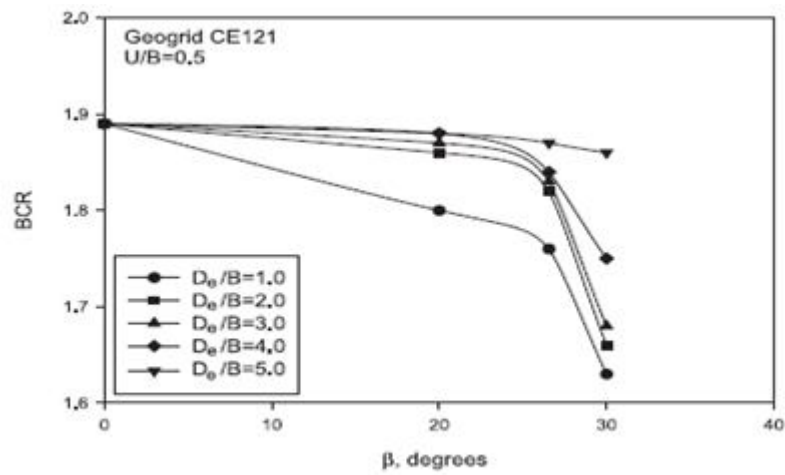


Figure 4.17 : La variation du BCR en fonction de l'inclinaison avec différentes valeurs de  $D_e/B$

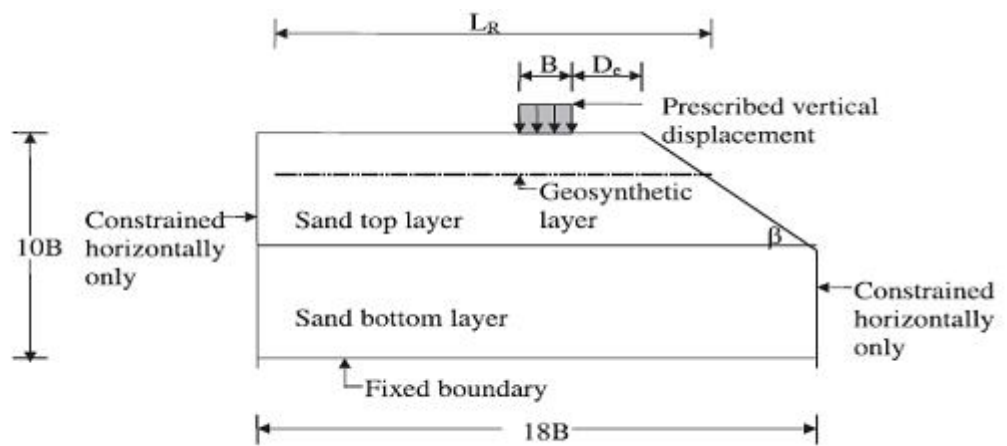


Figure 4.18 : La géométrie utilisée pour l'analyse numérique

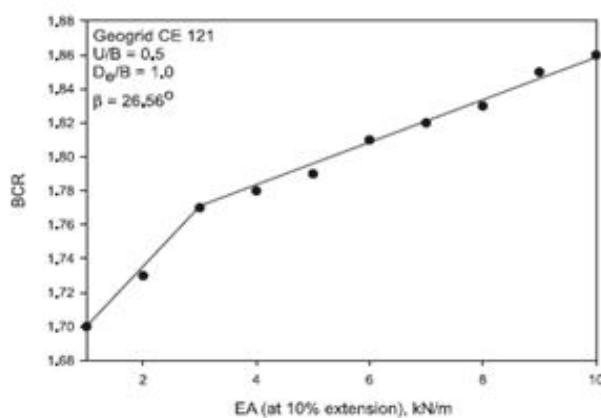


Figure 4.19 : La variation des BCR en fonction de EA (numériques)

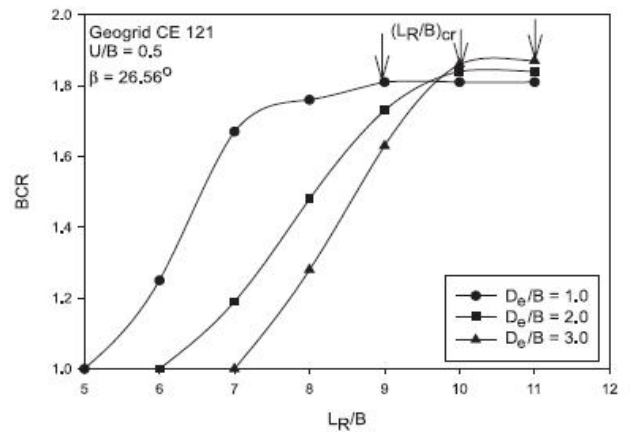


Figure 4.20 : La variation des BCR en fonction de  $L_R/B$  (numériques)

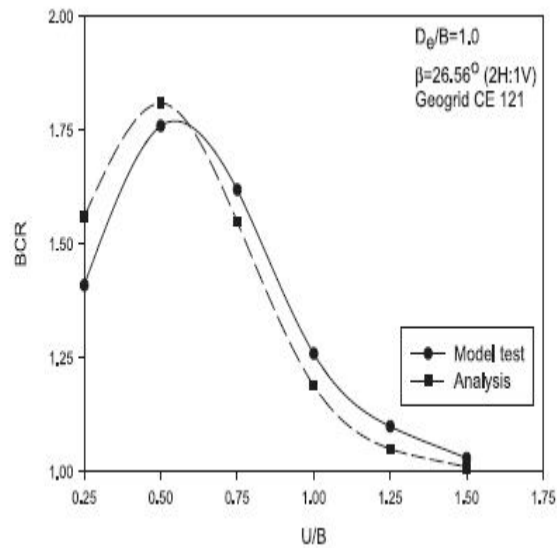


Figure 4.21 : Comparisons des résultats analytiques aux numériques (BCR en fonction de u/B)

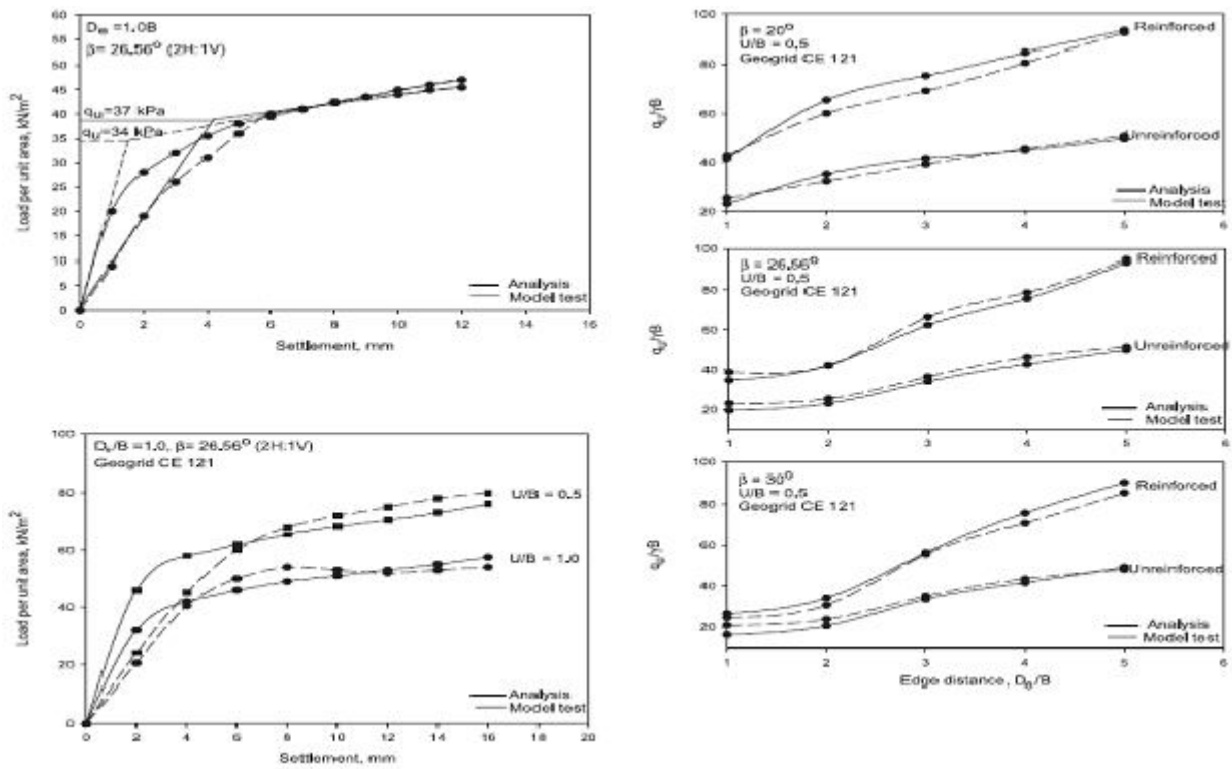


Figure 4.22 : Comparisons des résultats analytiques aux numériques



- **Saeed Alamshahi et Nader Hataf 2008** ont conduit une série d'essais réalisés sur modèles réduits ; des fondations filantes ont été supportées par un sable renforcé par géogrilles et les ancrages . Ces essais ont été élaborés selon le schéma suivant:

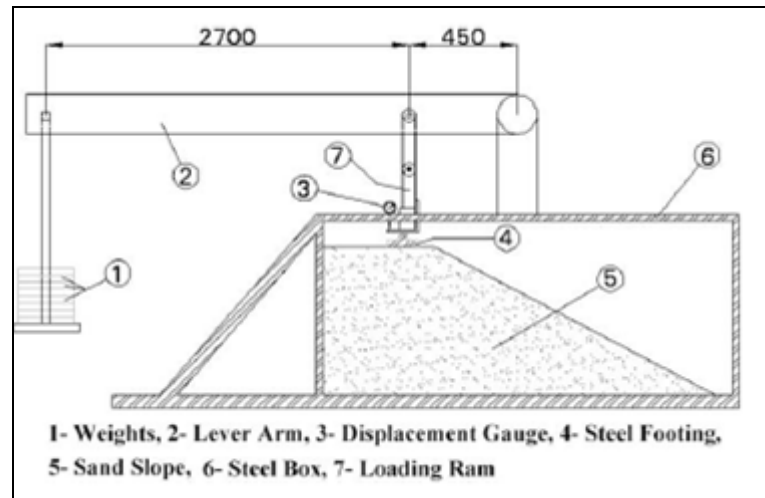


Figure 4.23 : Le modèle utilisé

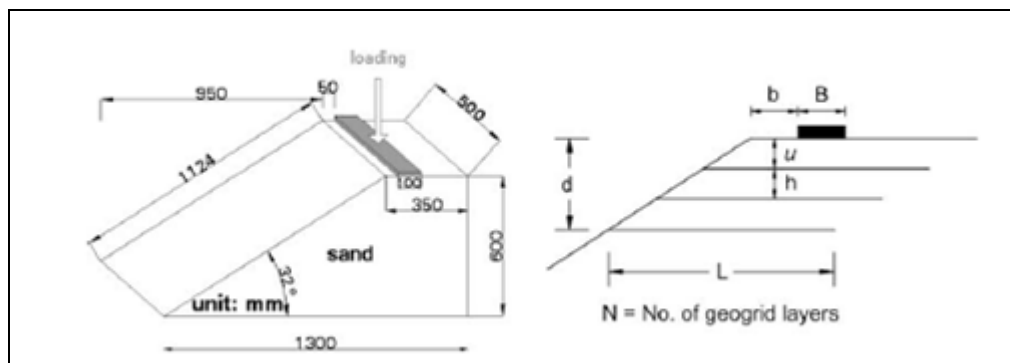


Figure 4.24 : Configuration du modèle utilisé en 3D et 2D

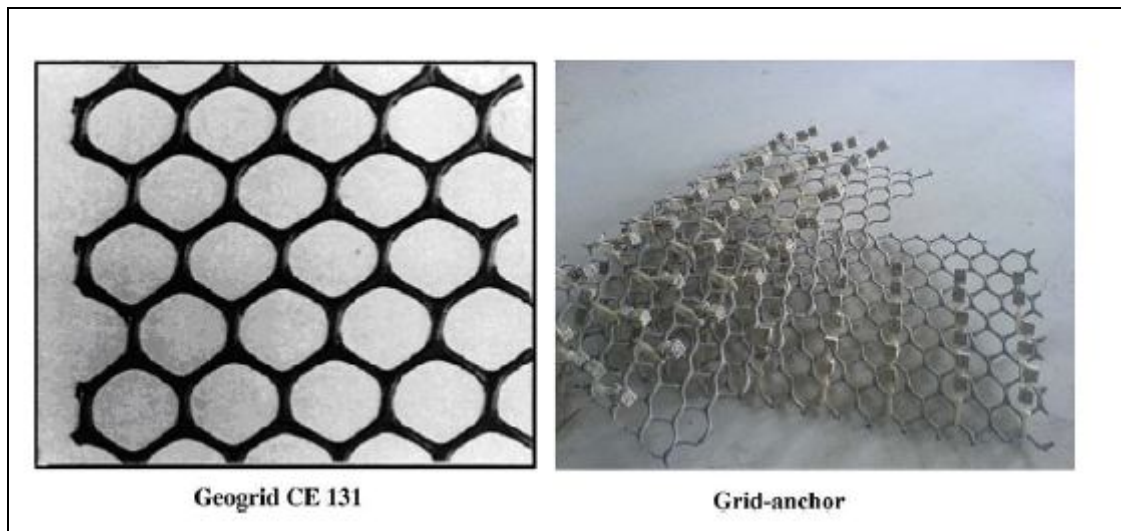


Figure 4.25 : Les géo synthétiques utilisés

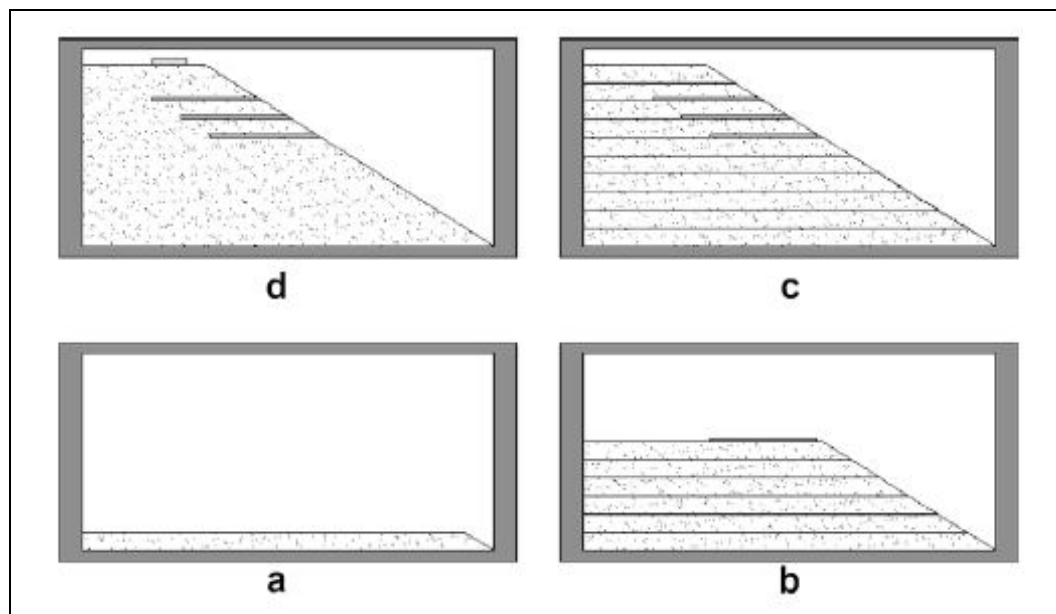


Figure 4.26 : La procédure de préparation du model Les résultats :

- 1- Les essais sur modèle et des analyses numériques ont montré que l'augmentation de la capacité portante des semelles est dépendante de la disposition des nappes de renforcement.
- 2- La distance optimale entre la fondation et la première nappe de renforcement ainsi que l'espacement vertical entre les nappes est de 0,75 fois la largeur de la semelle et que Le nombre optimal de nappe est de 2.
- 3- Les résultats montrent clairement que l'effet de la géogridde ordinaires dans l'amélioration de la capacité portante du sol est inférieur à celle de la (grid-anchor). Ceci est dû à l'ancrage donnant lieu à une meilleure résistance à l'arrachement
- (4) Une concordance moyenne a été remarquée entre tous qui est expérimental et numérique. Cependant la différence pourra être constaté éventuellement à cause des paramètres du sol et le modèle (Mohr - Coulomb), utilisés dans l'analyse numérique. Il est donc conseillé dans ce cas d'utiliser un modèle plus approprié (par exemple un modèle de HSM).
- 5- Enfin dans le cas de la perméabilité, cette recherche montre le bénéfice de l'utilisation de grille

d'ancrage en vue d'améliorer les caractéristiques du sol par rapport aux géogrilles.

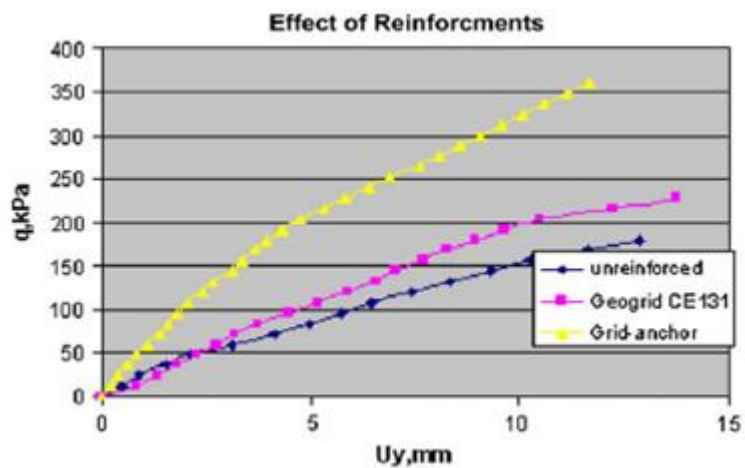


Figure 4.27: Courbes chargement-tassement (géogridde, gris-anchor et sol non renforcé)

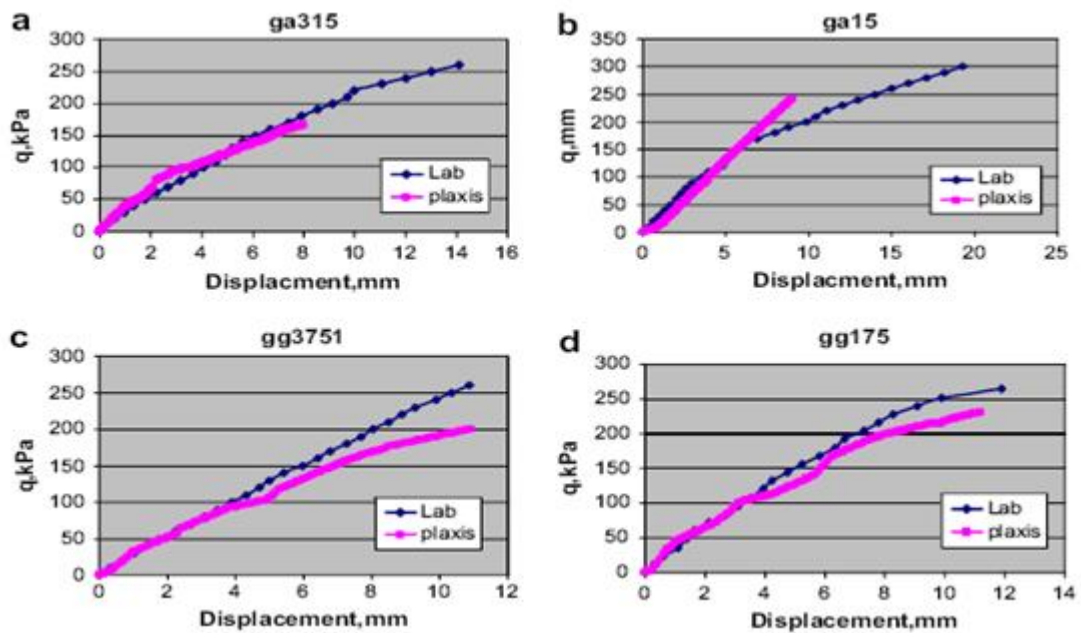


Figure 4.28: Courbes chargement-tassement (expérimental /numérique)

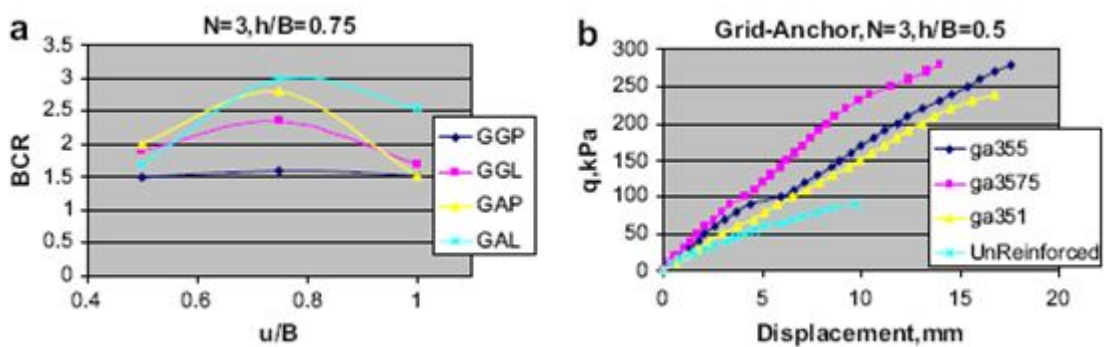


Figure 4.29 : la variation de BCR en fonction de u/B

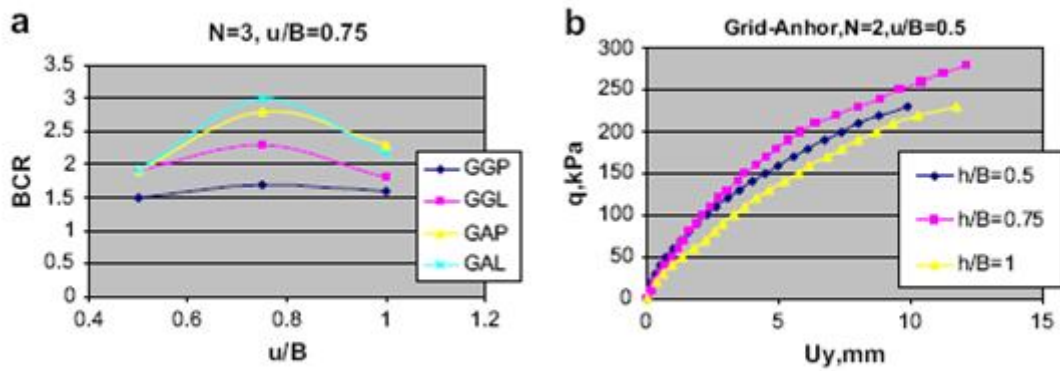


Figure 4.30 : la variation de BCR en fonction de  $h/B$

- **Mostafa A. El Sawwaf 2006** ont conduit une série d'essais réalisés sur modèles réduits ; des fondations filantes ont été supportées par un sable renforcé remplaçant partiellement une couche de tulus argileux par des géogrilles. Ces essais ont été élaborés selon les figures suivantes:

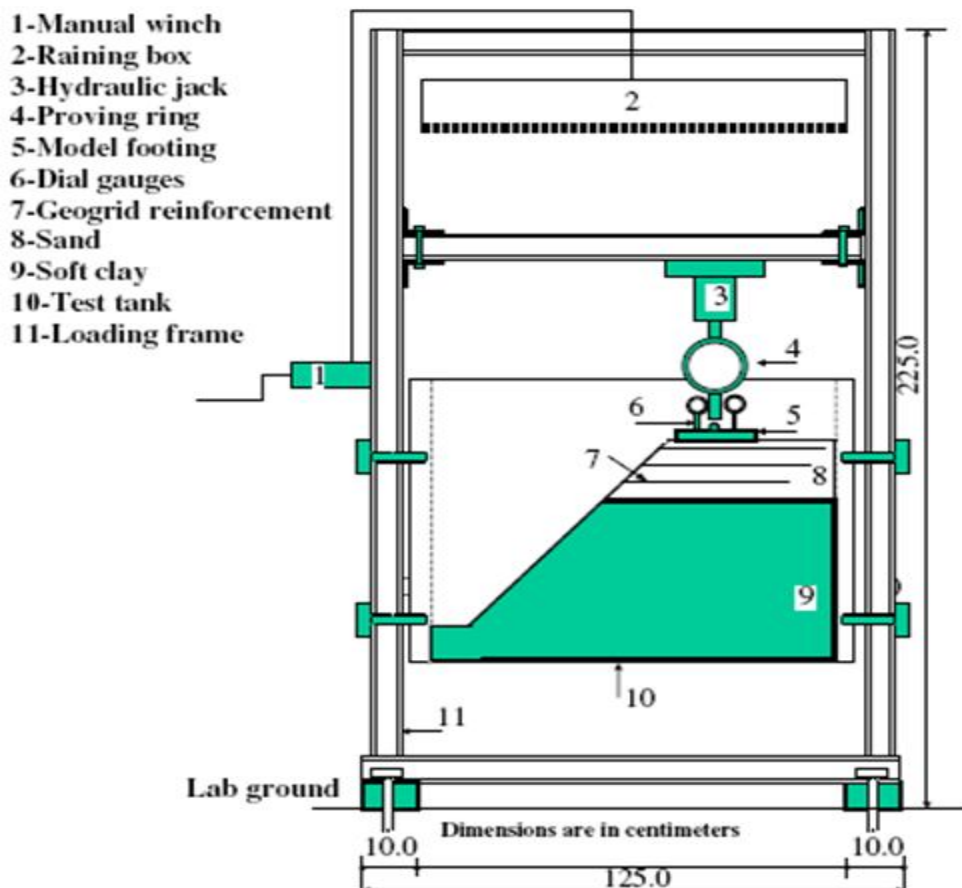
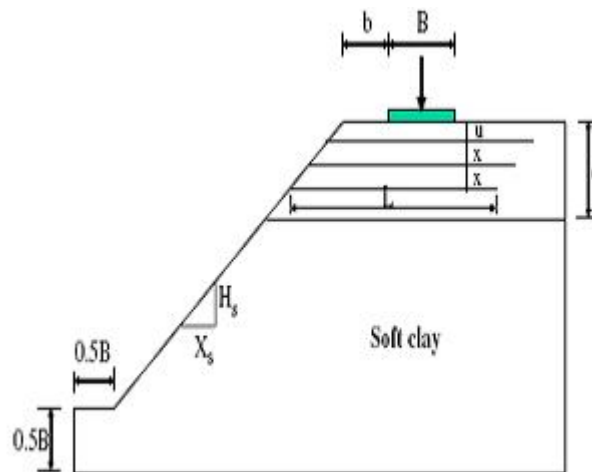


Figure 4.31 : Vue schématique de l'appareil expérimental.



**Figure 4.32 :** la géométrie du modèle

### Résultats :

(1) la capacité portante d'une fondation sur la crête du talus augmente significativement lorsqu'on remplace partiellement le sol argileux par une couche de sable renforcé.

(2) L'inclusion de renforcement du sol, non seulement améliore le comportement de la fondation, mais conduit également à d'importantes réductions de la profondeur de la couche à remplacer par le sable sur l'argile molle et ce pour équilibrer le chargement en fonction de tassement de la fondation.

(3) L'effet de renforcement des géogrilles sur la fondation dépend de l'emplacement de la fondation par rapport à la crête de pente. En termes de BCR, la géogrille est plus efficace lorsque la fondation est placée sur faible pente plutôt que n'importe quelle distance de la crête de la pente.

(4) Pour une fondation située sur la crête du talus reposant sur  $1,5 B$  d'épaisseur de couche de sable remplacé, la longueur de l'ancrage suffisante pour chaque nappe de géogrille doit être fournie en même temps avec un nombre optimal recommandé de nappes de géogrille qui est de l'ordre de 3 devant être utilisé. La longueur doit être supérieure ou égale à  $(L / B = 5)$ .

(5) Pour la géométrie étudiée, pente et conditions, le maximum d'avantages de renforcement par géogrille est dépendant de la configuration des nappes. Pour avoir un résultat optimal, la profondeur recommandée de renforcement par les géogrilles ( $U / B$ ) et de l'espacement des géogrilles ( $h / B$ ) sont de l'ordre de 0,6 et 0,5 de la largeur de la fondation.

(6) Une entente étroite entre le groupe expérimental et les résultats numériques sur la tendance générale du comportement et des valeurs critiques des paramètres de géogrilles est observée. Dans tous les cas, les BCR calculés à partir des analyses en éléments finis pour l'échelle prototype semblent être plus petits que ceux obtenus à partir des résultats du modèle de pente.

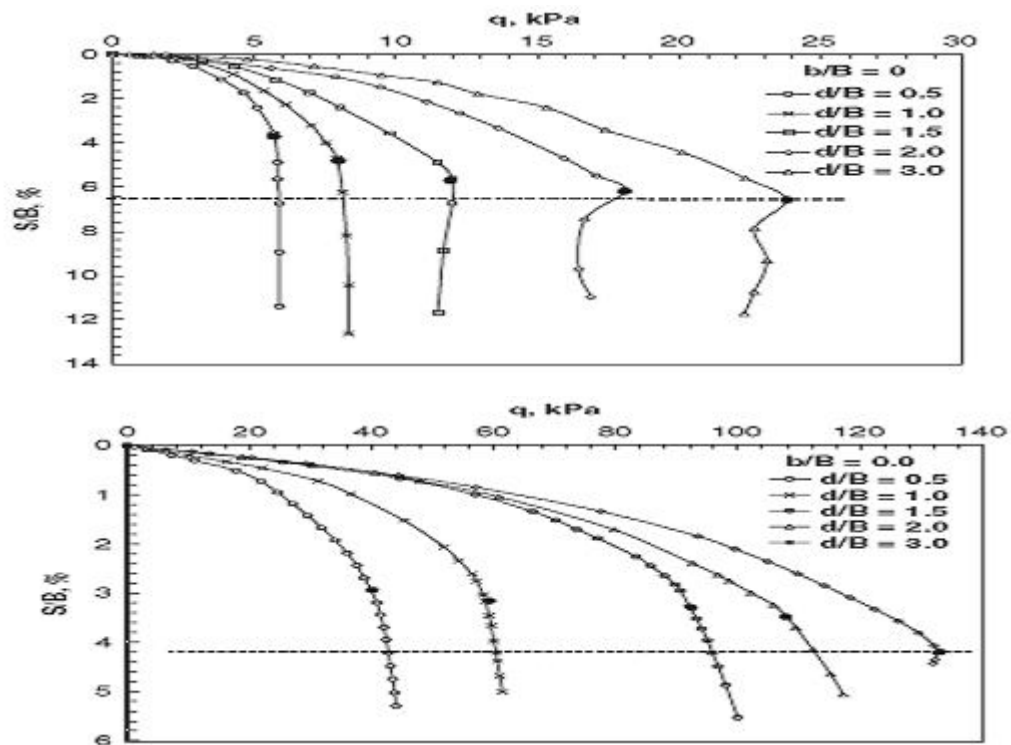


Figure 4.33 Les courbes chargement-tassement (expérimental-numérique) en fonction de profondeur d/B

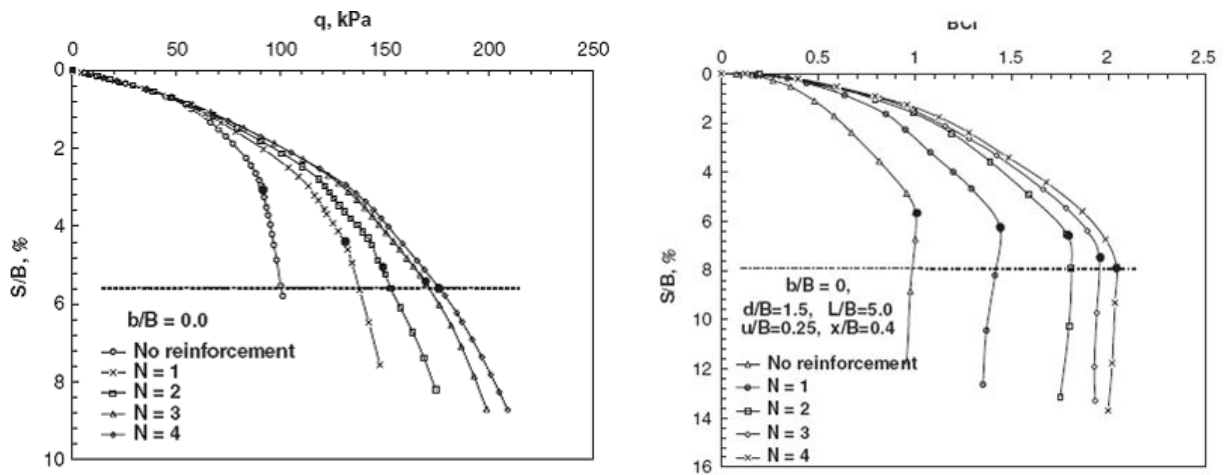


Figure 4.34 : Les courbes chargement-tassement (expérimental-numérique) en fonction de N.

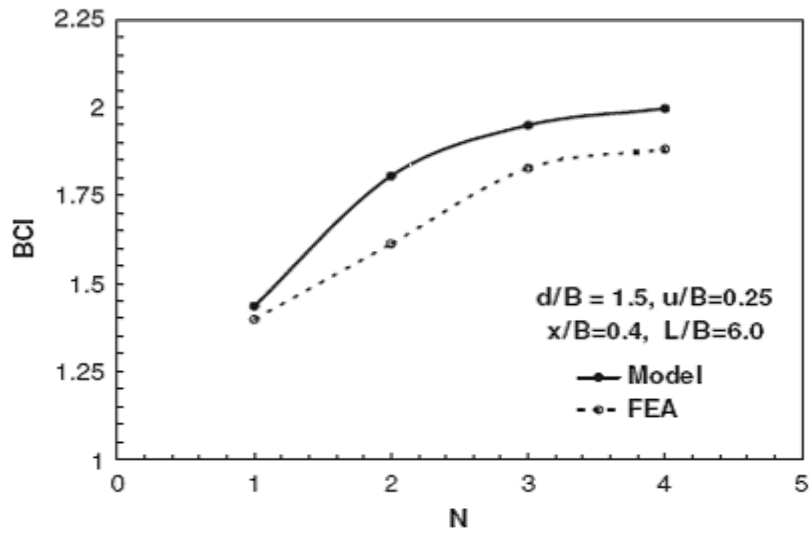


Figure 4.35 : La variation de BCR en fonction de N

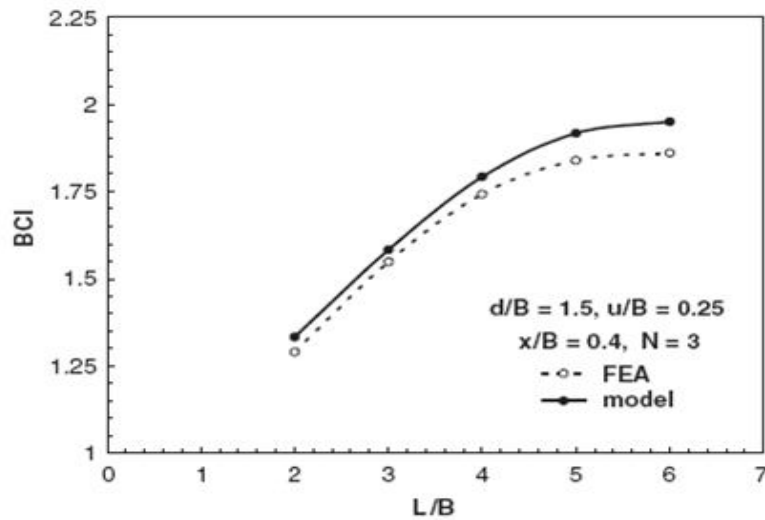


Figure 4.36 : La variation de BCR en fonction de L/B

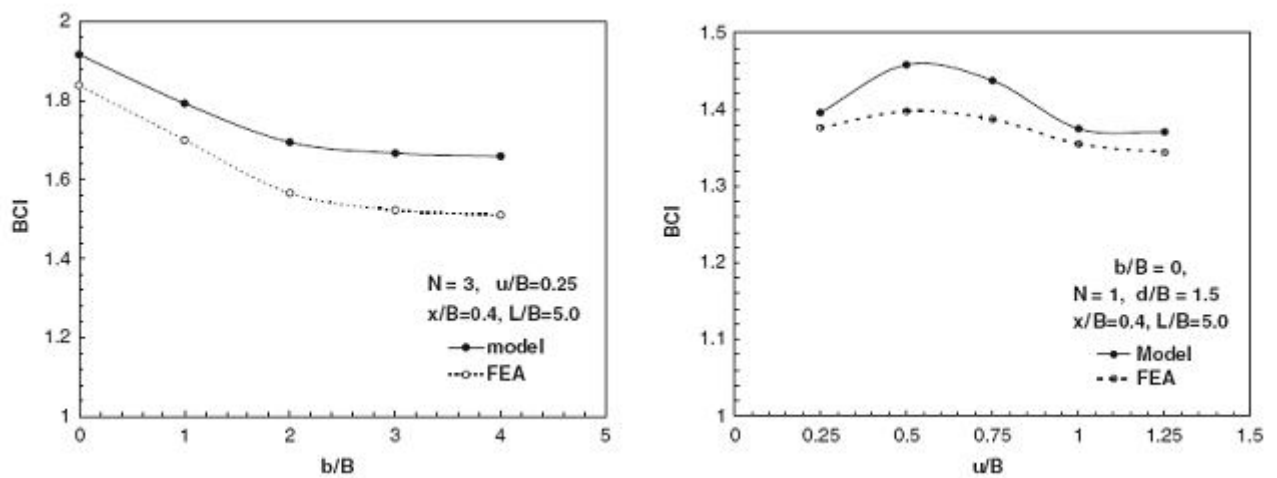
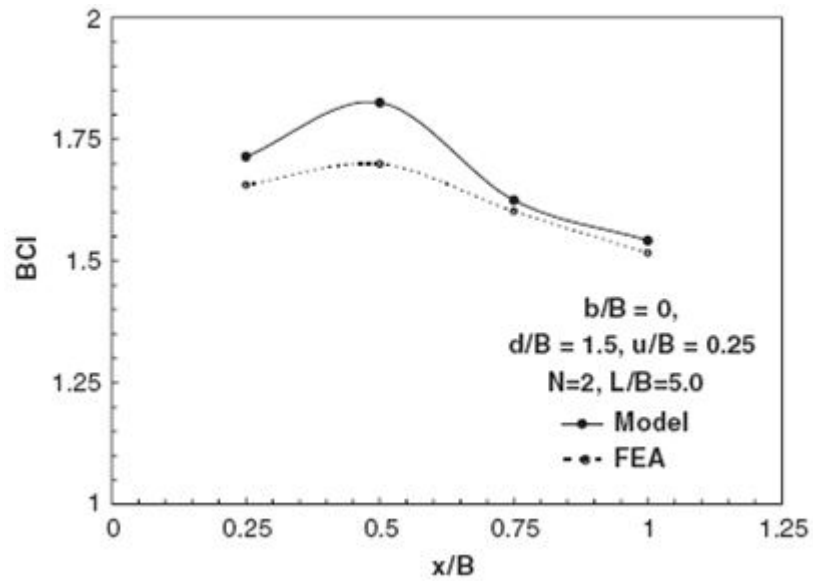


Figure 4.37 La variation de BCR en fonction de b/B et u/B



**Figure 4.38 :** La variation de BCR en fonction de  $h/B$

**4.4 Conclusion :** les études analytiques de la capacité portante des fondations reposant sur un sol renforcé située sur la crête d'un talus sont très rares, par contre les études expérimentales et numériques sont nombreuses et variées.



# CHAPITRE 05

### 5-1 Introduction :

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre finis 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 d'abord 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.

Un calcul par élément finis fournit une masse imposante de résultats : des résultats directement utiles au projeteur : déplacements, contraintes, pressions interstitielles à un stade donné du chargement, et des résultats plus mathématiques concernant le déroulement du processus de calcul proprement dit. L'ensemble de ces résultats est accessible, selon que l'on est intéressé par l'un ou l'autre aspect ; c'est également un système de menu arborescent qui permet de sélectionner les informations souhaitées.

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.

#### 5-1-1 Signalement d'un élément fini

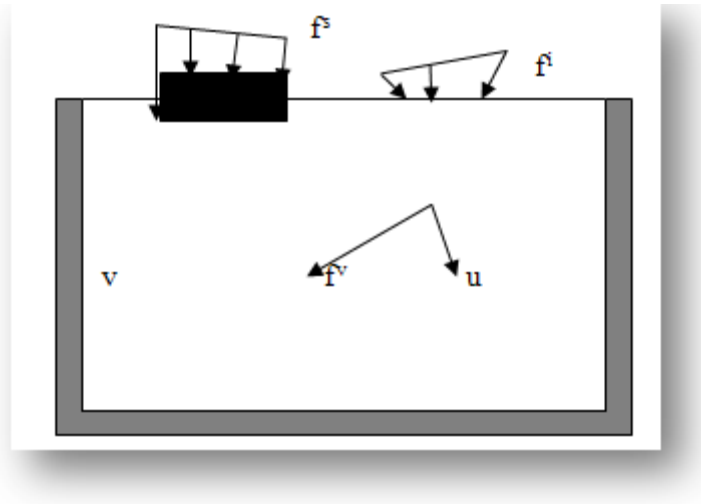
Le signalement d'un élément fini comprend les points suivants :

- A) la géométrie : un élément fini peut être 1D, 2D, 3d. Sa forme est simple (segment de droite ou de courbe ; triangle ou quadrilatère ; tétraèdre prisme hexaèdre)
- B) le matériau : le matériau de l'élément est défini par une loi de comportement (loi de hook isotrope et ses propriétés mécaniques E et  $\nu$ ).
- C) les nœuds : ils définissent la géométrie et assurent la connections des éléments
- D) les degrés de liberté : pour tout élément fini on doit faire le choix du champ de déplacement
- E) les forces nodales : a travers des nœuds transitent des forces associées aux degrés de liberté. Les unes sont des réactions internes, les autres sont des forces dues aux charges appliquées à l'élément.

### 5-1-2 Formulation de la MEF en géomécanique

Soit une structure soumise à des forces de volume  $[f^v]$ , des forces de surface  $[f^s]$ , selon le principe des travaux virtuels, l'énergie virtuelle de déformation est égale aux travaux virtuels pour les petits déplacements virtuels compatibles.

$$\int_v [\varepsilon]^T [\sigma] dv = \int_v [U]^T [f^v] dv + \int_v [U^s]^T [f_s^s] ds + \sum [U^i]^T [f^i]$$



**Figure5-1** :Force de volume et force de surface

$[\varepsilon]$  : le vecteur des déformations virtuelles correspondant aux déplacements virtuels  $[U]$ .

$[U^s]$  et  $[U^i]$  sont les déplacements virtuels surfaciques et ponctuels correspondants aux forces de surfaces  $[f^s]$  et ponctuels  $[f^i]$

Terme à gauche : énergie virtuelle de déformation

Terme à droite : travail des forces extérieures

### 5-1-3 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 le sol :

1. les déplacements et déformations du sol,
2. les contraintes totales et effectives dans le sol,
3. les pressions interstitielles,
4. de calculer un coefficient de sécurité.

## 5-2 Formulation d'interaction par la MEF

Nous présentons ci-dessous un bref rappel de l'écriture de la MEF, sous sa forme la plus simple, lors d'une étape de chargement statique non linéaire ; cette présentation est extrêmement classique.

### 5-2-1 Position et formulation locale

On considère deux corps en contact, un corps occupant un domaine  $\Omega_A$  et de frontière  $T_A$  et un corps B occupant un domaine  $\Omega_B$  et de frontière  $T_B$ . La surface de contact entre les deux corps  $\Gamma_i$  (Figure 5-2).

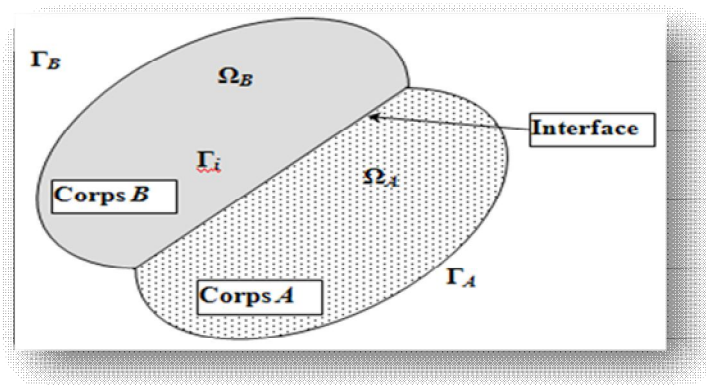


Figure 5-2 Système de deux corps en contact

En général, le système des deux corps peut être soumis aux sollicitations et aux conditions suivantes :

- force de volume  $f_i$  dont :  $\Omega = \Omega_A + \Omega_B$
- de surface  $T_i$  le long de :  $\Gamma_T = \Gamma_T^A \cup \Gamma_T^B$
- déplacement imposé  $U_i = \overline{U}_i$  sur :  $\Gamma_U = \Gamma_U^A \cup \Gamma_U^B$
- conditions de contact sur  $T_i$  avec :  $\Gamma_U \cup \Gamma_T = \Gamma$  et  $\Gamma_U \cap \Gamma = \Phi$

La formulation du problème par la méthode des éléments finis «type déplacement» consiste à former les équations régissant ce problème, à partir des équations locales. Celles-ci sont données par : les équations d'équilibre, les équations de la cinématique, les conditions aux limites et les conditions sur l'interface.

### 3-2-2 Formulation variationnelle

L'application du théorème des travaux virtuels implique que pour tout champ de déplacements virtuels, la somme des travaux internes, des forces extérieures et des forces de liaison est égale à zéro.

On considère l'espace  $V_i$  des champs de déplacements cinématiquement admissibles.

L'application du principe des travaux virtuels donne :

$$\forall V \in V_i : W_e(V) + W_i(V) + W_l(V) = 0; \dots\dots\dots (5.1)$$

Avec

$W_e$  : Travail des forces extérieures,

$W_i$  : Travail des forces intérieures,

$W_l$  : Travail des forces de liaison.

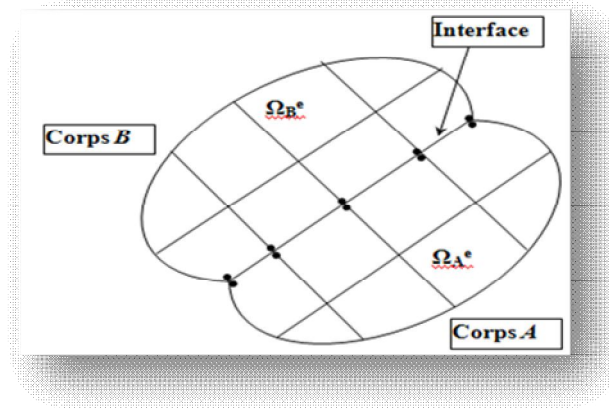
En remplaçant  $W_e$ ,  $W_i$  et  $W_l$  par leurs expressions, nous obtenons l'équation suivante :

$$\int_{\Omega} \varepsilon_{ij}(V) \sigma_{ij} d\Omega - \int_{\Omega} f_i V_i d\Omega - \int_{\Gamma_T} T_T V_i d\Gamma + \int_{\Gamma_i} \varepsilon^i(V) \sigma^i d\Gamma_i = 0 \dots\dots\dots (5.2)$$

Où  $\varepsilon^i$  : Désigne les déformations ou déplacements relatifs,

$\sigma^i$  : Contraintes ou forces de liaison à l'interface.

### 5-2-3 Discrétisation du domaine $\Omega$



**Figure 5-3** Discrétisations du domaine  $\Omega$  et de l'interface  $\Gamma_i$

On effectue une division du domaine  $\Omega$  en petits éléments  $\Omega_i$ , appelés « éléments de base » et par conséquent l'interface est divisée en éléments  $\Gamma_i$  appelés « éléments d'interface » (Figu5-3).

Après la discrétisation du domaine  $\Omega$  et l'approximation du déplacement en un point de  $\Omega^e$  à l'aide des déplacements des points nodaux du même élément, on aboutit à l'équation suivante :

$$\int_{\Omega} B^T \sigma d\Omega - \int_{\Omega} N^T f d\Omega - \int_{\Gamma_T} N^T T d\Gamma + \int_{\Gamma_i} D^T \sigma^i d\Gamma_i = 0 \dots\dots\dots (5.3)$$

Où : B : est la matrice de déformation pour les éléments massifs.

D : est la matrice de déformation des éléments d'interface.

N : désigne la matrice des forces d'interpolation.

Après cette discrétisation géométrique, nous proposons de faire intervenir les comportements des corps solides et de l'interface dans la formulation.

De façon générale, les lois de comportement des matériaux constituant les corps et de l'interface s'écrivent sous forme incrémentale de la manière suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \dot{\sigma} = C \dot{\varepsilon} \quad \text{Pour les corps.} \\ \dot{\sigma}^i = C^i \dot{\varepsilon}^i \quad \text{Pour les l'interface.} \end{array} \right. \dots\dots\dots (5.4)$$

Où : C et C<sup>i</sup> représentent respectivement les matrices de comportement des éléments volumiques et des éléments d'interface.

Etant donné la forme incrémentale des lois de comportement de l'interface et des corps solides (cas d'un corps élastoplastique, par exemple), le système d'équations (5.3 et 5.4) régissant l'interaction entre deux matériaux solides est non linéaire. La matrice incrémentale de résolution des systèmes non linéaires est la plus appropriée à ce type de problèmes.

La matrice incrémentale consiste à discrétiser les sollicitations en petits incréments. Ainsi, à l'incrément K, les sollicitations s'écrivent :

$$\left[ \begin{array}{l} f^K = f^{K-1} + \Delta f^K \\ T^K = T^{K-1} + \Delta T^K \\ U^K = U^{K-1} + \Delta U^K \end{array} \right. \dots\dots\dots (5.5)$$

Dans ce cas, les déplacements, les contraintes et les déformations à la fin du K<sup>ième</sup> incrément d'expriment par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \left[ \begin{array}{l} U^k = U^{k-1} + \Delta U^k \\ \sigma^k = \sigma^{k-1} + \Delta \sigma^k \\ \varepsilon^k = \varepsilon^{k-1} + \Delta \varepsilon^k \end{array} \right. \quad \text{Pour les massifs.} \\ \\ \left[ \begin{array}{l} \sigma^{i^k} = \sigma^{i^{k-1}} + \Delta \sigma^{i^k} \\ \varepsilon^{i^k} = \varepsilon^{i^{k-1}} + \Delta \varepsilon^{i^k} \end{array} \right. \quad \text{Pour l'interface} \end{array} \right. \dots\dots\dots (5.6)$$

En reportant les expressions (5.5) et (5.6) dans l'équation (5.3), on obtient :

$$\int_{\Omega} B^T \Delta \sigma^k d\Omega - \int_{\Omega} N^T \Delta f^k d\Omega - \int_{\Gamma_T} T^T \Delta T^k d\Gamma + \int_{\Gamma_i} D^T \Delta \sigma^{i^k} d\Gamma_i + FR = 0 \dots (5.7)$$

Avec : 
$$FR = \int_{\Omega} B^T \sigma^{k-1} d\Omega - \int_{\Omega} N^t f^{k-1} d\Omega - \int_{\Gamma_T} N^T T^{k-1} d\Gamma + \int_{\Gamma_i} D^T \sigma^{i^{k-1}} d\Gamma_i$$

FR : représente les forces non équilibrées des incréments précédents.

Les lois de comportement des matériaux constituant les corps et de l'interface à l'incrément K, s'expriment par :

$$\begin{cases} \Delta\sigma^K = CB\Delta U^K \\ \Delta\sigma^{iK} = C_i D\Delta U^K \end{cases} \dots\dots\dots (5.8)$$

En remplaçant  $\Delta\sigma^{iK}$  et  $\Delta\sigma^K$  par leur expression dans la relation (5.7), on aboutit à l'équation suivante :

$$R\Delta U^K = \Delta F^K \dots\dots (5.9)$$

Avec :

$$R = \int_{\Omega} B^T C B d\Omega + \int_{\Gamma_T} D^T C_i d\Gamma_i$$

$$\Delta F^K = -\int_{\Omega} N^T \Delta f^K d\Omega - \int_{\Gamma_T} N^T \Delta T^K d\Gamma + FR.$$

R : étant la matrice de rigidité globale du système y compris l'interface

### 5-3 Présentation de plaxis

#### 5-3-1 Histoire de Plaxis

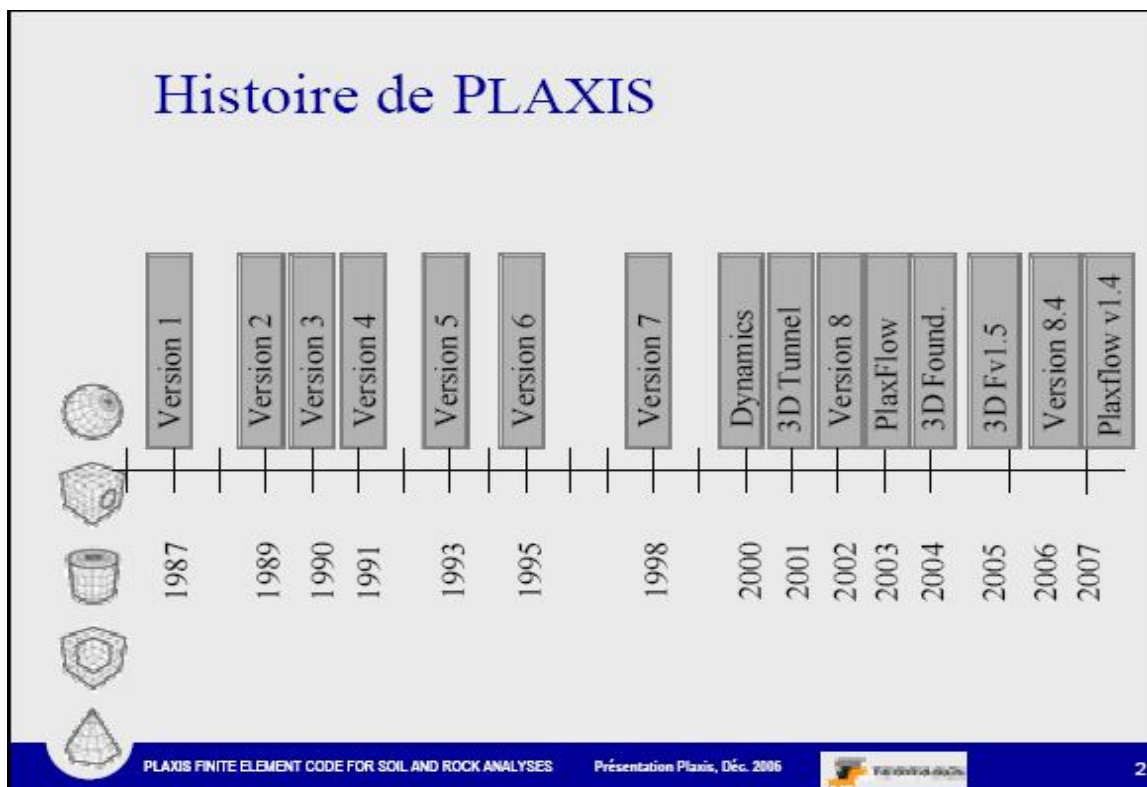


Figure 5-4 Histoire de PLAXIS








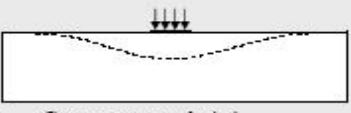
### 5-3-2 :Le code Plaxis

Conçu par des géotechniciens numériques, le code éléments finis Plaxis représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse dynamique. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élastoplasticité non standard, avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d'arc). Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné.

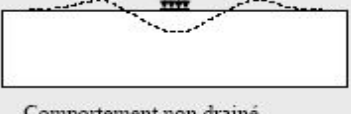
## Plaxis V8 : module de base

- Analyse aux éléments finis des projets géotechniques : déplacements, stabilité, capacité portante, etc.
- Outil particulièrement convivial, pour l'ingénierie et la recherche.
- Interactions sols/structure (éléments interfaces) ;
- Couplage avec les calculs hydrauliques (calculs d'écoulements en régime permanent) ;
- Calculs de consolidation ;
- Calculs de coefficients de sécurité (procédure  $\phi/c$  réduction) ;
- Calculs en grandes déformations ;
- Plusieurs lois de comportement disponibles : linéaire élastique, Mohr-Coulomb, Hardening Soil, Soft Soil, Soft Soil Creep, Jointed Rock Model, User-defined model.



Comportement drainé



Comportement non drainé

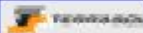
PLAXIS FINITE ELEMENT CODE FOR SOIL AND ROCK ANALYSES
Présentation Plaxis, Déc. 2006

4

Figure 5-5 Module de base

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

❖ **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.

❖ **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.

❖ **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.

❖ **Le programme courbe (Curves)**

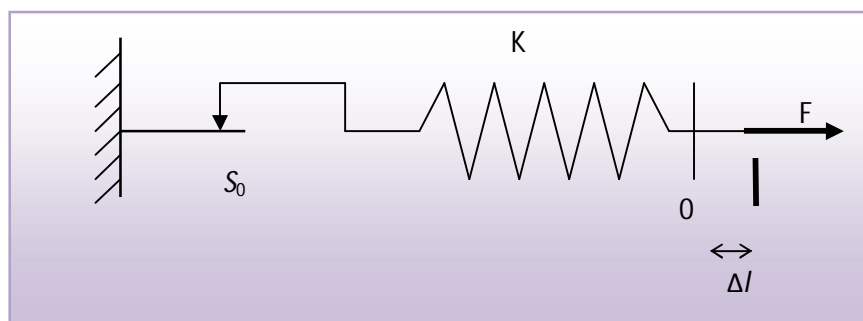


Ce programme contient tout le nécessaire pour générer des courbes charges- déplacements, des chemins de contrainte et des courbes contraintes-déformations.

### 5.3-3 les modèles de comportement utilisés dans le Plaxis

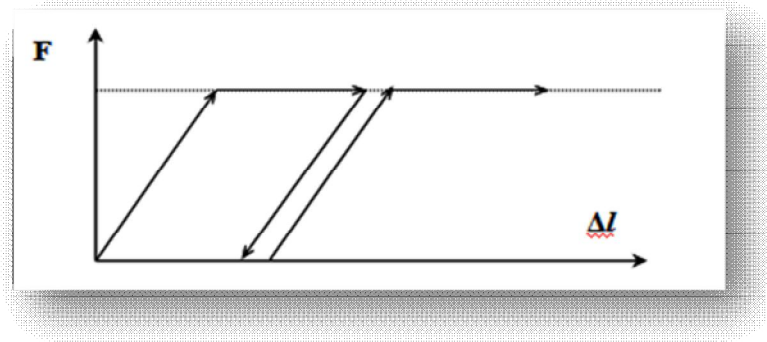
#### 5.3-3-1 Comportement élastoplastique

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 5.6).



**Figure 5-6** Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique.

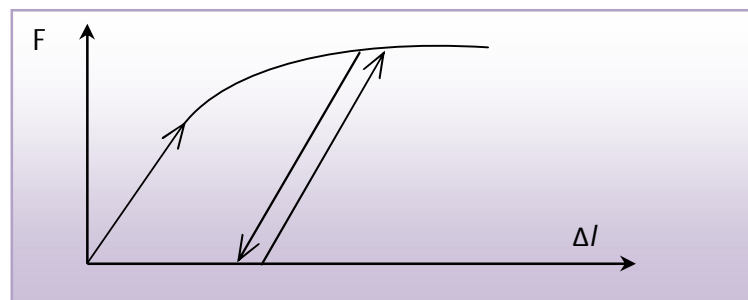
Le courbe effort déplacement ou contrainte déformation que l'on trouve est présentée sur la figure 5.7.



**Figure 5-7** 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 5.6 et 5.7 est un comportement élasto-plastique sans écrouissage. La figure 5.8 représente un comportement élasto-plastique avec écrouissage.



**Figure 5-8** Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage.

### 5-3.3.2 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.

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

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} ; \quad K = \frac{E}{3(1+\nu)} ; \quad E_{oed} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)}$$

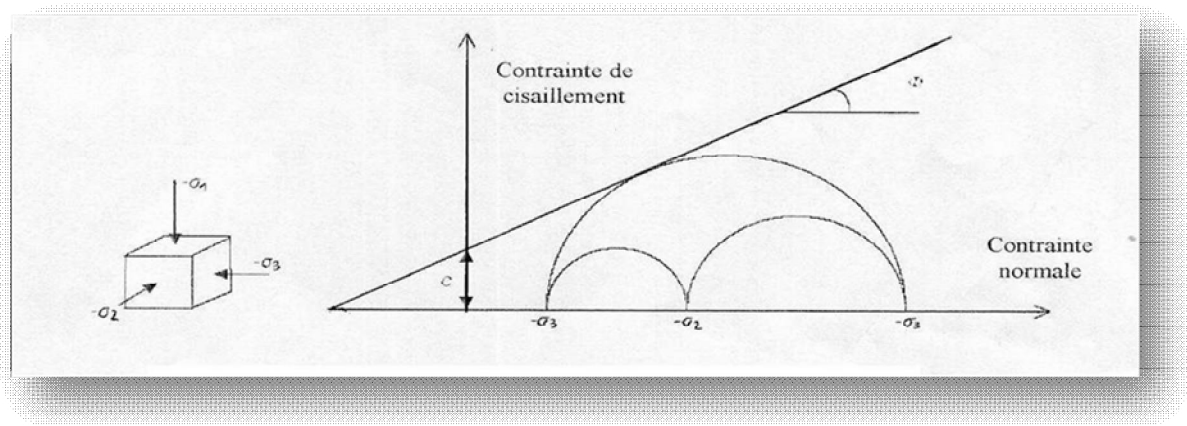
Le modèle élastique linéaire de PLAXIS peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches.

### 5-3.3.3 Modèle de Mohr-Coulomb

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

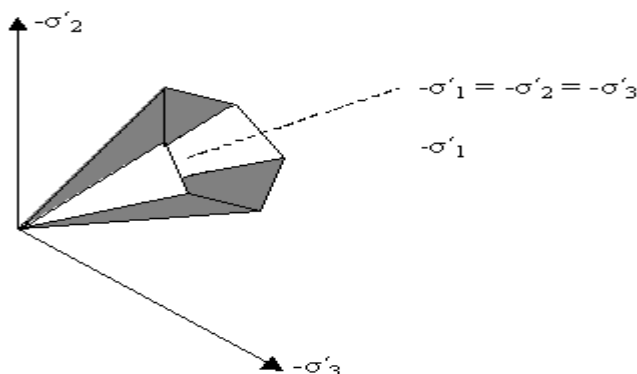
Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :  $\tau = \sigma_n \tan \varphi + c$

Où  $\sigma_n$  et  $\tau$  sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et  $c$  et  $\varphi$  respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (Figure 5-9).



**Figure 5-9** Représentation du comportement élastoplastique avec écoulement.

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 5.10) sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.



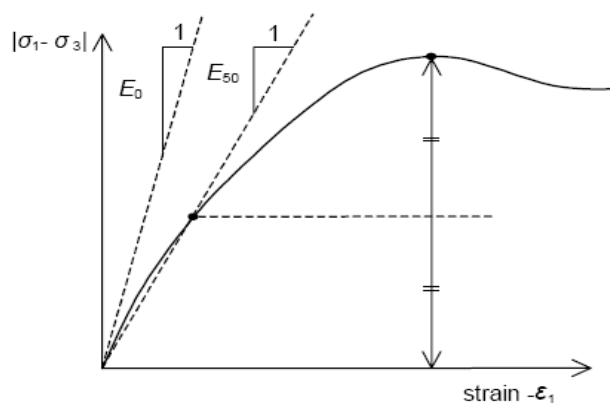
**Figure 5-10** Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour  $c=0$ .

Le modèle de Mohr-Coulomb demande la détermination des cinq paramètres suivants :

### ❖ Module de 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 (ce qui correspondait au  $G_{max}$  mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module moyen, par exemple celui correspondant à un niveau de 50 % du déviateur de rupture (figure 3. 11).

L'utilisateur doit rester conscient de l'importance du choix du module qu'il prendra en compte. Il n'y a là rien d'étonnant et la même question se retrouve par exemple dans tout calcul classique de fondation, par exemple.



**Figure 5-11** Définition du module à 50 % de la rupture.

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

### ❖ Coefficient de Poisson

On conseille une valeur de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure K0 ou chargement gravitaires). 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.

### ❖ 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° 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 dans la suite. Cette valeur de  $35^\circ$  est compatible avec les angles de frottement  $\varphi_{cv}$  (à volume constant, au palier).

En peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb (figure 5.9).

#### ❖ Cohesion

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement flottants, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques. Pour les analyses en non drainé avec  $\varphi_u=0$ , 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. Les unités doivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans le problème (typiquement en (kPa/m)).

#### ❖ 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 (grossière) suivante :  $\psi = \varphi - 30^\circ$  pour  $\varphi > 30^\circ$ .

$$\psi = 0^\circ \quad \text{pour } \varphi < 30^\circ.$$

Le cas où  $\psi < 0^\circ$  correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). La valeur  $\psi = 0^\circ$  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 faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes.

#### 5-3.3.4 Modèle de sol avec écrouissage (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 œnométriques en contrainte-déformation ne sont pas des droites* ;

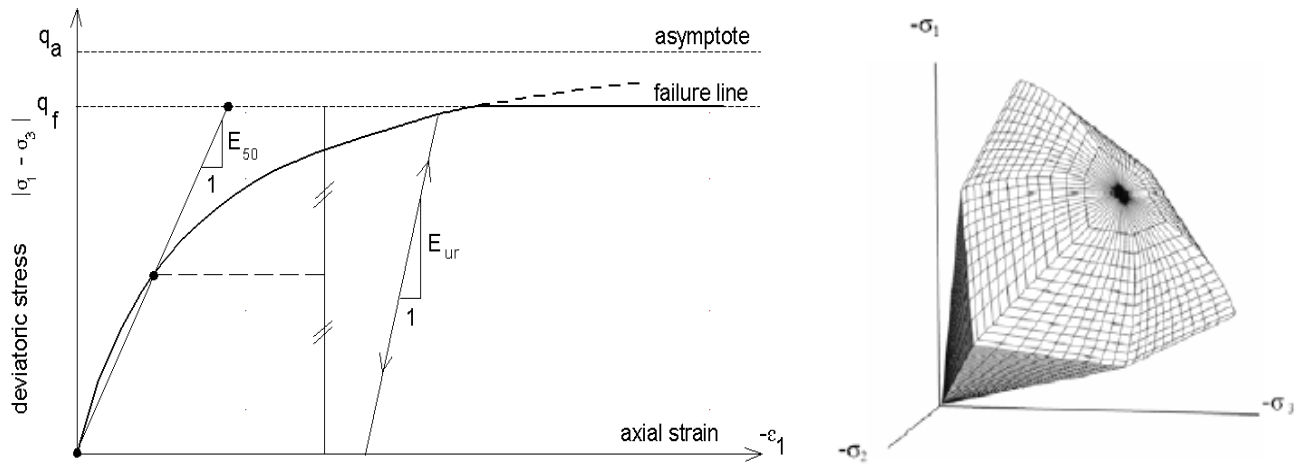
De prendre en compte l'évolution non linéaire du module lorsque le module de cisaillement augmente : le module E50 n'est pas réaliste : il y a une courbure des courbes effort-déformation avant d'atteindre la plasticité ;

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.

Le modèle HSM, dérivé du modèle hyperbolique de Duncan-Chang (1970) car il en reprend, en les améliorant, les formulations hyperboliques et est adapté à tous les types de sols. La surface de charge est décrite par deux mécanismes avec écrouissage isotrope contrôlant respectivement les déformations volumiques et déviatoriques (Figure 5-12).



**Figure 5-12** Relation contrainte / déformation et surface de charge (d'après Schanz et al., 1999)

Les paramètres du modèle sont ceux de Mohr-coulomb pour les critères d'échec ( $c, \varphi, \psi$ ) :

De plus, d'autres paramètres sont présentés.

\*la rigidité Sécante dans la norme(le standard) a drainé triaxial test:  $E_{50}^{ref}$ , et ensuite :

$$E_{50}(\sigma) = E_{50}^{ref} \left( \frac{c \cos \varphi - \sigma_3'}{c \sin \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)$$

\* la rigidité de Tangente pour odomètre principal (primaire):  $E_{oed}^{ref}$ .

\* Le Pouvoir (la Puissance) pour la dépendance de niveau de stress de stiffness:  $m$

\* Déchargent/Rechargent stiffness:  $E_{ur}^{ref}$  (le défaut :  $E_{ur}^{ref} = 3E_{50}^{ref}$ ) et ensuite :

$$E_{ur}(\sigma) = E_{ur}^{ref} \left( \frac{c \cos \varphi - \sigma_3'}{c \cos \sigma + p^{ref} \sin \varphi} \right)$$

\* la proportion de Poisson pour débarquez/rechargez :  $\nu_{ur}$  (défaut :  $\nu_{ur} = 0.2$ ).

\* la Référence soulignent pour stiffness:  $p^{ref}$  (le défaut :  $p^{ref} = 100$  unités de stress) .

\*  $K_0$  estiment pour consolidation:  $K_0^{nc}$  normal 0 (default:  $K_0^{nc} = 1 - \sin \varphi$ ) .

\* Proportion d'Échec :  $R_f = q_f / q_a$  (défaut :  $R_f = 0.9$ )

\* Force de tension :  $\sigma_{tension}$  (défaut :  $\sigma_{tension}=0$ )

Aussi il définit la rigidité odomètre :

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left( \frac{c \cos \varphi' - \sigma \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m$$

Notez que la rigidité odomètre touche à la mise à l'épreuve d'odomètre, donc au tassement durcissant la partie. D'autre part,  $E^{50}$  et  $E_{ur}$  touchent à la mise à l'épreuve de triaxial et ainsi à la friction durcissant la partie. Pour expliquer la tension volumétrique en plastique dans la compression isotrope, une deuxième surface de rendement ferme la région élastique dans la direction du p-axe. Tandis que la surface de rendement se tondant est principalement contrôlée par le module triaxial, le module odomètre contrôle le rendement cap surface.

#### 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 expression, 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 06

## 6.1 Introduction

La première étude ayant trait à 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) pour les fondations sur terrain de surface horizontale, et (K.M.Lee et V.R. Manjunath 2000; Chungsik Yoo 2001; Saeed Alamshahi et Nader Hataf 008 ;R.J.Bathurst et al 2003) pour les fondation sur la crête d'un talus.

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 sur la crête d'un talus.

## 6.2 Procédure de la simulation numérique

### 6.2.1 Présentation du cas étudié

On souhaite étudier le comportement d'une fondation filante reposant sur la surface d'une couche de sable sur la crête d'un talus. 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 30 m de largeur et 15 m de hauteur avec une pente de 1/2.

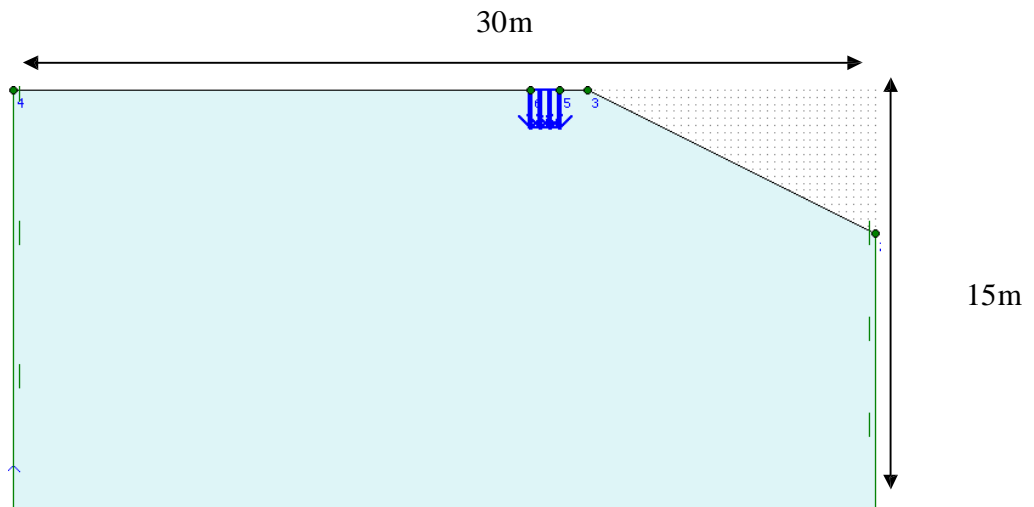


Figure 6.1 Géométrie du problème pour le sol non renforcé.

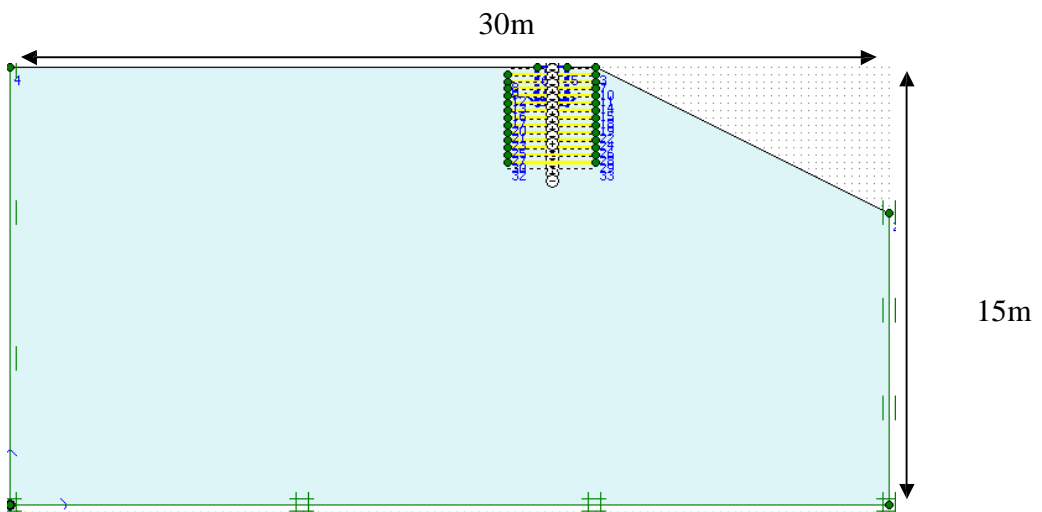


Figure 6.2 Géométrie du problème pour le sol renforcé.

## 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 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	Unité
Poids volumique $\gamma$	16,5	$kV/m^3$
$E_{50}^{ref}$ (Pr $ef = 100KPa$ )	20000	$kV/m^2$
$E_{ur}$ (Pr $ef = 100KPa$ )	60000	$kV/m^2$
$E_{oed}^{ref}$ (Pr $ef = 100KPa$ )	20000	$kV/m^2$
Cohésion C	0	Degré
Angle de frottement $\pi$	27	Degré
Angle de dilatance $\psi$	0	-
Coefficient de Poisson	0,2	-
$K_{\sigma}^{ne}$	0,54	$kV/m^2$
Résistance à la traction	0	-
Coefficient à la rupture	0,9	-
Puissance $m$	0,55	-
Coef de réduction $R_{inter}$	1	-

**Tableau 6.1** Paramètres géotechniques du sol

### b)- Caractéristiques de géogrilles :

La seule propriété d'une géogrille est la rigidité axiale EA. La valeur de cette dernière est égale à 291 kN/m, ceci correspond à une géogrille de type Tensar BX1100.

Pour étudier l'influence de EA des geogrilles, on a pris trois valeurs supplémentaires (97 kN/m, 485 kN/m, et 970 kN/m) afin de les comparer avec tensar BX 1100

Le paramètre de réduction de résistance mécanique appliqué de part et d'autre de l'interface  $R_{inter}=1$ . Dans ce cas on a  $\tan \nu_{interface} = \tan \nu_{sol}$ .

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.

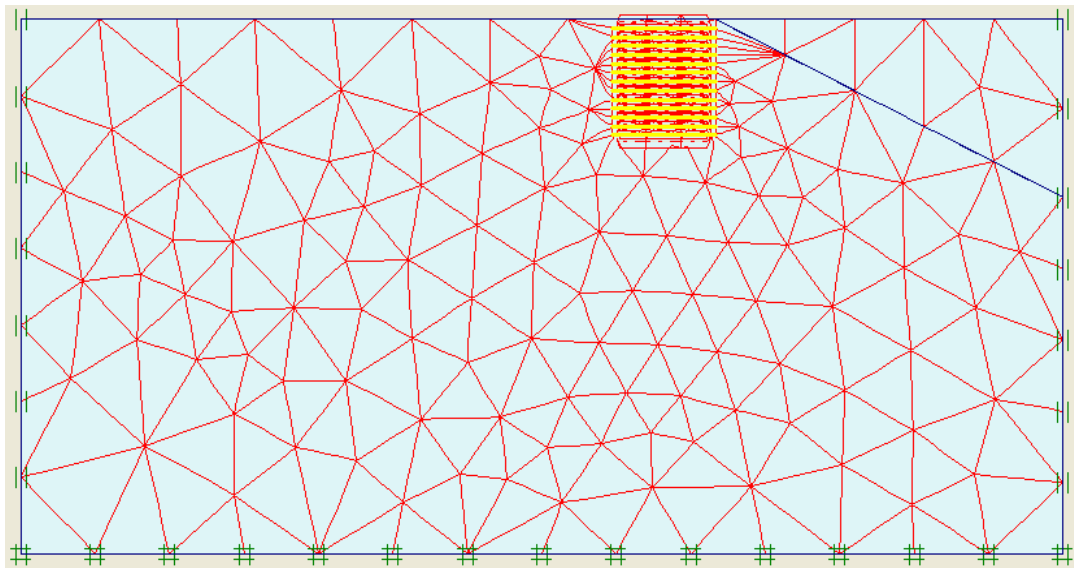
Chen (2007), admet que pour l'interface calcaire broyé-renforcement il y a une imbrication complète entre la géogrille et le calcaire broyé. Ces derniers sont liés ensemble à l'interface de sorte qu'il n'y ait pas de mouvement relatif entre eux. Dans ce cas l'angle de frottement à l'interface est à peu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

Laman et Yildiz (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.

Pour étudier l'influence de  $R_{inter}$ , on a pris deux valeurs supplémentaires (0.8 ; 0.9), afin de les comparer avec  $R_{inter} = 1$ .

### 5) Génération du Maillage

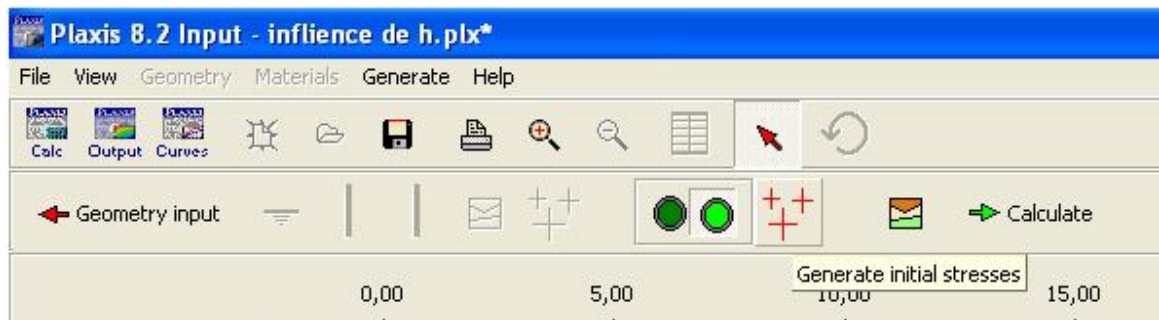
L'icône 'maillage' permet d'effectuer automatiquement le maillage du problème. On règle la finesse du maillage dans le menu Mesh sur *Medium*, puis, on le raffine localement (en utilisant l'option *Refine line*) au niveau des géogrilles. Le maillage est présenté sur la figure 6.3.



**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).



### 6.4 Initialisation des contraintes initiales avec la procédure $K_0$ .

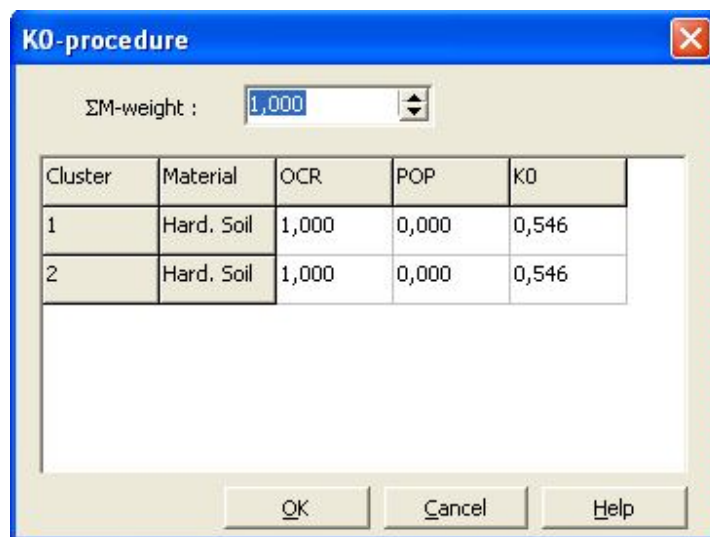


Figure 6.5 Choix de  $K_0$ .

Les contraintes initiales sont alors calculées.

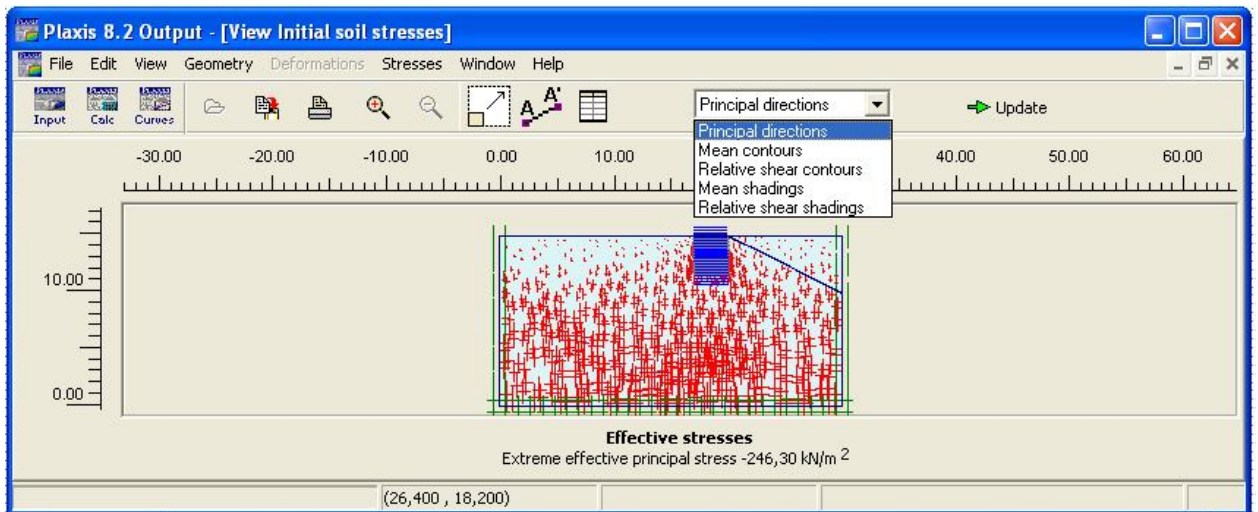


Figure 6.6 Valeurs des contraintes initiales.

### 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.

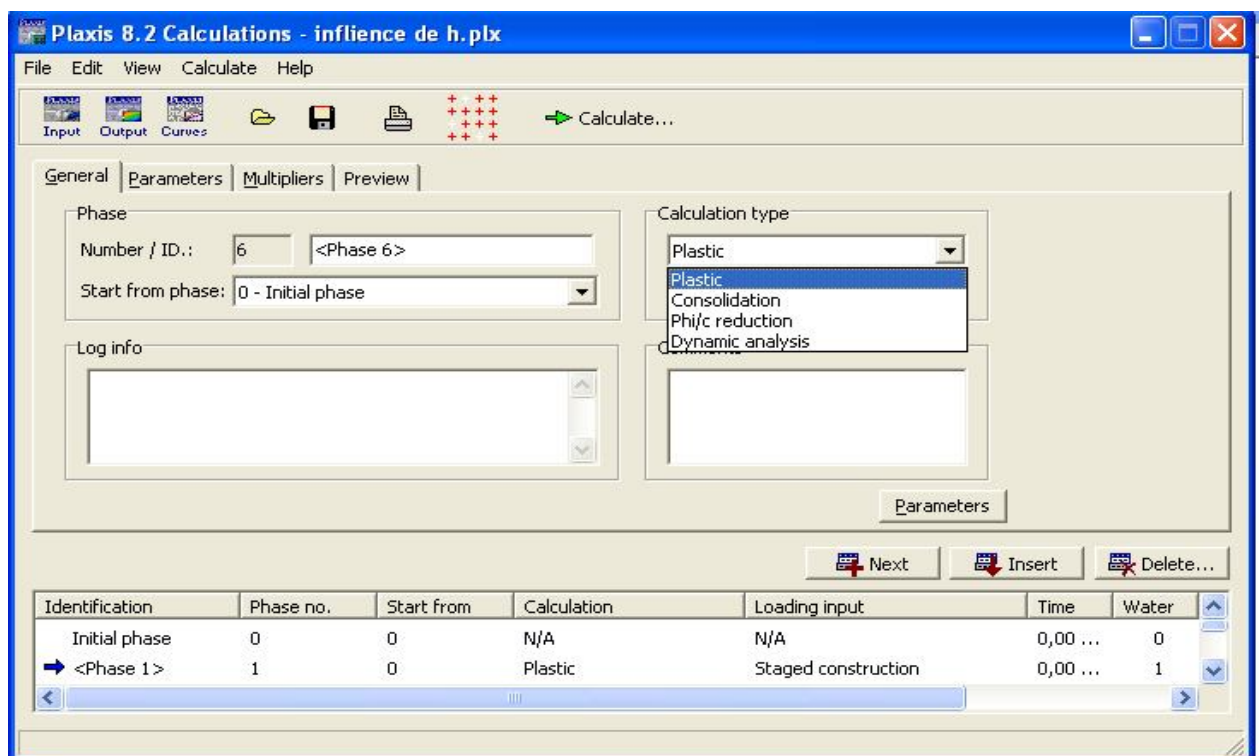


Figure 6.7 Menu général de calcul.

## 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 :

- ❖ La première phase 01 pour activer l'opération d'excavation pour créer un talus selon la pente désirée.
- ❖ Le déplacement prescrit sera d'une 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 ».

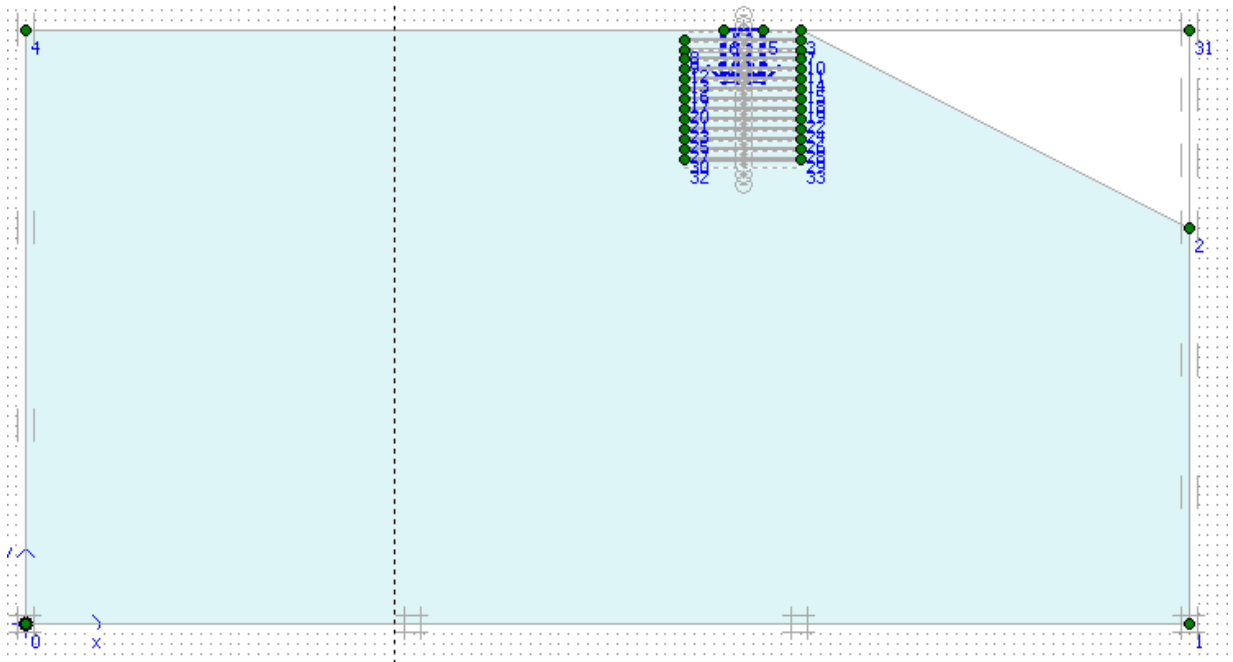


Figure 6.8 : Excavation de talus

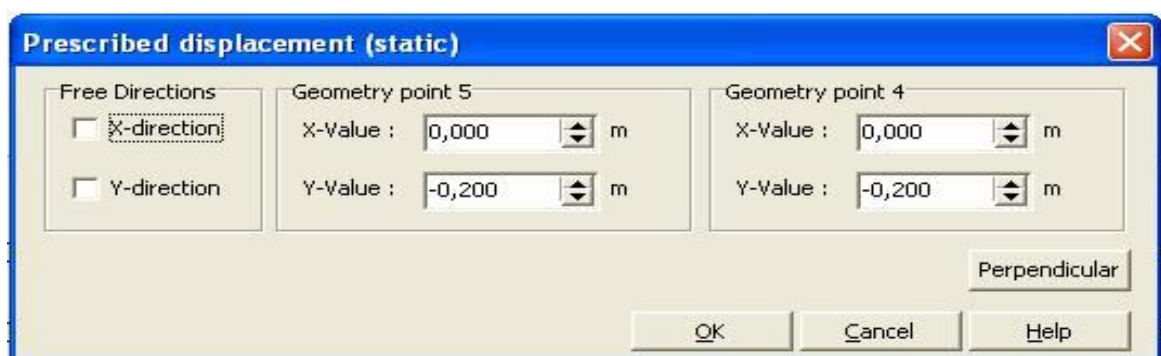


Figure 6.9 : Valeurs de déplacement imposé



### 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 (6.10).

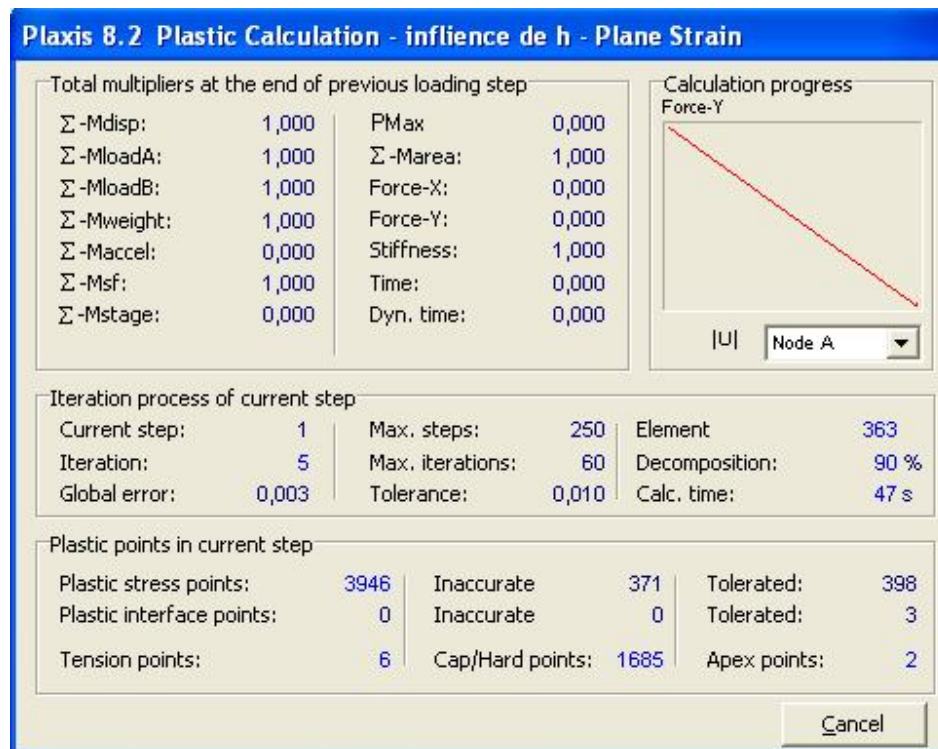
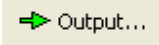


Figure 6.10 Fenêtre d'évolution de calcul.

### 6.2.4 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 :

### 6.2.4.1 Sol non renforcé

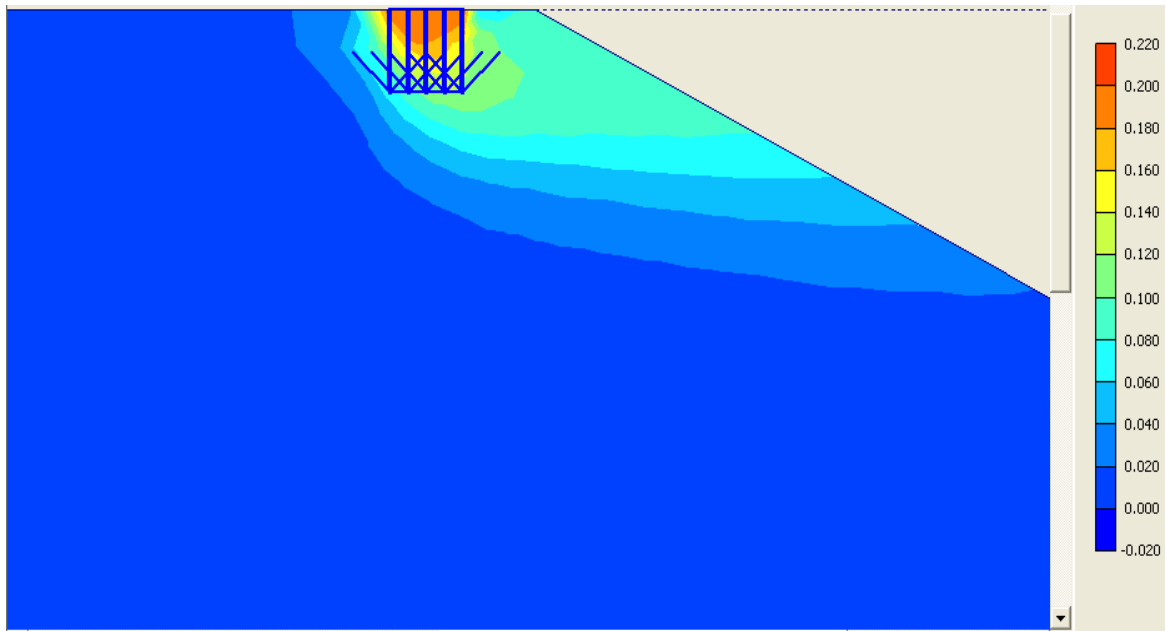


Figure 6.11 Déplacements totaux

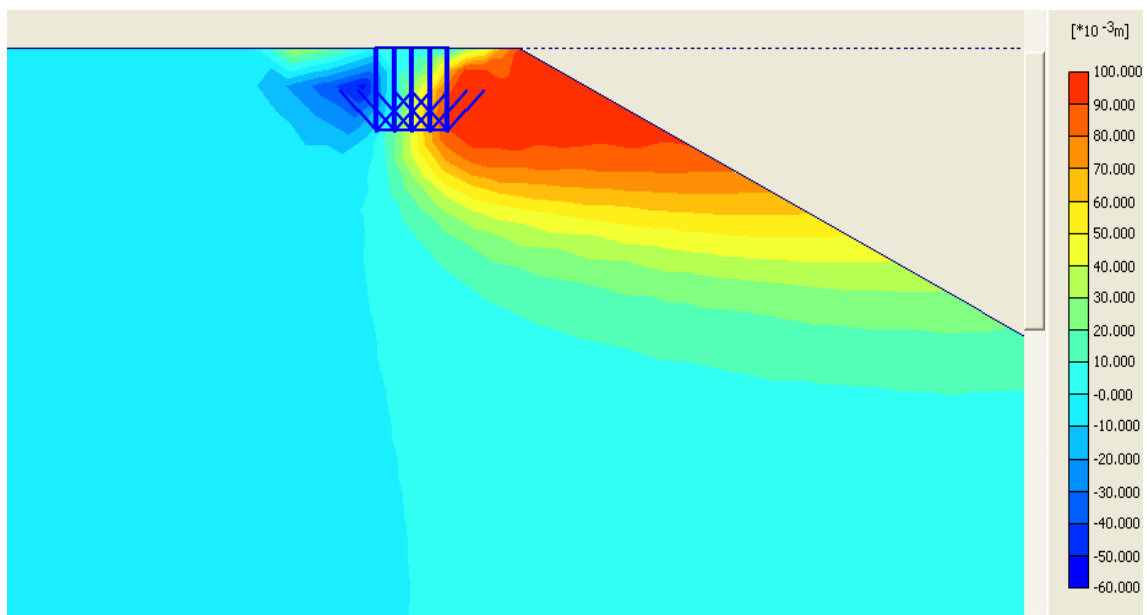
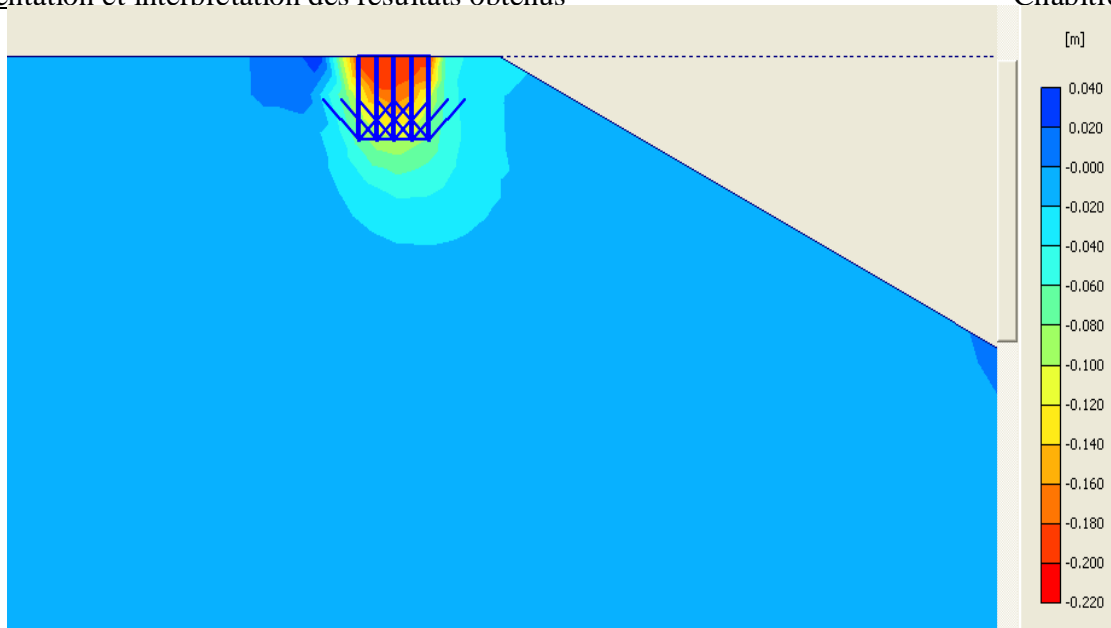
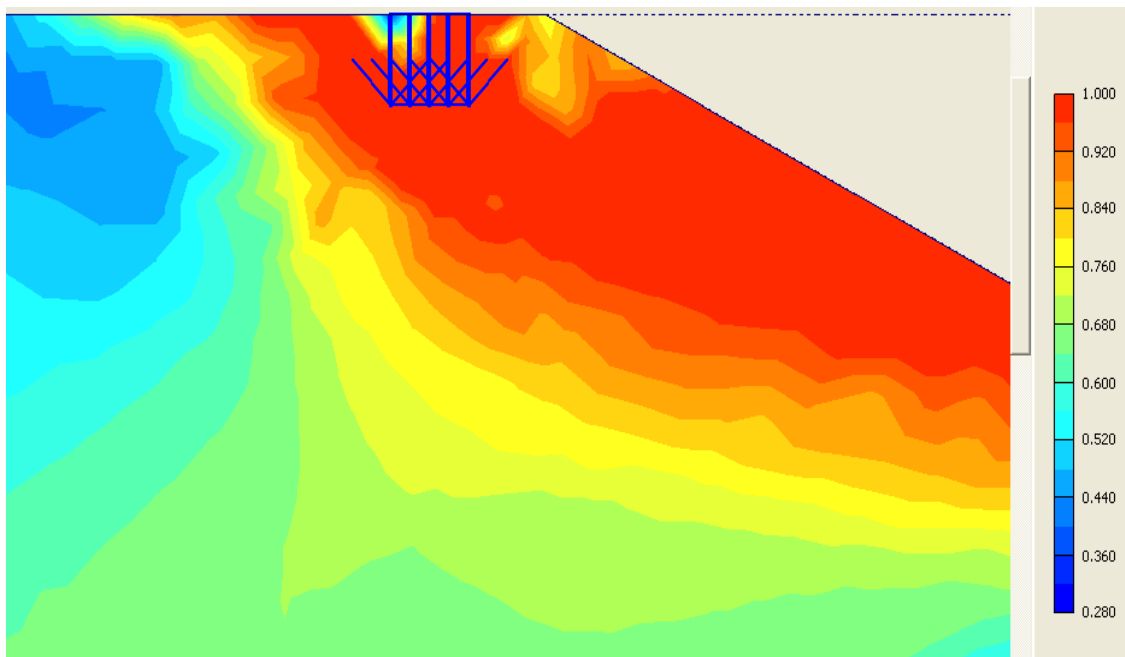


Figure 6.12 Déplacements horizontaux



**Figure 6.13** Déplacements verticaux



**Figure 6.14** Contraintes tangentielles relatives

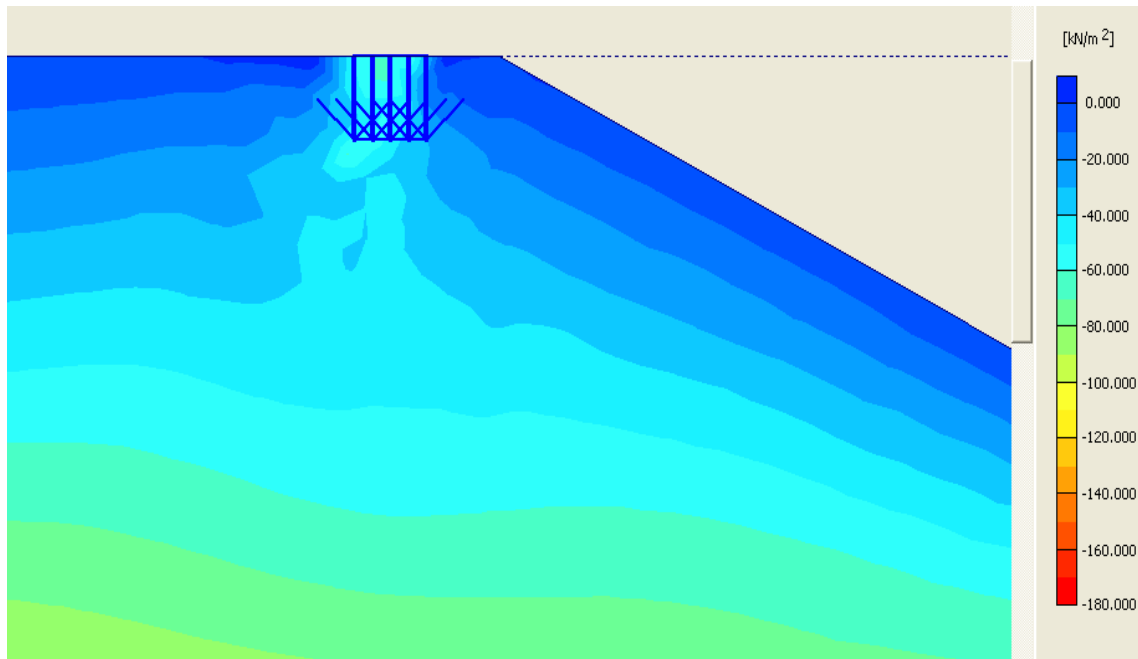


Figure 6.15 Contraintes effectives= Contraintes totales

### 6.2.4.2 Sol renforcé

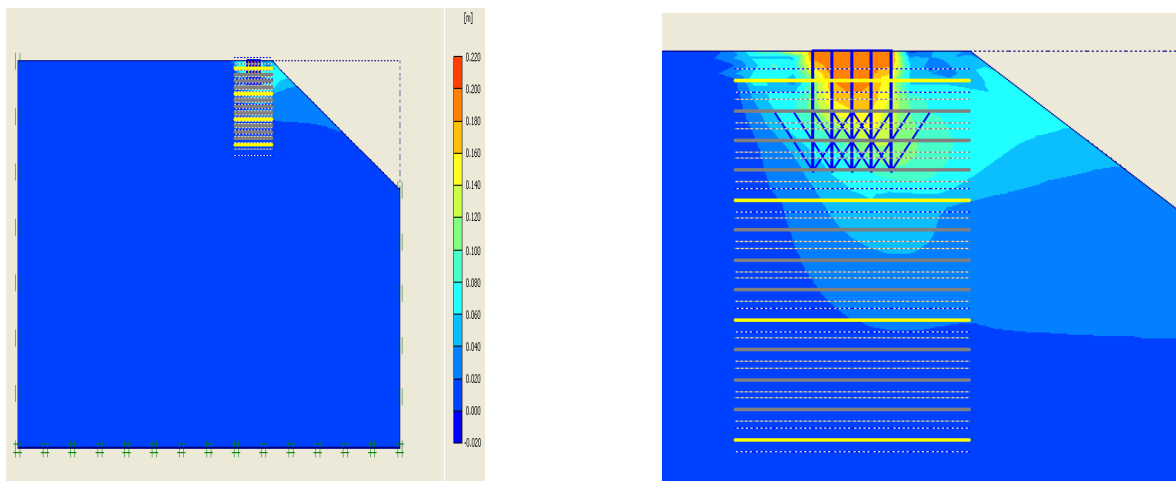
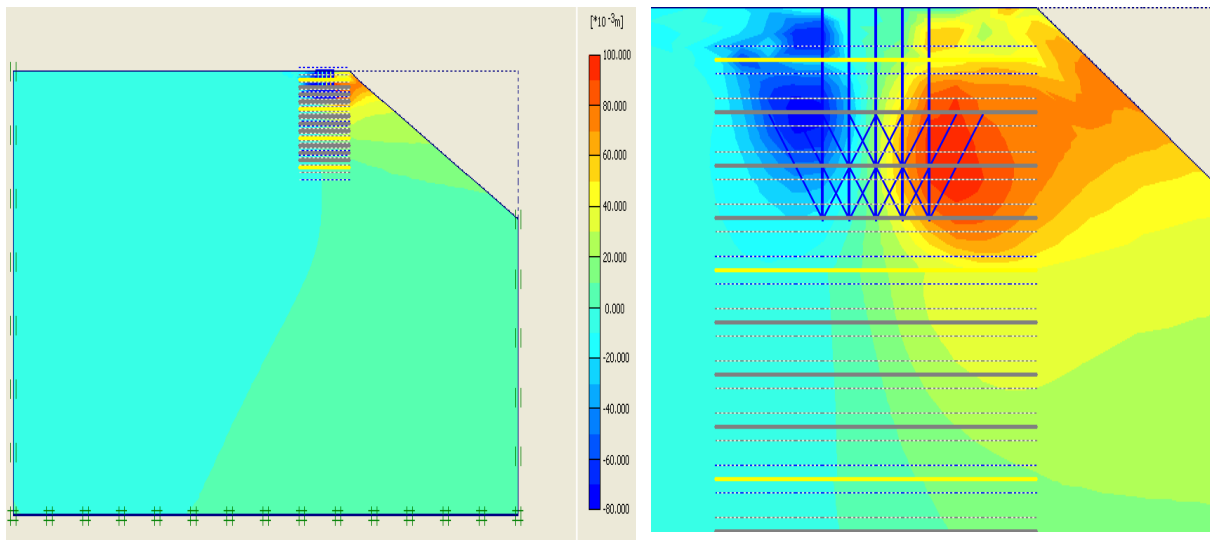
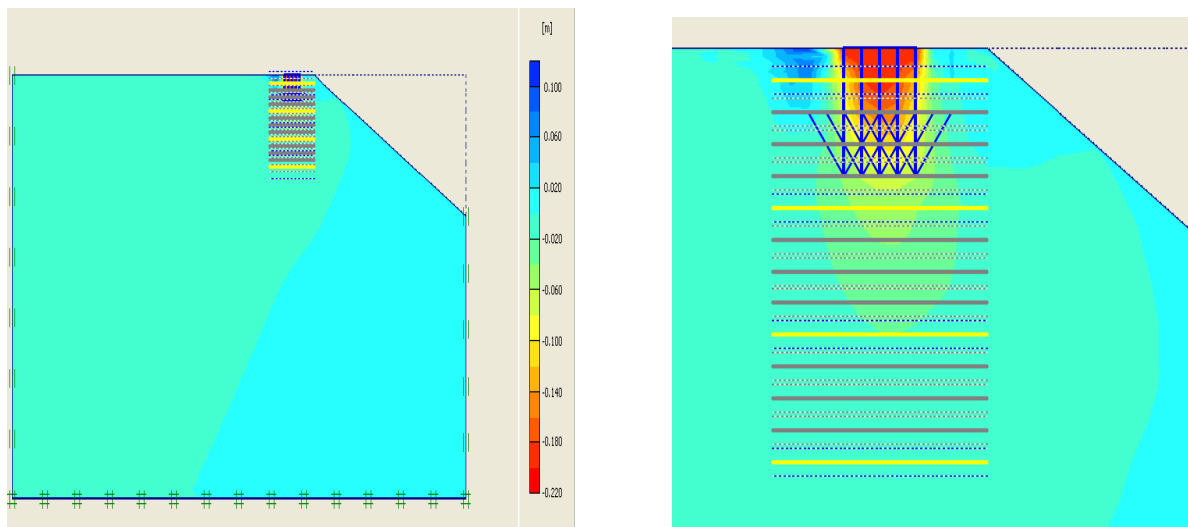


Figure 6.16 Déplacements totaux



**Figure 6.17** Déplacements horizontaux



**Figure 6.18** Déplacements verticaux

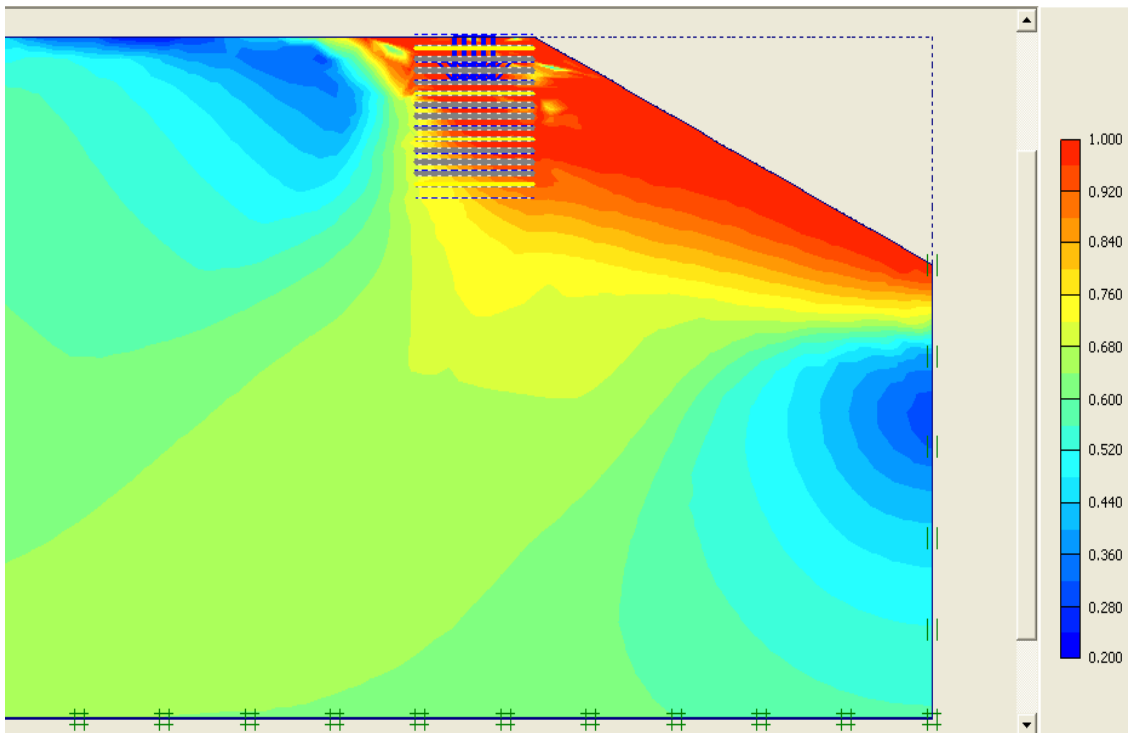


Figure 6.19 Contraintes tangentielles relatives

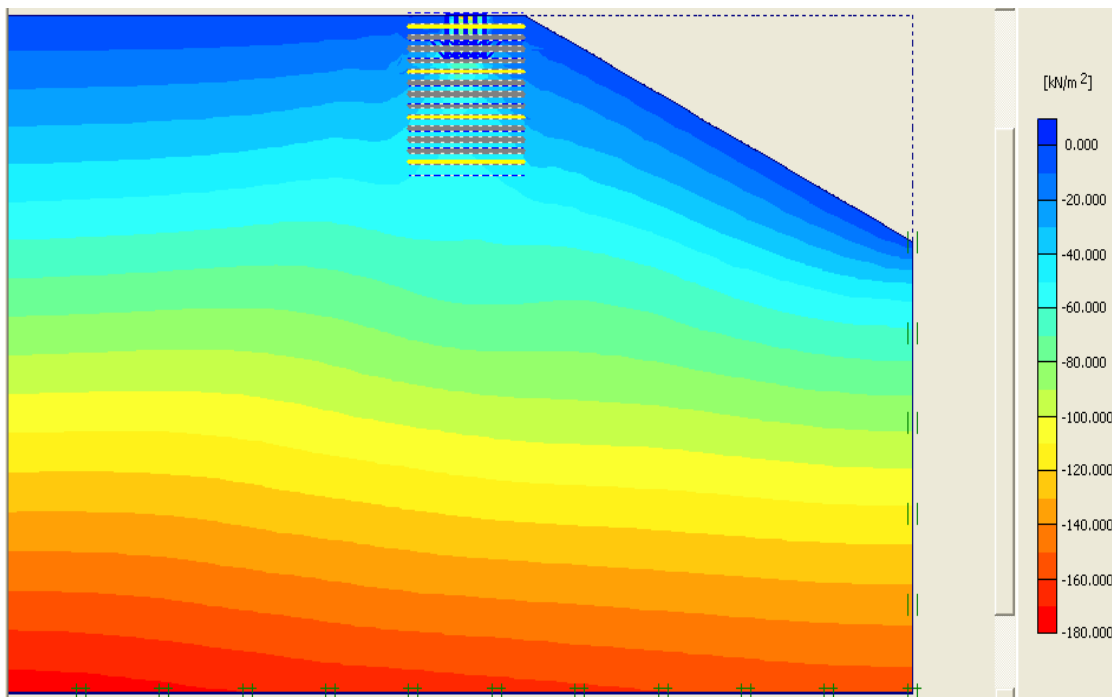
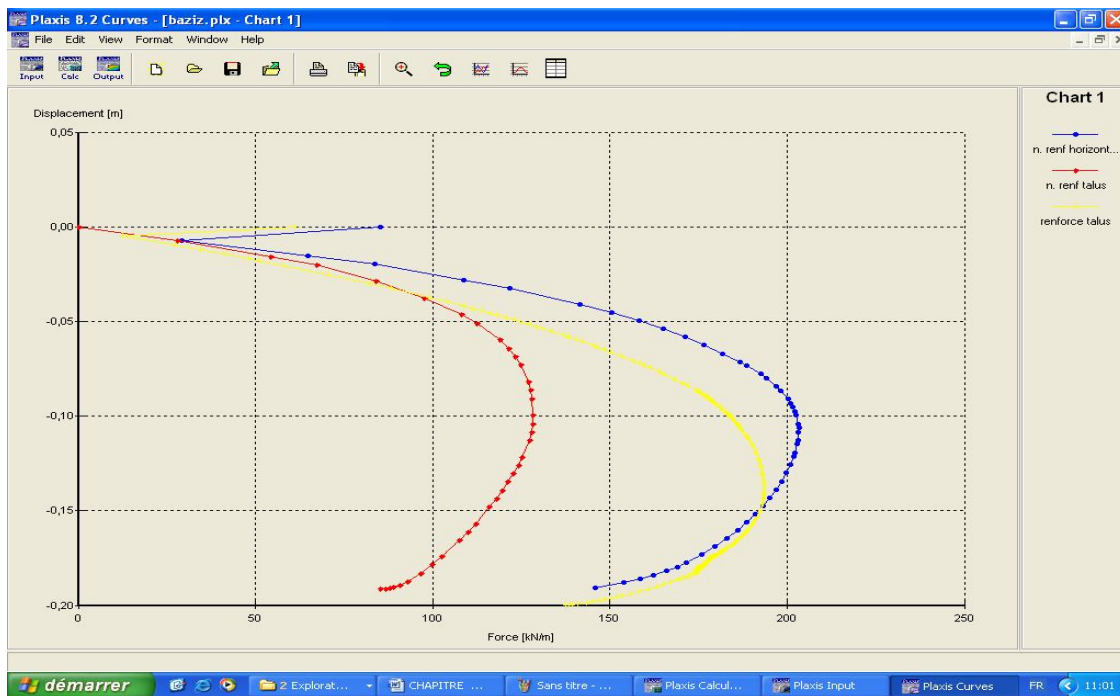


Figure 6.20 Contraintes effectives= Contraintes totales



**Figure 6.21** courbe chargement –tassement (terrain horizontal non renforcé –talus non renforcé et talus renforcé)

### 6.3 Influence des paramètres critiques :

Pour déterminer les paramètres critiques ( $EA$ ,  $R_{inter}$ ,  $N$ ,  $D$ ,  $b$ ,  $h$ ,  $u$ ,  $B$  et  $\alpha$ ). 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 en changeant à chaque fois le paramètre concerné. Le tableau (6.2) présente le programme d'essais réalisés.

Paramètres constants	Paramètres variables
$b=3B$ . / $\alpha=26.56^\circ$ $N=4$ $u=0.25B$ $D=1B$ $R_{inter}=1$	$EA = 97KN/m \rightarrow 970KN/m$ $1-h = u = 0.5 B$ $2-h = 0.25 B \rightarrow 1B$ et $u=0.25B$
$b=3B$ . $\alpha=26.56^0$ $N=4$ $h=0.25B$ $D=1B$ $EA = 291KN/m$	$R_{inter} = 0.8 \rightarrow 1$ $u = 0.25 B \rightarrow 1.25B$
$b=3B$ . / $R_{inter}=1$ $N=4$ $h= u=0.25B$ $D=1B$ $EA = 291KN/m$	$\alpha = 0 \rightarrow 26.56^\circ$
$b=3B$ . / $\alpha=26.56^0$ $N=4$ $h= u=0.25B$ $R_{inter}=1$ $EA = 291KN/m$	$D = 1 B \rightarrow 13B$
$b=3B$ . / $R_{inter}=1$ / $\alpha=26.56^0$ $N=4$ $u=0.25B$ $D=1B$ $EA = 291KN/m$	$h = 0.25 B \rightarrow 1B$
$b=3B$ . $\alpha=26.56^0$ $R_{inter}=1$ $h=0.25B$ $D=1B$ $EA = 291KN/m$	$u = 0.25 B \rightarrow 1B$ $N = 1 \rightarrow 8$
$b=3m$ . / $R_{inter}=1$ / $\alpha=26.56^0$ $N=4$ $h=0.25m$ $D=1m$ $EA = 291KN/m$	$B = 0.5m \rightarrow 2m$ $u = 0.25m \rightarrow 1.25m$
$b=3B$ . $\alpha=26.56^0$ $R_{inter}=1$ $h=0.25B$ $D=3B$ $EA = 291KN/m$	$b = 1 B \rightarrow 15B$

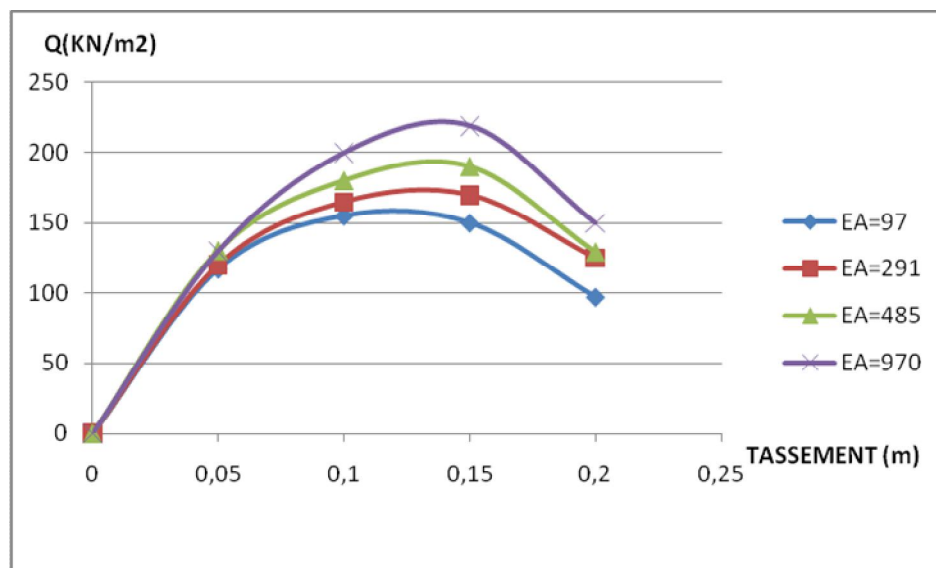
Tableau 6.2 Programme d'essais réalisés



### 6.3.1 Influence de EA des geogrilles .

Pour étudier l'influence de la résistance de traction des geogrilles **EA** sur la capacité portante, on va utiliser la même coupe du modèle avec les mêmes données ( $u=h=0.5B$   $N=4$  et  $b=3$ ) tout en changeant à chaque fois la valeur de EA comme suit :

- 1- EA=97KN/m
- 2- EA=291KN/m
- 3- EA=485KN/m
- 4- EA=970KN/m



**Figure 6.22 :** Courbe chargement –tassement selon la valeur EA de geogrille  $h=u=0.5B$

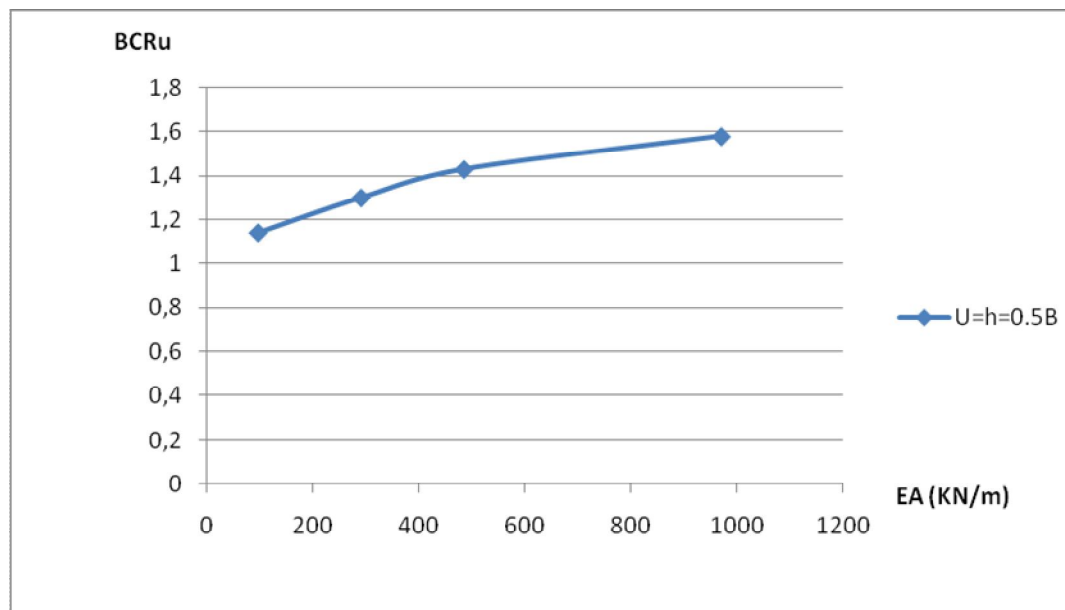
Les courbes citées ci dessus nous donnent la possibilité de déduire la capacité portante ultime de chaque type (EA) de géogrille, nous permettant par la suite de calculer le rapport de la capacité portante ultime renforcée et non renforcée (BCRu) .

Le tableau 6-2 ci-dessous regroupe l'ensemble des valeurs des BCRu en fonction des EA.

BCRu	EA
1,14	97
1,30	291
1,43	485
1,58	970

**Tableau 6-3.** Résultats récapitulatifs des valeurs des BCRu en fonction des EA

La courbe ci-dessous a été déterminée à partir des valeurs des BCRu obtenues en fonction des EA.



**Figure 6.23** : variation de BCRu en fonction de EA

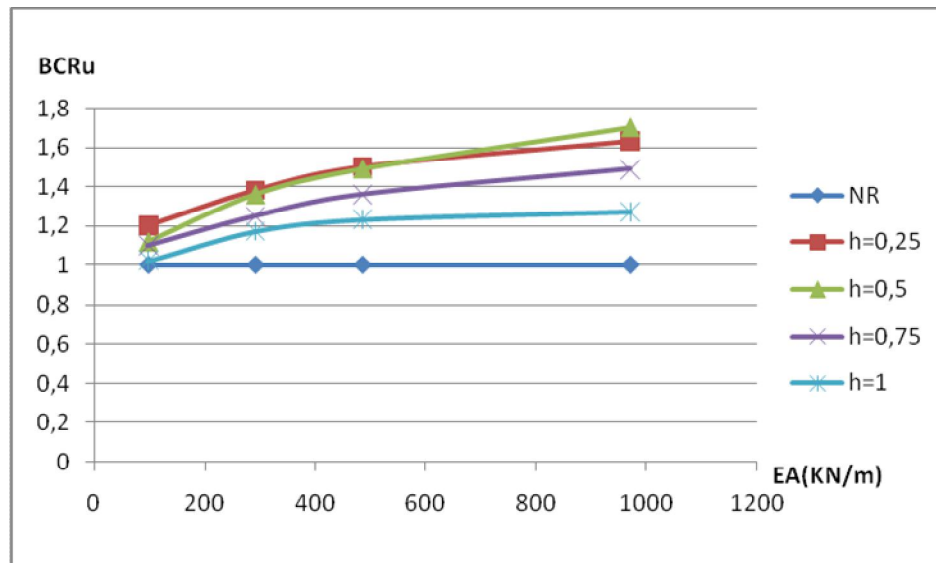
Pour étudier l'influence de la résistance de traction des geogrilles **EA** et **h** à la fois sur la capacité portante, on va utiliser la même coupe du modèle avec les mêmes données ( $u=0.25B$ ,  $d=1B$ ,  $N=4$  et  $b=3B$ ) tout en changeant à chaque fois la valeur de EA et h (voir annexe).

Le tableau 6-2 ci-dessous regroupe l'ensemble des valeurs des BCRu en fonction des EA et h

EA	NR	h=0,25	h=0,5	h=0,75	h=1
97	1,00	1,20	1,12	1,10	1,02
291	1,00	1,38	1,36	1,25	1,17
485	1,00	1,50	1,49	1,36	1,23
970	1,00	1,63	1,70	1,49	1,27

**Tableau 6-4.** Résultats récapitulatifs des valeurs des BCRu en fonction des h et EA.

Les courbes ci-dessous a été déterminée à partir des valeurs des BCRu obtenues en fonction des EA



**Figure 6.24** : variation de BCRu en fonction de EA selon la valeur de h.

### Interprétation :

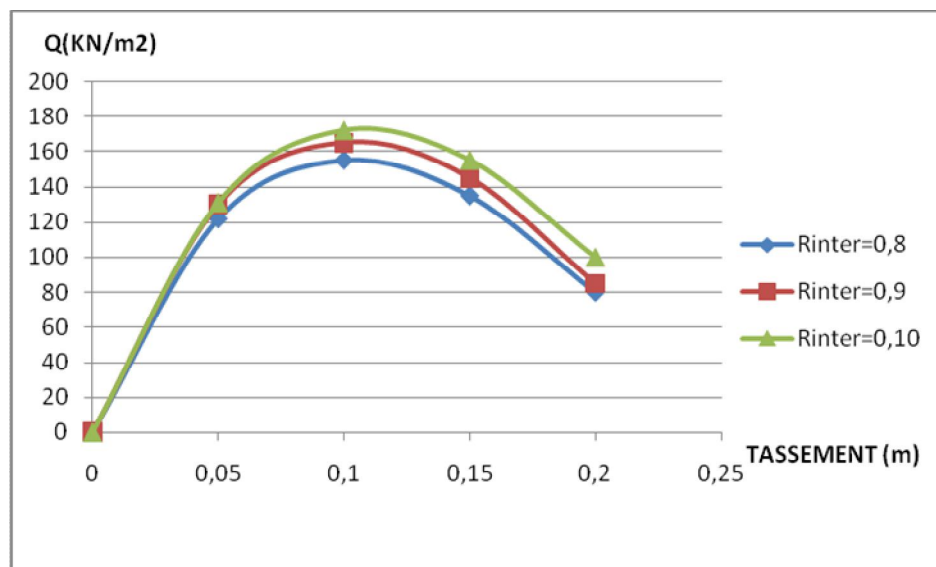
Dans le cas des valeurs de EA petites, les ruptures sont bien individualisées, progressant du haut vers le bas, et les courbes se rapprochent, lors de chacune d'elles, de celles du sol non armé; ceci s'explique par le fait que les premières cassures surviennent alors que le sol lui-même n'est pas en état de rupture.

Si la valeur de EA est assez grande, le coin (coin d'angle voisin se crée solidaire de la semelle) est très visible et les armatures se rompent presque simultanément; en effet la capacité portante ultime renforcé est supérieur à la capacité portante ultime non renforcé et dès la première rupture, le massif est fragilisé, ce dernier est le seul a présenté un intérêt pratique dans la réalité. Les parties avant rupture des courbes relatives à diverses valeurs de EA (B,u,D et h fixés) se superposent, toutefois la capacité portante ultime renforcé croit avec EA.

### 6.3.2 Influence de $R_{inter}$ :

Afin d'étudier l'influence de l'interface  $R_{inter}$  sur la capacité portante, On va utiliser la même coupe du modèle, avec les mêmes données ( $h=0.25B$ ,  $d=1B$ ,  $N=4$  et  $b=3B$ ) en changeant a chaque fois la valeur de  $R_{inter}$  comme suit :

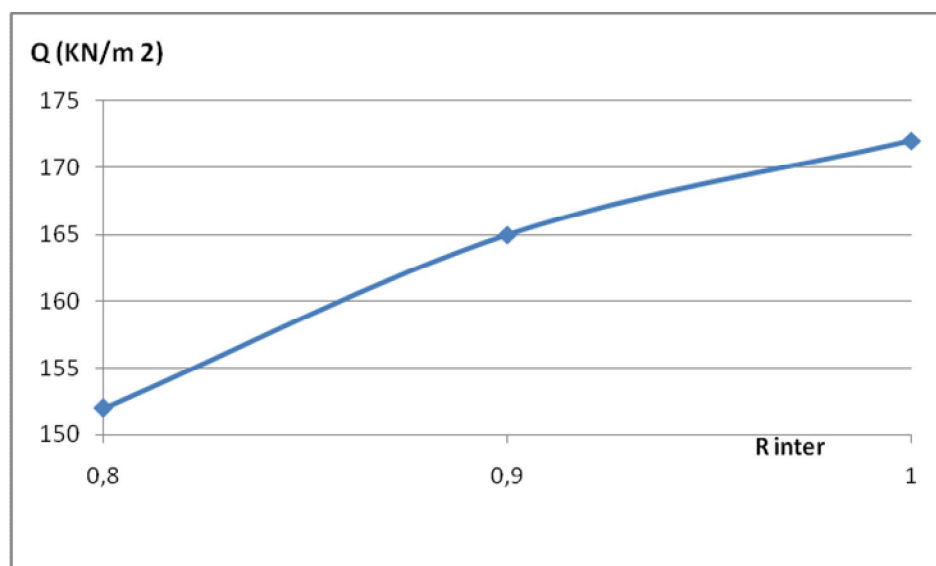
- 1-  $R_{inter} = 1$
- 2-  $R_{inter} = 0.9$
- 3-  $R_{inter} = 0.8$



**Figure 6.25 :** courbe chargement –tassement selon la valeur  $R_{inter}$

$R_{inter}$	$Q$ (KN/m <sup>2</sup> )
0,8	152
0,9	165
1	172

**Figure 6.5 :** courbe chargement –tassement selon la valeur  $R_{inter}$



**Figure 6.26** capacité portante ultime en fonction de  $R_{inter}$

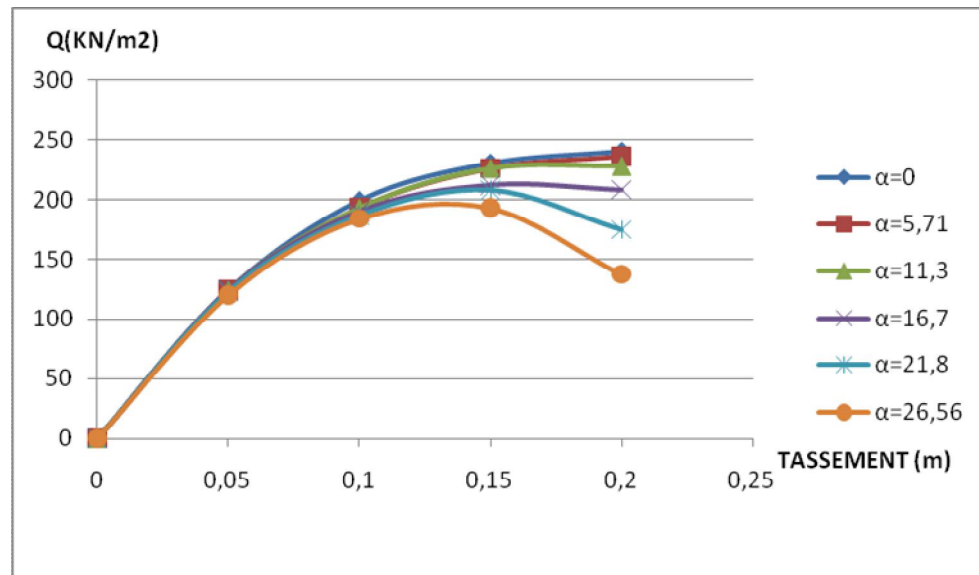
**Interprétation :**

Dans le cas des valeurs de  $R_{inter}$  inférieures à un (01), la capacité portante ultime décroît significativement en fonction de  $R_{inter}$ , ceci s'explique par le fait que la liaison et le frottement entre les grains du sol et les nappes de geogridde influent directement sur la résistance à la traction de geogridde (c'est-à-dire dans le où  $R_{inter} < 1$  .le geogridde ne fonctionne pas a son état ultime).

**6-3-3 : Influence d'inclinaison du talus  $\alpha$  :**

Pour étudier l'influence d'inclinaison du talus  $\alpha$  sur la capacité portante, On va utiliser la même coupe du modèle, avec les mêmes données tout en changeant à chaque fois la valeur de  $\alpha$  comme suit :  $\alpha = 0$   $\alpha = 5,71$   $\alpha = 11,30$   $\alpha = 16,70$   $\alpha = 21,80$   $\alpha = 26,56$

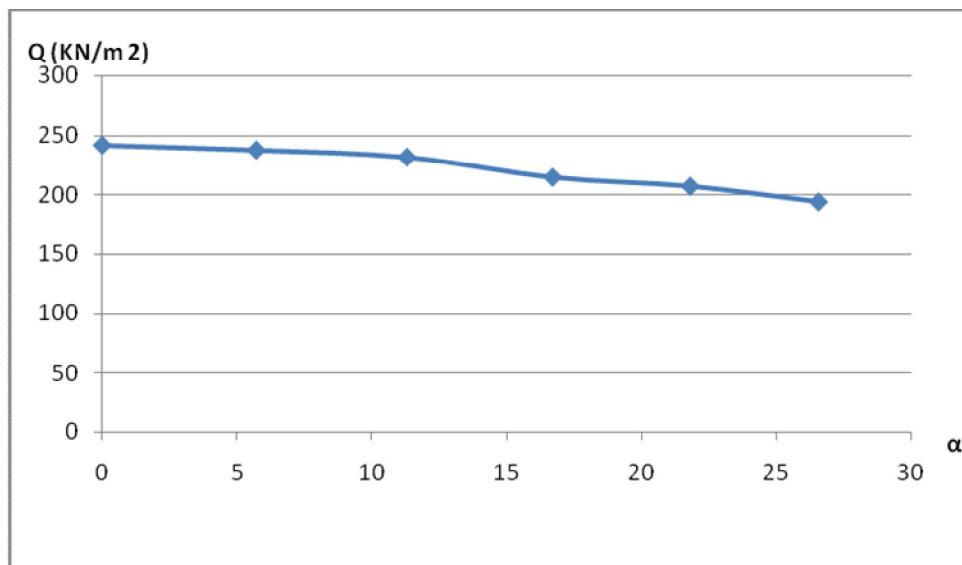
Model de référence :  $\alpha = 26,56$ ,  $N=4$ ,  $h=u=0,25B=0,25m$ ,  $b=3m$ . $d=1m$



**Figure 6-27 :** courbe de charge-tassement selon la valeur de  $\alpha$

$\alpha$	$\text{tg}\alpha$	Q (KN/m <sup>2</sup> )
0	0	242
5,71	0,1	238
11,3	0,2	232
16,7	0,3	215
21,8	0,4	207,5
26,56	0,5	194,5

**Tableau 6-6:** Résumé des résultats en terme de capacité portante en fonction de la pente.



**Figure 6-28:** Variation de la capacité portante ultime en fonction de  $\alpha$

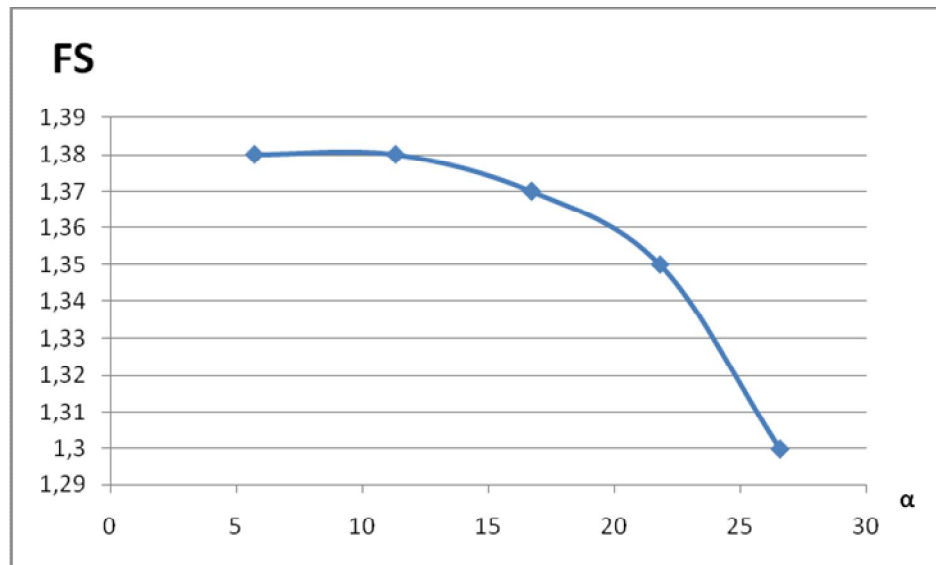
➤ **Coefficient de sécurité de talus :**

Pour mieux vérifier cette stabilité on a calculé le coefficient de sécurité de la structure selon la pente désirée.

Le tableau ci –dessous montre la stabilité de l’ouvrage en fonction de la pente :

$\alpha$	Fs
26,56	1,3
21,8	1,35
16,7	1,37
11,3	1,38
5,7	1,38

**Tableau 6.7 :** le coefficient de sécurité en fonction de la pente du talus.



**Figure 6-29:** le coefficient de sécurité en fonction de la pente du talus

### Interprétation:

L'étude du paramètre inclinaison du talus  $\alpha$  a fait révéler l'existence d'une corrélation inverse entre les valeurs de la capacité portante ultime renforcées et celles de l'inclinaison du talus, en effet plus la valeur de l'inclinaison du talus croît celle de la capacité portante décroît et vice versa.

Il y a lieu de mentionner la présence d'un seuil relatif aux valeurs d'inclinaison égale à  $16^\circ$  séparant deux modes de régression de la capacité portante ultime:

- 1)  $\alpha > 16^\circ$  : capacité portante ultime décroît fortement en fonction d'inclinaison  $\alpha$
- 2)  $\alpha < 16^\circ$  : capacité portante ultime décroît lentement avec des valeurs égales pratiquement à la valeur de la capacité portante renforcé dans le cas d'un terrain horizontal

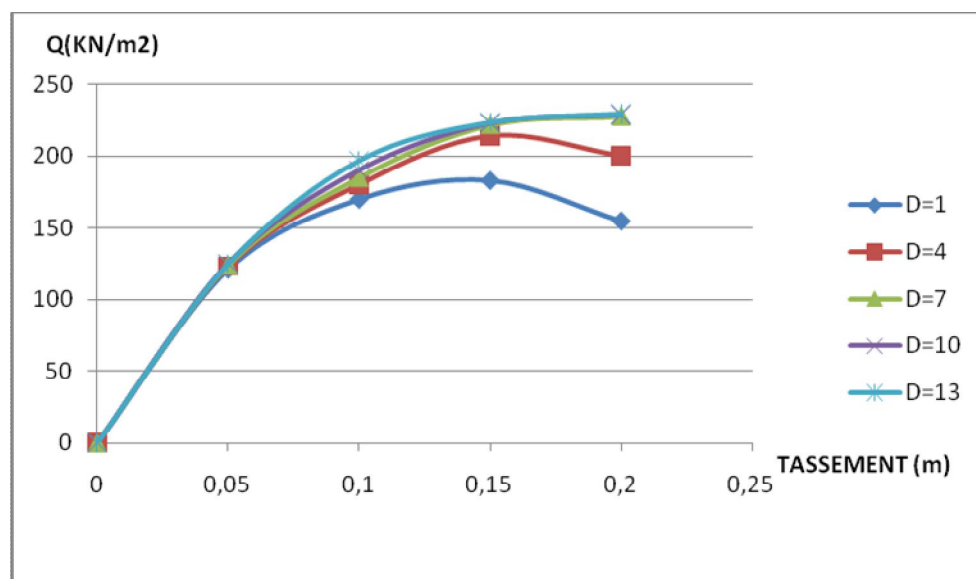
Les résultats ci-dessus ont été confirmé en étudiant la courbe de coefficient de sécurité en fonction de l'inclinaison  $\alpha$ , en effet, lorsque la valeur de l'inclinaison  $\alpha < 16^\circ$  les valeurs du coefficient de sécurité sont pratiquement les mêmes, cependant, dans le cas où  $\alpha > 16^\circ$  les deux paramètres en question sont en corrélation inverse.

Tout cela pourra s'expliquer par le phénomène de la poussé active des terres, c'est-à-dire dans le cas où l'inclinaison du talus est inférieur à un seuil donné ( $16^\circ$  dans notre cas) l'influence de la poussé des terres est pratiquement négligeable.

### 6.3.4 Influence de D/B :

Pour étudier l'influence D/B sur la capacité portante, On va utiliser la même coupe du modèle, avec les mêmes données ( $h= u=0.25B$ ,  $N=4$  et  $b=3B$ ) en changeant à chaque fois la valeur de **D** comme suit :

- 1) D=1B
- 2) D=4B
- 3) D=7B
- 4) D=10B
- 5) D=13B



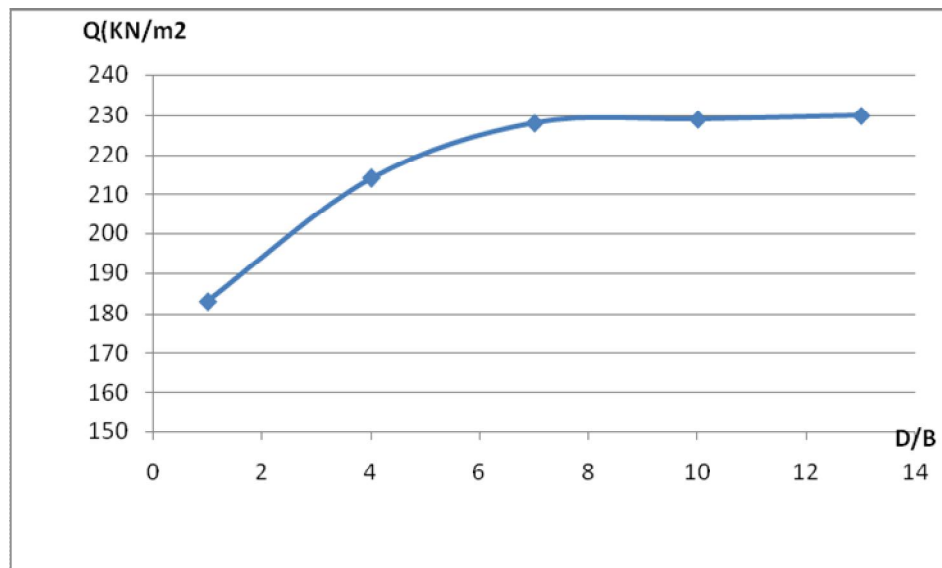
**Figure 6.30** courbe chargement –tassement

Le tableau suivant résume les résultats en terme de capacité portante ( $\text{kN/m}^2$ ) en fonction de la distance entre la tête du talus et la fondation D.

D	Q ( $\text{KN/m}^2$ )
1	183
4	214
7	228
10	229
13	230
Terrain horizontal	230

**Tableau 6.8** : Résumé des résultats en terme de capacité portante en fonction de la pente





**Figure 6-31:** Variation de la capacité portante ultime en fonction de D

#### Interprétation:

L'étude du paramètre de la distance entre la tête du talus et la fondation D a montré qu'il existe une distance seuil entre la fondation et la tête de talus

- $D/B > 7$  il n'y a pas d'influence de l'inclinaison du talus ce qui implique que les valeurs de la capacité portante renforcé de la fondation sur la crête du talus sont identiques pratiquement à la valeur dans le cas d'un terrain horizontale

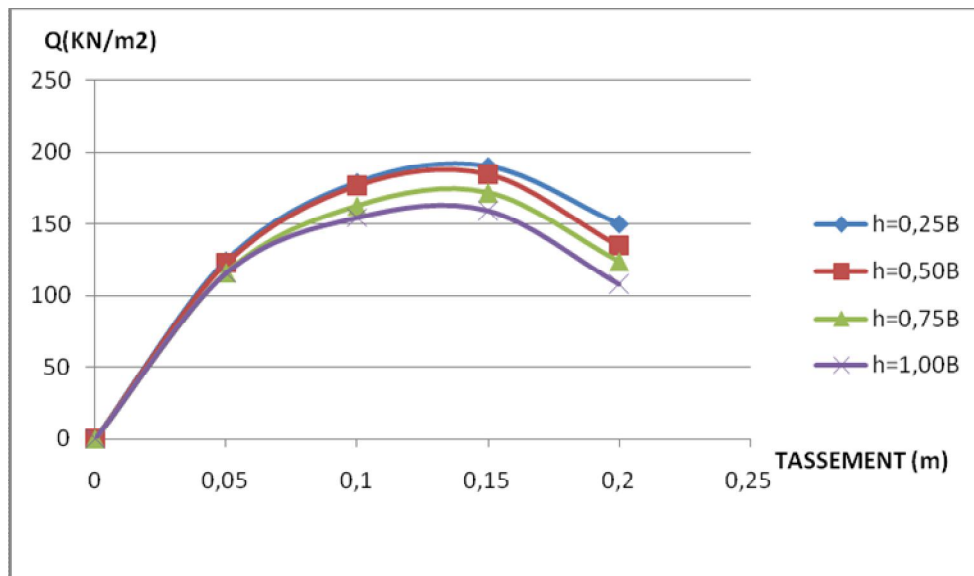
- $D/B < 7$  plus on se rapproche du talus la capacité portante ultime décroît.

Tout cela pourra s'expliquer par le phénomène de la poussé active des terres, c'est-à-dire dans le cas où la distance D est supérieur à un seuil donné (7B dans notre cas) l'influence de la poussé des terres est pratiquement négligeable

#### 6.3.5 : Influence de h/B

Pour étudier l'influence de h sur la capacité portante, On va utiliser la même coupe du modèle, avec les mêmes données ( $u=0.25B$ ,  $N=4$  et  $b=3B$ ), tout en changeant à chaque fois la valeur de **h** comme suit

- 1)  $h=0.25m$
- 2)  $h=0.5m$ .
- 3)  $h=0.75m$
- 4)  $h=1m$

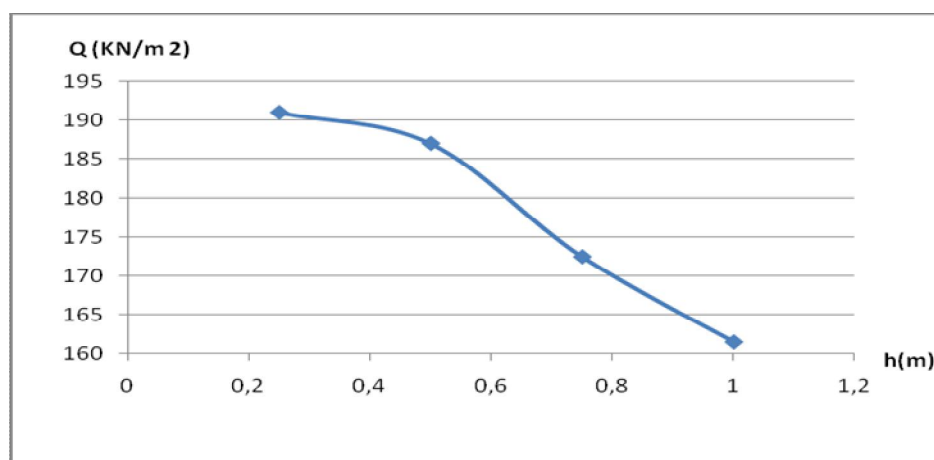


**Figure 6.32 :** courbe chargement –tassement

Les tableaux suivants résument les résultats en terme de capacité portante ( $\text{kN/m}^2$ ) et en terme de BCR respectivement en fonction de la distance entre les nappes de renforcement ( $h$ ).

$h$	$Q$ ( $\text{KN/m}^2$ )
0,25	191
0,5	187
0,75	172,5
1	161,5

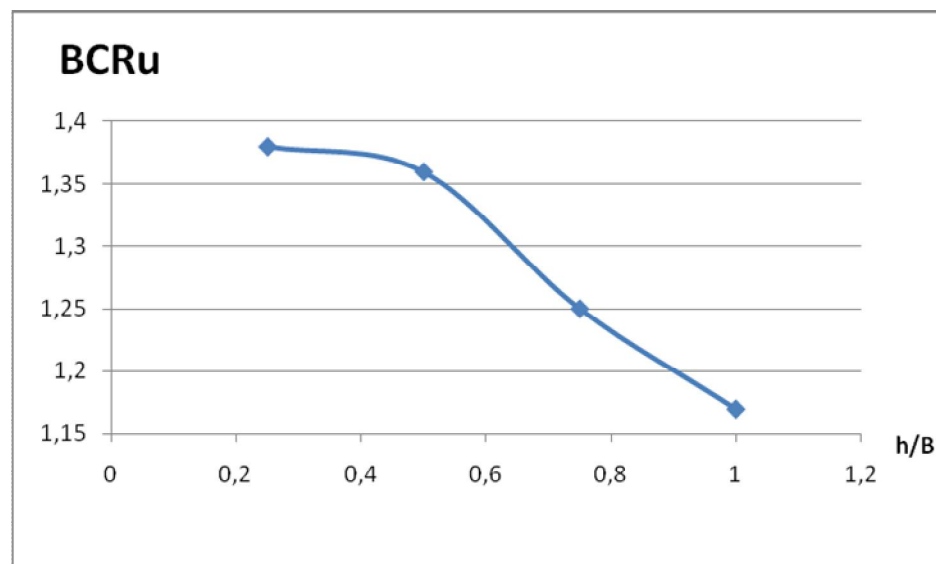
**Tableau 6.9 :** Résumé des résultats en terme de capacité portante en fonction de  $h$ .



**Figure 6-33:** Variation de la capacité portante ultime en fonction de  $h$

h	BCRu
0,25	1,38
0,5	1,36
0,75	1,25
1	1,17

**Tableau 6.10 :** Résumé des résultats en terme de BCRu en fonction de h



**Figure 6.34 :** variation de BCRu en fonction de h

### Interprétation:

Quand la distance entre les nappes du renforcement (h) est grande, 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 géogrilles subissent une déchirure, ce qui implique que l'augmentation de la capacité portante n'aura pas lieu, la capacité portante ultime pour une sollicitation des nappes est maximale pour  $h=0,25B$ .

### 6.3.6 Influence de $u/B$ :

Pour étudier l'influence de  $u$  sur la capacité portante, On va utiliser la même coupe du modèle, avec les mêmes données ( $h=0.25B$ , et  $b=3B$ ), tout en changeant à chaque fois la valeur de  $u$  et  $N$  comme suit :

- 1)  $u=0.25m$  ( $N=1 \rightarrow 8$ )
- 2)  $u=0.5m$  ( $N=1 \rightarrow 8$ ).
- 3)  $u=0.75m$  ( $N=1 \rightarrow 8$ )
- 4)  $u=1m$  ( $N=1 \rightarrow 8$ )
- 5)  $u=1.25m$  ( $N=1 \rightarrow 8$ )

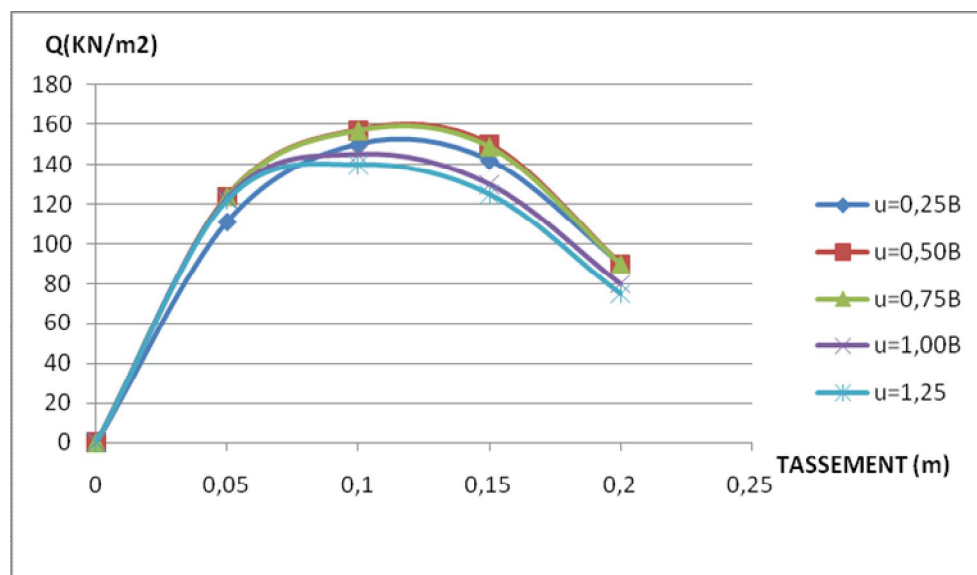
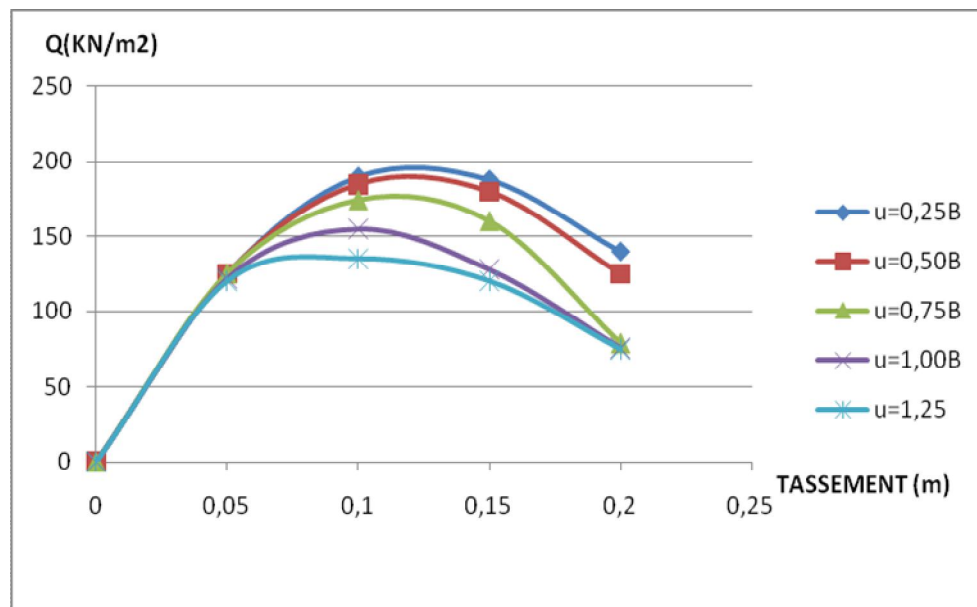


Figure 6.35 courbe chargement –tassement en fonction de  $u/B$ .  $N=1$

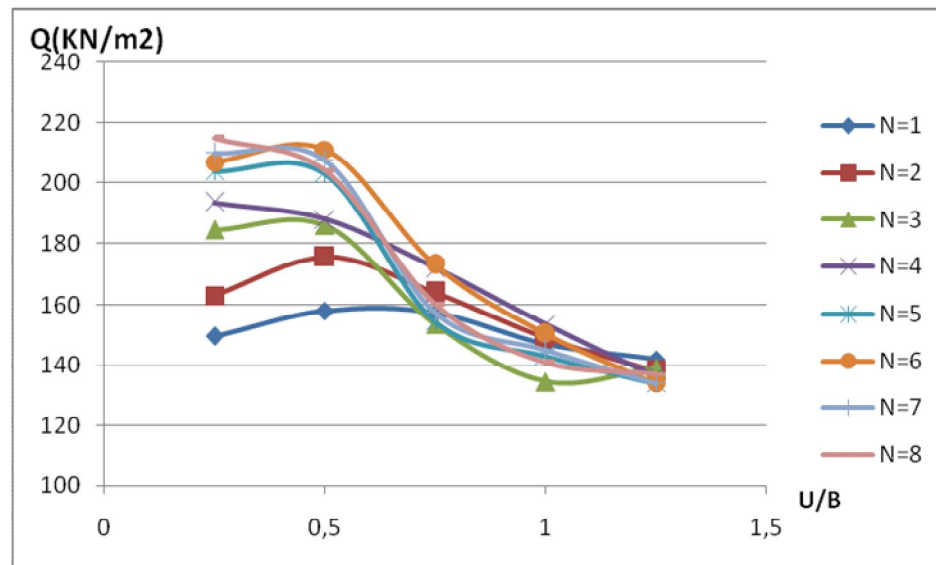


**Figure 6.36** courbe chargement –tassement en fonction de  $u/B$   $N=4$

Les tableaux suivants 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 ( $u$ ).

$u/B$	$N=4$	$N=1$	$N=2$	$N=3$	$N=5$	$N=6$	$N=7$	$N=8$
0,25	193,5	149,5	163	184,5	204	207	210	215
0,5	188	158	175,5	186	203	211	207,5	204
0,75	172	157,5	164	153,5	154,5	173	157,5	160
1	153,5	147	149	134,5	143	150,5	145	141
1,25	136,5	142	138	139	134	134	134	137

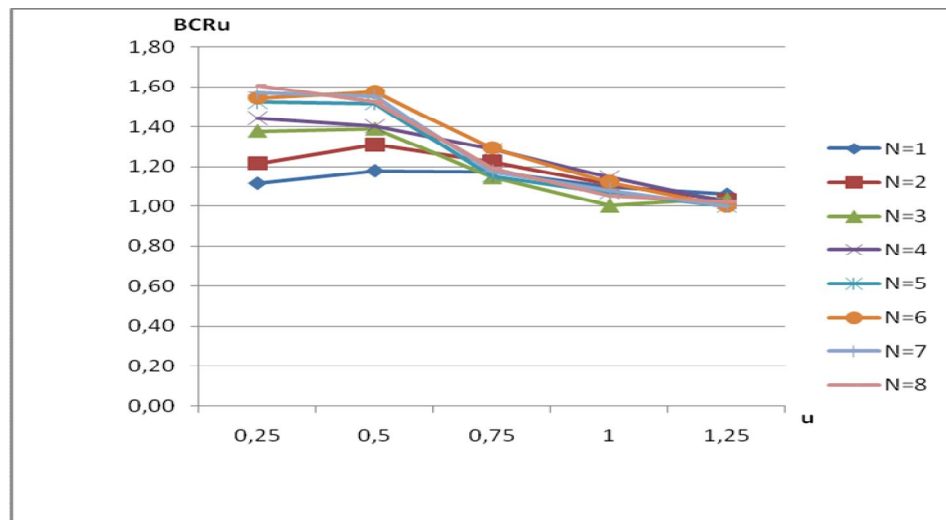
**Tableau 6.11** : Résumé des résultats en terme de capacité portante en fonction de  $U$  et  $N$



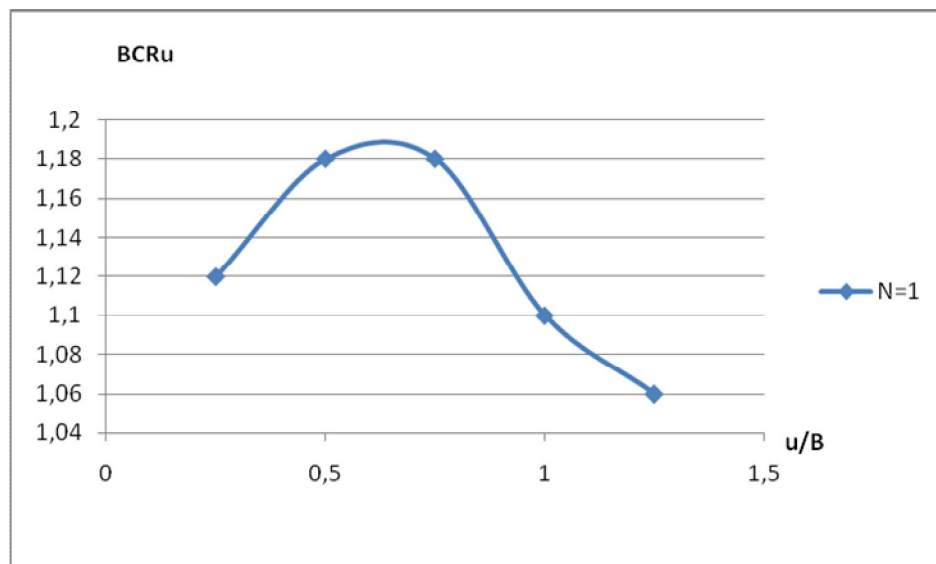
**Figure 6.37 :** variation de la capacité portante en fonction de  $u$

U	N=1	N=2	N=3	N=4	N=5	N=6	N=7	N=8
0,25	1,12	1,22	1,38	1,44	1,52	1,54	1,57	1,60
0,5	1,18	1,31	1,39	1,40	1,51	1,57	1,55	1,52
0,75	1,18	1,22	1,15	1,28	1,15	1,29	1,18	1,19
1	1,10	1,11	1,00	1,15	1,07	1,12	1,08	1,05
1,25	1,06	1,03	1,04	1,02	1,00	1,00	1,00	1,02

**Tableau 6.12 :** Résumé des résultats en terme de  $BCR_u$  en fonction de  $U$  et  $N$



**Figure 6.38** : variation de la capacité portante en fonction de  $u$



**Figure 6.39** : Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $u$  ( $N=1$ )

### Interprétation :

Quand la distance entre la première nappe et la base de la fondation ( $u$ ) est inférieure à  $0,5B$  pour  $N < 4$  (par exemple  $N=1$ ), la capacité portante est faible ce qui peut expliquer qu'une rupture par traction s'est produite et mène les nappes de renforcement de nombre inférieurs à 4, à la déchirure.

Mais quand ( $u$ ) varie entre  $0,25B$  et  $0,50B$  et  $N > 3$ , 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.

Si la distance entre la première nappe et la base de la fondation ( $u$ ) est plus grande qu'une valeur spécifique ( $u > 0.75B$ ) quelque soit le nombre de nappe, 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.

### 6.3.7 Influence de N :

Pour étudier l'influence de N sur la capacité portante, On va utiliser la même coupe du modèle, avec les mêmes données ( $h=0.25B$ , et  $b=3B$ ), tout en changeant à chaque fois la valeur de N en fonction de u comme suit :

- 1) N=1 ( $u=0.25m \rightarrow 1.25m$ )
- 2) N=2 ( $u=0.25m \rightarrow 1.25m$ )
- 3) N=3 ( $u=0.25m \rightarrow 1.25m$ )
- 4) N=4 ( $u=0.25m \rightarrow 1.25m$ )
- 5) N=5 ( $u=0.25m \rightarrow 1.25m$ )
- 6) N=6 ( $u=0.25m \rightarrow 1.25m$ )
- 7) N=7 ( $u=0.25m \rightarrow 1.25m$ )
- 8) N=8 ( $u=0.25m \rightarrow 1.25m$ )

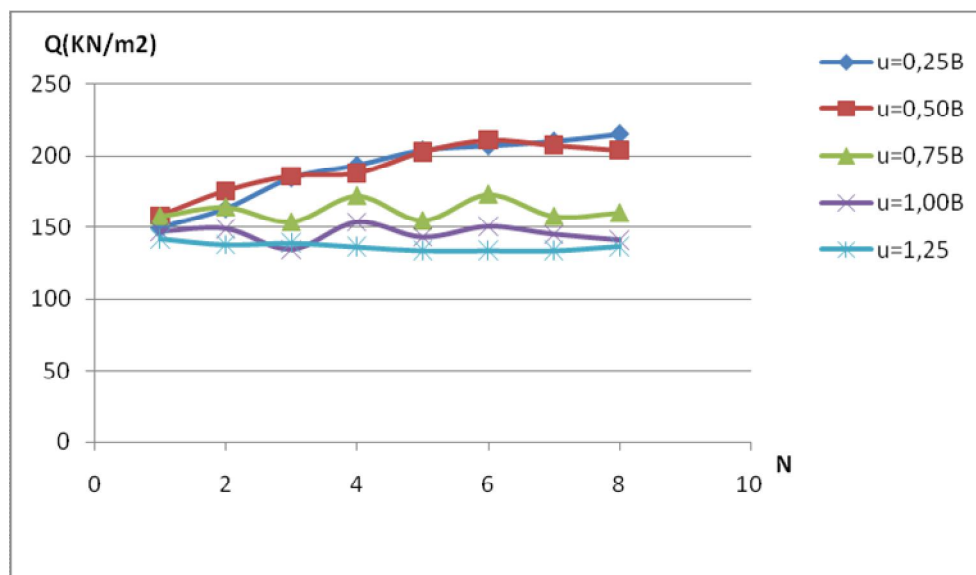
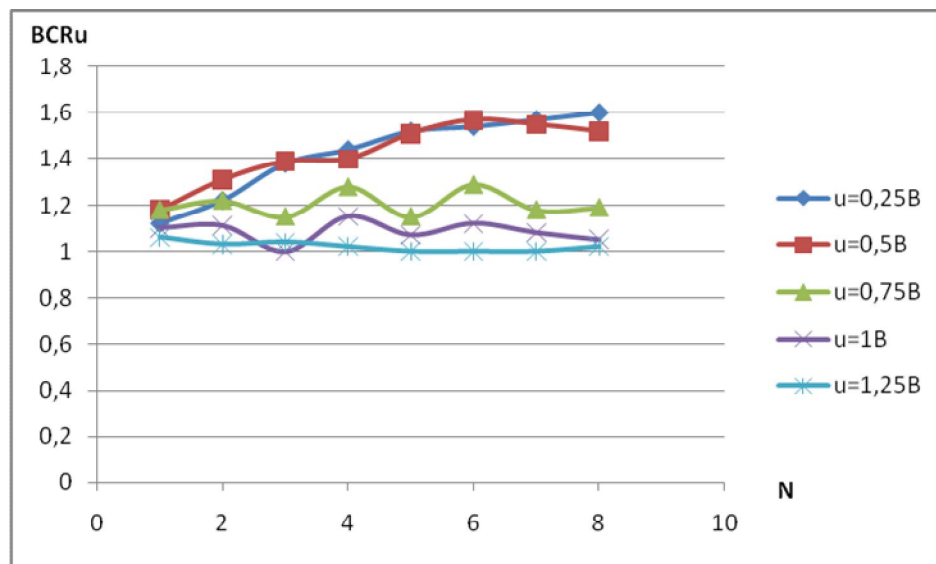


Figure 6.40 : Variation de la capacité portante en fonction de N



U	N=1	N=2	N=3	N=4	N=5	N=6	N=7	N=8
0,25	1,12	1,22	1,38	1,44	1,52	1,54	1,57	1,60
0,5	1,18	1,31	1,39	1,40	1,51	1,57	1,55	1,52
0,75	1,18	1,22	1,15	1,28	1,15	1,29	1,18	1,19
1	1,10	1,11	1,00	1,15	1,07	1,12	1,08	1,05
1,25	1,06	1,03	1,04	1,02	1,00	1,00	1,00	1,02

**Tableau 6.13** : Résumé des résultats en terme de BCR<sub>u</sub> en fonction de U et N



**Figure 6.41** Variation de BCR<sub>u</sub> en fonction de N selon U.

### Interprétation :

Quand une charge est appliquée au sol à travers la fondation, elle va être répartie sur les nappes de haut vers le bas. 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. Dans le cas où  $u$  supérieur ou égale  $0,75B$  les courbes de chargement-tassement sont rapprochées quelque soit la valeur de  $N$ . la valeur critique de  $N$  entre 4 et 5 où le nombre de nappes supérieur à 5 n'est pas économique.

### 6.3.8 Influence de B :(largeur de fondation)

Pour étudier l'influence B sur la capacité portante, On va utiliser la même coupe du modèle, avec les mêmes données (N=8, h=0.25m), tout en changeant à chaque fois la valeur de **B** comme suit:

1) B=0.5m

2) B=1m.

3) B=2m

- **Non renforcé**

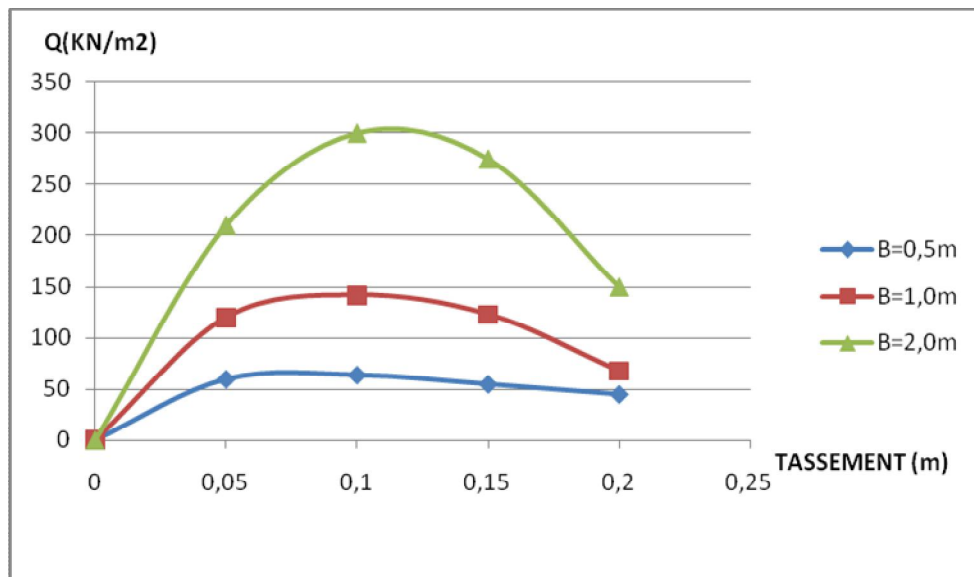


Figure 6.42 : courbe chargement –tassement en fonction de B.

- **Renforcé**

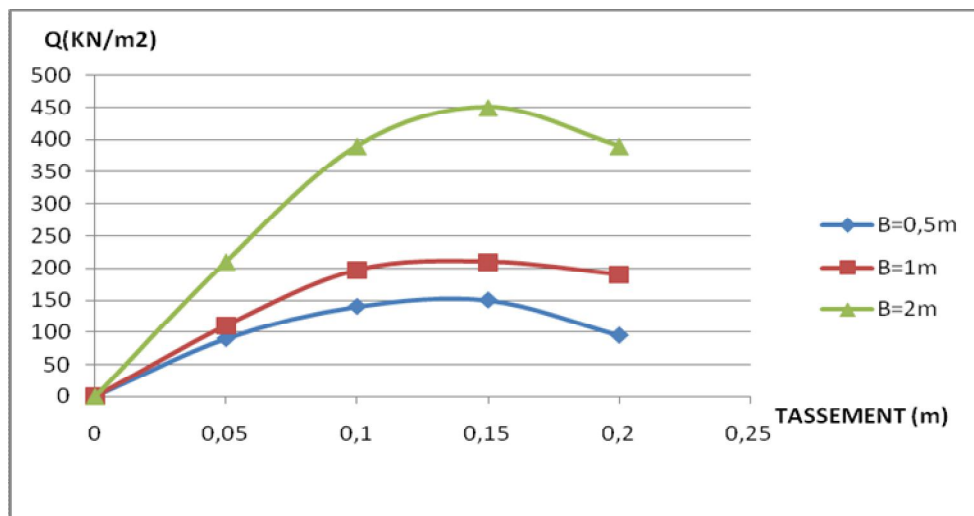


Figure 6.43 courbe chargement –tassement en fonction de B ; U=0.25m.

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

U	0,25m	0,5m	0,75m	1m	1,25m
B=0,5m	148,5	106	87,3	80	76
B=1m	215	204	159,6	140,7	137
B=2m	451	433,5	409	384,5	362

**Tableau 6.14 :** Résumé des résultats en terme de capacité portante en fonction de U et N

U	0,25m	0,5m	0,75m	1m	1,25m
B=0,5	2,20	1,57	1,30	1,19	1,13
B=1	1,57	1,49	1,16	1,03	1,00
B=2	1,50	1,45	1,36	1,28	1,21

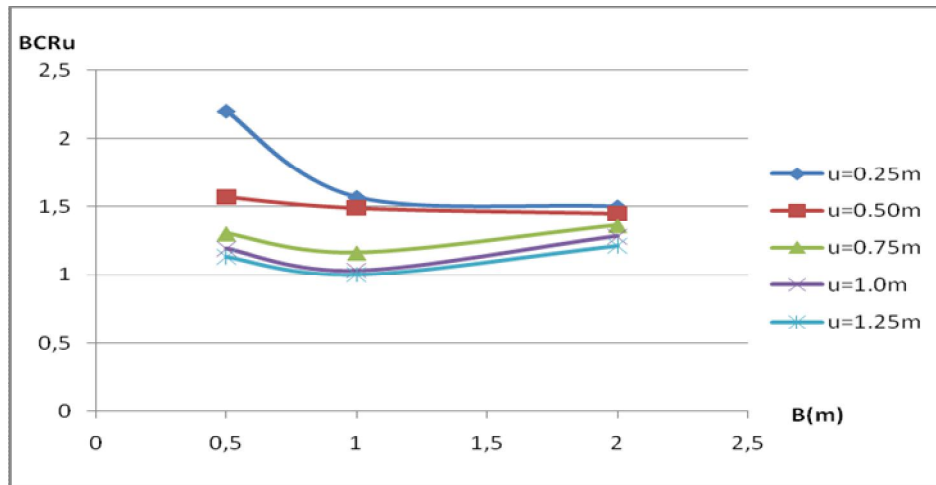
**Tableau 6.15 :** Résumé des résultats en termes de BCRu en fonction de U et B

Le tableau suivant indique l'influence de la largeur de la fondation B sur le rapport u/B

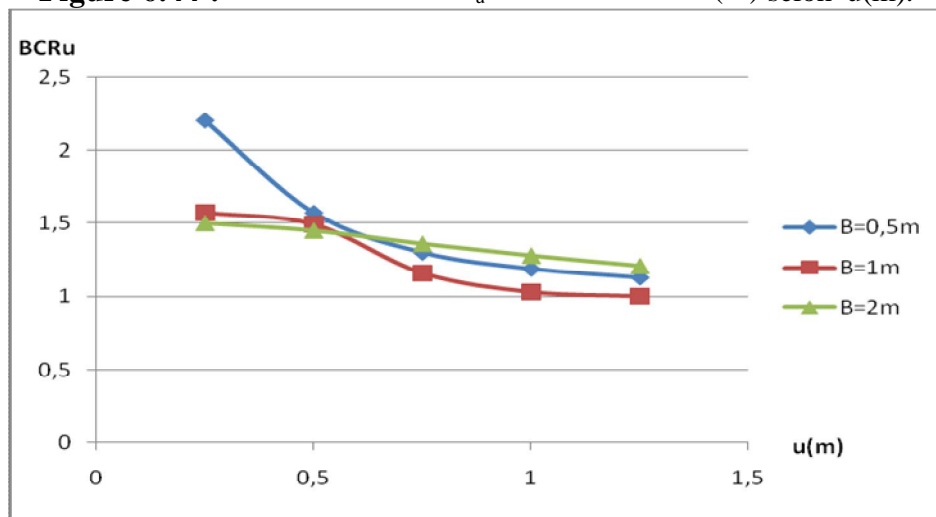
U(m)	0,25m	0,5m	0,75m	1m	1,25m
u/(B=0,5)	0,5	1	1,5	2	2,5
u/(B=1)	0,25	0,5	0,75	1	1,25
u/(B=2)	0,125	0,25	0,375	0,5	0,625

**Tableau 6.16 :** Résumé des résultats en terme de u/B en fonction de U et B

On conclut qu'il ya une déference significative entre les valeurs de BCRu pour la même valeur de u/B (par exemple u/B=0,5, le BCRu =2.20, 1.49, et 1.28 pour les valeurs de B (0.5m, 1m, 2m).



**Figure 6.44 :** Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $B(m)$  selon  $u(m)$ .



**Figure 6.45 :** Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $u(m)$  et  $B(m)$

### Interprétation B:

Comme il l'a été signalé sur les courbes chargement- tassement, si  $B$  est suffisamment grand, nous assistons à un tassement progressif de plusieurs couches de sol, à la formation d'un coin bien visible sous la semelle, puis à la rupture d'une armature suivie immédiatement ou non de celles des autres.

Au contraire, si  $B$  est petit, le sol, lorsque la charge augmente, entre en état de rupture dans la première couche et un glissement de la première armature est observé ainsi qu'un enfoncement de la semelle. La deuxième couche entre alors elle-même en état de rupture et le phénomène se répète jusqu'à la rupture d'une armature (qui peut d'ailleurs se produire dès la première étape si  $u$  est grand) le coin ne possède pas, en effet, les dimensions suffisantes pour mobiliser les efforts de traction nécessaires à son équilibre. Les parties avant rupture des courbes relatives à diverses valeurs de  $B$  ( $u$  fixé) s'étagent comme indiqué sur les figures ci-dessus.

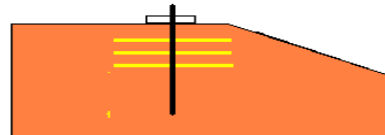
En résumé, il existe une valeur  $B_0$  de  $B$  qui sépare deux modes de ruptures:

- ✓  $B < B_0 = 1m$  ruptures par poinçonnement des couches ( $u > 0.60m$ ).
- ✓  $[B > B_0 = 1m]$  ou  $[B < B_0 = 1m \text{ et } (u < 0.60m)]$  rupture par cassure d'armature

### 6.3.9 Influence de $b/B$ :

Pour étudier l'influence  $b$  sur la capacité portante, On va utiliser la même coupe du modèle, avec les mêmes donnés, tout en changeant à chaque fois la valeur de  $b$  comme suit :

- 1)  $b=1$
- 2)  $b=2$
- 3)  $b=3$
- 4)  $b=4$
- 5)  $b=5$
- 6)  $b=6$
- 7)  $b=7$



Cas n°01

- La disposition des geogrilles centré sous la fondation. avec  $EA=291\text{ KN/m}$

$b/B$	$BCR_u$
NR	1,00
1	1,52
2	1,79
3	1,41
4	1,53
5	1,41
6	1,35
7	1,42

Tableau 6.17 : Résumé des résultats en terme de  $BCR_u$  en fonction de  $b/B$

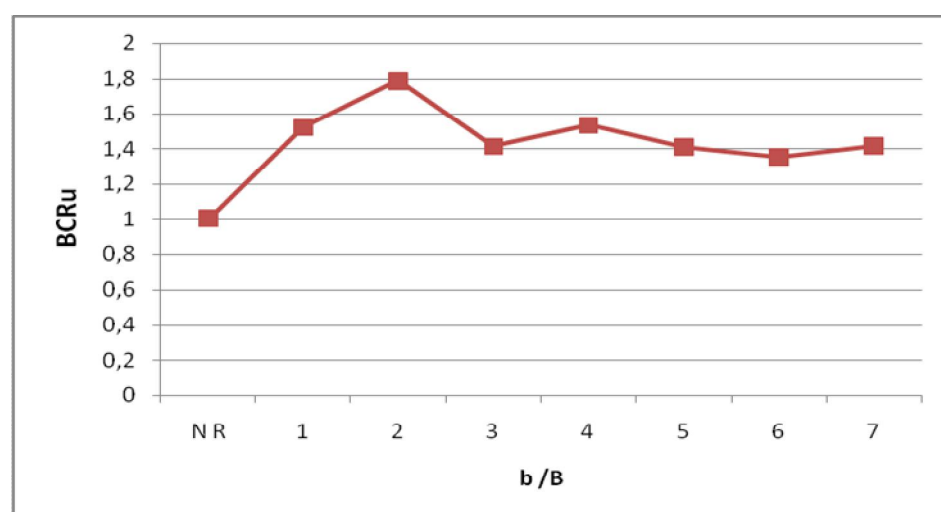
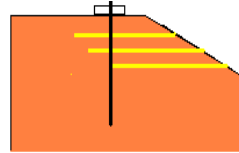


Figure 6.46 Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $b/B$

- 1)  $b=3$
- 2)  $b=4$
- 3)  $b=5$
- 4)  $b=6$
- 5)  $b=7$
- 6)  $b=8$
- 7)  $b=9$
- 8)  $b=10$
- 9)  $b=11$



Cas n°02

- La disposition des geogrilles excentré sous la fondation avec le renforcement du talus.  
EA=970KN/m

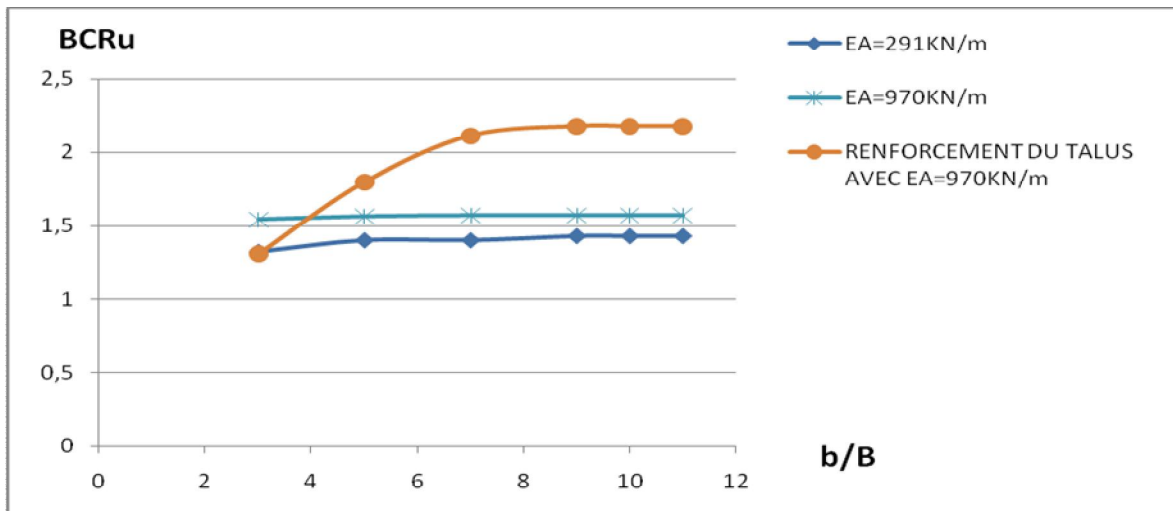


Figure 6.47 Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $b/B$  selon les différentes dispositions.

Interprétation :

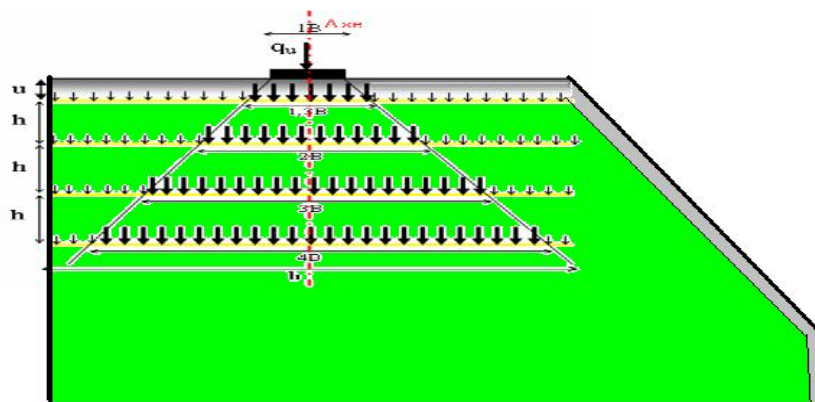


Figure 6.48 : Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $b/B$

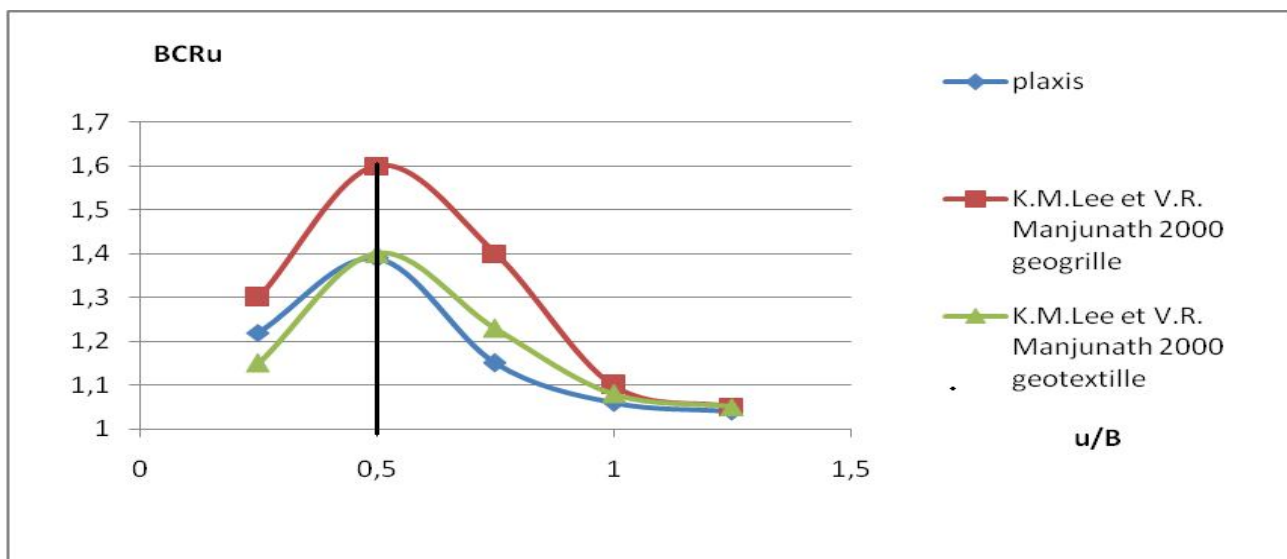
Quand une charge est appliquée au sol à travers la fondation sur la crête d'un talus, elle va être répartie en terme de contraintes dues à l'introduction des nappes de géogrilles comme indiqué dans la figure 6.49.

Mais ces contraintes n'ont pas les mêmes valeurs ; la contrainte est maximale au niveau de l'axe de la fondation et de ses voisinages bilatéraux immédiats intérieurs au trapèze isocèle, elle est minimale au-delà des côtés latéraux de ce trapèze. Donc les nappes de renforcement sont mobilisées sur une largeur qui varie entre  $1B$  et  $4B$ . Ceci explique la diminution et la perturbation du rapport de la capacité portante ultime à partir d'une valeur de  $b_{critique} = 2B$  est due aux contraintes maximales des nappes de renforcement pour résister à la traction qui sollicitent sur la stabilité du talus c'est-à-dire cette dernière provoque une rupture selon les déplacements horizontaux vers le talus. Hors de la valeur de  $b/B=2$ , l'utilisation des géogrilles de faible résistance à la traction est non économique voir inutile.

Par contre le changement de la disposition des géogrilles sous la fondation par rapport au talus montre l'évolution de la capacité portante ultime de la fondation jusqu'à une valeur de  $b=7$ , haut de la reste constante.

## 6.4 : Comparaison des résultats avec les différentes recherches:

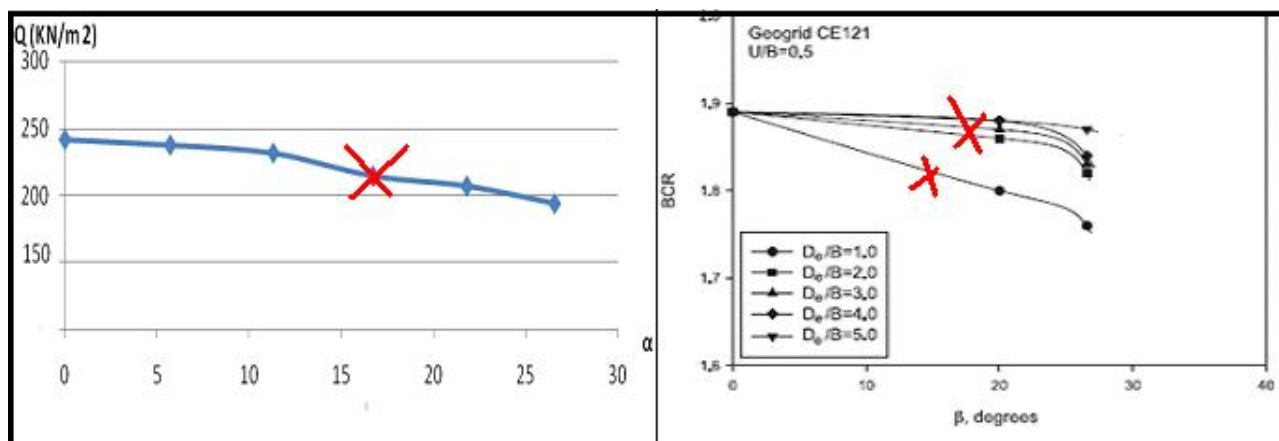
### 6.4.1 : L'influence de $u/B$ :



**Figure 6.49** la variation de  $BCR_u$  en fonction de  $u/B$  (K.M.Lee et V.R. Manjunath 2000) et les résultats de notre étude

La distance  $u$  entre la première nappe et la fondation ( $u=0.5B$ ) doit être égale à  $0.5B$ . Ce qui concorde assez bien avec les résultats de (K.M.Lee et V.R. Manjunath 2000).

### 6.4.2 : L'influence de $\alpha$ :

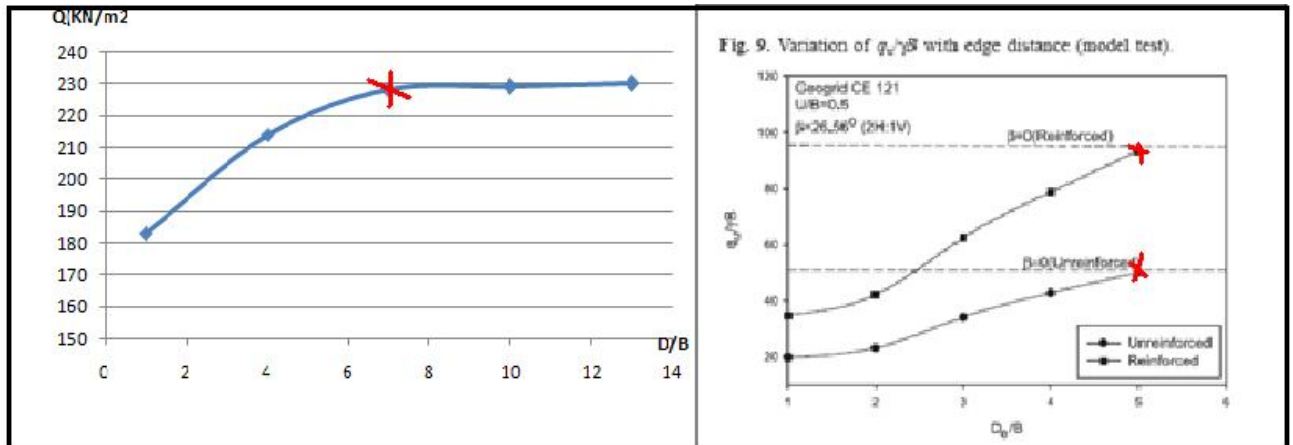


**Figure 6.50** Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $\alpha$  (K.M.Lee et V.R. Manjunath 2000), et notre étude

Pour les pentes armées ou non armées, la capacité portante décroît avec l'accroissement de l'angle de la pente et la diminution de la distance de la crête, avec un seuil de  $\alpha$  approximativement égale à  $16^\circ$ , Ce qui rapproche avec les résultats de (K.M.Lee et V.R. Manjunath 2000).



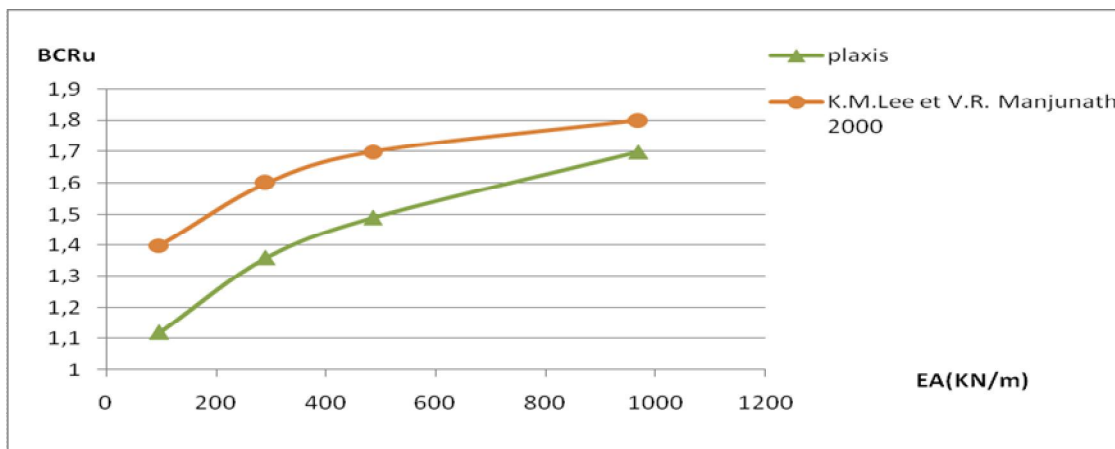
### 6.4.3 : L'influence de D :



**Figure 6.51** Variation de  $BCR_u$  en fonction de D (K.M.Lee et V.R. Manjunath 2000), et notre étude

L'allure de la courbe de notre étude est concorde assez bien avec l'allure des courbes de (K.M.Lee et V.R. Manjunath 2000).mais avec différentes valeurs critiques a cause de la différence entre le nombre de nappe et l'effet de l'échelle

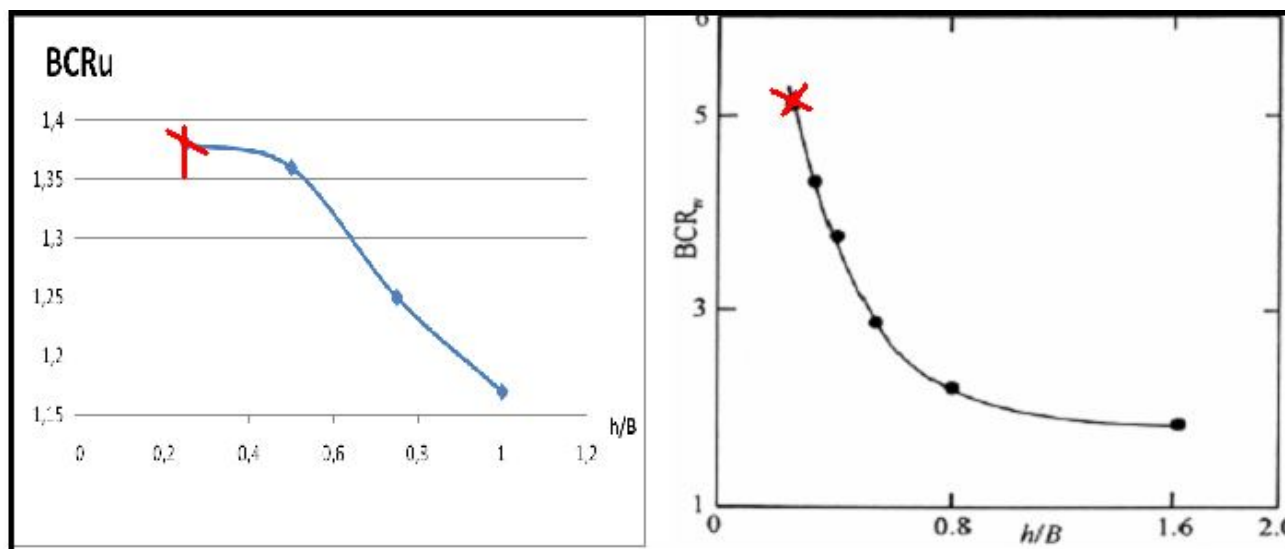
### 6.4.4 : l'influence de EA :



**Figure 6.52** : Variation de  $BCR_u$  en fonction de EA(K.M.Lee et V.R. Manjunath 2000)et notre étude

L'allure de la courbe de notre étude est concorde assez bien avec l'allure des courbes de (K.M.Lee et V.R. Manjunath 2000).mais avec différentes valeurs critiques a cause de la différences entre le nombre de nappe , la valeur de  $BCR_u$  dépend de type de résistance à la traction(EA) des geogrilles en fonction des dispositions géométriques des geogrilles (U/B, h/B) comme indiqué sur les figures ci-dessus.

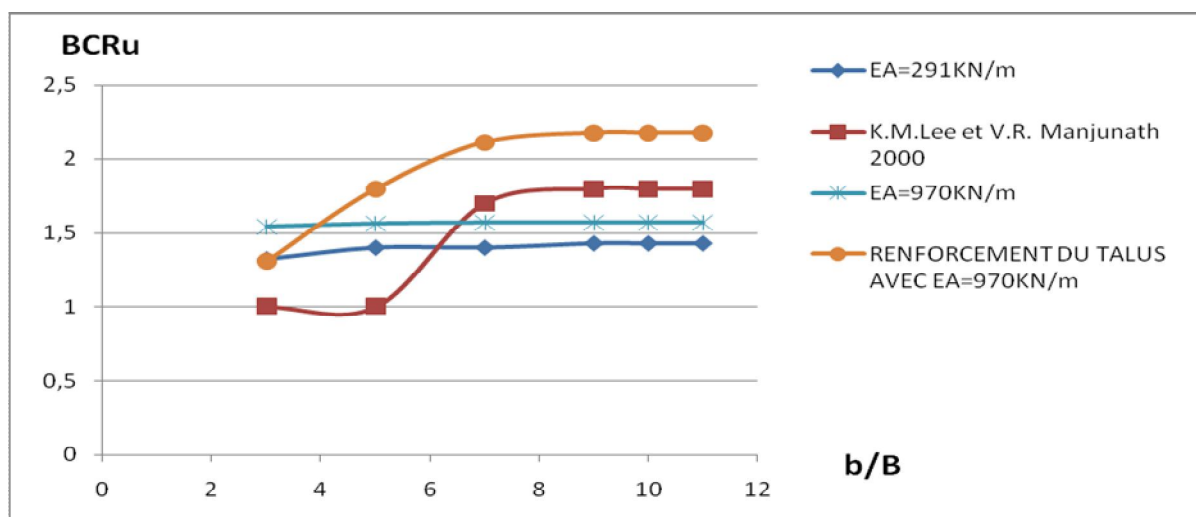
### 6.4.5 : L'influence de h/B



**Figure 6.53 :** Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $h/B$  d'après Shin et Das (1999) et notre étude

L'allure de la courbe de notre étude est concorde assez bien avec l'allure des courbes de (Shin et Das (1999)).malgré il ya une différence entre les valeurs de  $BCR_u$ , mais n'empêche pas de trouvé la même valeur critique de  $h$ .

### 6.4.6 : L'influence de b/B

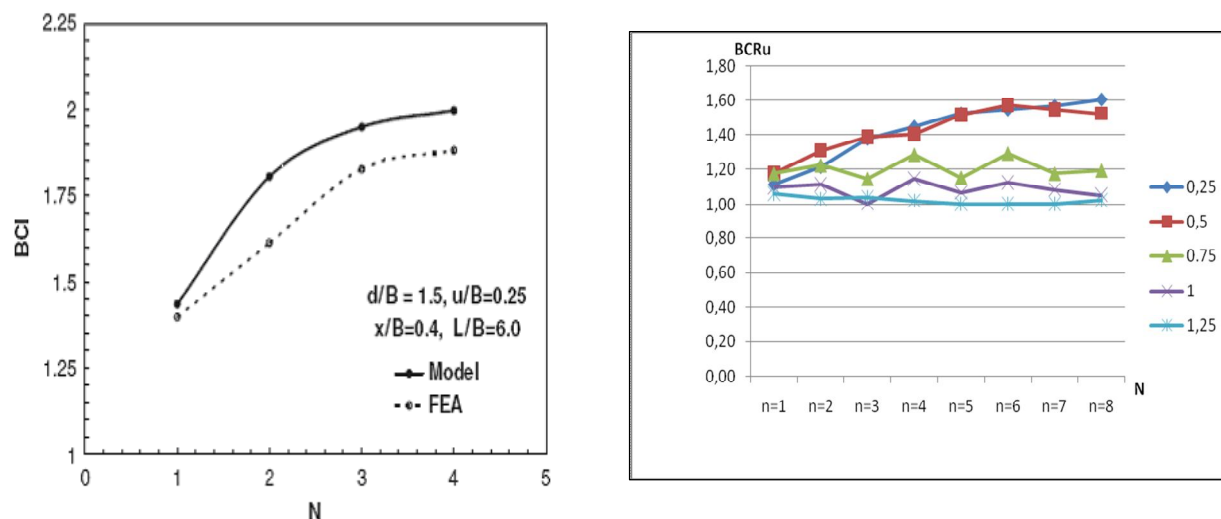


**Figure 6.54 :** Variation de  $BCR_u$  en fonction de  $b/B$  d'après (K.M.Lee et V.R. Manjunath 2000) et notre étude

D'après la figure ci-dessus, l'allure de notre courbe ne concorde pas avec les autres a cause de : la courbe (K.M.Lee et V.R. Manjunath 2000) pour la valeur de  $D/B=3$  démarrer avec un  $BCR_u = 1$  en fonction de  $b/B=7$ , mais dans notre étude la valeur maximale  $b=7$ .

Pour cette raison on peut dire que l'augmentation de la capacité portante avec des valeurs significatives a partir des valeurs de  $b/B > 7$

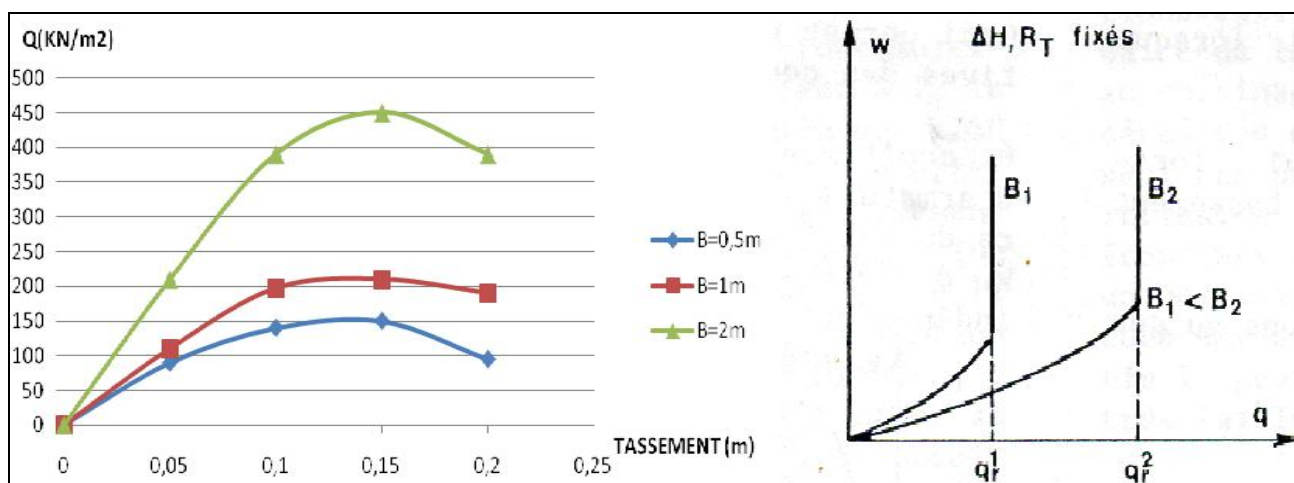
#### 6.4.7 : L'influence de N :



**Figure 6.55 :** Variation de  $BCR_u$  en fonction de N d'après (Mostafa A. El Sawwaf 2006) et notre étude

L'allure de la courbe de notre étude est concorde assez bien avec l'allure des courbes de Mostafa A. El Sawwaf 2006 avec  $u=0.25B$ . mais la valeur critique de notre étude varie entre 4et5

#### 6.4.8 : L'influence de B :



**Figure 6.56 :** courbe chargement –tassement en fonction de B d'après STEFANI C.ET LONG N.T 1979 et notre étude.

L'existence d'une valeur  $B_0$  de B qui sépare deux modes de ruptures:

- ✓  $B < B_0 = 1m$  rupture par poinçonnement des couches ( $u > 0.60m$ ).
- ✓  $[B > B_0 = 1m]$  ou  $[B < B_0 = 1m$  et ( $u < 0.60m$ )] rupture par cassure d'armature est concorde assez bien avec la synthèse des différents essais réalisées au L.C.P.C de 1972 à 1975 signaler en

1979 sur le document (C.R.int.Renforcement des sols.Paris) de STEFANI C.ET LONG N.T

#### 6.4.9 : L'influence de $R_{int}$ :

Laman et Yildiz (2007) ont également pris  $R_{int} = 1$ .  $R_{int}$  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.mais pour notre étude , nous avons diminué a chaque fois la valeur de  $R_{int}$  , juste pour vérifier l'influence probable sur la capacité portante .

Le tableau 6.18 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.

sol horizontale	Guido et al. (1986)	Khing et al. (1993)	Omar al. (1993b)	Yetim Et al (1994)	Das et al. (1996)	Guido 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
$(u/B)_{opt}$	-	-	-	0,2	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	04_06
sol sur pente	K.M.Lee et V.R. Manjunath 2000	Saeed Alams hahi et Nader Hataf 2008	Mostafa A. El Sawwaf 2006	Chun sik Yoo 2001	Baziz et Hamoud 2011				
Type de fondation	filante	filante	filante	filante	filante				
Type de renforcement	géogrille	géogrille +grid anchor	géogrille	géogrille	géogrille				géogrille
$(u/B)_{opt}$	0,5B	0,75B	0,5-	1_	0,25_0,5				
$(h/B)_{opt}$	-	0,75B	0,5-0,6B	0,6_0,7	0,25-				/
$(D/B)_{cr}$	5B	-	-						
$(b/B)_{cr}$	-	-	-	4,5_5B	2 et 7				

**Tableau 6.18** Comparaison des valeurs critiques des paramètres géométriques trouvées à partir de cette étude avec celles existant dans la littérature.

### **6.5 Conclusion :**

Après cette étude on a conclu que beaucoup de recherches restent à effectuer concernant ces paramètres, ce qui offre un horizon ouvert pour d'autres recherches surtout sur le plan expérimental.

# CHAPITRE 07

## 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 située sur la crête d'un talus en utilisant le code des éléments finis PLAXIS version 8.2.

Cette simulation concerne l'étude de l'influence des différents paramètres (interfaces  $R_{inter}$ , EA de geogrid, et géométriques) sur la capacité portante des sables situés sous des fondations filantes renforcés par géogrilles sur la crête d'un talus. Les résultats obtenus ont été comparés avec les résultats d'essais réalisés sur modèles réduits disponibles (K.M.Lee et V.R. Manjunath 2000; Chungsik Yoo 2001; Saeed Alamshahi et Nader Hataf 2008 ; R.J. Bathurst et al 2003 ; 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 nous partons de l'hypothèse suivante : les semelles filantes sont en contact direct avec la surface du sol c'est à dire pour lesquelles l'ancrage est égal à zéro.

Les différents paramètres étudiés sont :

- Le nombre des nappes : (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 distance entre la tête du talus et la fondation : (D).
- L'inclinaison de la pente : ( $\alpha$ ).
- L'interface  $R_{inter}$ .
- La résistance à la traction des géogrilles (EA).
- La largeur de la fondation (B).

## 7.2 Conclusions

À l'issue de cette recherche on peut présenter les conclusions suivantes :

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  $0,25B$  pour  $N > 3$  et  $0,5B$  pour  $N < 4$ .
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  $h=0,25B$  à  $0,5B$ . 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 égale à  $2B$ . Ce qui concorde assez bien avec les résultats de Hang et al (1990) pour les géogrilles centré sous la fondation.
8. la largeur des nappes ( $b$ ) doit être égale à  $7B$ , pour les géogrilles excentré sous la fondation avec le renforcement du talus.
9. 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.
10. Le nombre de nappes  $N$  doit être compris entre 4 et 7 avec  $(h)_{cr} = 0,25B$  et  $(u)_{cr} = 0,25B$ .
11. La capacité portante de la fondation renforcée diminue significativement selon la diminution de la valeur de l'interface  $R_{inter}$ .
12. La capacité portante de la fondation renforcée augmente significativement selon la progression de la valeur de  $EA$ .



### 7.3 Recommandations

Ce travail présente une étude par éléments finis de la capacité portante d'un sable renforcé par des nappes de géogrilles situé sur la crête de talus. 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 de l'étape d'excavation.
2. Etude du comportement des fondations filantes encastrées dans un sable c'est à dire ( $D_f \neq 0$ ).
3. Etude comparative de la capacité portante des sols de fondations renforcés souple et rigide située sur la crête de talus par des géotextiles et des géogrilles.
4. Etude comparative de la capacité portante des sols de fondations renforcés située sur la crête de talus par des géotextiles et des géogrilles.
5. Etude du comportement des fondations filantes située sur la crête de talus reposant sur un sol cohérent (Argile par exemple).
6. Etude de l'effet du tassement sur le BCR.
7. Etude comparative (expérimentale- numérique) sur la capacité portante des sols de fondations renforcés située sur la crête de talus

## 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.
- Ait-Ikhlef N (2005)** *Modélisation numérique de l'effet de la proximité d'une pente sur le comportement d'une fondation*, Thèse de Magister en génie civil de l'Université de Blida
- Bakir N (1993)** *Etude sur modèles centrifuges de la capacité portante de fondations superficielles*, Thèse de doctorat en génie civil de l'Ecole Centrale de Nantes ECN.
- 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.
- Fikrat S (1191)** *Calcul de la capacité portante d'une fondation superficielle à proximité d'un talus*, mémoire de stage de fin d'études, Laboratoire LMS, Ecole polytechnique, Palaiseau, France, 51 p.

- 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.
- Gamperline M.C (1988)** *Centrifugal modelling of shallow foundations*, Report to Spring convention Nashville, Tennessee, US department of the interior, Bureau of reclamation Denver, Colorado
- 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.
- Giroud J-P, Tran-Vô-Nhiem (1972)** *Force portante d'une fondation sur une pente*, Annales de l'ITBTP, Série théorie et méthodes de calcul, 142, Juillet-Août, pp :132-179.
- Graham J, Andrews M, Shields D-H (1988)** *Stress characteristics for shallow footings in cohesionless slopes*, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 25,.
- 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.
- 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-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.
- Lekouara L.** (2010) *étude numérique du comportement d’une semelle reposant sur un sable renforcé par geogrilles*, Thèse de Magister en génie civil de l’Université de Batna
- Mamen B.** (2010) *étude par éléments finis de la capacité portante d’une fondation filante reposant sur un sable renforcé par geogrilles*, Thèse de Magister en génie civil de l’Université de Batna
- 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-extension 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.

- Narita K, Yamagushi H** (1990) *Bearing capacity analysis of foundations on slopes by use of log-spiral sliding surfaces*, Japanese Journal of Soil. Mech. and Found. Eng., Vol. 30, .
- 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 Yamamoto, 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.
- Philipponat G** (1979) *Fondations et ouvrages en terre*, 1<sup>e</sup> édition Eyrolles, Paris.
- PLAXIS version 8**, Manuel de référence ; rédacteur R.B.J Brikgreve « delft university of technology (plaxis br,Pays-bas.
- Potts D.M, Zdravcovitch L** (1999) *Finite element analysis in geotechnical engineering*, 1<sup>st</sup> edition Thomas Telford Books, Vols. 1 and 2. .
- Sakti, J., and Das, B.M., 1987.** “Model tests for strip foundation on clay reinforced with geotextile layers.” *Transportation Research Record* Vo. 1153, National Academy of Sciences, Washington, D.C., pp. 40-45.
- Salençon J** (1983) *Calcul à la rupture et analyse limite*, Presses de l’ENPC Paris,
- 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.

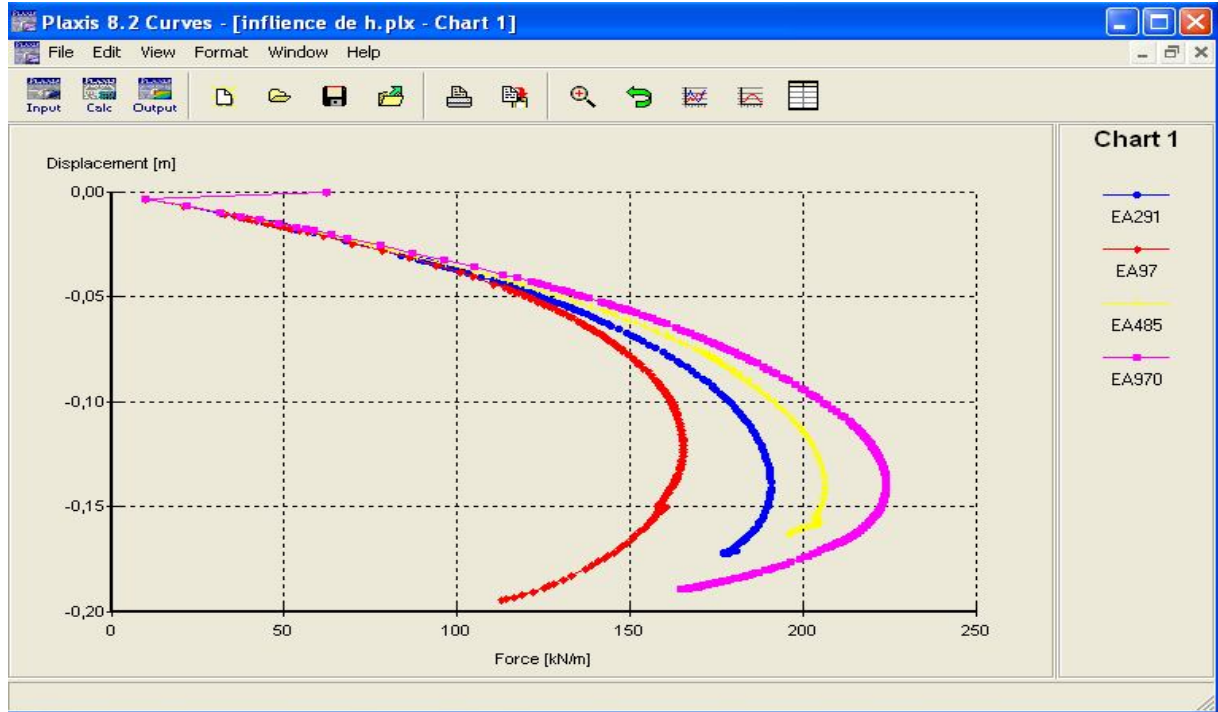
**Yetimoglu., 1998.** “Discussion: large model spread footing load tests on geosynthetic reinforced soil foundations.” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol. 124, No.11, pp. 1157-1158.

”

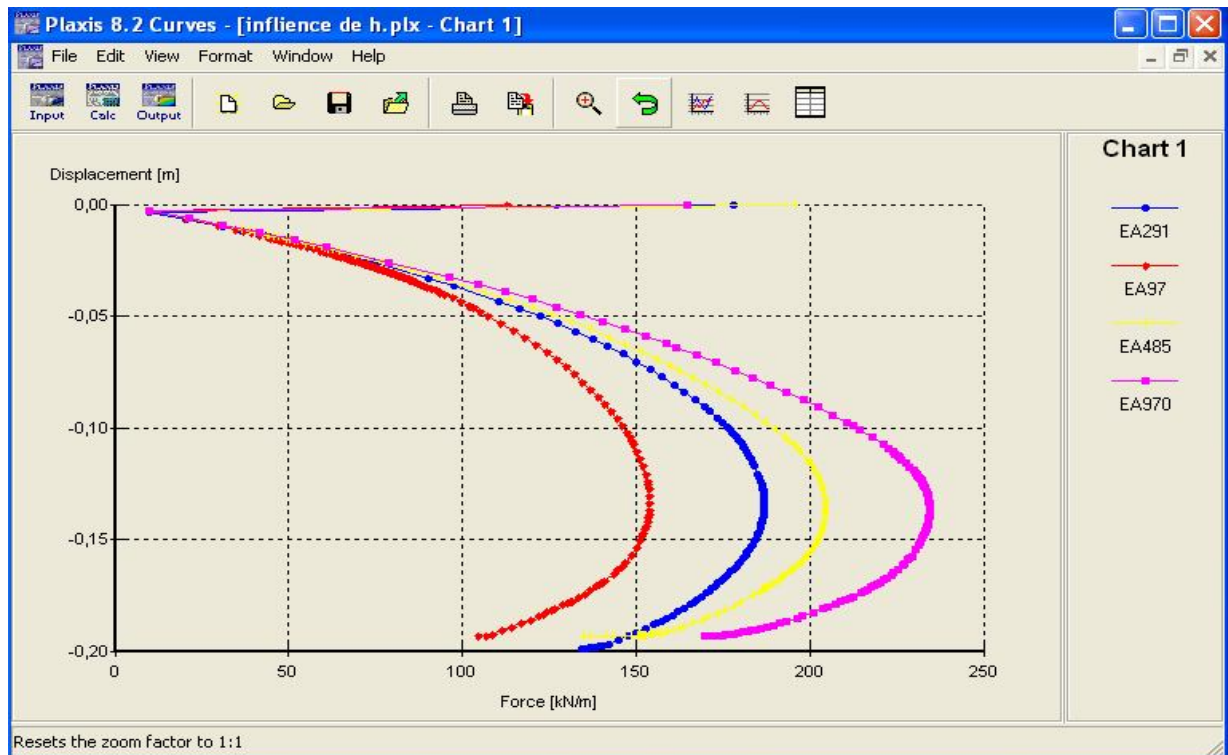
# ANNEXE

Les courbes citées ci dessus nous donnent la possibilité de déduire la capacité portante ultime de géogrille, nous permettant par la suite de calculer le rapport de la capacité portante ultime renforcée et non renforcée (BCRu).

### Influence de EA :

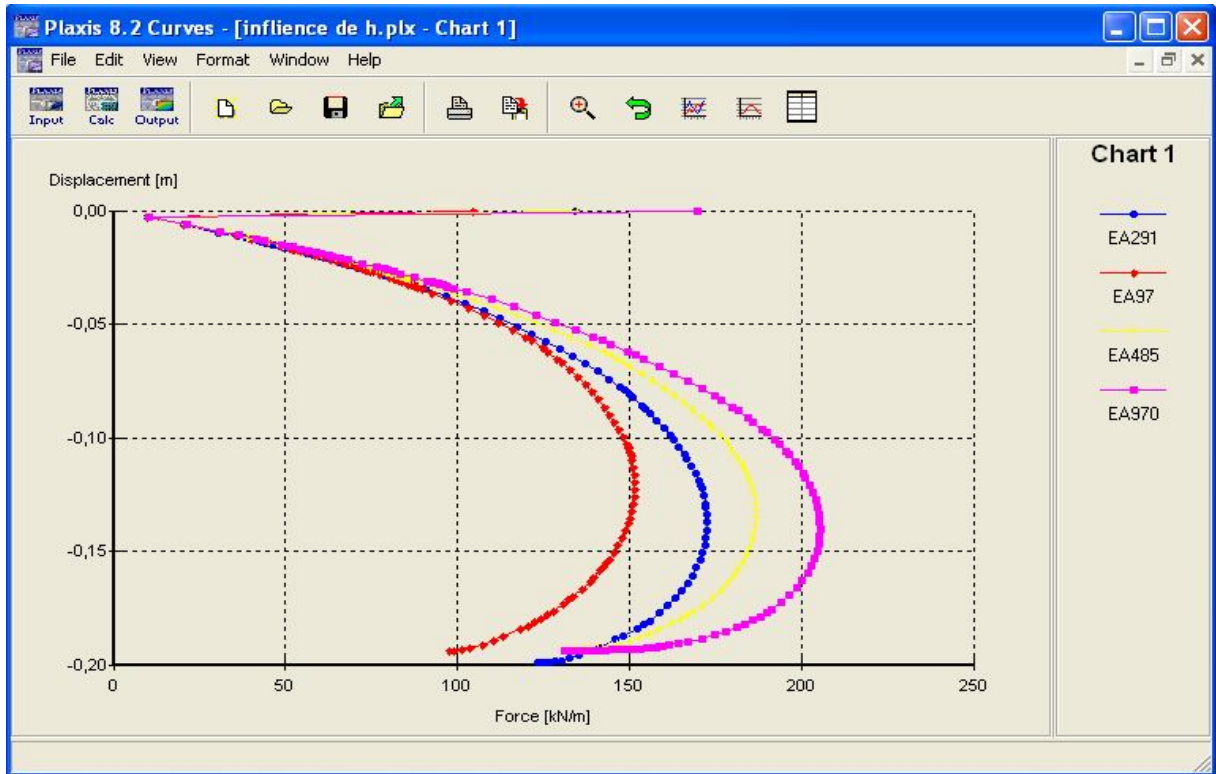


**Figure A.1** Courbe chargement –tassement selon la valeur EA de geogrille  $h=0.25B$

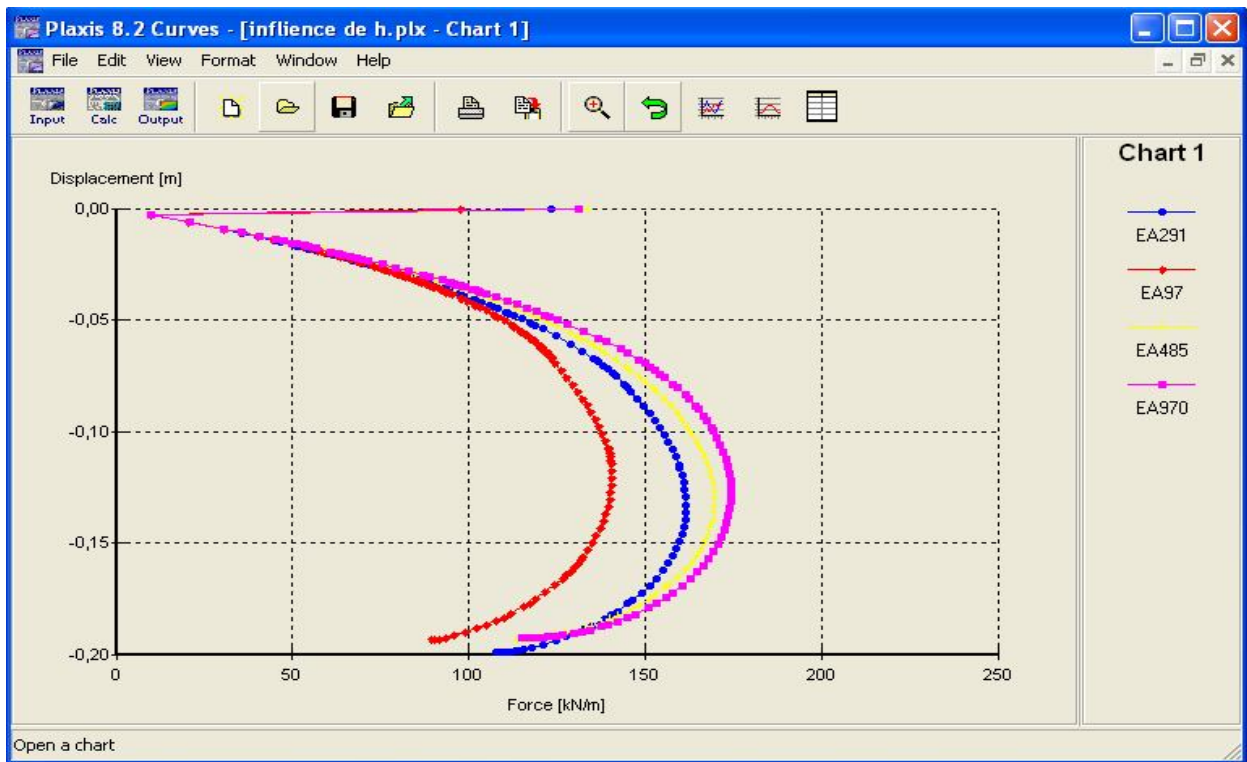


**Figure A.2** Courbe chargement –tassement selon la valeur EA de geogrille  $h=0.5B$



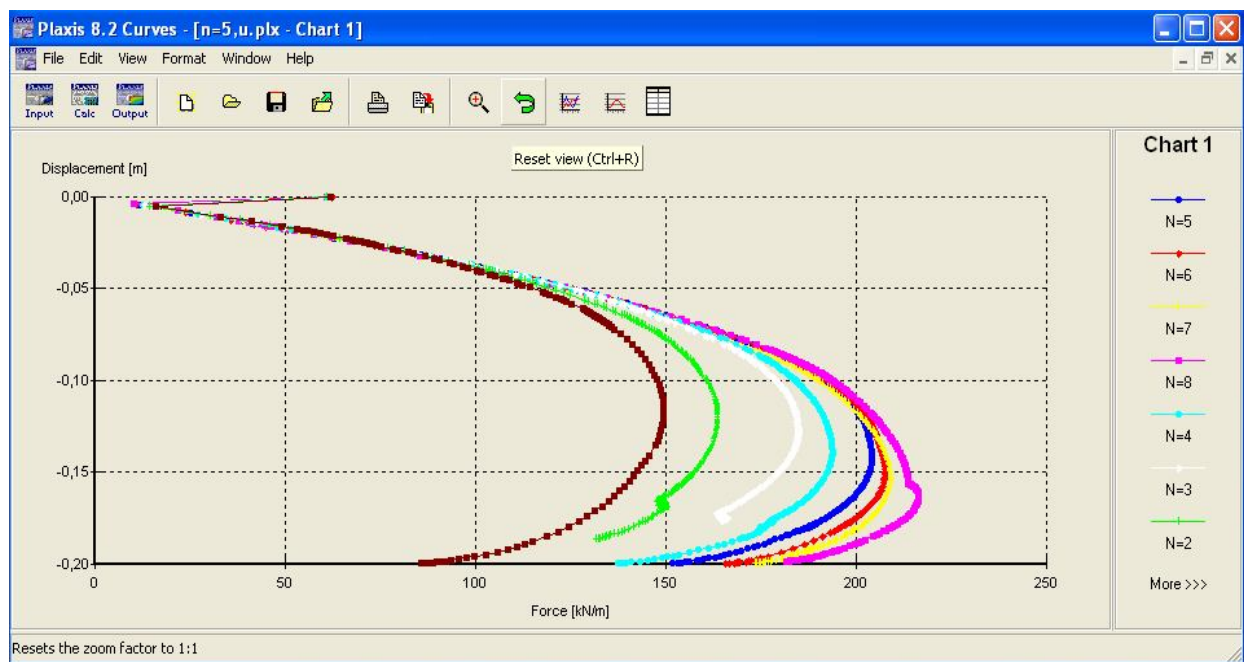
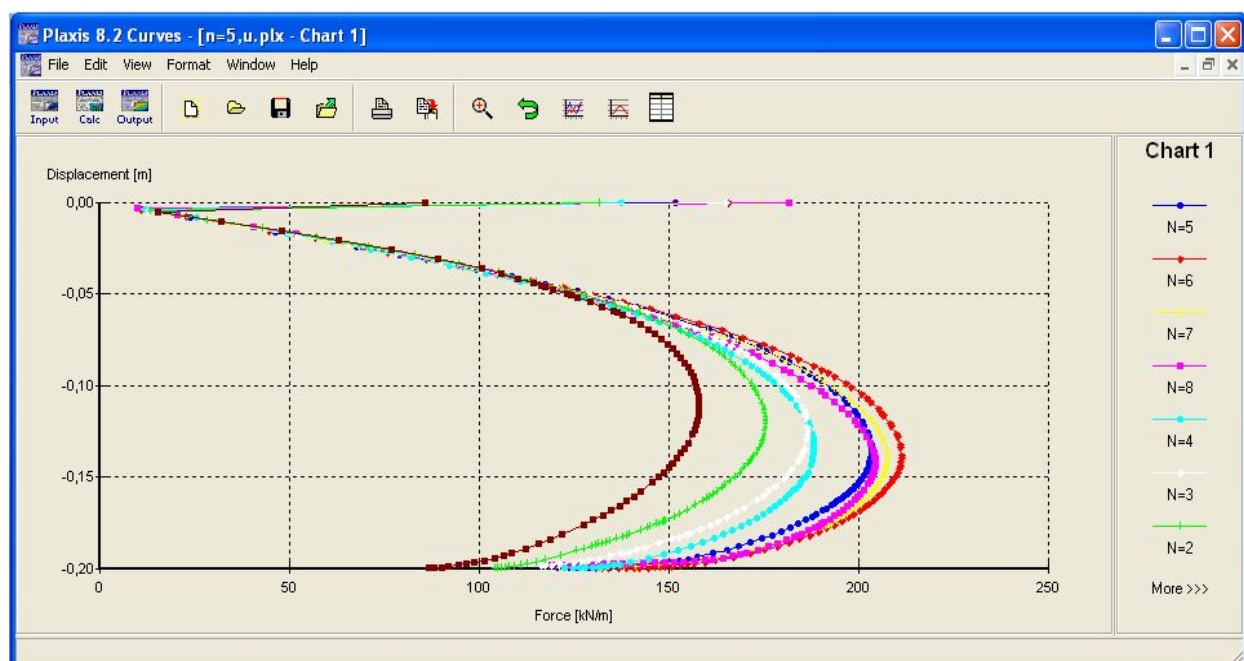


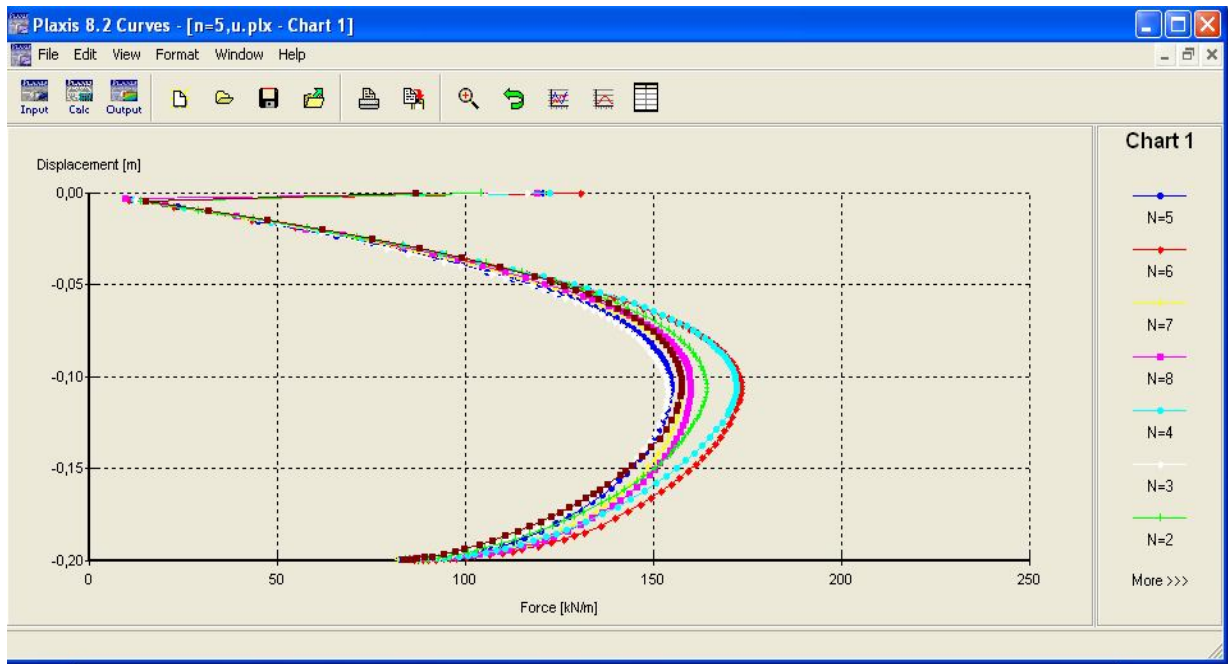
**Figure A.3** Courbe chargement –tassement selon la valeur EA de geogridde  $h=0.75B$



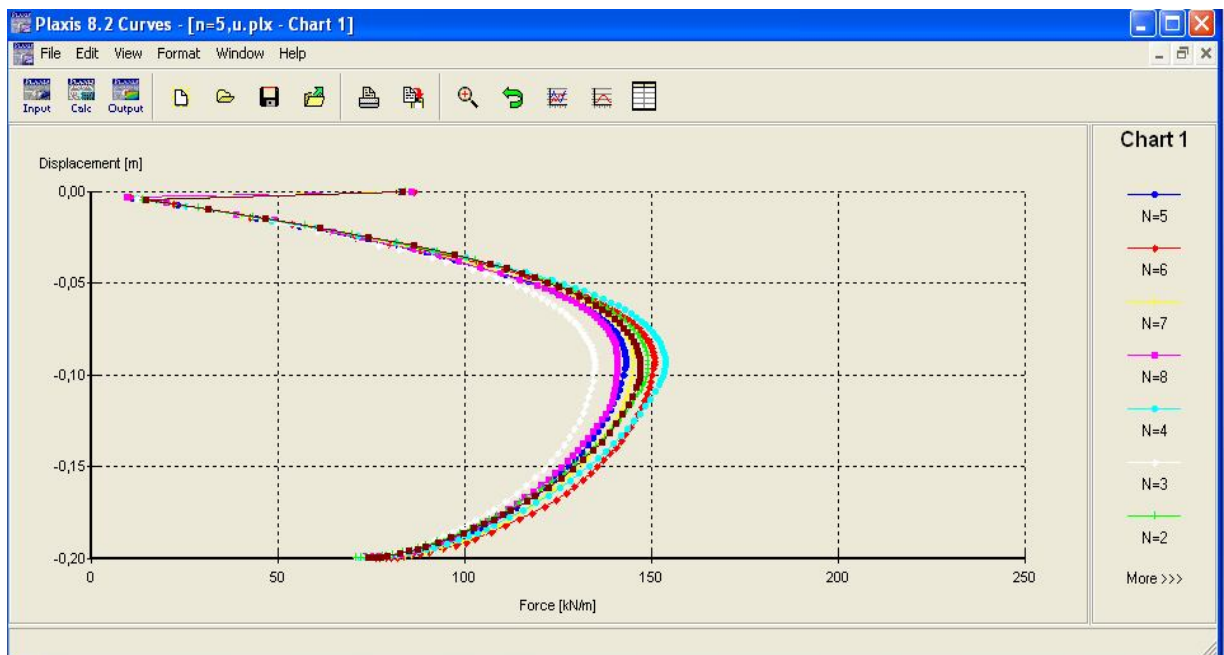
**Figure A.4** Courbe chargement –tassement selon la valeur EA de geogridde  $h=1B$

## Influence N et u/B :

Figure A.5 courbe chargement –tassement en fonction de  $U=0.25B$ Figure A.6 courbe chargement –tassement en fonction de N  $U=0.5B$



**Figure A.7** courbe chargement –tassement en fonction de N,  $U=0.75B$



**Figure A.8** courbe chargement –tassement en fonction de N,  $u=1B$

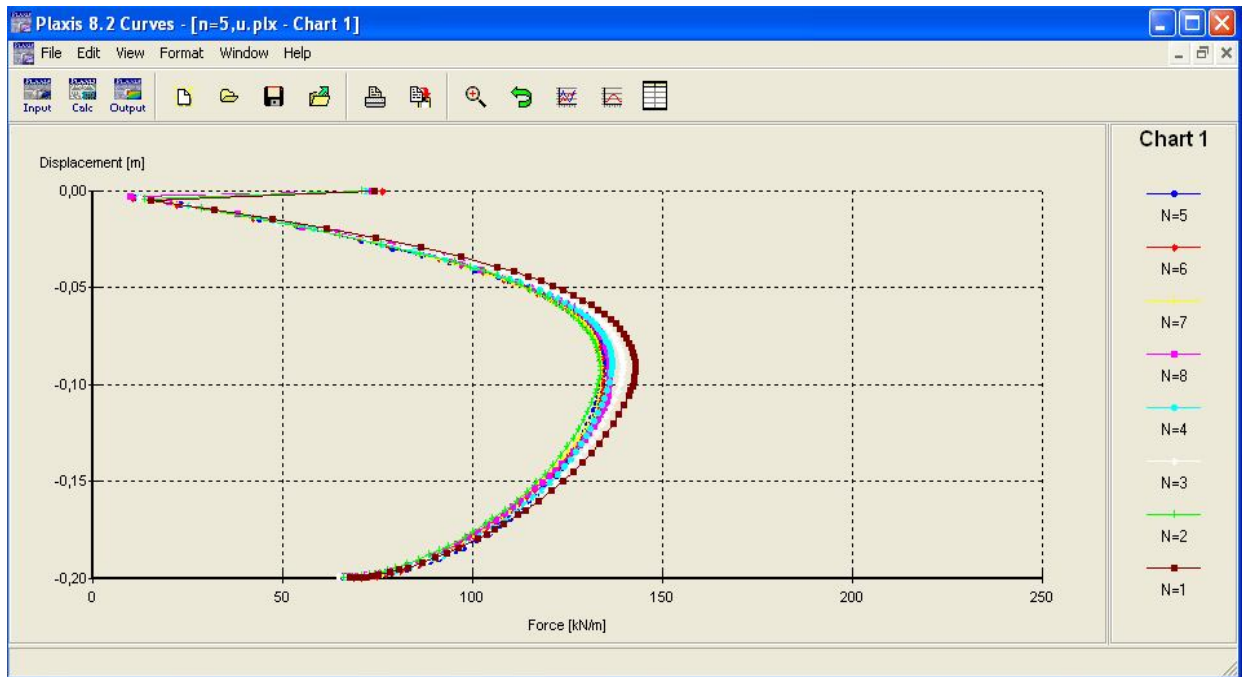


Figure A.9 courbe chargement –tassement en fonction de N,U=1.25

- Influence de B :(largeur de fondation)

- Non renforcé

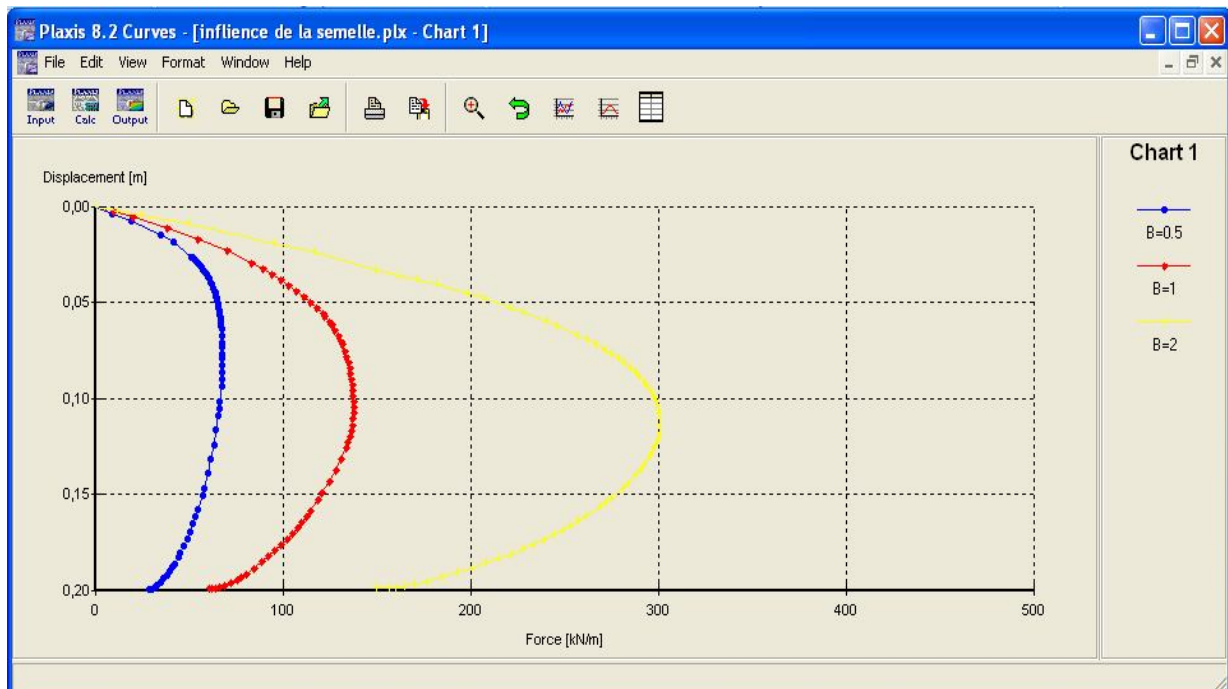
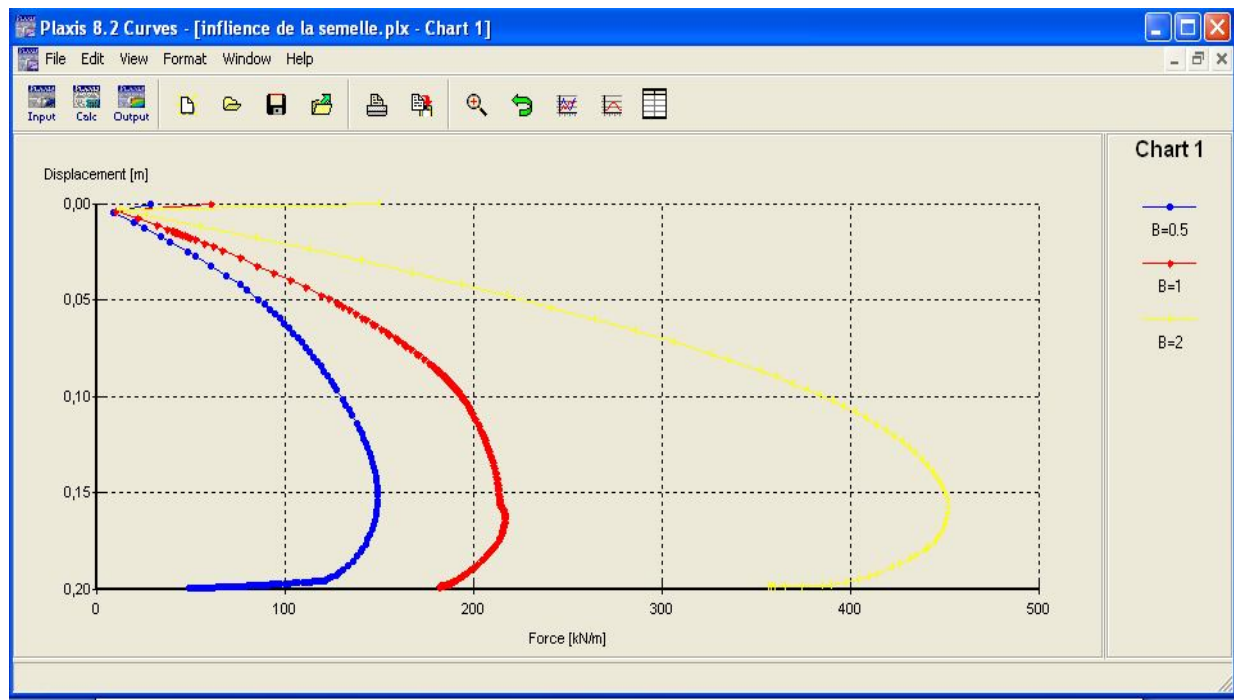
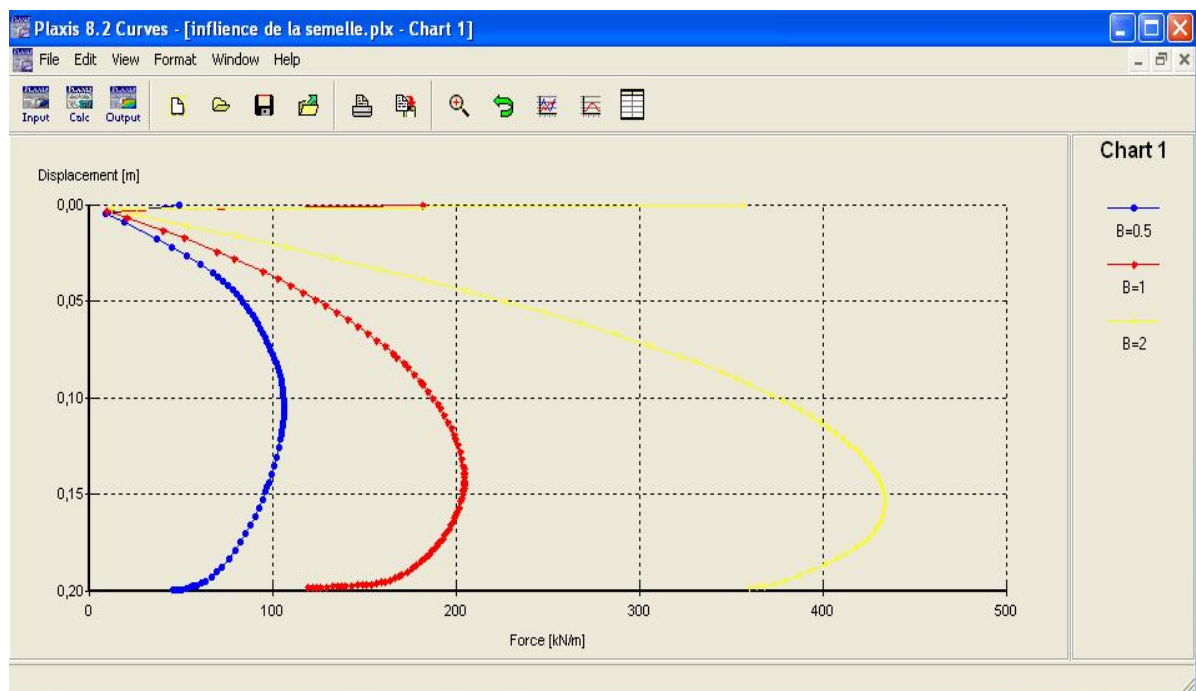


Figure A.10 courbe chargement –tassement en fonction de B



**Figure A.11** courbe chargement –tassement en fonction de B  $U=0.25m$



**Figure 1.12** courbe chargement –tassement en fonction de B  $U=0.5m$

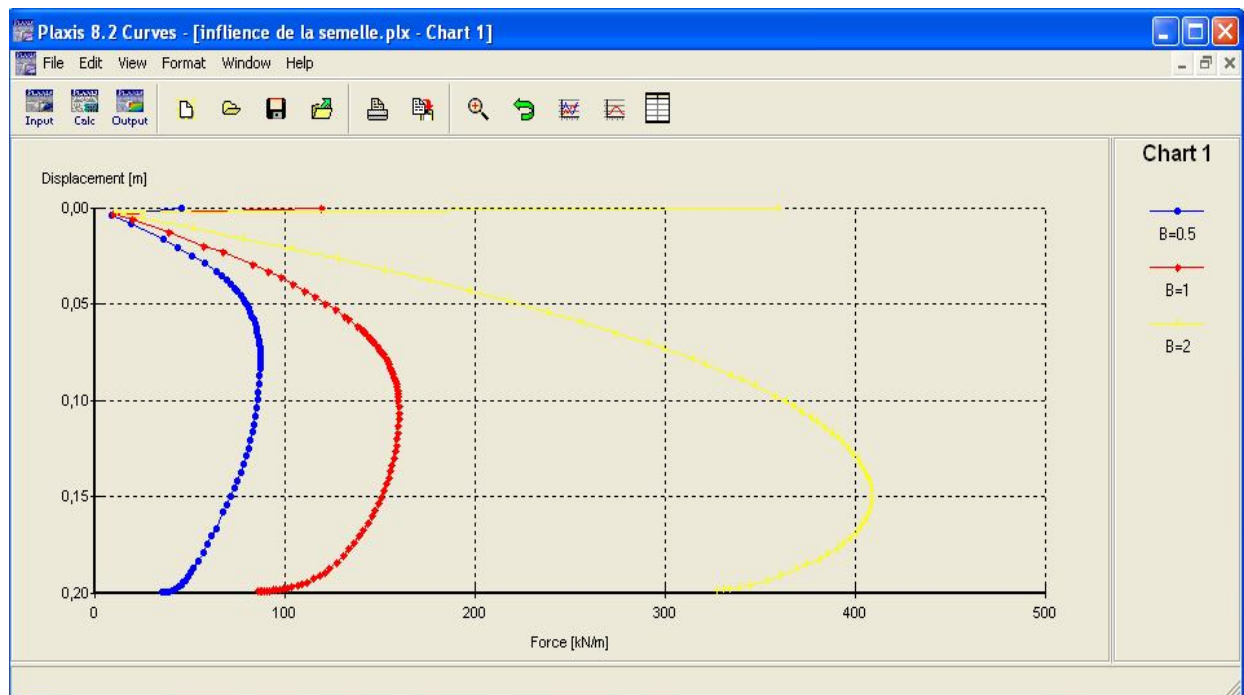


Figure A.13 courbe chargement –tassement en fonction de B  $u=0.75m$

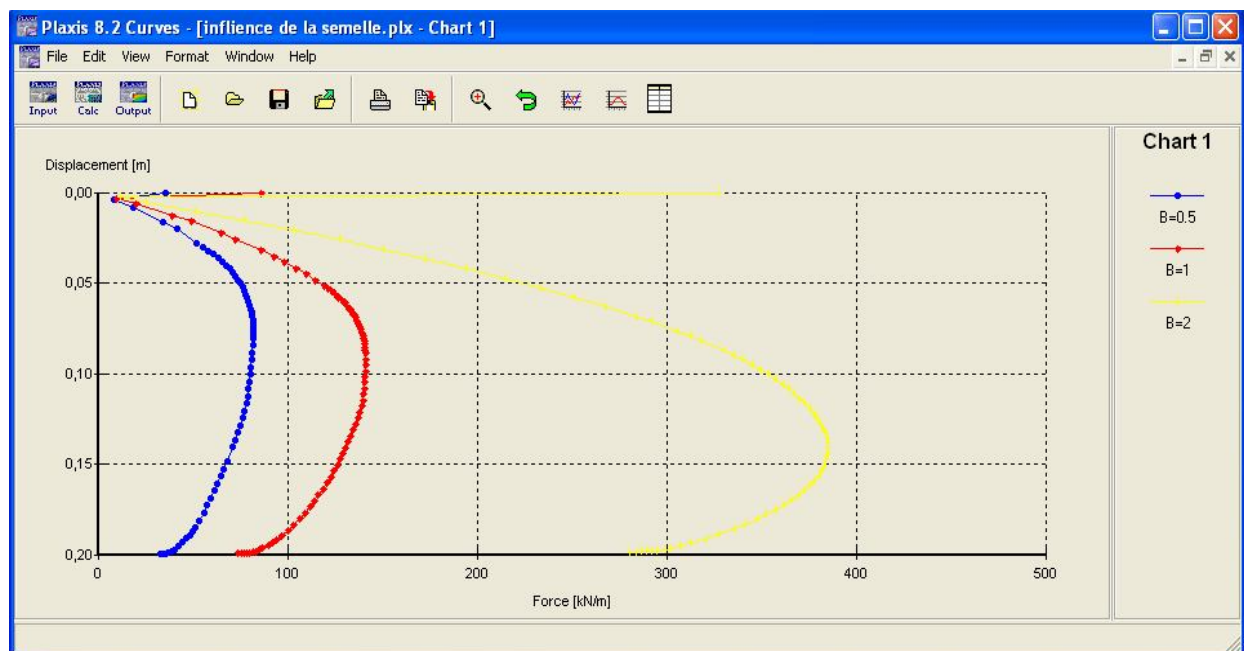
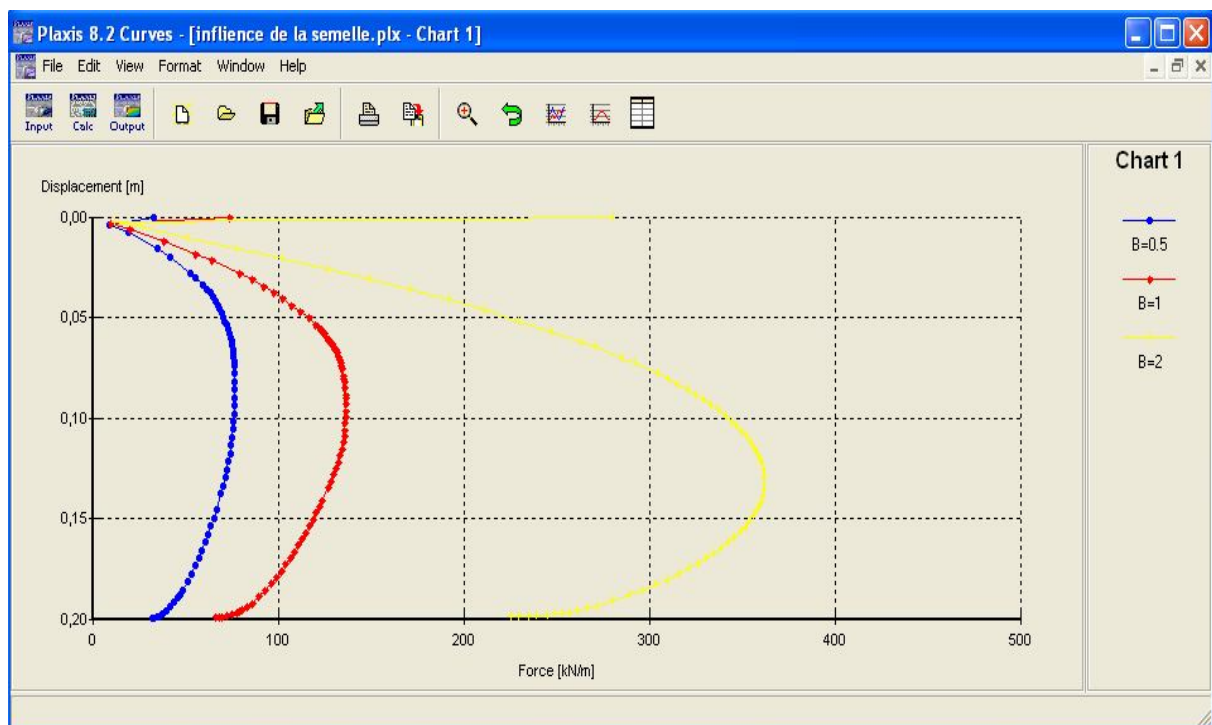
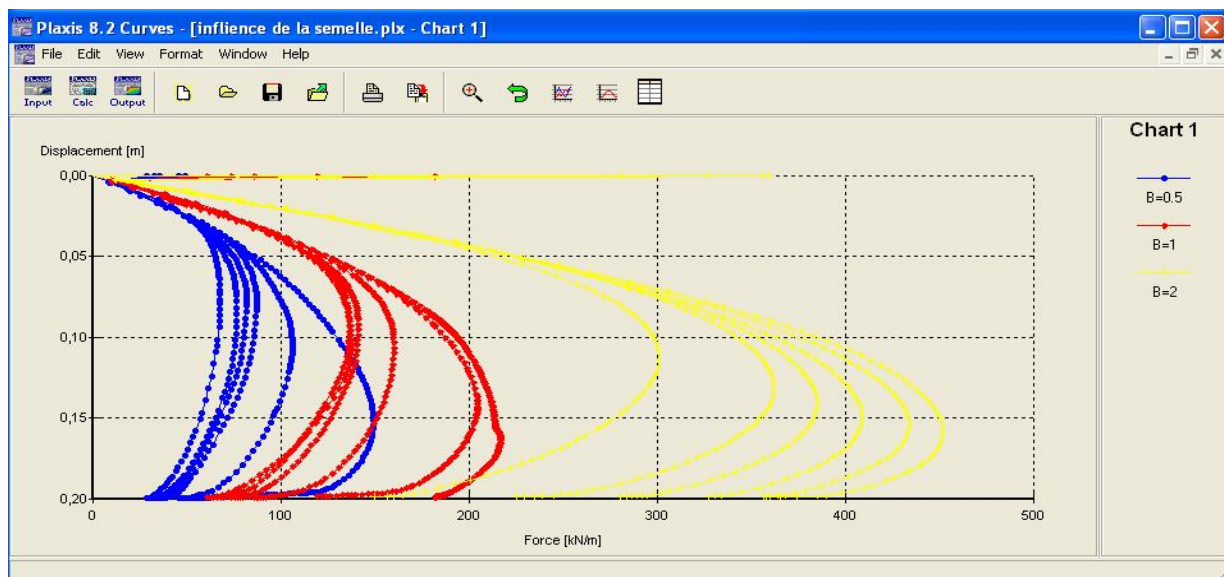


Figure A.14 courbe chargement –tassement en fonction de B  $U=1 m$



**Figure A.15** courbe chargement –tassement en fonction de B.  $U=1.25$  m



**Figure A.16** courbe chargement –tassement des B en fonction de U.

### ➤ Coefficient de sécurité de talus :

Pour mieux vérifier la stabilité on a choisie de calculer le coefficient de sécurité de la structure

La réduction des caractéristiques mécaniques (*Phi-c réduction*) est une option disponible dans PLAXIS qui permet de calculer des coefficients de sécurité. Cette option peut être sélectionnée dans la liste des types de calcul (*Calculation type*) dans l'onglet *Général*.

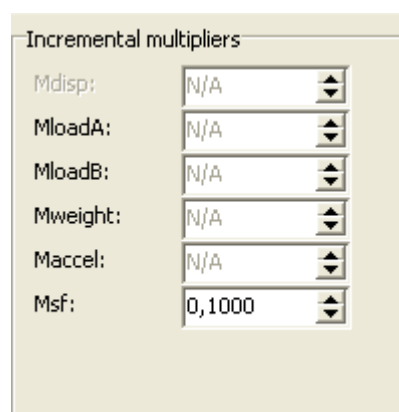
Dans l'approche *Phi-c réduction*, les caractéristiques  $\tan\phi$  et  $c$  du sol sont réduites progressivement jusqu'à l'obtention de la rupture. Les caractéristiques des interfaces,  $s'$  il y en a, sont réduites dans le même temps. Par contre, les caractéristiques des éléments de structure comme les plaques et les tirants d' ancrage ne sont pas influencées par *Phi-c réduction*. Le coefficient total  $\Sigma Msf$  permet de définir la valeur des caractéristiques du sol à une étape donnée de l' analyse:

Où les caractéristiques notées 'donnée' se réfèrent aux propriétés saisies dans les propriétés des matériaux et les caractéristiques notées 'réduit' se reportent aux valeurs réduites utilisées au cours de l'analyse. Contrairement aux autres coefficients,  $\Sigma Msf$  vaut 1,0 au début d' un calcul pour utiliser les valeurs non réduites des caractéristiques des matériaux.

Un calcul de *Phi-c réduction* est réalisé en utilisant la procédure de chargement *Load advancement number of steps*. Le multiplicateur incrémental  $Msf$  est utilisé pour spécifier un incrément du facteur de réduction de la résistance pour le premier pas de calcul. Cet incrément est

par défaut fixé à 0,1 , ce qui est généralement une bonne valeur de départ.

$$\Sigma -Msf = \frac{\tan\theta_{\text{donnée}}}{\tan\theta_{\text{réduisée}}} = \frac{C_{\text{donnée}}}{C_{\text{réduisée}}}$$



**Figure A.17:** utilisation d' un facteur de réduction de 0.1



Total multipliers	
$\Sigma$ -Mdisp:	1,0000
$\Sigma$ -MloadA:	1,0000
$\Sigma$ -MloadB:	1,0000
$\Sigma$ -Mweight:	1,0000
$\Sigma$ -Maccel:	0,0000
$\Sigma$ -Msf:	1,3358

**Figure A.18** : le coefficient de sécurité

- par exemple le coefficient de sécurité que nous avons obtenu de cette étape est  $\Sigma$ -Msf = 1.33 (Fs selon la pente désiré).