

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

UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA

FACULTE DE TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DE GENIE
CIVIL



FILIERE : GENIE CIVIL

OPTION : GEOTECHNIQUE

**Mémoire présenté pour l'obtention
Du diplôme de Master Académique**

Par :

CHABIRA Abir et DJAAROUNE Messaouda

Intitulé :

Modélisation du comportement d'une fondation superficielle sur un sol renforcé par géosynthétique

Soutenu devant le jury composé de :

Dr. MEDDAH Abdelaziz

Université de M'sila

Président

Dr. BAKIR Nassima

Université de M'sila

Examineur

Mr. LAHMADI Azzeddine

Université de M'sila

Encadreur

Année universitaire : 2021/2022

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENTS

Je remercie en premier Dieu pour tout.

*Je remercie en second mes parents qui ont sacrifié leur vie
pour notre bien En fin,*

*Mes sincères reconnaissances et gratitudes à tous mes
enseignants du département GENIE Civil de l'université
Mohamed Boudiaf de M'sila et en particulier notre encadreur :
Mr. LATHMADI Azzeddine.*

*Je tiens à remercier les membres du Jury pour avoir accepté
de faire partie du Jury de ce mémoire.*

DEDICACES

Je dédie ma graduation à celle qui fut la lumière de mon chemin et mon trésor, et qui m'enseigna sans attendre mon cher père, et à mon espoir dans la vie et le réconfort de mes yeux, à qui sa supplication fut le secret de mon succès, ma mère bien-aimée, et à mes chers professeurs, et à mon soutien dans ma force, et avec eux est plus fort que ma vie, mes frères, et à qui je connaissais le sens de la vie avec leur présence, mes amis et tout le monde qui m'ont soutenu dans mon parcours académique.

CHABIRA Abir.

DEDICACE

*Je dédie ma graduation à celui à qui Dieu m'a ordonné d'obéir,
à celui qui m'a appris toutes les questions de la vie au prix de
son bonheur et de son dur labeur, mon cher père,
et à celui dont les prières ont éclairé mon chemin. La source
de l'amour et de la tendresse est ma chère mère, pour ceux
qui m'ont aidé dans la vie mes frères et sœurs,
et à l'âme de mon grand-père et de mon deuxième père, que
Dieu ait pitié de lui.*

*Et à toute l'honorable famille et à tous ceux qui m'ont connu de
près ou de loin et qui ont prié pour moi au milieu des invisibles.*

*Et merci à tous mes professeurs et amis qui m'ont soutenu tout
au long de ce long cheminement vers le succès.*

DJAAROUNE Messaouda.

Résumé

Ce mémoire présente une étude numérique au moyen d'analyses en éléments finis sur la capacité portante d'une fondation filante reposant sur un sable renforcé par des nappes de Géogrilles. Les calculs ont été effectués en utilisant le code éléments finis PLAXIS. Les objectifs de cette étude : de déterminer les facteurs qui sont susceptibles d'avoir le plus d'influence sur la capacité portante des sols de fondation renforcés par des Géogrilles.

Les facteurs sont :

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

On montre que la capacité portante peut être considérablement améliorée par l'inclusion des nappes de Géogrilles, la capacité portante est augmentée avec l'augmentation de (b) et (N) et la diminution de (h) et (u).

Mots clés : Capacité portante, Eléments finis, Fondations filantes, Géogrilles, PLAXIS, Sable.

ملخص:

تقدم هذه المذكرة دراسة عددية عن طريق تحليل العناصر المحدودة حول قدرة التحمل لأساس مستمر يرتكز على رمل مقوى بطبقات من Géogrids. تم إجراء الحسابات باستخدام برنامج العناصر المنتهية PLAXIS. أهداف هذه الدراسة هي: تحديد العوامل التي من المحتمل أن يكون لها أكبر تأثير على قدرة تحمل التربة الأساسية المعززة بواسطة Geogrids.

العوامل هي:

❖ المسافة بين الطبقات: (h).

❖ المسافة بين قاعدة الأساس والطبقة الأولى: (u).

❖ عرض الطبقات: (b).

❖ عدد الطبقات: (N).

يتضح أن قدرة التحمل يمكن تحسينها بشكل كبير من خلال تضمين طبقات Geogrid، وتزداد قدرة التحمل مع زيادة (b) و (N) وتتناقص (h) و (u).

الكلمات المفتاحية: قدرة تحمل، عناصر محدودة، أساسات مستمرة، Geogrid، PLAXIS، رمل.

Abstract:

This memory presents a numerical study by means of analyzes in finite elements on the bearing capacity of a strip foundation resting on sand reinforced by tablecloths of geogrids. Calculations were carried out by using the code finite elements PLAXIS. The objectives of this study are: to determine the factors, which are likely to have the most, influence on the bearing capacity of the Soil reinforced by geogrids.

The factors are:

- ❖ The distance between the tablecloths: (h).
- ❖ The distance between the bases of has foundation and has first tablecloth: (u).
- ❖ The width of the layers: (b).
- ❖ The number of the tablecloths of reinforcement: (N).

It is shown that the bearing capacity can be considerably improved by inclusion of the tablecloths of geogrids, the bearing capacity is increases with the increase in (b) and (N) and the reduction in (h) and (u).

Key words: Bearing capacity, Finite elements, strip Foundations, Geogrids, PLAXIS, Sand.

LISTE DES NOTATIONS

Q_l	: Contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface),
S_γ, S_q, S_c	: Coefficients de forme de la semelle
N_γ, N_q, N_c	: Facteurs de portance (fonction de ϕ)
γ_1	: Poids volumique du sol sous la base de la fondation,
γ_2	: Poids volumique du sol latéralement à la fondation,
c	: Cohésion du sol sous la base de la fondation.
γ	: Poids volumique du sol
γ_d	: Poids volumique sec du sol
γ	: Poids volumique saturé du sol
ϕ	: Angle de frottement interne du sol
ϕ'	: Angle de frottement interne effectif du sol
Q_a	: Contrainte admissible
Q_l	: Charge limite de la semelle
S	: La surface de la base de la semelle
F_s	: Coefficient de sécurité
B	: Largeur de la semelle ou la plus petite dimension
D	: Encastrement
h	: Ancrage de la semelle
L	: Longueur de la semelle
E_{50}^{ref}	: Module d'élasticité du sol (module d'Young)
R_f	: Coefficient à la rupture q_f/q_a .

Sommaire :

Remerciements

Dédicaces

Liste des notations

Sommaire

Liste des figures

Liste des Tableaux

Introduction générale

Chapitre 1 : Généralités sur les fondations superficielles

1.1. Introduction	1
1.2. Rôle des fondations	2
1.3. Les différents types de fondation	3
1.4. Capacité portante et tassement des fondations superficielles.....	4
1.4.1. Capacité portante des fondations superficielles.....	4
1.4.2. Tassement des fondations superficielles.....	9
1.5. Comportement des fondations superficielles	9
1.6. Conclusion :.....	11

Chapitre 2 : Généralités sur le renforcement des sols par géosynthétiques

2.1. Introduction	12
2.2. Notions sur les géosynthétiques	12
2.2.1. Fabrication.....	13
2.2.2. Classification des géosynthétiques.....	13
2.2.3. Types des géosynthétiques	14
2.3. Principaux domaines d'application	17
2.4. Choix des éléments de renforcement géosynthétiques.....	18
2.5. Conclusion :.....	18

Chapitre 3 : Présentation du logiciel de calcul PLAXIS

3.1. Introduction	19
3.2. Bref aperçu sur la méthode des éléments finis	19

3.2 .1. Concepts de base	19
3.2.2. Calculs par la MEF	19
3.3. Présentation de PLAXIS	20
3.3.1. Le code éléments finis PLAXIS.....	20
3.3.2. Options par défaut et solutions approchées.....	21
3.3.3. Les modèles de comportements utilisés dans PLAXIS.....	23
3.3.3.1. Elasto-plasticité	24
3.3.3.2. Comportement élasto-plastique.....	24
3.3.3.3. Modèle de Mohr-Coulomb.....	25
3.3.3.4. Autres modèles disponibles dans le Plaxis.....	28
3.4. Conclusion.....	29

Chapitre 4 : Etude numérique

4.1. Introduction	30
4.2. Présentation du cas étudié	30
4.3. caractéristiques générales.....	31
4.3.1. Géométrie	31
4.3.2. Conditions aux limites.....	31
4.3.3. Caractéristiques des matériaux.....	31
4.3.4. Génération de Maillage	32
4.3.5. Conditions initiales.....	32
4.3.6. calculs.....	34
4.4. Fondation sur sol sans renforcement.....	36
4.4.1. Application numérique	37
4.4.2. Calcul théorique de la capacité portante (selon Terzaghi, Meyerhof et Hansen).....	37
4.5. Mécanisme de rupture	38
4.6. Influence des paramètres géométriques critiques.....	39
4.6.1. Interprétation des résultats pour (h/B).....	41
4.6.2. Interprétation des résultats pour (u/B).....	43
4.6.3. Interprétation des résultats pour (b/B).....	44

4.6.4. Interprétation des résultats pour (N).....	45
4.7. Conclusion :.....	46
Conclusion générale	47
Références Bibliographique	
Résumé	

Liste des figures

Figure 1.1 : Fondation superficielle	2
Figure 1.2 : Rapport B/D définissant le type de fondation	2
Figure 1.3 : Types de fondations superficielles	3
Figure 1.4 : Notations. Courbe de chargement (vertical et centré) d'une fondation superficielle	4
Figure 1.5 : Schéma de rupture d'une fondation superficielle	6
Figure 1.6 : Capacité portante. Méthode de superposition de Terzaghi (méthode « $c-\phi$ »).....	6
Figure 1.7 : Facteur de portance pression métrique pour les semelles filantes	9
Figure 1.8 : Schéma de rupture d'une semelle	10
Figure 1.9 : Chargement vertical d'une semelle superficielle	11
Figure 2.1 : Les principes types de géosynthétique (schéma).....	14
Figure 2.2 : Les principes types de géosynthétique	15
Figure 2.3 : Exemple de géotextile non tissé.	15
Figure 2.4 : Exemple de géotextile tricoté.	16
Figure 2.5 : Exemple de géocomposite.	16
Figure 2.6 : Exemple de géomembranes.	17
Figure 2.8 : Renforcement des sols	18
Figure 2.7 : Renforcement des chaussées.....	18
Figure 2.9 : Renforcement d'un remblai	18
Figure 3.1 : Modèle monodimensionnel du comportement élasto plastique.....	20
Figure 3.2 : Représentation du comportement élastique parfaitement plastique	21
Figure 3.3 : Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage	21
Figure 3.4 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb	21
Figure 3.5 : Représentation du critère de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes.....	22

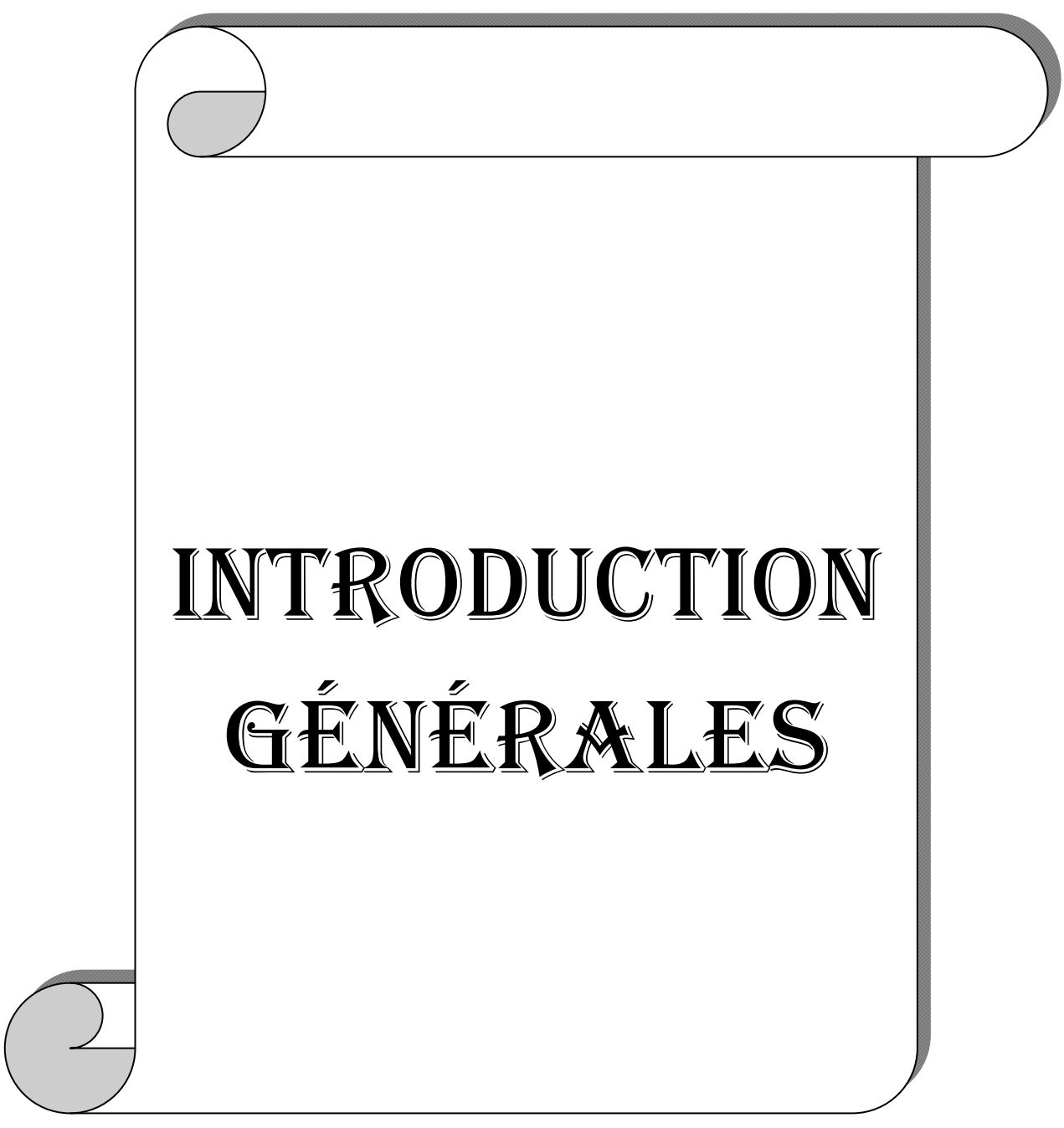
Figure 3.6 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb	22
Figure 3.7 : Définition du module à 50 % de la rupture	23
Figure 4.1 : Géométrie du problème pour le sol non renforcé.	30
Figure 4.2 : Géométrie du problème pour le sol renforcé.	31
Figure 4.3 : Maillage avant le calcul	32
Figure 4.4 : Initialisation des contraintes initiales avec la procédure K_0	33
Figure 4.5 : Choix de K_0	33
Figure 4.6 : Valeurs des contraintes initiales	33
Figure 4.7 : Menu général de calcul.	34
Figure 4.8 : Valeurs des déplacements imposé	35
Figure 4.9 : Fenêtre d'évolution de calcul	35
Figure 4.10 : Contrainte totale pour le sol non renforcé	36
Figure 4.11 : Nature générale des courbes chargement-tassement avec et sans renforcement	38
Figure 4.12 : Type de rupture pour un sol non renforcé	39
Figure 4.13 : Type de rupture pour un sol renforcé	39
Figure 4.14 : Schémade variation h/B	41
Figure 4.15 : Variation de $BCRu$ en fonction de h/B	42
Figure 4.16 : Variation de $BCRu$ en fonction de h/B d'après Shin et Das (1999)	42
Figure 4.17 : Schémade variation de u/B	43
Figure 4.18 : Variation de $BCRu$ en fonction de u/B	43
Figure 4.19 : Nature générale de la variation de $BCRu$ en fonction de u/B	44
Figure 4.20 : Variation de $BCRu$ en fonction de b/B avec différentes valeurs de N	44
Figure 4.21 : Variation de $BCRu$ en fonction de b/B d'après Omar et al (1993).	45
Figure 4.22 : Variation de $BCRu$ en fonction de b/B	45

Figure 4.23 : Schémade variation de N..... 45

Figure 4.24 : Variation de BCR_u en fonction de N 46

Liste des Tableaux

Tableau I.1: Taille des éoliennes.....	14
Tableau4.2 : présente le programme d’essais réalisés.....	40
Tableau4.3 : résumant le résultat en termes de capacité portante () et en termes de	40



INTRODUCTION GÉNÉRALES

Introduction Générales

La pose des fondations d'un bâtiment est le problème géotechnique le plus ancien et le plus courant rencontré. La recherche et la réalisation de l'ingénierie des fondations sont cruciales dans tous les types d'ingénierie, et elles jouent le rôle de relier la structure et le sol. Selon la nature du sol et les charges transférées par la superstructure (bâtiments, usines, barrages, ponts, etc.), la fondation peut être peu profonde ou profonde. Une fondation peu profonde est la partie inférieure de la structure qui transfère les forces de la structure supérieure au sol peu profond. Avec l'effort fourni, le sol doit avoir une résistance suffisante, appelée capacité portante, et un tassement acceptable pour l'ouvrage lui-même et les structures adjacentes.

Pendant ces dernières décennies des progrès considérables ont été accomplis dans la reconnaissance des sols et dans l'appréciation de la validité des théories sur le comportement des terrains. Les méthodes d'étude et de construction ont subi des changements significatifs et, bien que l'expérience demeure toujours le critère essentiel, les méthodes rationnelles d'étude ont largement substituées les règles empiriques.

La plupart des méthodes d'estimation de la capacité portante sont basées sur des études effectuées originalement sur une semelle filante, Rankine, Prandtl (1921) et Terzaghi (1943) modifiées plus tard afin de les adapter à d'autres conditions comme par exemple la forme de la fondation, l'inclinaison de la charge, l'excentrement de la charge ...etc.

Plusieurs études ont permis d'avancer dans la compréhension du comportement des fondations superficielles sous les charges qui leur sont appliquées. Le calcul de la capacité portante des fondations peut servir des résultats obtenus par des méthodes expérimentales ou baser sur des relations théoriques. Ces dernières conduisent à la définition des facteurs de la capacité portante en se basant sur des études effectuées sur une semelle filante uniformément chargée.

Dans ces dernières années, un progrès significatif dans la recherche et l'application des sols renforcés par des géosynthétiques a été développé. Le renforcement de sol améliore en général sa capacité portante pour une fondation. Le concept du sol renforcé par géotextiles est basé sur l'existence d'une résistance à la traction des nappes de géotextile et l'interaction sol-géotextile due au frottement.

Ce travail vise en premier lieu de présenter quelques théories utilisées pour l'estimation de la capacité portante des fondations superficielles, par la suite des études numériques au moyen d'analyse en éléments finis sont effectuées, à l'aide du code PLAXIS.

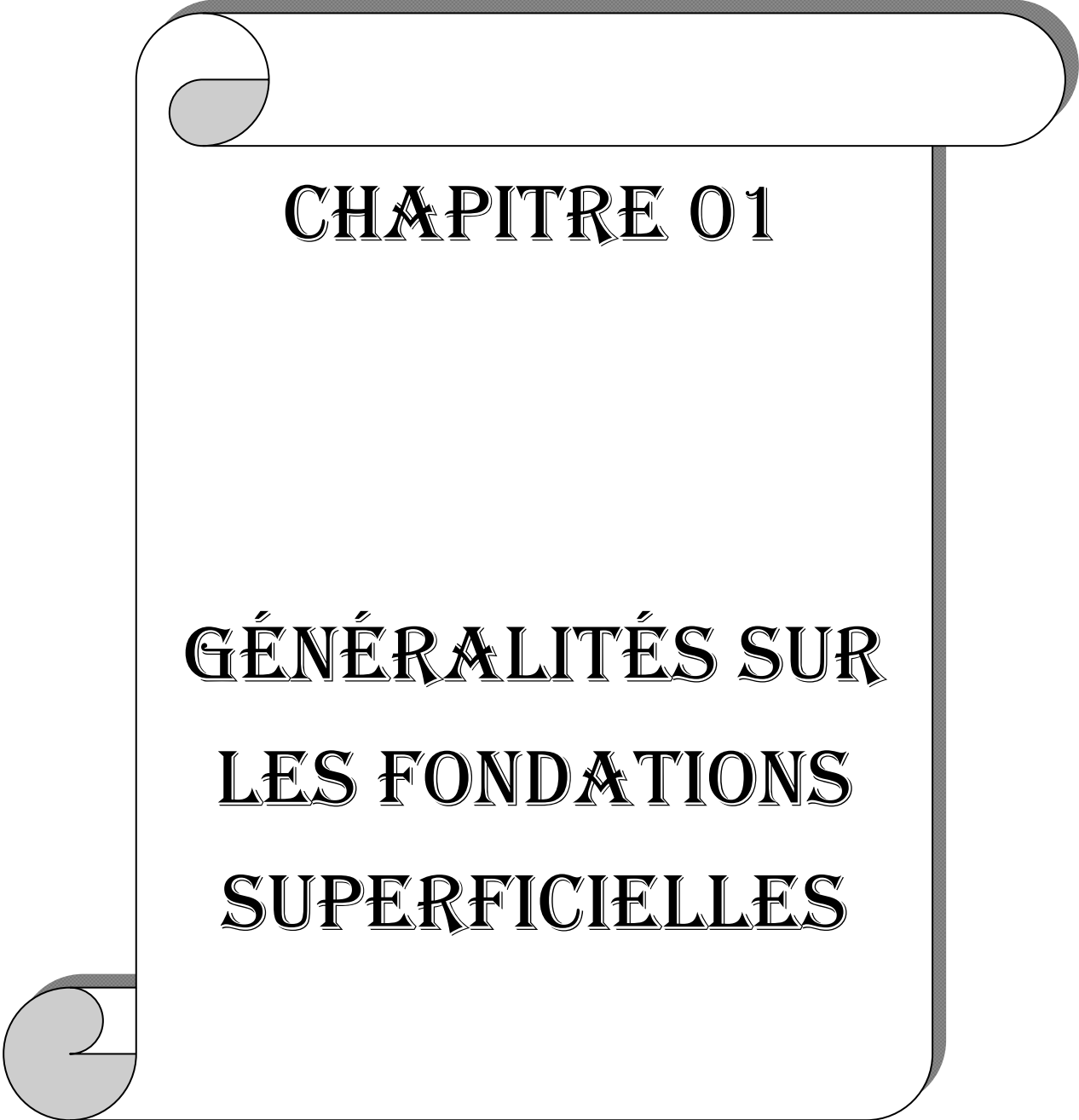
Notre objectif principal est de déterminer les facteurs qui sont susceptibles d'avoir le plus d'influence sur la capacité portante des sols de fondation renforcés par des géogrilles.

Les facteurs qui seront considérés sont :

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

Le mémoire comporte quatre chapitres :

- ✓ Le premier chapitre est consacré à la recherche bibliographique sur les fondations superficielles, leur fonctionnement ainsi que les différents mécanismes de rupture possibles.
- ✓ Le deuxième chapitre aborde le concept de renforcement par des géotextile et le mécanisme qui se développe au moment l'interaction sol-éléments de renforcement.
- ✓ L'outil de simulation numérique le logiciel PLAXIS ainsi la description des différents modèles de calcul incorporés dans ce code de calcul sont présentés au troisième chapitre quatrième chapitre porte sur l'étude numérique
- ✓ Le travail se termine par une conclusion générale englobant les différentes constatations obtenues durant la préparation de ce mémoire.

A decorative scroll frame with a light gray background and a dark gray border. The frame has rounded corners and a small tab on the left side.

CHAPITRE 01

GÉNÉRALITÉS SUR LES FONDATIONS SUPERFICIELLES

1.1. Introduction

Tous les ouvrages, quelle que soit leur nature, utilisent le sol comme organe porteur. Afin que le sol résiste mieux aux charges imposées par la structure, les constructeurs et les planificateurs ont compris la nécessité de disposer de fondations capables de répartir ces charges à travers le sol dans de bonnes conditions. La pose de bâtiments est l'une des activités géotechniques les plus anciennes du bâtiment et des travaux publics et la problématique la plus courante du génie civil aujourd'hui.

Au sens le plus strict, une fondation est un élément qui supporte les charges de travail et de service. Il comprend la couche superficielle de la croûte terrestre et la partie du bâtiment destinée à transmettre les efforts au sol. Les fondations représentent l'intérêt fondamental d'un bâtiment, car elles constituent la partie structurelle qui assure sa capacité portante et peut contrôler les tassements.

Selon la nature du sol ou de la roche à supporter les structures, les fondations peuvent être superficielles ou profondes. Lorsque le sol de surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter l'ouvrage, des fondations profondes sont mises en place. Ce type de fondation permet de reporter les charges dues à l'ouvrage qu'elles supportent, sur des couches de sol situées à une profondeur variante de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres.

Une fondation superficielle est définie par des caractéristiques géométriques.

- **L** : longueur de la semelle ou plus grand côté d'une semelle.
- **B** : largeur de la semelle ou plus petit côté de la semelle.
 - semelle circulaire : $B = 2 R$
 - semelle carrée $B = L$
 - semelle rectangulaire : $B < L < 5$
 - semelle continue ou filante : $L > 5 B$
- **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 [1].

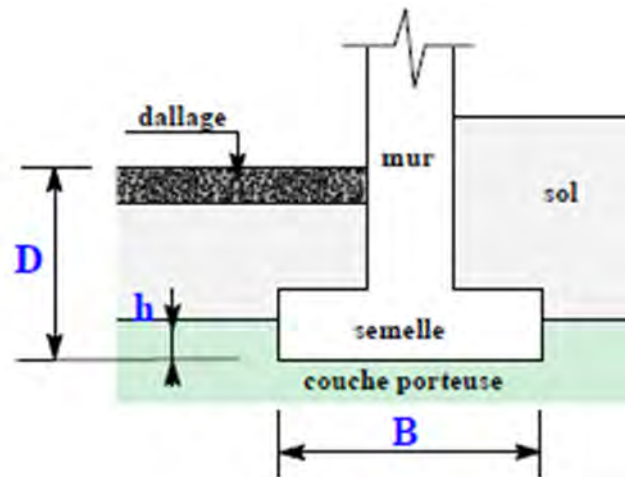


Figure 1.1 : Fondation superficielle.

Elle est aussi définie par le rapport B/D . Au-delà d'un rapport de $1/6$, nous sommes dans le domaine des fondations profondes [1].

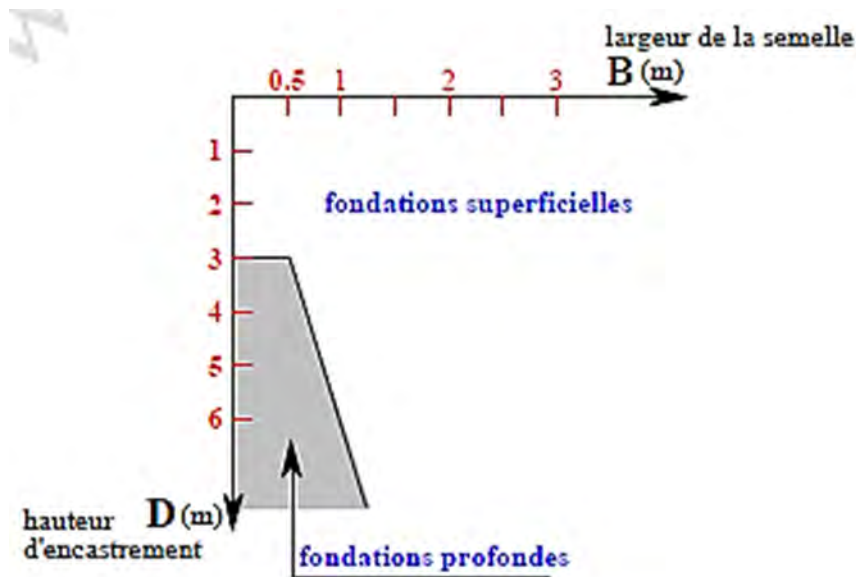


Figure 1.2: Rapport B/D définissant le type de fondation [1].

1.2. Rôle des fondations

La fonction d'une fondation est de transmettre au sol les charges qui résultent des actions Appliquées sur la structure qu'elle supporte. Cela suppose donc que le concepteur connaisse :

- ❖ La capacité portante de la semelle de fondation. Le sol ne doit pas rompre, ni tasser de façon inconsidérée sous la semelle.
- ❖ Les actions amenées par la structure au niveau du sol de fondation. La semelle doit résister aux actions auxquelles elle est soumise [1].

1.3. Les différents types de fondation

On distingue (figure 1.3) [2] :

- ❖ Les semelles filantes, généralement de largeur B modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur L ($L/B > 10$ pour fixer les idées) ;
- ❖ Les semelles isolées, dont les dimensions en plan B et L sont toutes deux au plus de quelques mètres ; cette catégorie inclut les semelles carrées ($B/L = 1$) et les semelles circulaires (de diamètre B) ;
- ❖ Les radiers ou dallages, de dimensions B et L importantes ; cette catégorie inclut les radiers généraux.

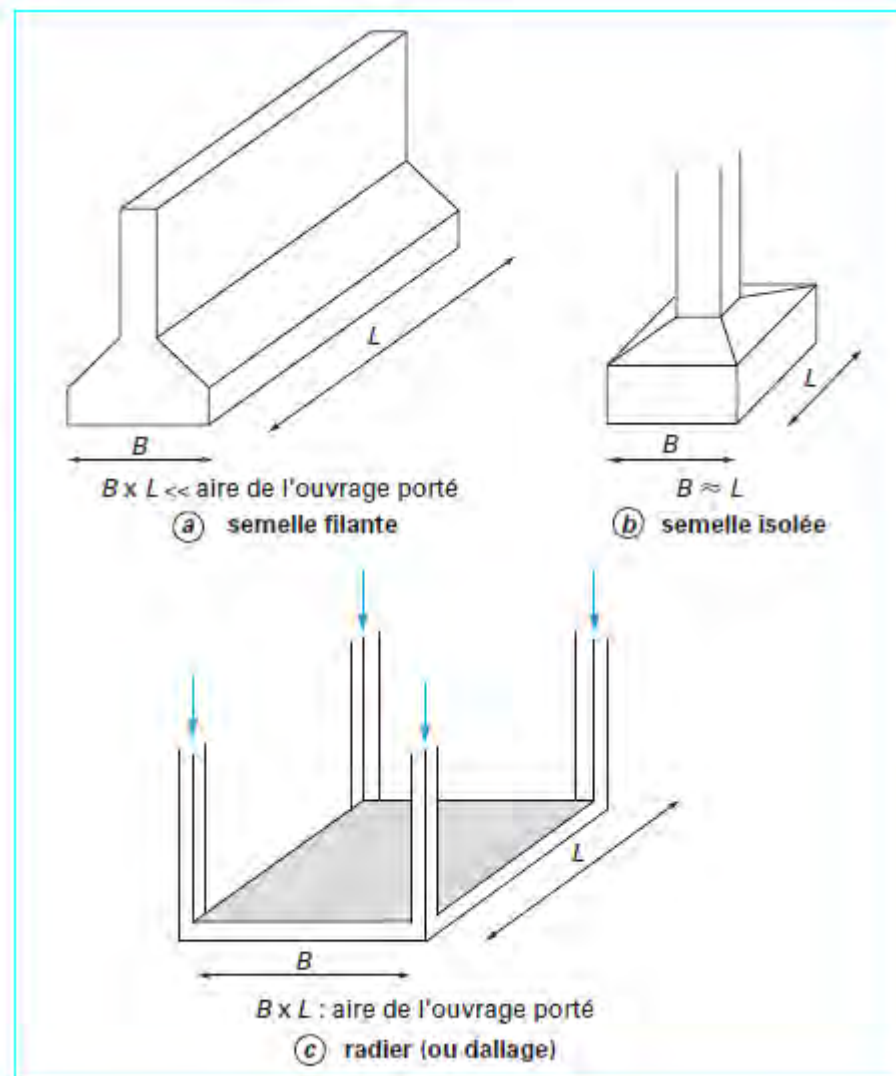


Figure 1.3 : Types de fondations superficielles [2].

1.4. Capacité portante et tassement des fondations superficielles :

L'ingénieur géotechnicien doit se préoccuper en tout premier lieu de la capacité portante de sa fondation, c'est-à-dire vérifier que les couches de sol superficielles peuvent

effectivement supporter la charge transmise.

Si le résultat des calculs est concluant, notamment s'il n'aboutit pas à une aire de la fondation prohibitive, il doit alors s'assurer que son tassement sous les charges de fonctionnement prévues (courantes ou exceptionnelles) est dans des limites admissibles. Capacité portante et tassement sont ainsi les deux éléments fondamentaux qu'il y a lieu de considérer systématiquement lors du calcul des fondations superficielles.

Les notions de capacité portante et de tassement sont clairement illustrées par la figure 1.4 qui représente une courbe typique obtenue lors du chargement d'une fondation superficielle. La largeur de la fondation est notée B et la profondeur où est située sa base est notée D . Appliquons une charge monotone croissante, d'une manière quasi statique, à une fondation posée à une profondeur D donnée et relevons les tassements s obtenus en fonction de la charge appliquée Q [2].

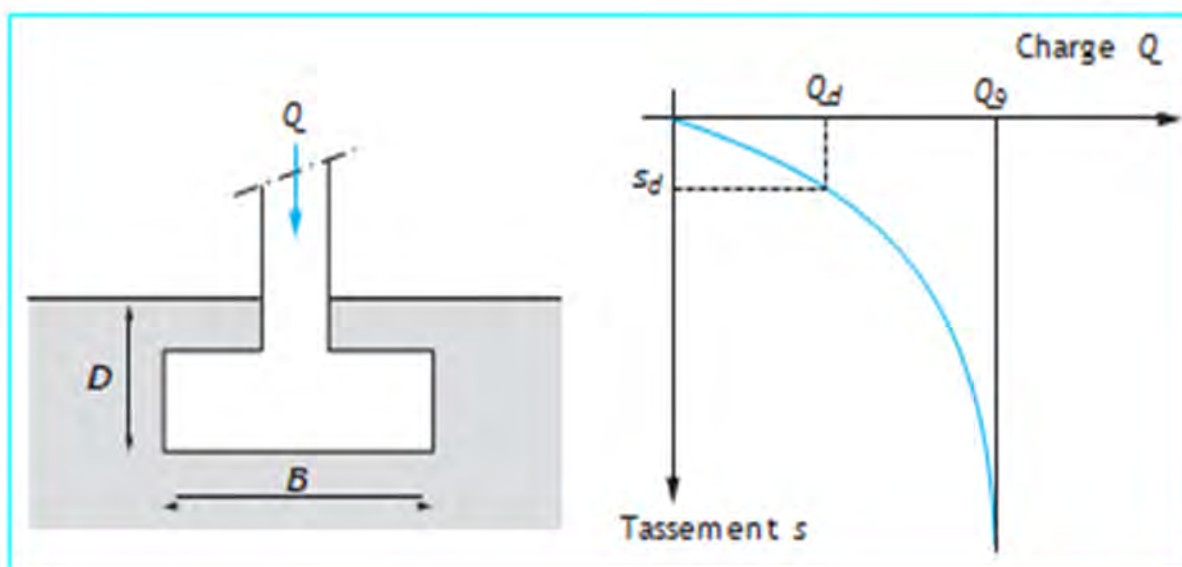


Figure 1.4 : Notations. Courbe de chargement (vertical et centré) d'une fondation superficielle [2].

1.4.1 : Capacité portante des fondations superficielles :

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 « $c-\phi$ ») et les méthodes à partir des résultats des essais in situ, c'est-à-dire à partir de la pression limite p_9 du pressiomètre Ménard ou à partir de la résistance de pointe q_c du pénétromètre statique CPT.

A. Calcul de la capacité portante à partir des essais de laboratoire (Méthode « $c-\phi$ »)

❖ Semelle filante. Charge verticale et centrée :

Dans le cas d'une semelle filante, la contrainte de rupture sous charge verticale centrée est obtenue par la relation générale suivante (méthode de superposition de Terzaghi, figures 3 et 4)

$$q_l = 1/2 \gamma_1 B N_\gamma(\phi) + c N_c(\phi) + (q + \gamma_2 D) N_q$$

Avec :

- q_l : contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface),
- γ_1 : poids volumique du sol sous la base de la fondation
- γ : 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,
- $N_\gamma(\phi)$, $N_c(\phi)$ et $N_q(\phi)$: facteurs de portance, ne dépendant que l'angle de frottement interne ϕ du sol sous la base de la fondation.

Les différents termes sont les suivants :

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

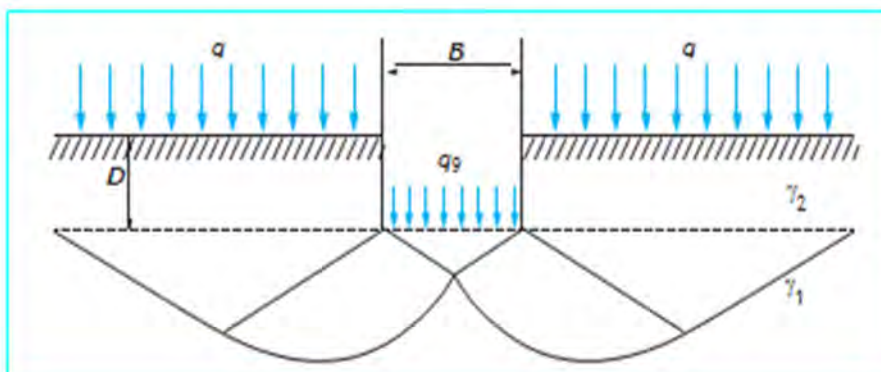


Figure 1.5 : Schéma de rupture d'une fondation superficielle [2].

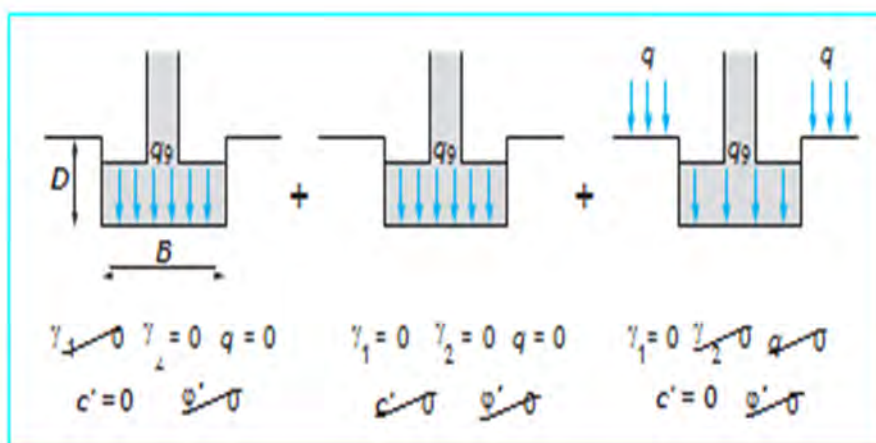


Figure 1.6 : Capacité portante. Méthode de superposition de Terzaghi (méthode « $c-\phi$ ») [2].

Tableau 1 - Valeurs de $N_c(\phi')$, $N_\gamma(\phi')$ $N_q(\phi')$ (DTU 13.12, 1988)			
ϕ'	N_c	N_γ	N_q
0°	5,14	0	1,00
5°	6,50	0,10	1,60
10°	8,40	0,50	2,50
15°	11,00	1,40	4,00
20°	14,80	3,50	6,40
25°	20,70	8,10	10,70
30°	30,00	18,10	18,40
35°	46,00	41,10	33,30
40°	75,30	100,00	64,20
45°	134,00	254,00	135,00

❖ **Calcul en conditions drainées :**

La valeur de calcul de la capacité portante peut être calculée au moyen de la formule :

$$R/A' = c' N_c bc sc ic + q' N_q bq sq iq + 0,5 c' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma$$

Avec les valeurs de calcul suivantes des facteurs adimensionnels pour :

— la capacité portante :

$$N_q = e \pi \tan \phi' \tan^2 (45 + u'/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot u'$$

$$N_\gamma = 2 (N_q - 1) \tan u', \text{ avec } d \geq u'/2 \text{ (base rugueuse)}$$

— l'inclinaison de la base de la fondation :

$$bc = bq(1 - bq) / (N_c \tan u')$$

$$bq = b_\gamma = (1 - \alpha \cdot \tan u')^2$$

— la forme de la fondation :

$$sq = 1 + (B'/L') \sin u', \text{ pour une forme rectangulaire ;}$$

$$sq = 1 + \sin u', \text{ pour une forme carrée ou circulaire ;}$$

$$— s_\gamma = 1 - 0,3 (B'/L'), \text{ pour une forme rectangulaire ;}$$

$$s_\gamma = 0,7, \text{ pour une forme carrée ou circulaire ;}$$

$$— sc = (sq \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) \text{ pour une forme rectangulaire, carrée ou circulaire ;}$$

— l'inclinaison de la charge due à la charge horizontale H :

$$ic = iq - (1 - iq) / (N_c \cdot \tan u') ;$$

$$iq = [1 - H / (V + A' c' \cot u')]^m ;$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' c' \cot u')]^{m+1}.$$

Avec :

$$m = m_B = [2 + (B'/L')] / [1 + (B'/L')] \text{ lorsque } H \text{ agit dans la direction de } B' ;$$

$$m = m_L = [2 + (L'/B')] / [1 + (L'/B')] \text{ lorsque } H \text{ agit dans la direction de } L \quad [3]$$

❖ Calcul en conditions non drainées

La valeur de calcul de la capacité portante peut être déduite de la formule :

$$R/A' = (p + 2) c_u bc sc ic + q$$

avec les facteurs adimensionnels pour :

$$— \text{l'inclinaison de la base de la fondation : } bc = 1 - 2\alpha / (p + 2) ;$$

— la forme de la fondation :

$$sc = 1 + 0,2 (B'/L'), \text{ pour une forme rectangulaire ;}$$

$$sc = 1,2, \text{ pour une forme carrée ou circulaire ;}$$

— l'inclinaison de la charge, provoquée par une charge horizontale H :

$$i_c = \frac{1}{2} \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A'Cu}} \right) \quad [3]$$

B. Méthodes pression métrique et pénétrométrique :

(1) Afin d'estimer la valeur de calcul de la capacité portante d'une fondation reposant sur un sol, des essais en place tels que l'essai pression métrique peuvent être utilisés.

(2) Lorsque l'on utilise l'essai pression métrique, la valeur de calcul R_d de la capacité portante d'une fondation soumise à une charge verticale est liée à la pression limite du sol par la fonction linéaire suivante :

$$R_d / A' = r_{v;0} + k p^*_{le} \dots (E.1)$$

Où :

k : est le facteur de capacité portante ;

$r_{v;0}$ est la contrainte totale verticale initiale ;

p^*_{le} : est la valeur de calcul de la pression limite nette équivalente (déduite de l'essai pression métrique et les autres symboles sont définis dans l'article 1.6.

(3) Les valeurs numériques du facteur de capacité portante varient entre 0,8 et 3 en fonction du type de sol, de la profondeur d'encastrement et de la forme de la fondation.

(4) La pression limite nette équivalente (p^*_{le}) est déduite de la pression limite nette p^*_l , qui est définie pour un essai

Pression métrique comme la différence ($p_l - p_o$) entre la pression limite p_l et la pression horizontale des terres au repos, p_o au niveau de l'essai ; p_o peut être déterminé à partir du coefficient de pression des terres au repos K_o estimé et à partir des valeurs de la contrainte verticale effective q' et de la pression interstitielle u , par la formule

$$p_o = K_o q' + u. [3]$$

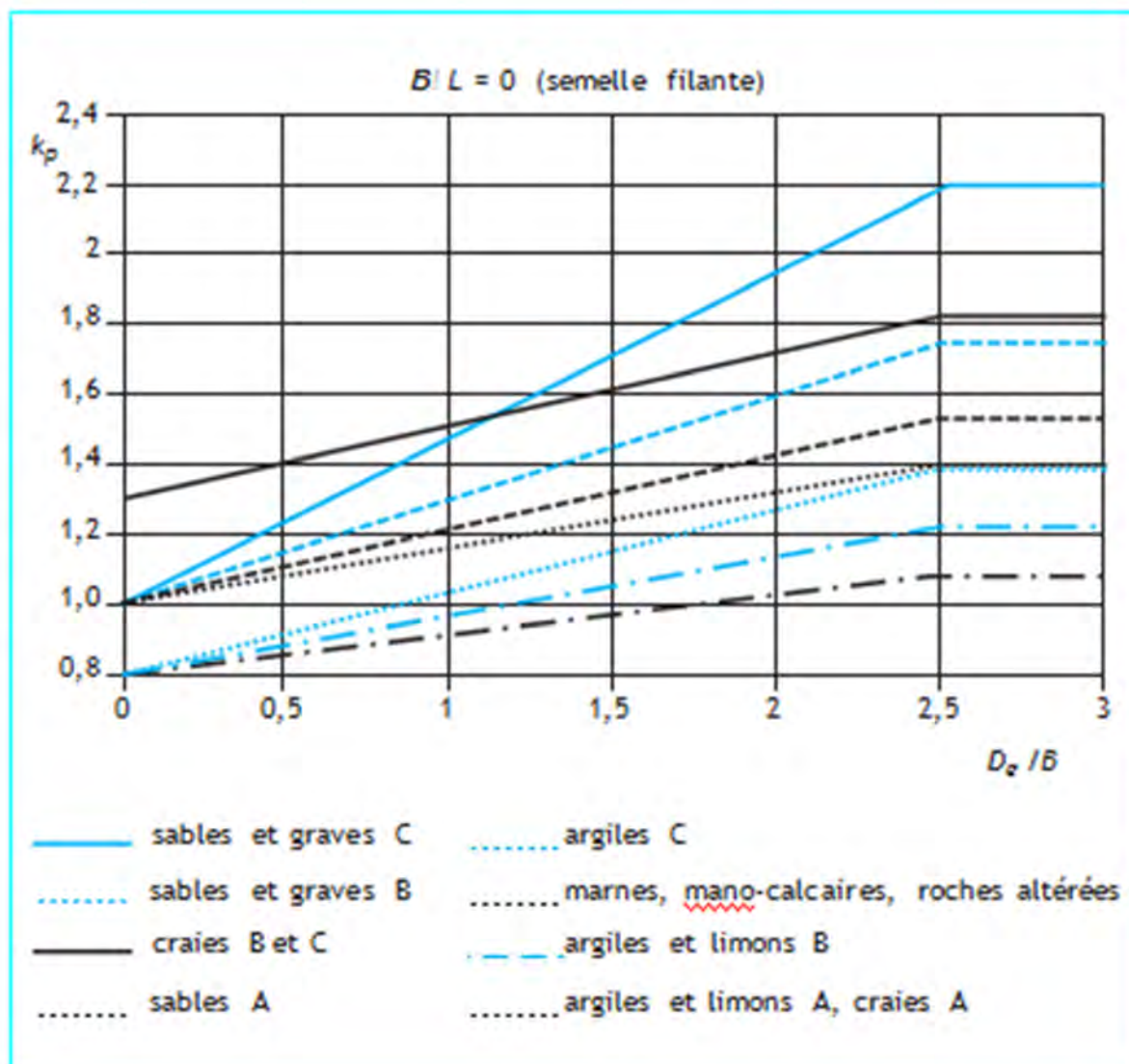


Figure 1.7 : Facteur de portance pression métrique pour les semelles filantes [2].

1.4.2 : Tassement des fondations superficielles

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 œdométrique, 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 dilato- mètre plat Marchetti DMT et essai pression métrique Ménard), très utilisées notamment pour les sols pulvérulents, à cause des diffi- cultés évidentes de prélèvement et d'essai en laboratoire [2].

1.5 : comportement des fondations superficielles :

Des études sur des modèles réduits ont permis de définir 3 zones de sol dans lesquelles le comportement est différent en phase de rupture.

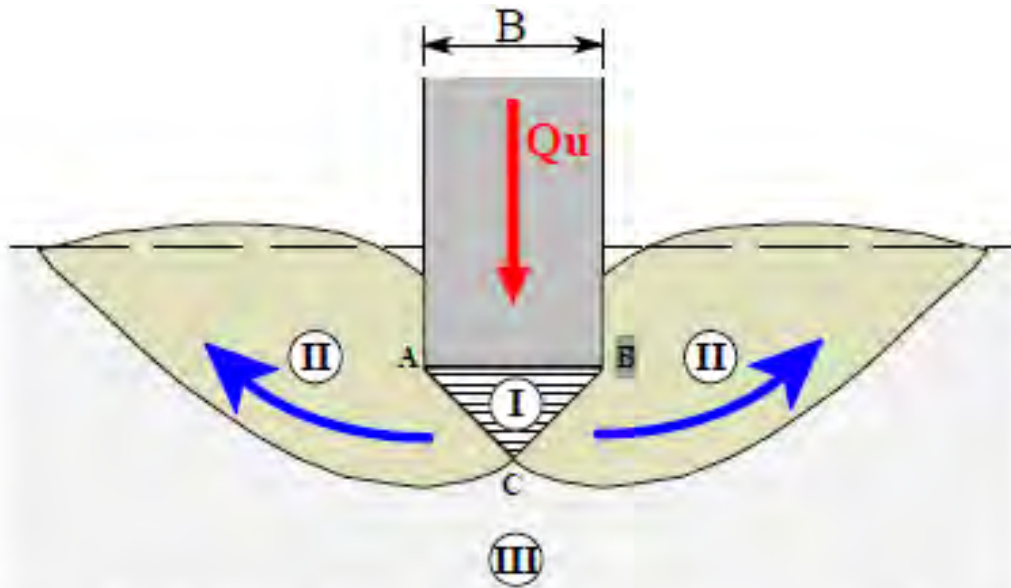


Schéma de rupture d'une semelle

Figure1.8 : Schéma de rupture d'une semelle [1].

- ✓ **Zone I** : située directement sous la semelle, cette zone, formée d'un coin délimité par les points A, B, et C est fortement comprimée. Cette zone se déplace avec la semelle.
- ✓ **Zone II** : Le sol est refoulé vers la surface ; les déplacements et cisaillements sont très importants. Il s'y produit une rupture généralisée.
- ✓ **Zone III** : le sol est peu ou pas perturbé par la rupture.

Voyons comment se comporte une semelle de fondation dont fait croître le chargement jusqu'à la rupture du sol.

Au fur et à mesure de l'application de la charge croissante, le sol tasse de façon quasi linéaire au début, pour augmenter rapidement de façon asymptotique à la valeur Q_u . Cette valeur limite n'est pas très précise; elle est conventionnellement définie pour $S = \frac{B}{10}$

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 [1].

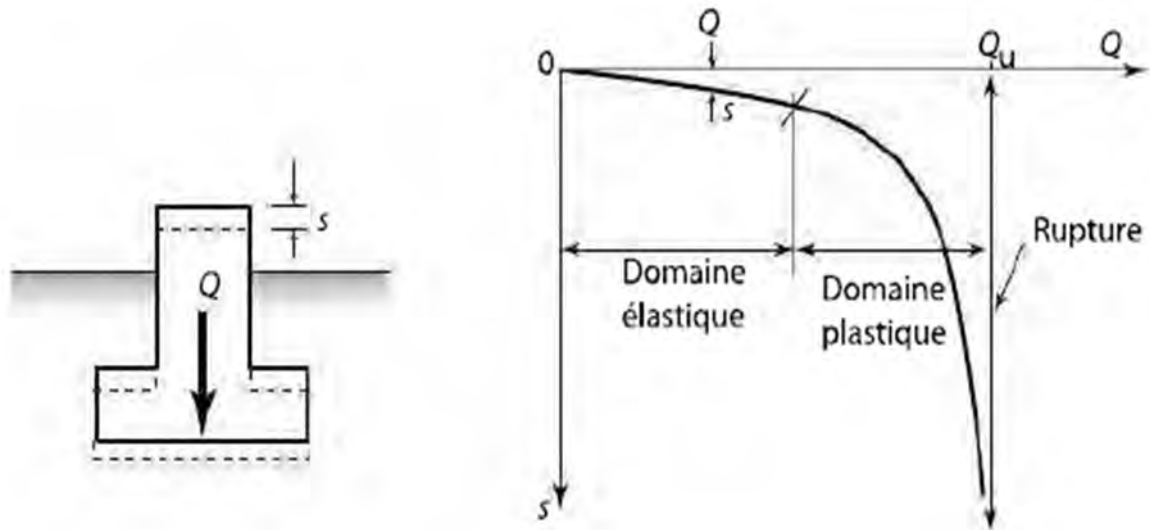
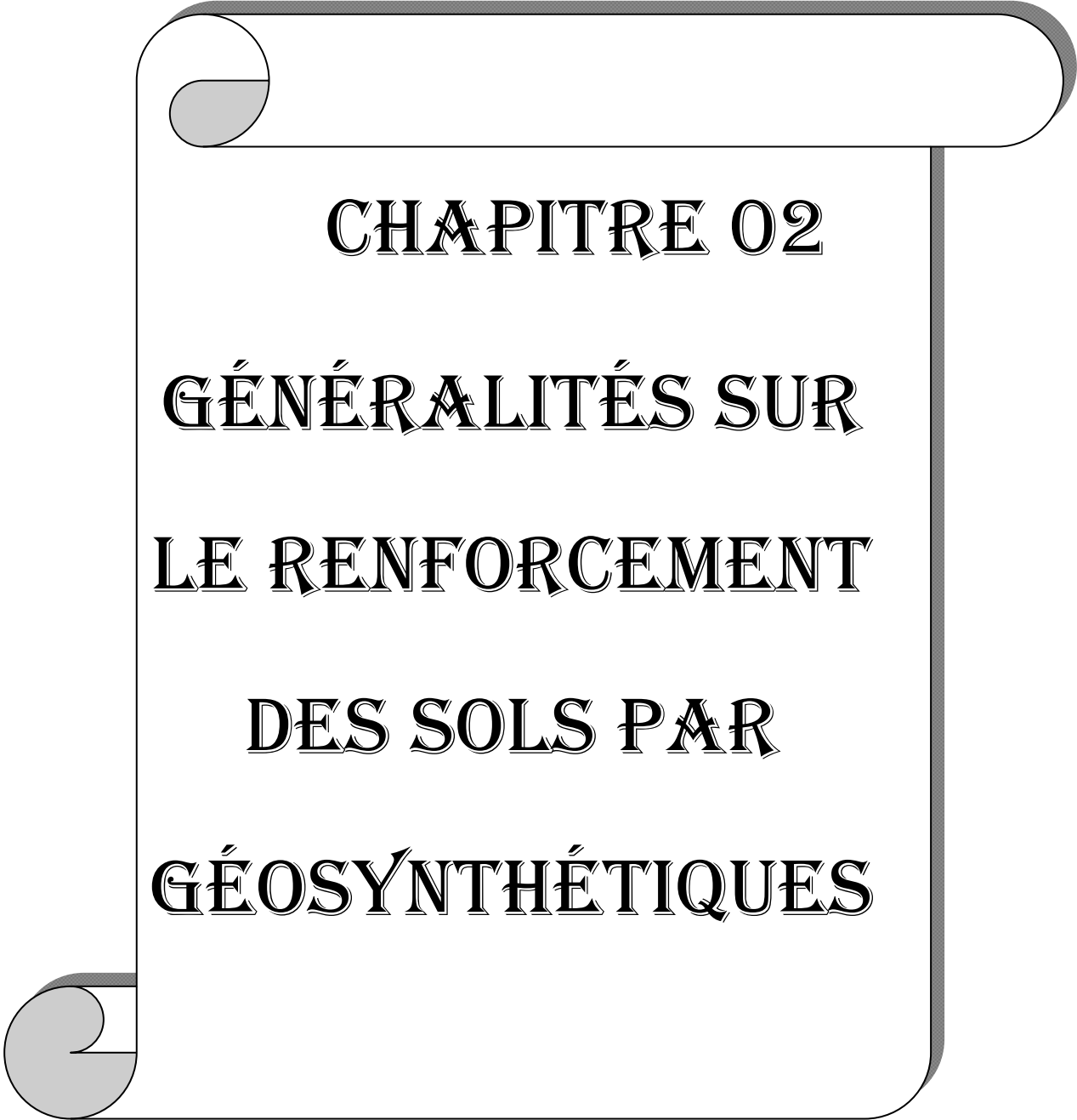


Figure 1.9 : Chargement vertical d'une semelle superficielle [4].

1.6. Conclusion :

Une fondation superficielle et une fondation dont l'encastrement **D** dans le sol n'excède pas quatre fois la largeur **B**. Le mécanisme de rupture et la distribution des contraintes sous la fondation dépendent généralement de la nature du sol. Un projet de fondation superficielle adéquate doit répondre aux préoccupations suivantes :

- La fondation doit appliquer une contrainte adaptée à sa résistance à la rupture sur la fondation, c'est le problème de la capacité portante.
- Le tassement des fondations doit être limité pour éviter le basculement ou l'effondrement général et les fissures locales qui rendent la structure inutilisable.

A decorative frame resembling a scroll, with a grey shadow on the right and bottom edges. The top-left corner is rolled up, and the bottom-left corner is also rolled up, showing a grey interior.

CHAPITRE 02

GÉNÉRALITÉS SUR

LE RENFORCEMENT

DES SOLS PAR

GÉOSYNTHÉTIQUES

2. 1 Introduction

Le principe du renforcement des sols avec des matériaux plus ou moins étirables est une technique très ancienne en génie civil. Les briques d'argile et les sols granuleux sont renforcés avec des fibres telles que l'adobe, les pointes de rotin, les branches, le bambou, etc., selon les produits naturels existants dans les différentes régions. En revanche, dans le génie civil moderne, le renforcement des sols est utilisé dans les terrassements depuis les années 1960, d'abord avec des bandes métalliques (Vidal, 1966) puis avec des géotextiles.

L'utilisation de la technique de renforcement des sols par géotextiles s'est développée pour une large variété d'applications dans les domaines géotechnique et hydraulique. L'inclusion de géotextiles dans les sols permet, selon le domaine ou la fonction de l'ouvrage, d'améliorer les propriétés de ces sols.

- Dans le domaine mécanique, les géosynthétiques (généralement tissés ou grilles) contribuent à améliorer les propriétés de renforcement et assurer la séparation de deux couches.
- Dans le domaine hydraulique, les géosynthétiques (géotextiles, généralement non- tissés, géocomposites ou géomembranes) contribuent à améliorer les fonctions de filtration, de drainage et d'étanchéification.

De nombreuses applications expérimentales ou réelles de renforcement des sols par des géosynthétiques dans le cas des murs de soutènement, des talus ainsi que des remblais construits sur des sols mous ont été réalisées avec succès. Ces ouvrages présentent les avantages suivants :

- Une structure relativement souple ;
- Des pentes de talus plus raides ;
- Une végétalisation possible des talus ;
- Un coût relativement moins élevé ;
- Un temps d'exécution court avec peu de personnel qualifié.

En moins de 50 ans, les géosynthétiques ont révolutionné de nombreux aspects de notre pratique et, dans certaines applications, ils ont complètement remplacé les matériaux de construction traditionnels. Dans de nombreux cas, l'utilisation de géosynthétiques peut améliorer considérablement les facteurs de sécurité, améliorer les performances et réduire les coûts par rapport aux conceptions traditionnelles et aux structures alternatives.

2 .2 Notions sur les géosynthétiques

Un géosynthétiques est défini comme étant un produit plan fabriqué à partir d'un matériau polymère, utilisé avec le sol, la roche, la terre ou tout autre matériau lié à la géotechnique faisant partie intégrante d'un projet, d'une structure ou d'un système de génie civil. (ASTM, 1997). Les principaux polymères utilisés pour la fabrication de géosynthétiques sont :

Le polyéthylène (PE) ; Le polyamide (PA) ; Le polyester (PET) ; Le polypropylène (PP) ; le polyéthylène haute densité (PEHD).

Ces polymères ont des propriétés différentes et le choix d'un géosynthétique peut être motivé dans certains cas par le type du polymère. (Laurent BRIANÇON, 2017). Il existe un certain nombre de géosynthétiques, pour des raisons pratiques, on est amené à regrouper ces géosynthétiques en deux grandes familles et ce en se basant sur leur mode de fabrication et leur rôle dans un ouvrage. Ainsi, on retrouve :

- Les produits perméables : Les produits perméables ont pour caractéristique commune d'être perméables aux fluides ou dont l'étanchéité n'est pas la fonction principale telle que les géotextiles et les produits apparentés aux géotextiles qui sont principalement : les géogrilles, les géonets, les géofilets, les géoconteneurs.
- Les produits imperméables : Les produits imperméables dont la fonction principale est l'étanchéité aux fluides On distingue dans cette catégorie, les géomembranes et les produits apparentés aux géomembranes (les géosynthétiques bentonitiques) (BORDES, 1995). L'association de ces deux familles de produits forme les géocomposites [5].

2.2.1 Fabrication

La plupart des géosynthétiques sont fabriqués à partir de polymères géosynthétiques tels que le polypropylène, le polyester, le polyéthylène, le polyamide (nylon), le chlorure de polyvinylidène, Et la fibre de verre.

Ces matériaux sont fortement résistants à la dégradation biologique et chimique ; les fibres peuvent être des filaments continus ou des géotextiles courts et des produits tels que filets et des grilles peuvent être combinés avec des géomembranes d'autres synthétiques pour tirer de meilleurs filaments

Les fibres peuvent également être produites en fondant une feuille ou un fil en plastique extrudé pour former les bandes minces [6].

2.2.2 Classification des géosynthétiques

Les géosynthétiques peuvent être généralement classés en catégories selon leur mode de fabrication. Ils sont essentiellement fabriqués pour une utilisation dans les domaines du génie civil et de la protection de l'environnement ainsi que dans les ouvrages hydrauliques et de transport. On distingue communément quelques types principaux de géosynthétiques, chacun ayant sa propre fonction ; Les principes types de géosynthétique sont présentés dans (Figure 2.1) [6].

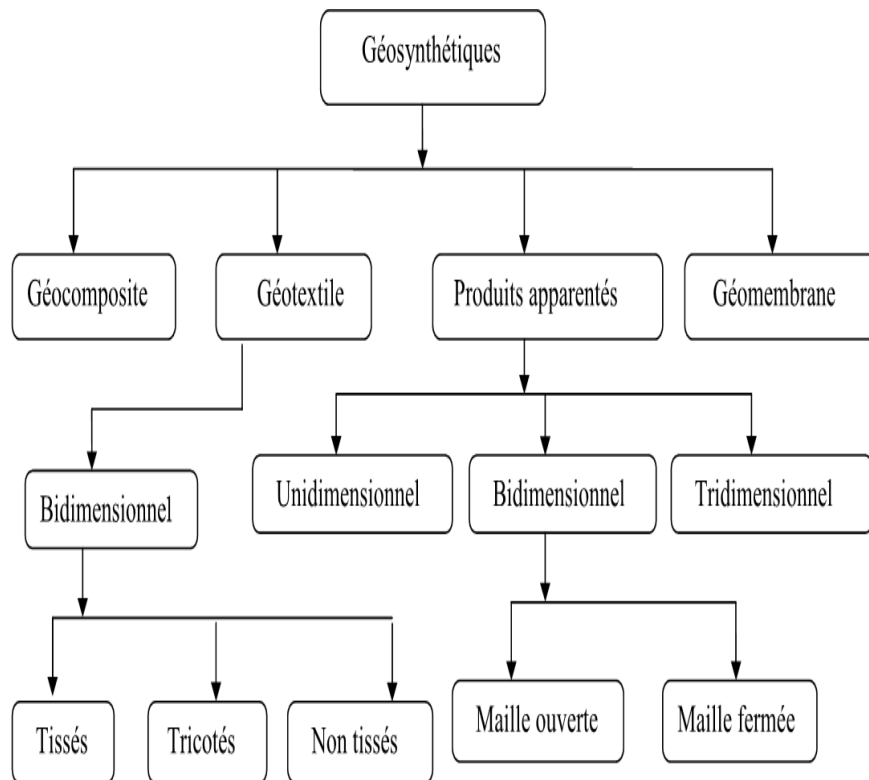


Figure 2.1 : Les principes types de géosynthétique (schéma) [6].



Figure 2.2 : Les principes types de géosynthétique [6].

2.2.3 Types des géosynthétiques

Dans le principe, il est possible de renforcer une structure avec différents types de géosynthétiques comme montré par Baraize et son équipe qui ont réalisé, et comparé, des renforcements de massifs de soutènement chargés en tête et renforcés par des non-tissés et des géocomposites.

Géotextiles

Les géotextiles sont des produits tissés, non tissés, ou tricotés, perméables, fabriqués à base de polymère et utilisés dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. Leur domaine d'utilisation est très vaste et concerne aussi bien la géotechnique routière ; les centres de stockage de déchets, les aménagements hydrauliques ; la stabilisation des sols que le renforcement des fondations.

Les géotextiles sont trois types :

- 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 [6].



Figure 2.3 : Exemple de géotextile non tissé [6].

- Un tissé est constitué de séries de fils perpendiculaire combinés de façon systématique (exemple : des tissus utilisés pour des chemises, des voiles de bateaux, les bâches).
- 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 2.4 : Exemple de géotextile tricoté [6].

A. : Les géocomposites :

C'est un assemblage de matériaux qui combine deux ou plus des techniques de fabrication et où on utilise au moins un géotextile ou un produit parmi ces composants



Figure 2.5 : Exemple de géocomposite [6].

B. : Les géomembranes

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 la constitution d'une barrière étanche, soit entre le sol et un fluide, soit entre le sol et un gaz.



Figure 2.6 : Exemple de géomembranes [6].

2. 3 : Principaux domaines d'application

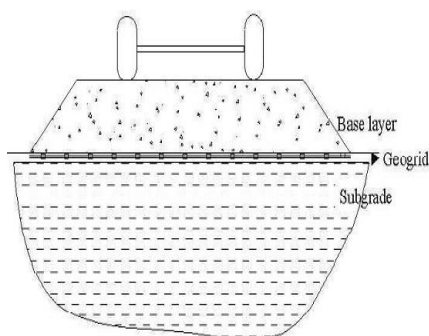
Les domaines d'application des géosynthétiques sont très variés dans le domaine du génie civil, parmi ses applications, en retrouvent principalement les ouvrages hydrauliques, des routes et infrastructures linéaires, des bâtiments, des tunnels et ouvrages souterrains et enfin des ouvrages pour la protection de l'environnement (AFNOR,2015).

Ouvrages hydrauliques : Les ouvrages hydrauliques comprennent essentiellement les réservoirs de stockage d'eau et barrages, des retenues d'altitude, des canaux et des couvertures flottantes de stockage d'eau potable dans lesquels les géosynthétiques sont surtout utilisés pour leur fonction d'étanchéité. D'autres types de fonctions de géosynthétiques comme la filtration, le drainage et le renforcement peuvent être également utilisés notamment dans les barrages en terre. Ou également l'utilisation des géosynthétiques pour la protection des berges de cours d'eau et des digues côtières contre l'érosion.

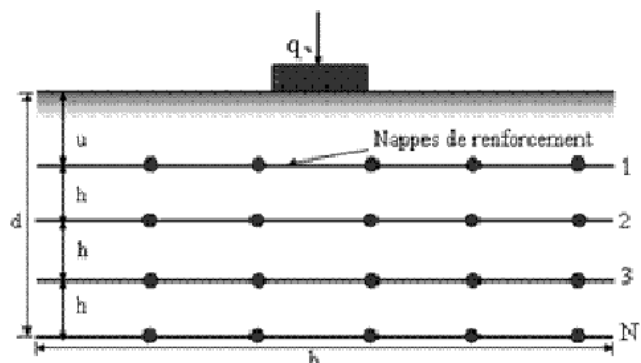
Routes et infrastructures linéaires : Ces ouvrages regroupent l'ensemble des infrastructures de transports terrestres ou souterrains. Il s'agit principalement des voies ferrées, des chaussées de routes, des pistes d'aéroport et des tunnels et ouvrages souterrains. L'ensemble des fonctions des géosynthétiques est utilisé dans ces ouvrages. A titre d'exemple, les géosynthétiques de renforcement et de relaxation de contraintes sont souvent utilisés dans les chaussées pour la limitation de l'orniérage et le retard des remontées de fissures.

On peut également citer le géotextile de séparation (anti-contaminant) qui permet de préserver les performances des couches de forme en limitant la quantité de fines qui s'introduit dans ces couches de forme.

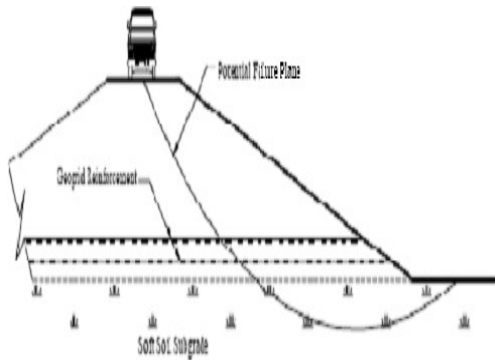
Bâtiments : La fonction de géosynthétique dans les bâtiments est principalement, la fonction de drainage qui est surtout utilisée pour drainer les flux de gaz ou d'eau. On peut citer par exemple le drainage horizontal des flux d'eau (remontées de nappes phréatiques par exemple) sous les dalles de béton. Par ailleurs, dans le cas de la construction de bâtiments sur des sites pollués, la fonction drainage (d'éventuels flux de gaz) peut être associée à la fonction étanchéité pour le confinement du sol chargé de matières polluantes [5].



Renforcement des sols fondation.



Renforcement des chaussées [6].



Renforcement d'un remblai [6].



Renforcement de pente [6].

2. 4 Choix des éléments de renforcement géosynthétiques

L'approche recommandée pour concevoir, choisir et indiquer le géosynthétique n'est pas différente de ce qui est généralement pratiqué dans n'importe quelle conception géotechnique et d'ingénierie.

D'abord, la conception devrait être faite sans géosynthétiques pour voir s'ils sont vraiment nécessaires. Si les solutions conventionnelles sont impraticables ou peu économiques, concevoir alors les calculs employant des évaluations d'ingénierie des propriétés géosynthétiques requise.

Les géosynthétiques qui jouent un rôle essentiel dans la stabilité des ouvrages, sont choisis en fonction de plusieurs critères :

Leur résistance à la traction à long terme tenant compte des effets du fluage, du vieillissement et de l'endommagement.

Le coefficient d'interaction par frottement à l'interface avec le matériau de remblai ou le sol.

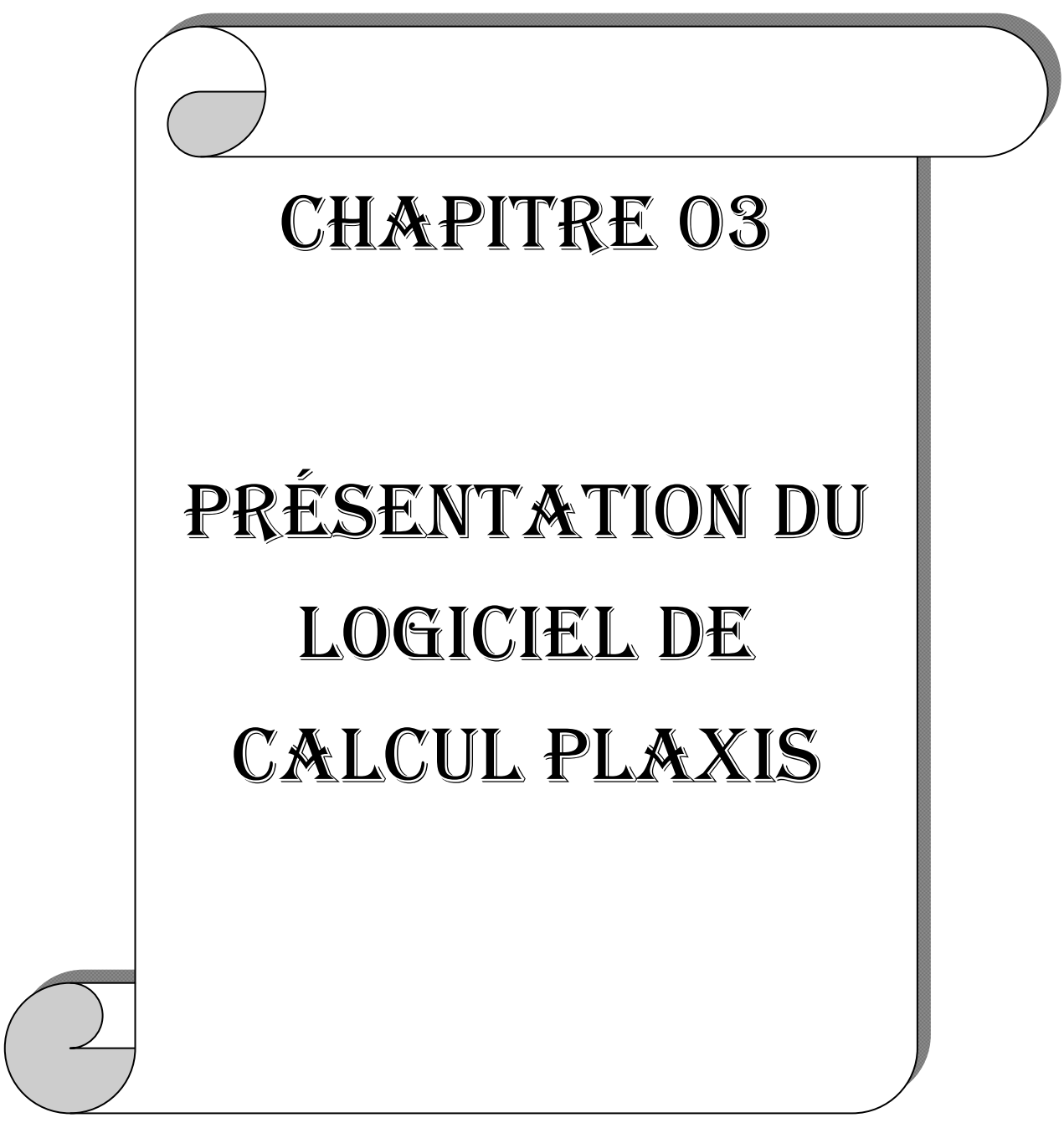
La nature du polymère dont ils sont constitués, qui doit être compatible en termes de vieillissement avec le matériau de remblai et le cas échéant avec le parement en pente [5].

2.5 Conclusion

D'un point de vue pratique, nous pouvons conclure que l'invention du sol renforcé et du renforcement des sols a permis des développements importants dans la construction d'ingénierie dans le domaine de la géotechnique

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

L'introduction des produits géotextile et géosynthétiques comme renforcement du sol à rendre le renforcement des sols, une procédure simple, économique, facile et rapide de mise en œuvre.

A decorative frame resembling a scroll, with a grey shadow on the left and top edges, and a grey semi-circle at the bottom left corner.

CHAPITRE 03

PRÉSENTATION DU LOGICIEL DE CALCUL PLAXIS

3.1 Introduction :

Les avancées technologiques poussent les ingénieurs à entreprendre des projets complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité. Pour mettre en œuvre ces projets et prendre en compte la complexité des méthodes d'analyse de la résistance des matériaux, l'ingénieur utilise des méthodes lui permettant de simuler le comportement de systèmes physiques complexes. La méthode des éléments finis est la méthode numérique la plus efficace en raison de sa multiplicité d'applications, car elle est utilisée dans de nombreux domaines industriels : aérospatial, nucléaire, génie civil, construction navale, machinerie, technologie, etc.

3.2 Bref aperçu sur la méthode des éléments finis :

La méthode des éléments finis est donc une technique récente à caractère pluridisciplinaire car elle met en œuvre les connaissances de trois disciplines de base [7] :

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

3.2.1 Concepts de base :

La méthode des éléments finis consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini d'éléments ou représentant des composants distincts du réseau. Ces éléments sont reliés les uns aux autres par des points appelés nœuds. Examinons d'abord le comportement des pièces individuelles, ces pièces sont ensuite assemblées de manière indépendante de manière à assurer un équilibre des forces et correspondent au déplacement réel de la structure en tant que corps continu. FEM est très puissant car il peut étudier correctement des structures continues avec des propriétés géométriques et des conditions de chargement complexes. Il nécessite de nombreuses opérations arithmétiques et est bien adapté à la programmation numérique en raison de sa nature répétitive [7].

3.2.2 Calculs par la MEF :

La méthode aux éléments finis est théoriquement, la plus satisfaisante puisqu'elle permet la modélisation des problèmes géotechniques complexes [7].

➤ Elle nécessite :

- La définition de la géométrie du problème, pour que les frontières du calcul n'influencent pas sur les résultats.
- Le choix d'une loi de comportement du sol, de type Mohr-Coulomb, Duncan, Cam-Clay etc...
- Les caractéristiques des ouvrages et des éléments d'interface pour introduire l'interaction sol-structures et les conditions hydrauliques.
- Les caractéristiques des butons ou des tirants d'ancrage.

- L'état initial des contraintes et des pressions interstitielles.

➤ **Elle permet :**

- d'effectuer les calculs d'écoulement ;
- de simuler toutes les phases de travaux ;
- de prendre en compte les variations des caractéristiques : des ouvrages, des couches de terrain et des lits de butons ou de tirants ;
- de calculer un coefficient de sécurité.

➤ **Les sorties fournissent pour les ouvrages sont :**

- les déplacements des ouvrages.
- les sollicitations internes des ouvrages.
- les efforts dans les butons ou tirants.

➤ **Et pour le sol :**

- les déplacements du sol.
- les déformations du sol.
- les contraintes totales et effectives dans le sol.
- les pressions interstitielles.
- de calculer un coefficient de sécurité.

3.3 Présentation de PLAXIS :

L'ingénierie géotechnique peut être analysée à l'aide de divers symboles d'éléments finis. Les ingénieurs expérimentés dans le domaine savent que le poids des hypothèses qui permettent le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Il sait que la terminologie des éléments finis n'est parfois pas implémentée - il ne veut pas interférer avec la numérotation des nœuds, les éléments de certaines options destinées aux enregistreurs numériques. Il veut avoir du code sur l'ordinateur pour gérer sa bureautique et la technologie quotidienne des études paramétriques de micro-problèmes. Plus important encore, il a dit à ses jours de ne pas surcharger la saisie de données fastidieuse et l'interprétation de documents [7].

3.3.1 Le code éléments finis 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 pseudo statique 2D. Scientifiquement, il s'agit d'un outil d'analyse non linéaire flexible non standard (5 paramètres) qui prend en compte la pression interstitielle (même les intégrales linéaires), doté de méthodes avancées, d'algorithmes puissants et éprouvés, ainsi que de procédures de sélection automatique, pour éviter des choix difficiles pour opérateurs inexpérimentés. Bien que numériquement fiable, le code utilise des éléments de haute précision (triangles à 15 sections) et un processus d'entraînement moderne (la méthode de la 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 par défaut (condition aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné.

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.

3.3.2 Options par défaut et solutions approchées [7]

Le système d'options par défaut et de solutions approchées spécifiques est l'un des pionniers des outils pour les projets d'ingénierie géotechnique, conçu pour faire gagner du temps à l'opérateur, lui éviter de l'ennuyer et finalement améliorer la convivialité. Logiciel. Ce système est indissociable du traitement du menu arborescent. Chaque branche du menu est bien évidemment figée dans le sens où elle effectue une tâche précise et bien définie, mais la variété des branches en fait un outil extrêmement flexible dans l'ensemble.

Les options par défaut commencent dès le maillage : L'opérateur peut bien entendu spécifier un maillage très détaillé, mais si seules les grandes lignes de celui-ci importent, le détail des éléments, agencé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de nœuds-clé, avec contrôle permanent à l'écran. Le meilleur est d'ailleurs en cours de refonte en vue d'accroître son efficacité.

Également sur les conditions aux limites de déplacement : si celles-ci sont Complexe, les ingénieurs doivent spécifier les subtilités de manière précise, bloquant les visages couvrir

votre visage. En revanche, s'ils ont des caractéristiques standards (vecteur de déplacement nul en bas du domaine étudié et vecteur de déplacement horizontal nul sur les côtés de celui-ci), l'application (par défaut) peut être exécutée automatiquement depuis le menu via la commande immédiate contrôle des résultats à l'écran.

L'application des contraintes initiales dues au poids des terres peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre. Cependant, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état K_0 donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre K_0 et les autres caractéristiques mécaniques). Le menu permet alors, par un changement fictif nul, de rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après application de la gravité. L'option K_0 est particulièrement intéressante -et réaliste- dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale (paroi moulée dans un sol mou par exemple).

La pression interstitielle a toujours été PLAXIS (néerlandais obligation !) : pour ceux qui souhaitent calculer avec précision le champ de pression interstitielle Des états permanents ou temporaires peuvent être atteints grâce aux modules d'écoulement dans les milieux poreux. Mais bien sûr, cette opération prend du temps (opérateur et machine). Si la nappe phréatique n'est pas trop éloignée de l'eau, dans son état initial et final, on sait la pression n'est pas très différente de la pression hydrostatique ; si nous prenons ce champ de pression A l'approche, le calcul devient très simple, puisqu'il s'agit juste de faire face aux changements de poussée d'Archimède, PLAXIS offre cette possibilité souvent très appréciable.

La conduite des calculs non linéaires constitue un autre exemple de la souplesse d'utilisation que procure ce logiciel : l'opérateur peut évidemment faire lui-même ses choix de taille d'étape de chargement, de nombre d'étapes, de rigidité d'interface, de méthode de résolution... ; s'il ne désire pas assumer ces choix, le logiciel peut les décider à sa place, compte tenu de l'expérience des numériciens en la matière. Pour les calculs de consolidation, réalisés en différences finies explicites sur le temps, le choix du pas de temps peut également être décidé par l'utilisateur, ou bien calculé dans l'option par défaut, selon les critères numériques connus.

Le facteur de sécurité est un concept quelque peu magique en géotechnique car il Regroupe de grandes quantités de données dans un seul message. Méthode classique Ce nombre est généralement évalué selon la théorie de l'équilibre limite, en supposant que la réduction la résistance proportionnelle généralisée du matériau impliqué, qui ne Clairement ne constitue pas un véritable scénario de rupture. Voici la même méthode, qui fonctionne pour Élément fini élastique-plastique, présidé à l'évaluation du facteur de sécurité Plaxis. Le critère « interruption » est ici qualitatif et à la discrétion de l'observateur ; en tout état de cause, il est basé sur le niveau de mouvement du point de contrôle concerné travail de recherche. Le champ de déplacement obtenu est évidemment tout à fait fictif.

Un calcul par éléments finis fournit une masse imposante de résultats : des résultants 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.

3.3.3 Les modèles de comportements utilisés dans PLAXIS [8]

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

La démarche suivie dans le développement du code PLAXIS est différente. Un des objectifs de PLAXIS est de fournir à l'utilisateur un code d'éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délai raisonnable en utilisant des modèles de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale. En ce sens, PLAXIS peut apparaître comme une règle à calcul de l'ingénieur géotechnicien, ou le micro-ordinateur a remplacé la règle. C'est pourquoi les différents modèles de comportement utilisés dans PLAXIS sont des modèles qui peuvent apparaître simple, voire simplistes, mais qui sont efficaces quand ils sont utilisés dans des cas adaptés.

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

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

- quel est le comportement principal à modéliser ?
- utiliser un modèle qui décrive ce comportement ;

- interpréter les résultats, notamment en fonction des paramètres de la modélisation. En ce sens, la modélisation numérique ne fournit sous une autre forme que les données du problème posé.

3.3.3.1. Elastoplasticité

Un comportement de type élastique linéaire isotrope ne peut être utilisé qu'en première approche car il ne permet pas de prendre en compte les déformations irréversibles. La plupart des matériaux sont en effet élastoplastiques, leur comportement est caractérisé par l'apparition de déformations élastiques et de déformations irréversibles. La déformation totale est la somme des déformations élastiques ε_e et plastiques ε_p . Elle est donnée par l'équation suivante :

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p$$

3.3.3.2 Comportement élastoplastique

Le comportement élastoplastique peut être représenté par un modèle monodimensionnel, associant en série un ressort de raideur K , pour symboliser l'élasticité du matériau, à un patin de seuil S_0 (voir figure ci-dessous). La courbe effort déplacement ou contrainte-déformation que l'on trouve est présentée figure 3.1 [8] [9].

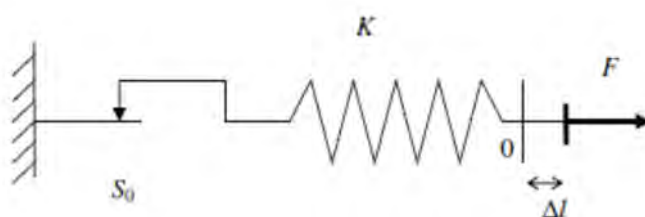


Figure 3.1 : Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique [8].

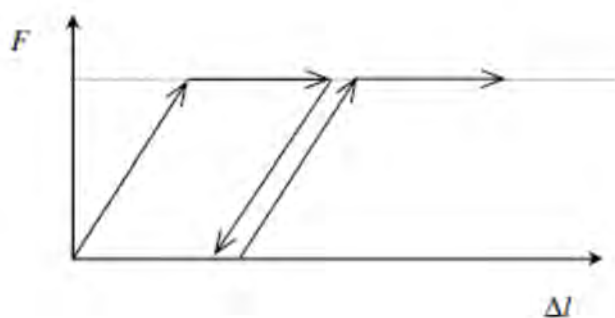


Figure 3.2 : Représentation du comportement élastique parfaitement plastique [8].

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 3.1 et 3.2 est un comportement élastique-plastique sans écrouissage. La figure 3.3 représente un comportement élastique plastique avec écrouissage.

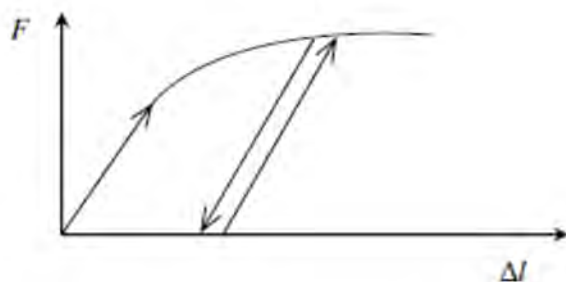


Figure 3.3 : Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage [8].

3.3.3.3 Modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb est un modèle élastique-parfaitement plastique (sans écrouissage). Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \tan \varphi + c$$

où σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et c et φ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (voir figure 3.4).

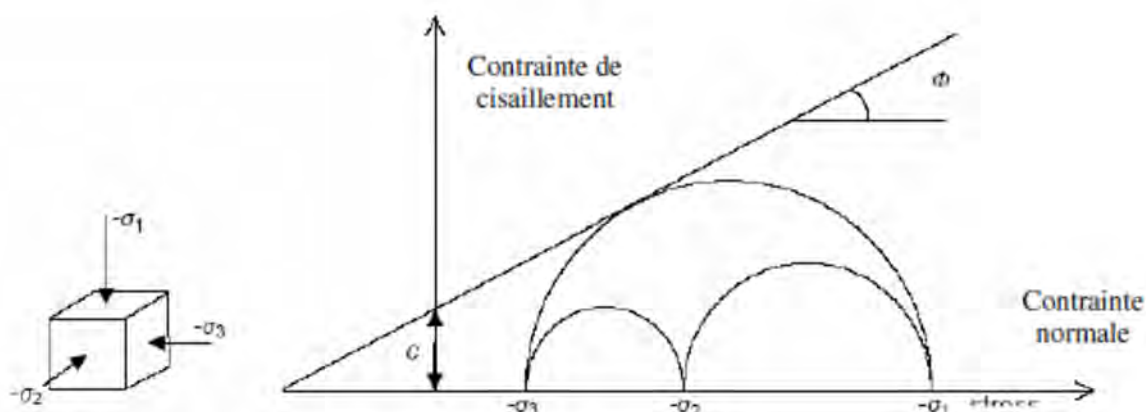


Figure 3.4 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb [8].

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 (voir figure 3.5) sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.

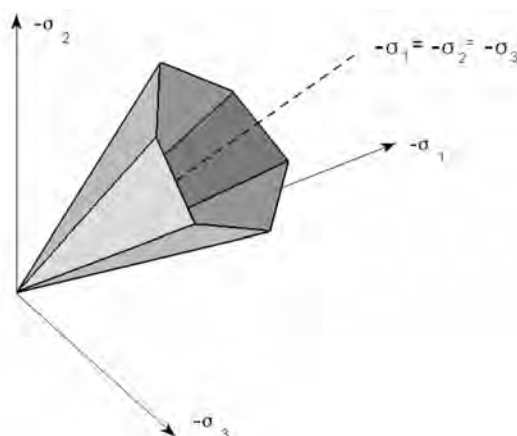


Figure 3.5 : Représentation du critère de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes [8].

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres (figure 3.6).

Mohr-Coulomb - Argile molle	
General Parameters Interfaces	
Stiffness	Strength
E_{ref} : 7995,000 kN/m ²	c_{ref} : 1,000 kN/m ²
ν (nu): 0,300	ϕ (phi): 26,000 °
	ψ (psi): 0,000 °
Alternatives	
G_{ref} : 3075,000 kN/m ²	
E_{oed} : 1,076E+04 kN/m ²	
Advanced...	
Next Ok Cancel Help	

Figure 3.6 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb [8].

a) Module d'Young :

Plaxis utilise le module d'Young comme de déformation de référence dans le modèle élastique et modèle de Mohr-Coulomb, mais d'autres modules de déformation sont également considérés. Un module de déformation a une dimension d'une contrainte (force par unité de surface).

Les valeurs de raideurs adoptées dans un calcul demandent une attention particulière parce que la plupart des géo matériaux présentent un comportement non linéaire dès le début du chargement.

En mécanique des sols, la pente initiales est appelée E0 et le module sécant 50% de la résistance en compression est noté E50 (figure 3.7).

Pour des argiles très consolidées et quelques roches avec un large domaine élastique, il est réaliste d'utiliser E0 alors que les sables et les argiles normalement consolidées, il est préférable de prendre E50.

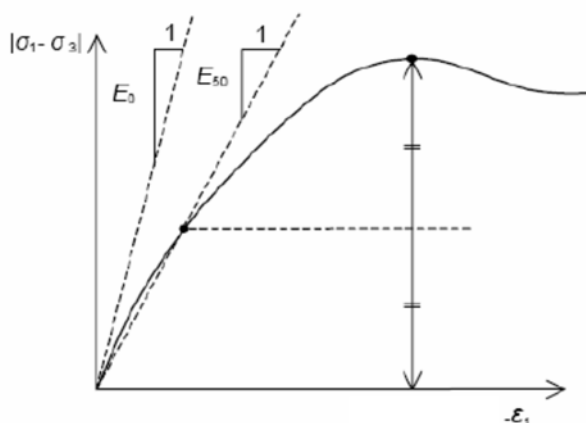


Figure 3.7 : Définition du module à 50 % de la rupture [7].

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

b) 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 [7] [9].

c) Angle de frottement :

L'angle de frottement est entré en degrés. Des angles de frottement élevés, obtenus parfois pour des sables denses, augmenteront de manière substantielle la difficulté numérique des calculs plastiques. Par conséquent, les angles de frottement élevés ($>35^\circ$) devraient être évités lors des calculs préliminaires pour un projet.

En peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb [7] [9].

d) Cohésion :

PLAXIS peut manipuler des sables sans cohésion ($c = 0$), mais certaines options ne fonctionneront pas bien. Pour éviter les complications, il est conseillé aux utilisateurs peu expérimentés d'entrer au moins une valeur faible (prendre $c > 0.02$ kPa), PLAXIS offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur [7] [9].

e) Angle de dilatance :

Le dernier paramètre est l'angle de dilatance noté ψ qui est donné en degré, c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$$\psi = \varphi - 30^\circ \text{ pour } \varphi > 30^\circ.$$

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

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 [7] [9].

3.3.3.4 Autres modèles disponibles dans le Plaxis

PLAXIS contient également des modèles de sols plus avancés comme :

❖ Modèle de sol avec écoulement ('Hardening Soil Model') :

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

- De prendre en compte l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente : les courbes œdométriques en contrainte-déformation ne sont pas des droites ;
- De prendre en compte l'évolution non linéaire du module lorsque le module de cisaillement augmente : le module E_{50} n'est pas réaliste : il y a une courbure des courbes effort- déformation avant d'atteindre la plasticité ;
- De distinguer entre une charge et une décharge ;
- De tenir compte de la dilatance qui n'est pas indéfinie.

❖ Modèle pour sols mous ('Soft Soil Model') :

Ce modèle (SSM) est un modèle dérivé du Cam-Clay. Historiquement le modèle Cam-Clay a été développé à Cambridge dans les années 60 par Roscoe, Schofield et al. . L'idée de base de ce modèle est de prendre en compte l'effet d'écrouissage que provoque sur les argiles la pression moyenne. Sous l'effet d'une pression moyenne, la teneur en eau diminue et l'argile devient plus résistante. Il s'agit d'un modèle élastoplastique avec une surface de charge. Sous la surface de charge, le matériau reste élastique, tandis que si le point représentatif de l'état de contrainte effectif atteint non réversible. Une surface de plasticité, associée, limite l'espace entre les états admissibles et non admissibles.

❖ Modèle pour sols mous avec effet du temps ('Soft Soil Creep Model') :

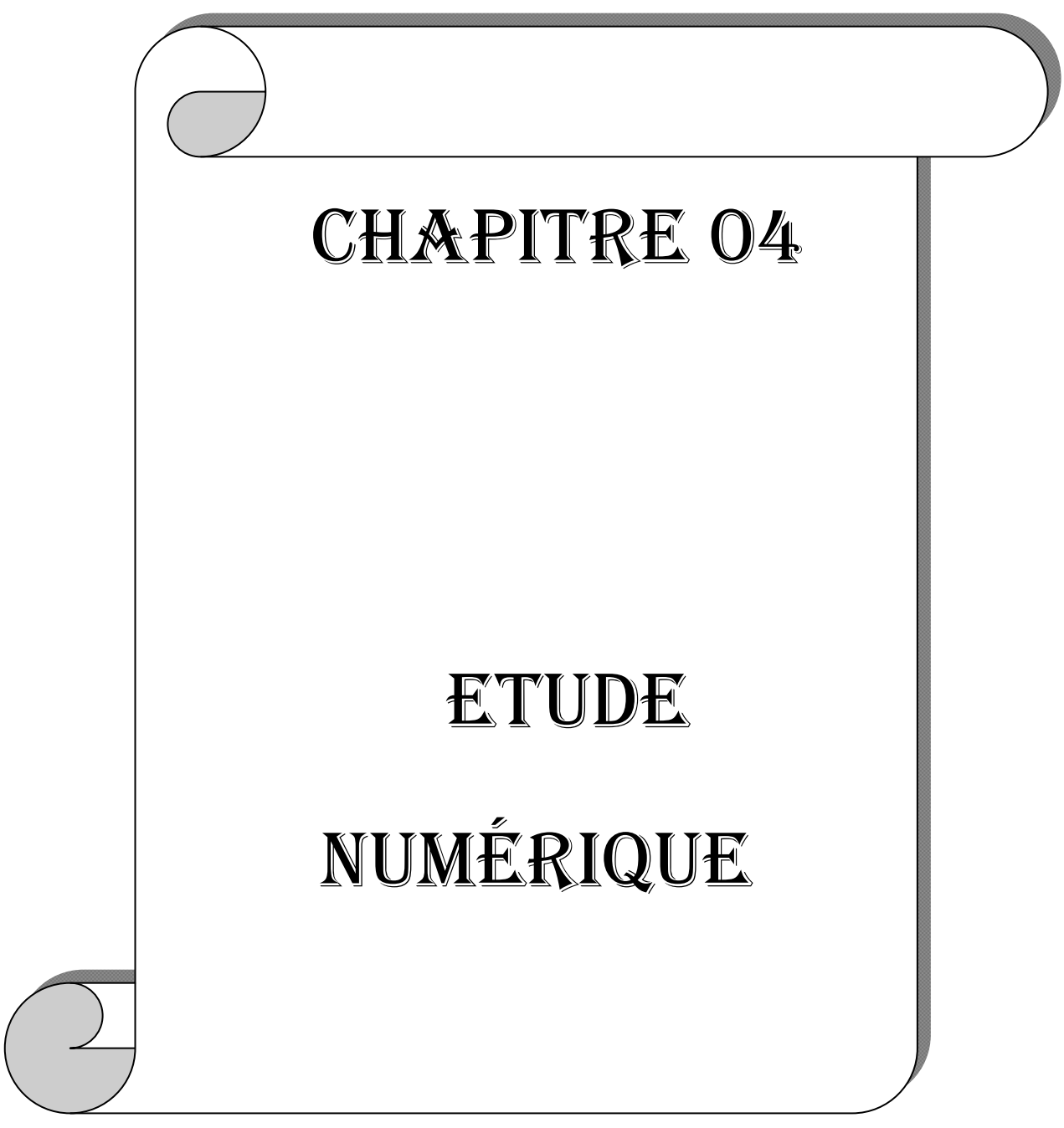
Le SSCM permet de prendre en compte l'écrouissage des argiles molles mais pas la consolidation secondaire : celle-ci traduit par une évolution de la déformation axiale dans un essai œdométrique en fonction du temps, après la fin de la consolidation primaire. Cette déformation évolue en fonction du logarithme du temps (au moins pour les échelles de temps observables). Elle est caractérisée par le paramètre α . Elle génère ce qui est appelé la quasi-préconsolidation dans des sols déposés depuis longtemps [8].

3.4 Conclusion

Le but de la modélisation géotechnique (au sens le plus large) est généralement de trouver des réponses à des problèmes spécifiques complexes. La modélisation numérique est un outil puissant qui n'a cessé de progresser depuis les années cinquante. Aujourd'hui, le mannequinat touche tous les domaines sans exception. Les méthodes numériques en géotechnique visent à décrire, expliquer ou prédire le comportement des structures naturelles ou artificielles en termes de lois physiques qui relient les changements de contraintes à la déformation et au déplacement. C'est dans ce contexte que le code PLAXIS offre la possibilité de prédire la rupture des fondations en simulant le comportement réel du sol à l'aide de lois de comportement suffisamment performantes.

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

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



CHAPITRE 04

ETUDE

NUMÉRIQUE

4.1 Introduction

Binquet et Lee (1975a, 1975b) rapportent la première étude sur l'amélioration de la capacité portante des fondations par l'inclusion d'éléments de renforcement. Dans leur étude, un modèle réduit a été utilisé pour analyser la capacité portante d'une fondation continue supportée par du sable renforcé par des bandes métalliques. Depuis 1985, de nombreux travaux de recherche ont été publiés sur l'amélioration de la capacité portante des fondations de sable renforcées par des géogrilles multicouches (ex. Omar et al., 1993 ; Yetimoglu et al., 1994 ; Adams et Colin, 1997 ; Shin et al., 2002). Ce chapitre résume les résultats les plus importants obtenus à partir de simulations numériques par éléments finis de fondations en bandes sur des surfaces sableuses basées sur le renforcement de dalles de géogrilles.

4.2 Présentation du cas étudié

Nous voulons étudier le comportement d'une fondation continue qui repose sur la surface d'une couche de sable. La fondation est rigide (alors un nivellement uniforme est imposé en surface). La définition géométrique utilisée pour cette étude est présentée dans les Figures II.1 et II.2 pour les sols non soutenus et renforcés, respectivement. Le problème a été conçu avec un modèle géométrique planaire (2D) d'une largeur de 15 mètres et d'une hauteur de 15 mètres.

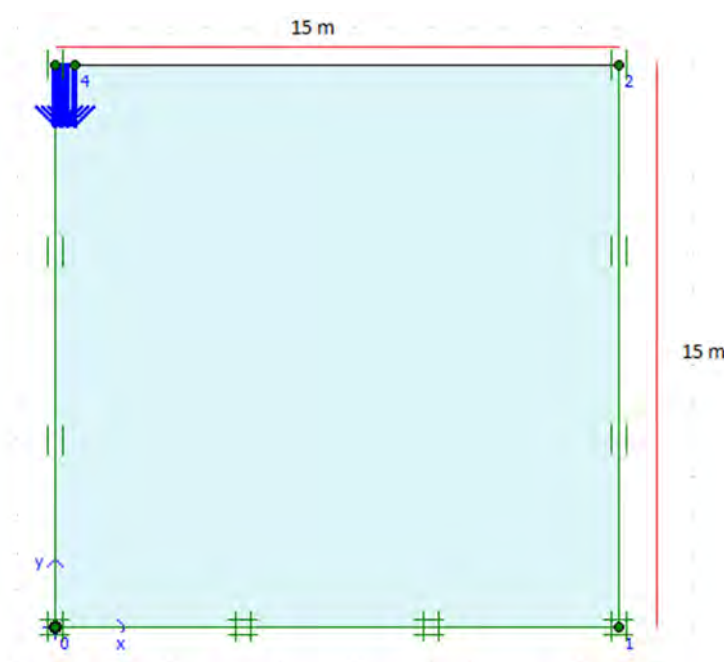


Figure 4.1 : Géométrie du problème pour le sol non renforcé.

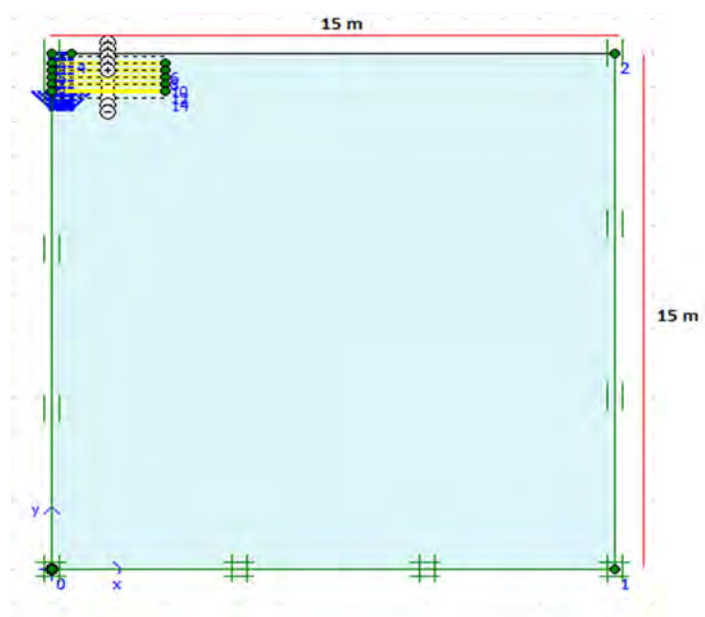


Figure 4.2 : Géométrie du problème pour le sol renforcé.

4.3 caractéristiques générales

4.3.1 Géométrie

La génération du modèle aux éléments finis commence par la création du modèle géométrique, qui est la représentation du problème réel à étudier. Un modèle géométrique est composé de points, de lignes et de calques.

4.3.2 Conditions aux limites

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

4.3.3 Caractéristiques des matériaux

Caractéristiques de sol :

Le modèle utilisé est le modèle de sol avec écoulement positif ('Hardening Soil Model') inclus dans Plaxis. Les propriétés géotechniques du sol sont regroupées au Tableau 4-1.

Tableau 4.1 : Caractéristiques de sol [6] [10] [11].

Paramètres	Désignation	Valeurs
Poids volumique apparent	γ_{unsat} (kN/m ³)	16
Poids volumique sature	γ_{sat} (kN/m ³)	20
Module de déformation	E (kN/m ²)	32000
Coefficient de poisson	ν	0.3
Cohésion	C (kN/m ²)	0.1
Angle de frottement interne	ϕ (°)	35
Angle de dilatance	ψ (°)	5

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 [6] [10] [11].

Le paramètre de réduction de résistance mécanique appliqué de l'interface

$$R_{\text{inter}} = 1.$$

4.3.4 Génération de Maillage

L'icône 'maillage' permet d'effectuer automatiquement le maillage du problème. On règle la finesse du maillage dans le menu « Mesh » sur « very fine », puis, on le raffine localement (en utilisant l'option « Refine line ») au niveau des géogrilles.

Le maillage est présenté sur la (Figure 4.3).

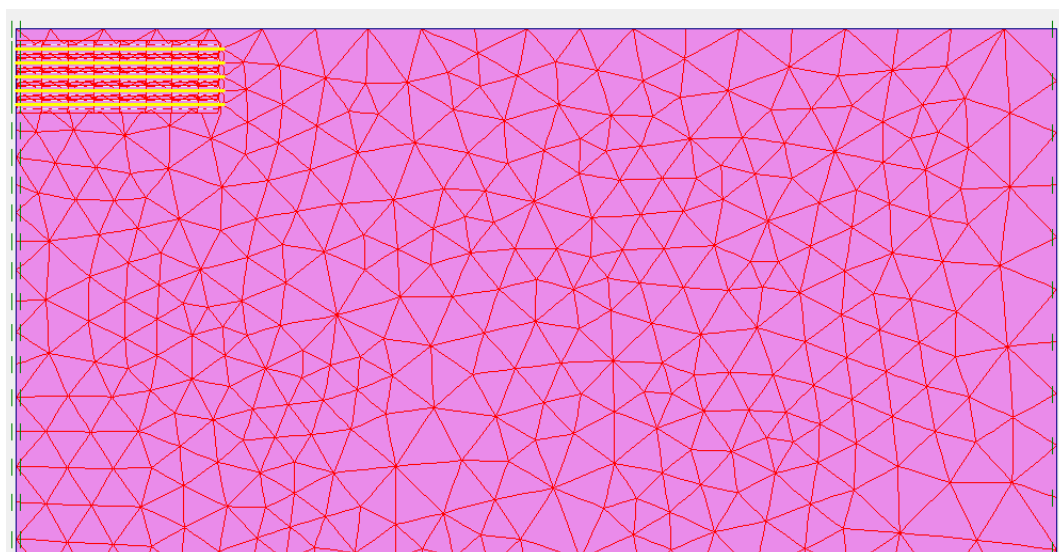


Figure 4.3 : Maillage avant le calcul.

4.3.5 Conditions initiales

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

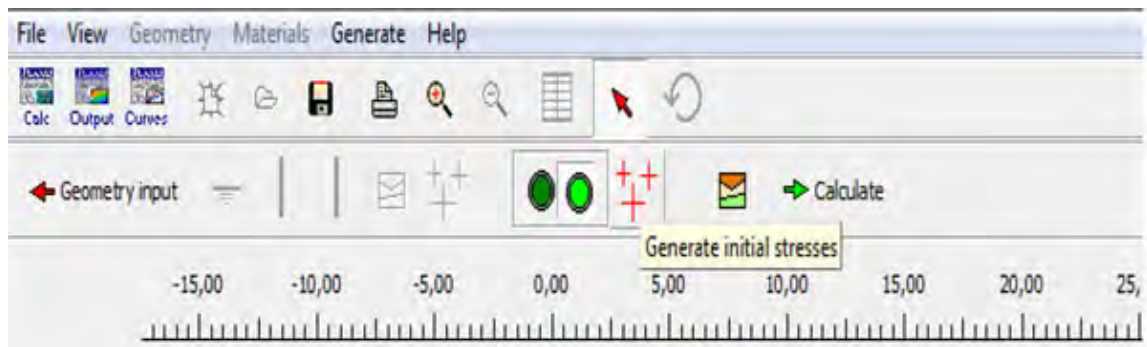


Figure 4.4 Initialisation des contraintes initiales avec la procédure K_0 .

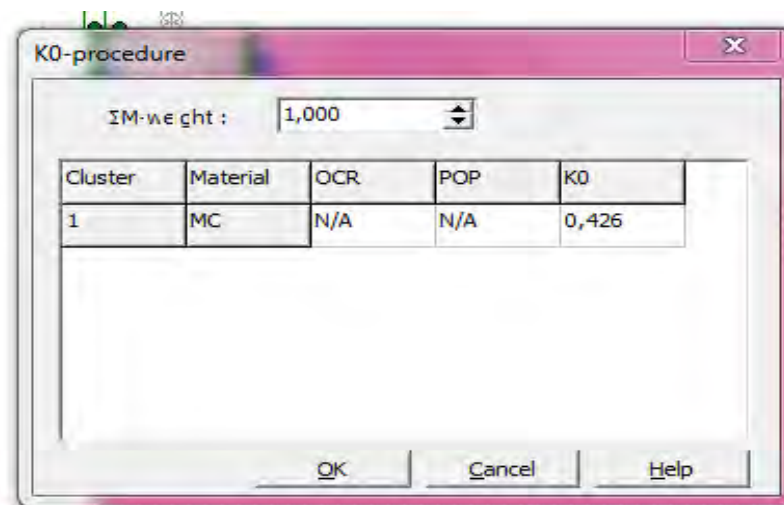


Figure 4.5 : Choix de K_0 .

Les contraintes initiales sont alors calculées

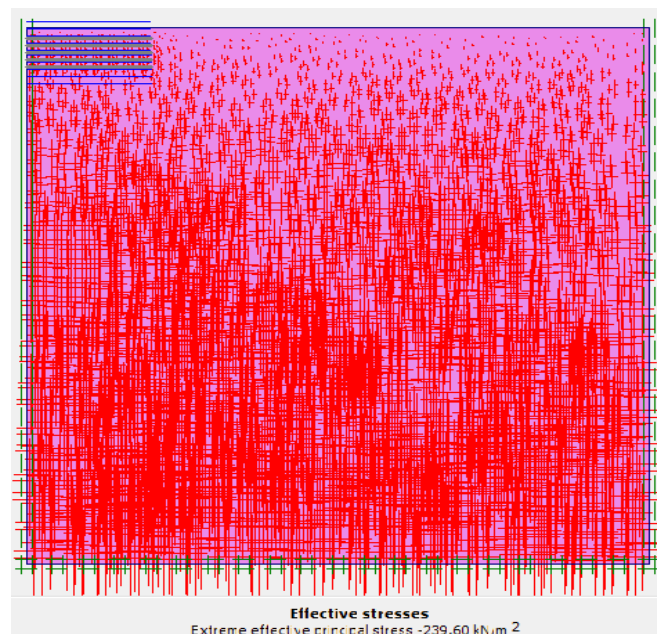


Figure 4.6 : Valeurs des contraintes initiales.

4.3.6 Calculs

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

a) - Général :

On choisit un calcul plastique

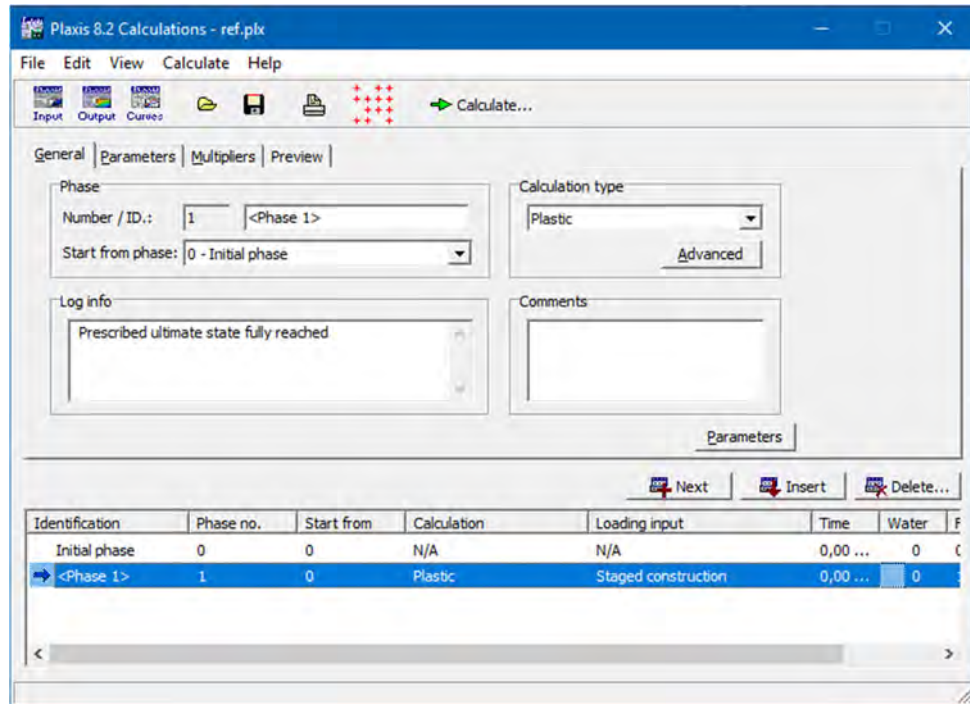


Figure 4.7 : Menu général de calcul.

b) - Paramètres :

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

- Le déplacement prescrit et donner sa valeur entre 0,05 et 0,08m 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 ».

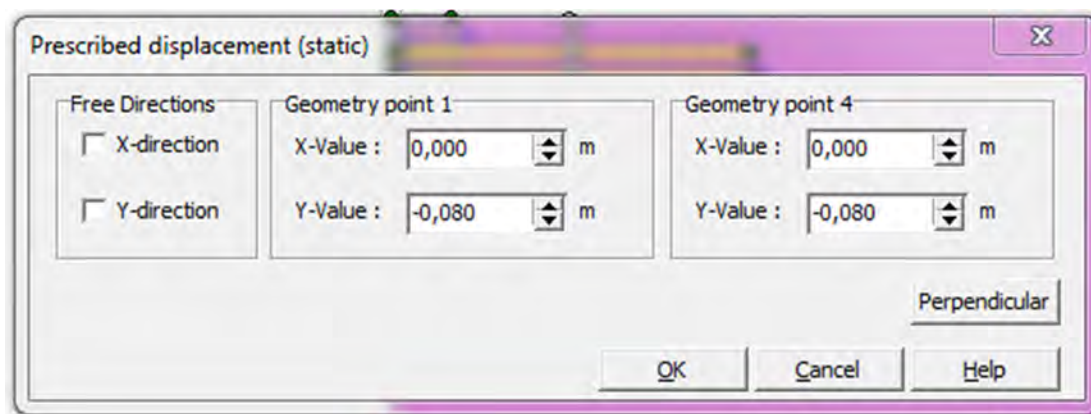


Figure 4.8 : Valeurs des déplacements imposé.

c) 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.

d) Calcul :

On peut alors lancer le calcul. Pendant celui-ci, une fenêtre d'information apparaît donnant l'évolution du calcul Figure 4.9.

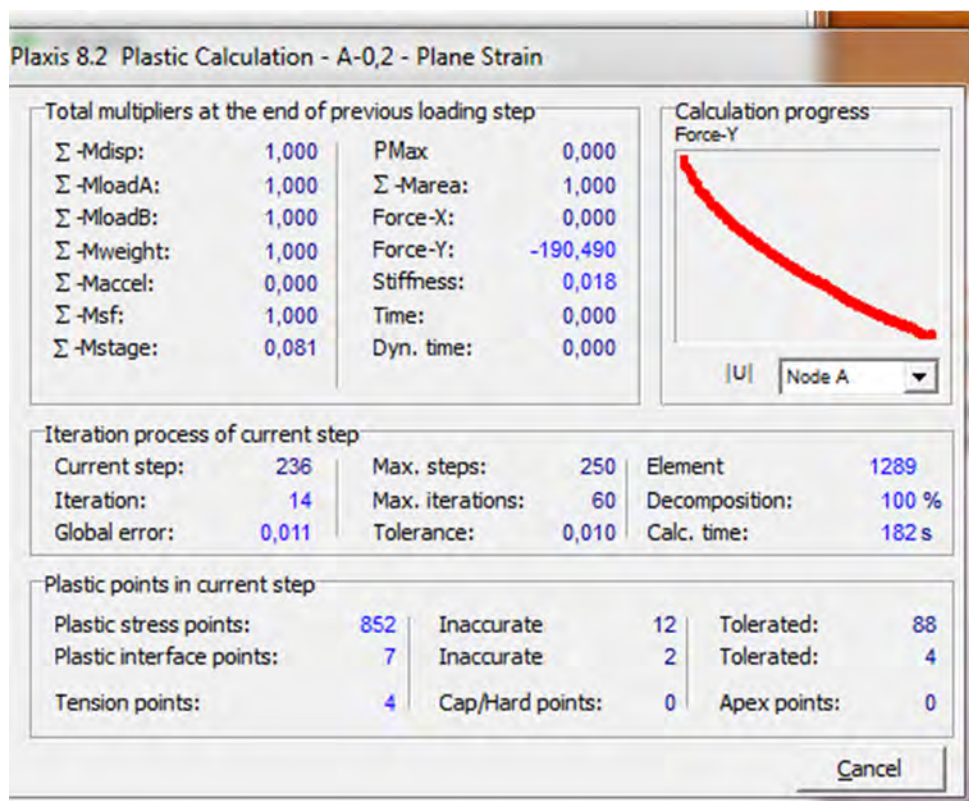


Figure 4.9 : Fenêtre d'évolution de calcul.

d) 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 respectivement

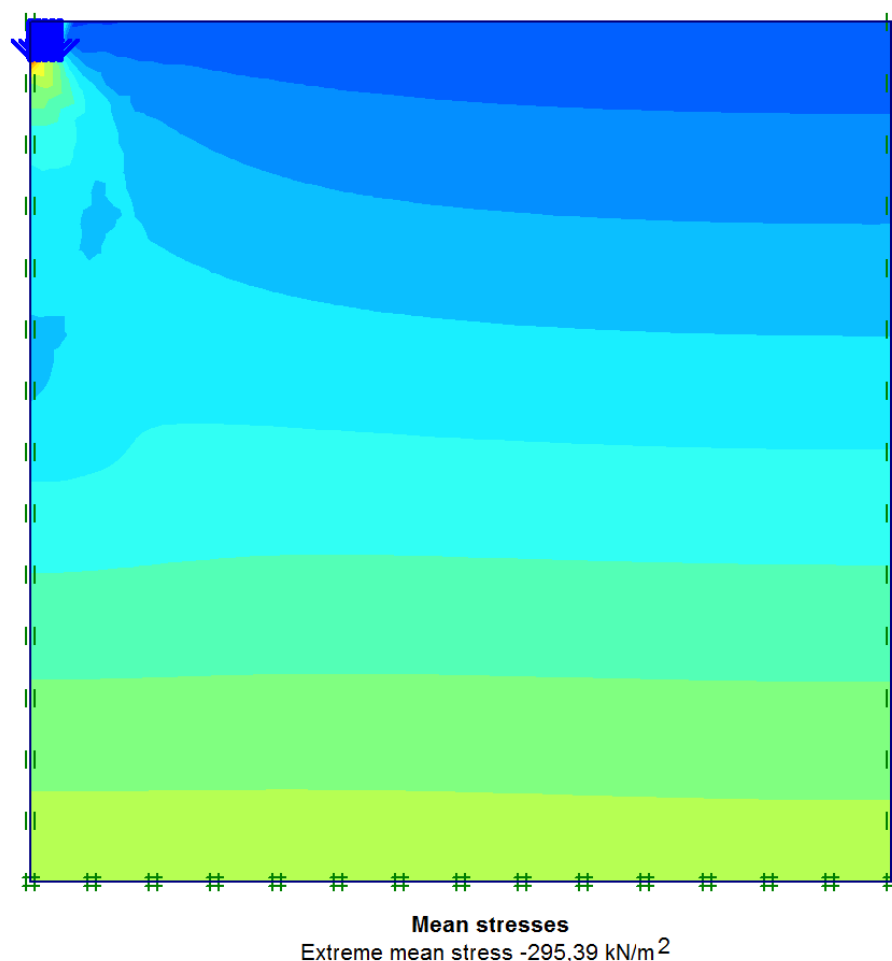


Figure 4.10 : Contrainte totale pour le sol non renforcé.

4.4 Fondation sur sol sans renforcement

Pour une fondation filante reposée sur un sol pulvérulent, établie sur une model sans renforcement, la formule de la capacité portante est donnée par la relation suivante

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \dots \dots \dots (4.1)$$

Où

N_γ : facteur de portance d'une fondation établie sur un une model sans renforcement

4.4.1 Application numérique

$$Q_u = \frac{F}{B \cdot 1\text{ml}} \dots\dots\dots (4.2)$$

Avec :

q_u : La charge verticale sur la surface plane ;

F : la charge verticale appliquée sur la semelle ;

B : largeurs de fondation ;

$$q_u = \frac{156.43}{1 \cdot 1\text{ml}} = 156.43 \text{ kN/m}^2 \rightarrow 156.43 \cdot 2 = 312.86 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots (4.3)$$

$$q_u = 312.86 \text{ kN/m}^2$$

4.4.2 Calcul théorique de la capacité portante (selon Terzaghi, Meyerhof et Hansen)

On donne :

$$N_{\gamma} \text{ Terzaghi} = 42.4 ; N_{\gamma} \text{ Meyerhof} = 37.15 ; N_{\gamma} \text{ Hanssan} = 33.9 ; \gamma = 16 \text{ kN/m}^3$$

$$q_u \text{ Terzaghi} = \frac{1}{2} B \gamma N_{\gamma} \text{ Terzaghi}$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 16 \cdot 42.4$$

$$= 339.2 \text{ kN}$$

$$q_u \text{ Meyerhof} = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma} \text{ Meyerhof}$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 16 \cdot 1 \cdot 37.15$$

$$= 297.2 \text{ kN}$$

$$q_u \text{ Hanssan} = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma} \text{ Hanssan}$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 16 \cdot 1 \cdot 33.9$$

$$= 271.2 \text{ kN}$$

Remarque : D'après les résultats obtenus, on voit que la valeur de la capacité portante donnée par le calcul numérique est proche de celles qui sont obtenues par les différentes théories.

4.5 Mécanisme de rupture

D'après cette étude, deux types différents de comportement chargement-tassement peuvent être mis en évidence. Pour le premier type comme le montre la **Figure 4.11**, le point de rupture n'est pas bien défini, ce type a été remarqué dans le cas des sols renforcés où $N \geq 3$. L'effet du renforcement sur l'augmentation de la capacité portante est évalué à un tassement spécifique en terme (BCR_s). La **Figure 4.12** indique le deuxième type de comportement où le point de rupture est bien défini, ce type a été remarqué dans le cas de sol non renforcé et sols renforcés où $N \leq 2$. Pour ce type de comportement, l'effet du renforcement sur l'augmentation de la capacité portante est alors évalué à un tassement limite (0,2m) en terme (BCR_u) Rapport de capacité portante par rapport à la charge ultime.

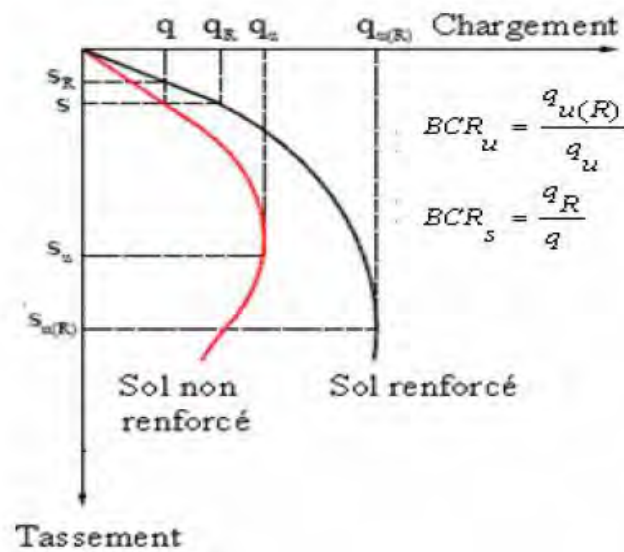


Figure 4.11 : Nature générale des courbes chargement-tassement avec et sans renforcement.

Avec :

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.

Sol non renforcé :

Le mécanisme de rupture observé pour un sol non renforcé est représenté sur la Figure 4.12.

Ce type de rupture est appelé rupture par cisaillement généralisé (Vesic, 1973).

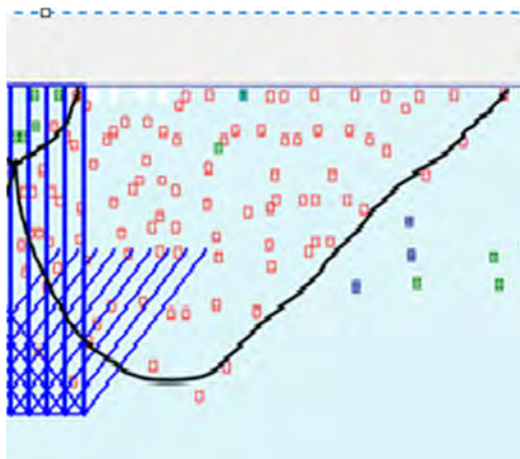


Figure 4.12 : Type de rupture pour un sol non renforcé.

❖ Sol renforcé :

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

Si des nappes de géogrilles sont placées dans le sol sous une fondation filante superficielle, la nature de la rupture dans la masse de sol est similaire à celle représentée dans **Figure 4.13**.

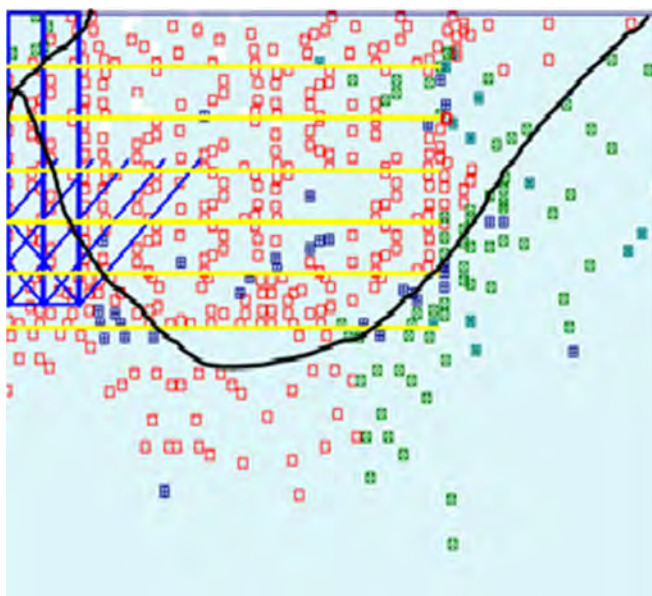


Figure 4.13 : Type de rupture pour un sol renforcé.

4.6 Influence des paramètres géométriques critiques

Selon des études antérieures, nous avons constaté que les données qui nous permettent d'obtenir de bons résultats sont les suivants :

$\frac{u}{b}$	$\frac{h}{B}$	$\frac{d}{B}$	$\frac{b}{B}$
0.3m	0.3m	2m	6m

Tableau 4.2 : Programme d'essais réalisés.

Séries	N	$\frac{u}{B}$	$\frac{h}{B}$	$\frac{b}{B}$
1 à 3 (séries A)	5	0.3	0.2, 0.3, 0.4	6
1 à 3 (séries B)	5	0.2, 0.3, 0.4	0.3	6
1 à 3 (séries C)	5	0.3	0.3	4, 6, 8
1 à 3 (séries D)	3, 5, 7	0.3	0.3	6

Tableau 4.3 : Résultats obtenus en termes de capacité portante ($\frac{kN}{m^2}$) et en termes de BCR_u

Séries			$q_u \frac{kN}{m^2}$	BCR_u
A	$\frac{h}{B}$	0.2	181,23	1,16
		0.3	176,02	1,13
		0.4	161,06	1,03
B	$\frac{u}{B}$	0.2	162,38	1,04
		0.3	176,02	1,13
		0.4	170,47	1,09
C	$\frac{b}{B}$	4	158,77	1,01
		6	163,10	1,04
		8	167,41	1,07
D	$\frac{N}{b}$	3	159,86	1,01
		5	163,01	1,04
		7	171,11	1,08

4.6.1 Interprétation des résultats pour (h/B)

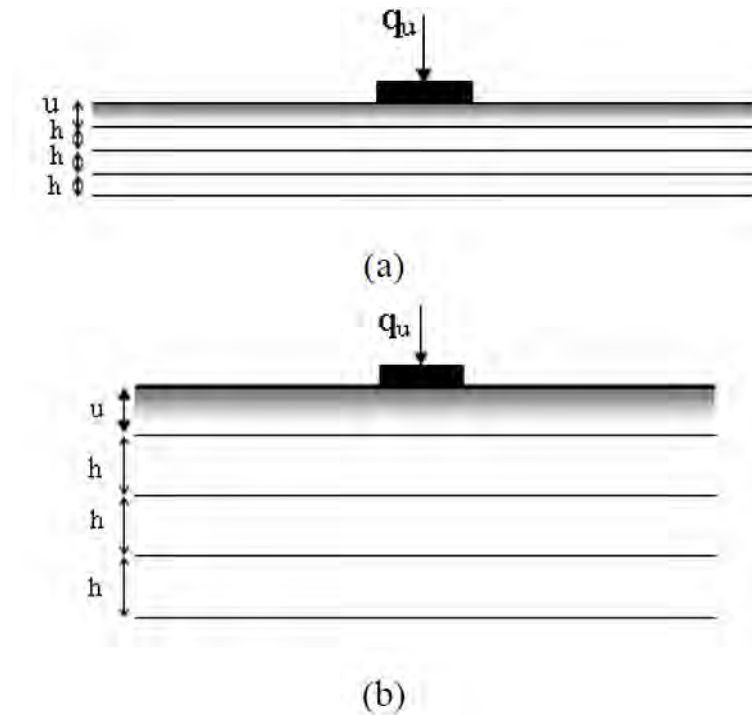


Figure 4.14 : Schéma de variation h/B .

Plus la distance entre les nappes de renforcement (h) est petite **Figure 4.16. (a)** plus l'interaction sol-géogridde diminuera ce qui implique que la force de frottement ne se développera pas à l'interface sol-renforcement. Cette dernière donne un démarrage entre le sol et les nappes de renforcements. Comme résultat, il y aura un manque de confinement latéral (le module de compressibilité du sol reste faible), ce qui n'améliore pas la capacité portante.

Quand la distance entre les nappes du renforcement (h) est grande **Figure 4.15.**, 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 géogrids subissent une déchirure, ce qui implique que l'augmentation de la capacité portante n'aura pas lieu.

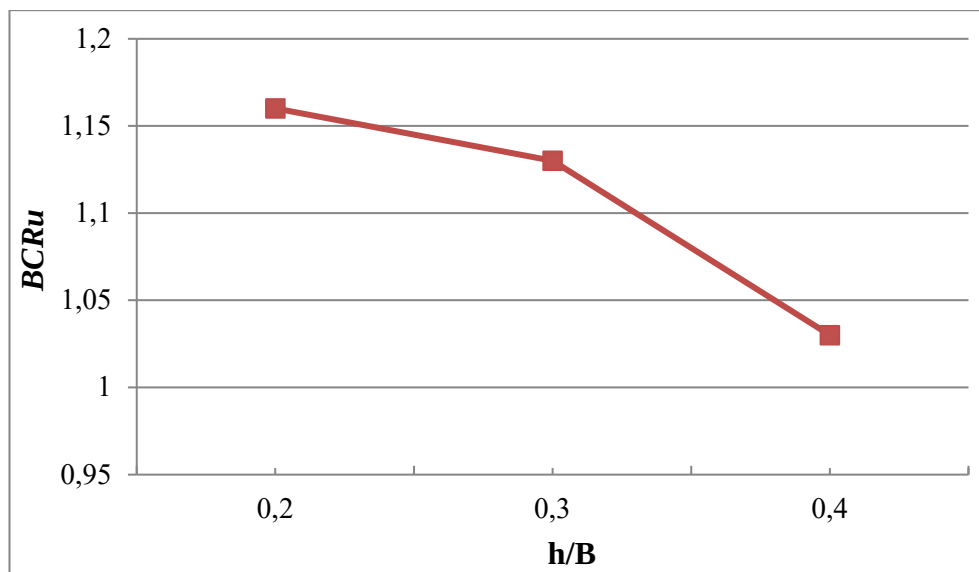


Figure 4.15 : Variation de $BCRu$ en fonction de h/B .

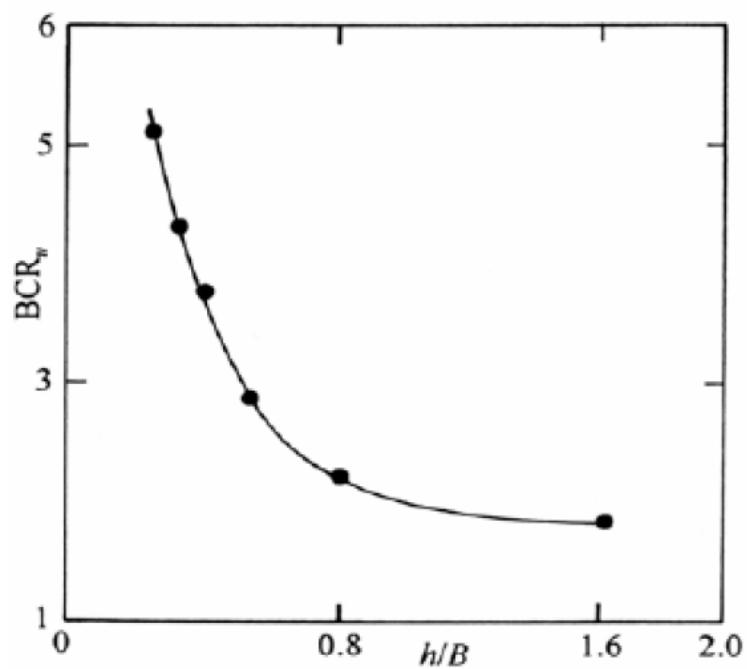


Figure 4.16 : Variation de $BCRu$ en fonction de h/B d'après Shin et Das (1999)

4.6.2 Interprétation des résultats pour (u/B) :

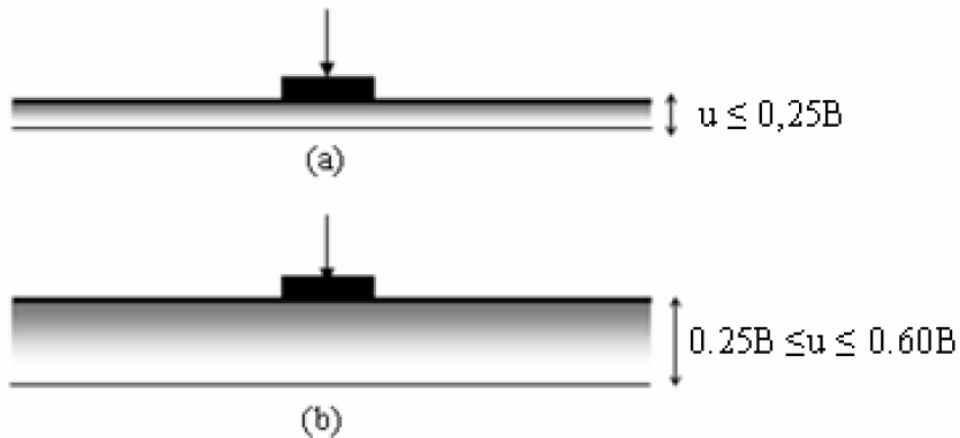


Figure 4.17 : Schéma de variation de u/B

Lorsque la distance (u) entre la première couche et le fond de la fondation est inférieure à $0,25B$ Figure 4.17. (a), La capacité portante est faible, ce qui pourrait expliquer la rupture de traction qui s'est produite et a entraîné la déchirure de la couche de renforcement supérieure. Mais lorsque (u) varie entre $0,25B$ et $0,60B$, voir Figure 4.17. (b) Les couches de renforcement supérieures ne se rompent pas en tension, tout en étant soumises à une contrainte normale, c'est-à-dire qu'elles se plient sans se déchirer ; par conséquent, des forces vers le haut sont générées pour supporter la charge appliquée, augmentant ainsi la capacité portante du sol renforcé.

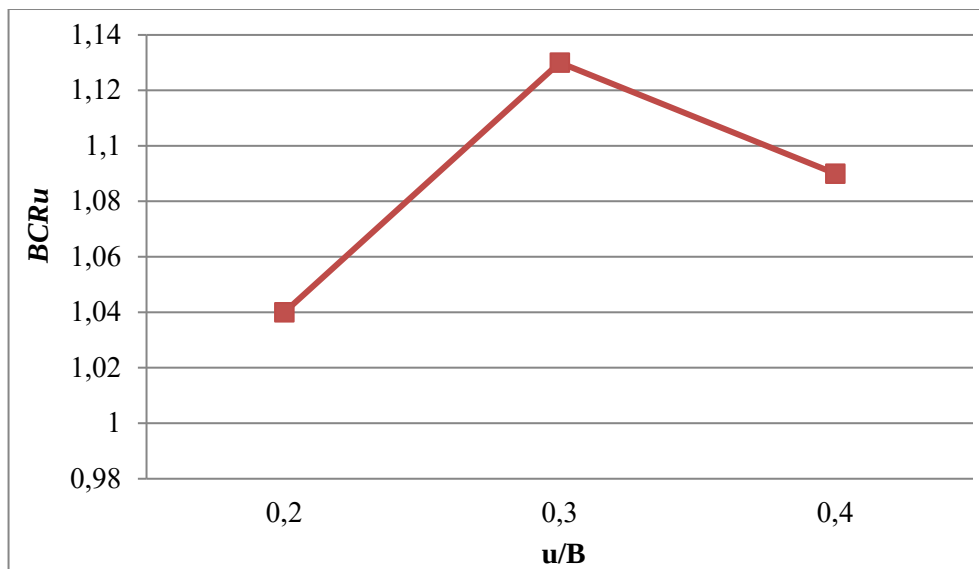


Figure 4.18 : Variation de $BCRu$ en fonction de u/B .

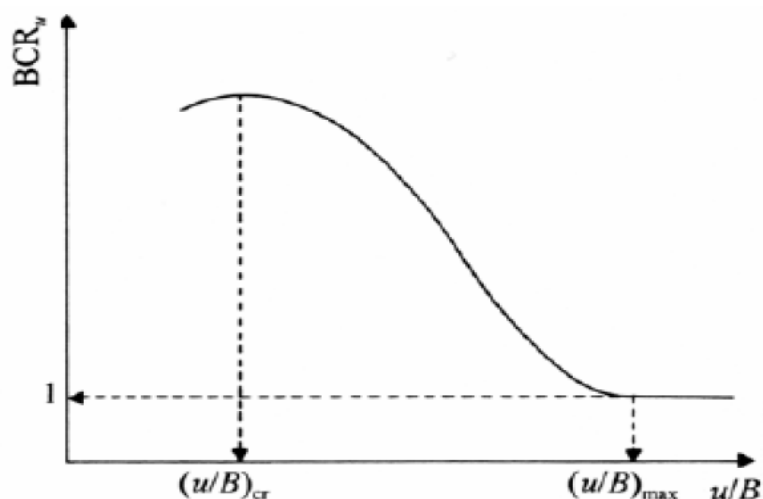


Figure 4.19 : Nature générale de la variation de BCR_u en fonction de u/B .

4.6.3: Interprétation des résultats pour (b/B) :

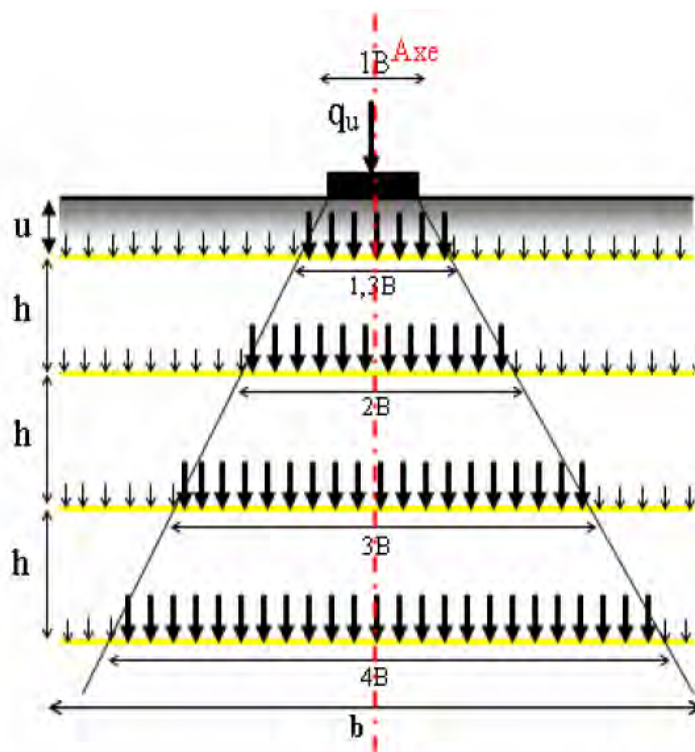


Figure 4.20 : Variation de BCR_u en fonction de b/B avec différentes valeurs de N .

Quand une charge est appliquée au sol à travers la fondation, elle va être répartie en termes de contraintes dues à l'introduction de nappes de géogrilles comme indiqué dans la **Figure 4.20**. Mais ces contraintes n'ont pas la même valeur ; la contrainte est maximale au niveau de l'axe de la fondation et de ses voisinages bilatéraux immédiats intérieurs au trapèze isocèle qui apparaît sur la **Figure 4.20**, elle est minimale au-delà des côtés latéraux de ce trapèze. Donc les nappes de renforcement sont mobilisées sur une largeur qui varie entre 1 et 4B.

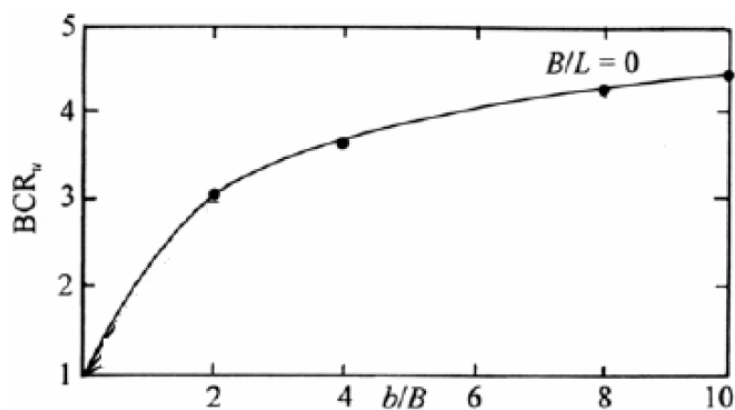


Figure 4.21 : Variation de $BCRu$ en fonction de b/B d'après Omar et al (1993).

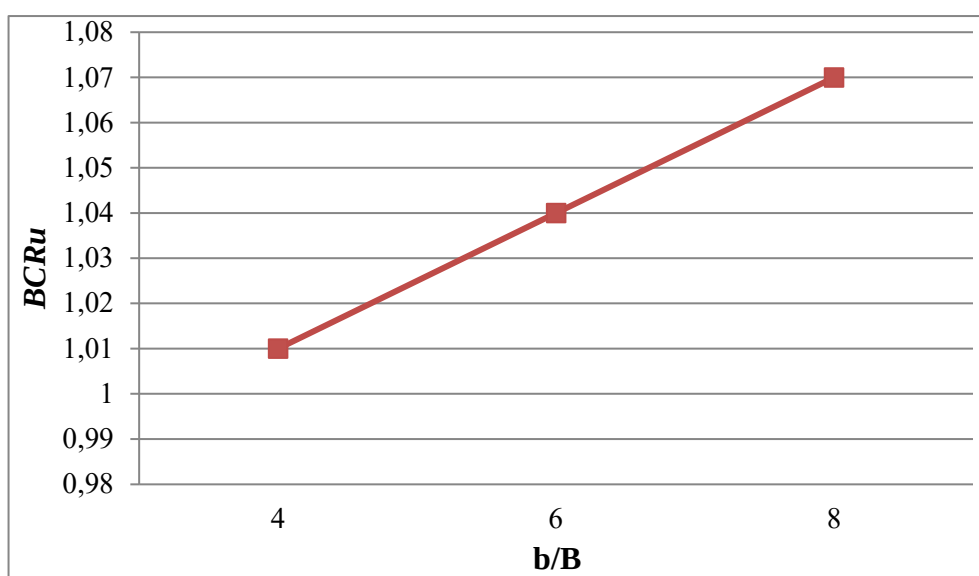


Figure 4.22 : Variation de $BCRu$ en fonction de b/B .

4.6.4 Interprétation des résultats pour (N) :

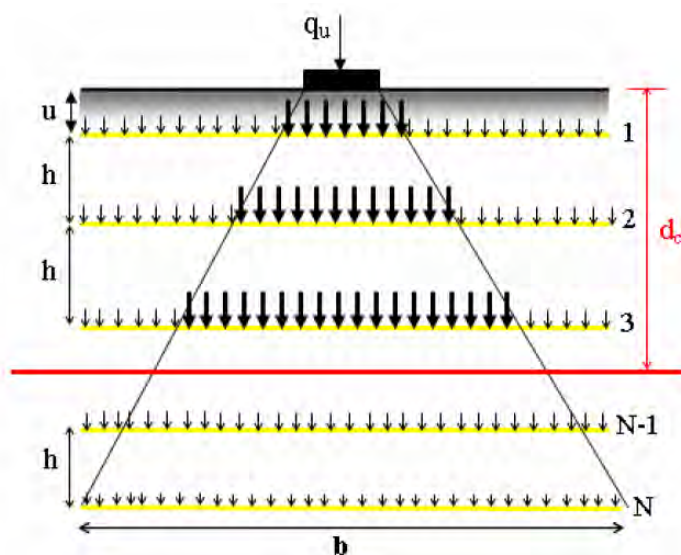


Figure 4.23 : Schéma de variation de N.

Lorsque la charge est appliquée au sol à travers la fondation, sa répartition est illustrée à la Figure 4.24. Pour des profondeurs inférieures ou égales à d_{cr} (profondeur d'armature), la contrainte est maximale, ce qui signifie que les couches sont bien sollicitées et à chaque fois que le nombre de couches augmente, la capacité portante augmente ; cela est dû à la contrainte maximale appliquée aux calques A.

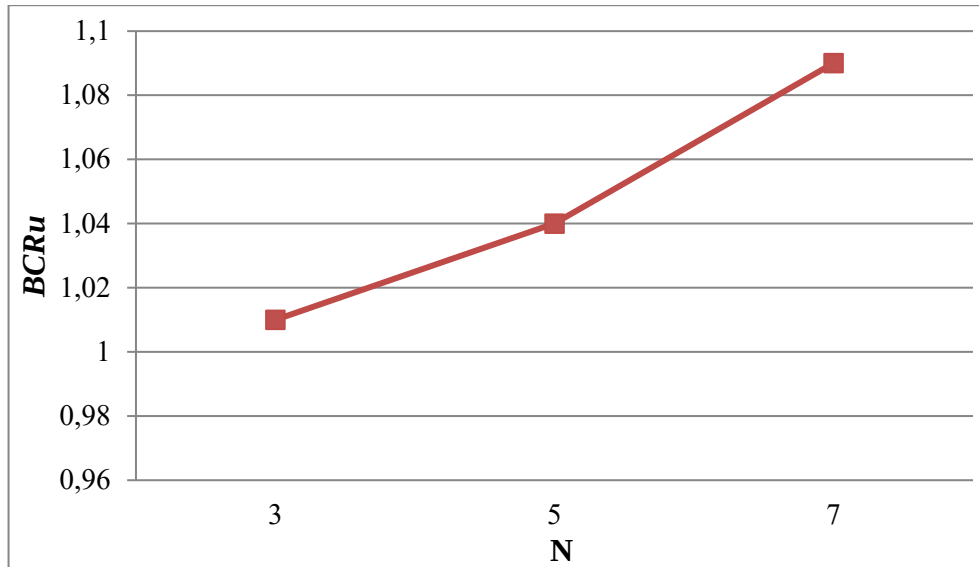
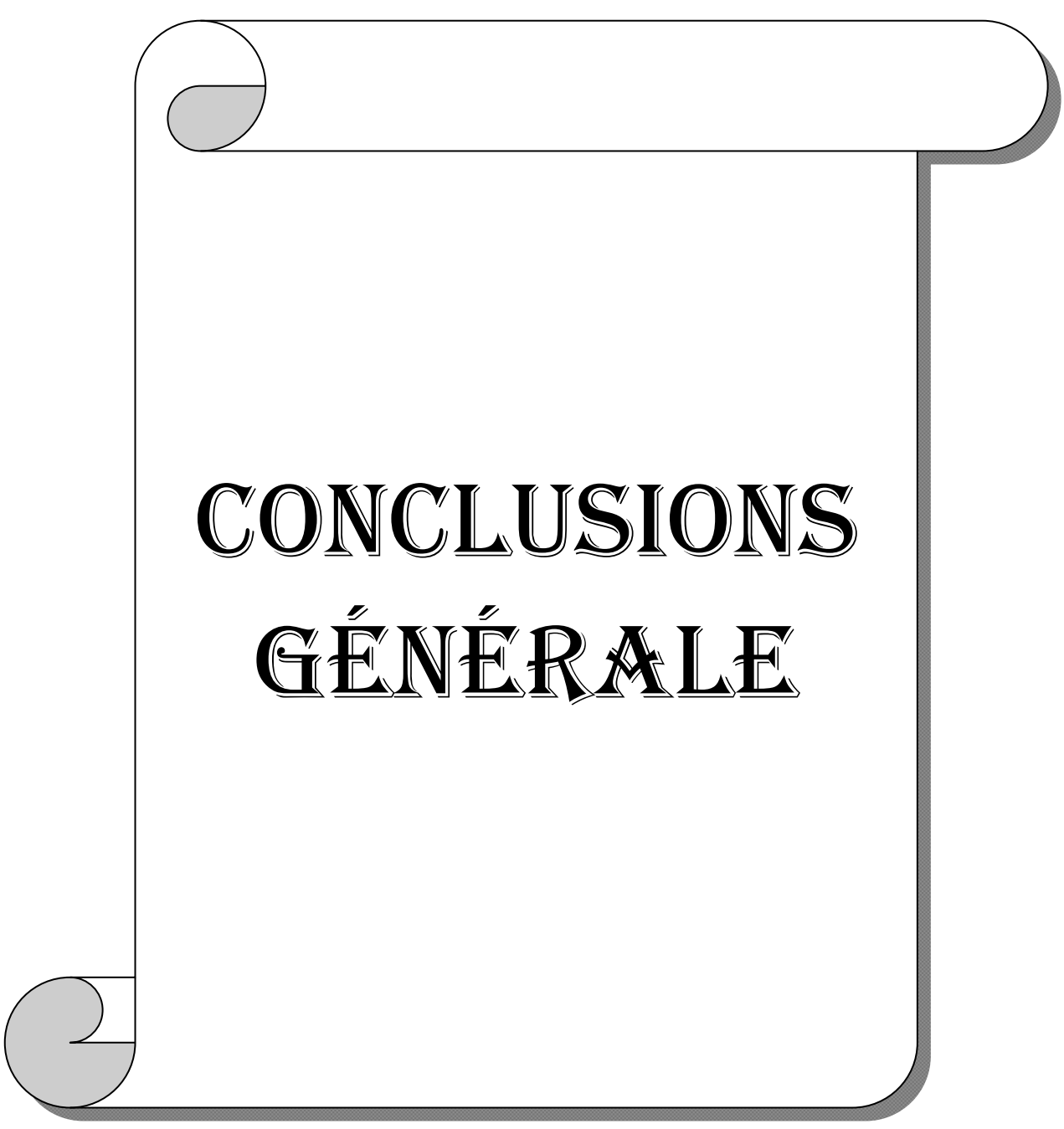


Figure 4.24 : Variation de $BCRu$ en fonction de N .

4.7 Conclusion

Une analyse globale des problèmes aux conditions limites, pour de déterminer en même temps les champs de déplacements et de contraintes à travers une masse de sol, est devenue possible grâce à l'utilisation de la MEF et les moyens de calcul numérique. Cependant les résultats de la modélisation numérique, n'ont aucune signification pratique, si les données et les valeurs des paramètres géotechniques ne sont pas fiables.



CONCLUSIONS GÉNÉRALE

Conclusions Générale

La capacité portante d'une fondation est généralement évaluée à l'aide des expressions théorique dérivées à partir des analyses en équilibre limite et appuyées par des observations de phénomène sur modèles réduits lors l'enfoncement d'une semelle dans une couche de sol.

Vue la nature complexe de sol et son comportement non linéaire, l'utilisation des codes de calcul basés sur la méthode des éléments finis, incorporant des lois de comportement élastoplastique a facilité largement la tâche et permet de traiter plusieurs cas avec chargement et conditions aux limites variées.

La réalisation de ce projet de fin d'étude nous a permet de consolider nos connaissances sur les méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles, d'avoir une idée sur les principes de renforcement de sols, et de se familiariser avec l'utilisation de Code de calcul Plaxis.

A partir des résultats de cette étude, on peut donner quelques constatations :

- La modélisation du problème de la capacité portante d'une fondation à l'aide de la MEF, toute en considérant l'ensemble comme le comportement d'un milieu continu avec une géométrie, conditions aux limites et propriétés des matériaux, permet de performer une analyse globale du problème et de déterminer en même temps les déplacements et les contraintes à travers le milieu.
- L'incorporation des lois de comportement élastoplastique dans les codes de calcul pour la modélisation des sols, permet de traiter d'une manière adéquate le problème dans diverses conditions.
- L'ajout d'une nappe de géogridle améliore considérablement la capacité portante du sol et réduit le tassement de la fondation.
- L'effet du nombre de couches (N) dépend également de la distance entre les couches h et de la distance entre la base de fondation et la première couche.
- L'effet d'amélioration est négligeable à ou en dessous de la profondeur d'amélioration (profondeur d'influence).

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] <http://www.cours-genie-civil.com/>
- [2] Frank, R. (1998). *Fondations Superficielles - C 246*. Ed. Techniques de l'Ingénieur. 31 pages.
- [3] NF EN 1997-1 (Juin 2005). *Eurocode 7 : calcul géotechnique - Partie 1 : règles générales*. Ed. AFNOR. 141 pages.
- [4] Hubert, B., Philipponnat, B., Payant, O., Zerhouni, M. (2019). *Fondations et Ouvrages en terre : Manuel professionnel de géotechnique du BTP*. Ed. Eyrolles. 724 pages.
- [5] <https://www.rapport-gratuit.com/renforcement-des-sols-par-les-geosynthetiques/>
- [6] Ould Ahmed, C. S. (2018). *Analyse numérique de la capacité portant d'une semelle circulaire reposant sur un sol renforcé*. Mémoire de Master. Université Mohamed Boudiaf - M'sila.
- [7] Lahmadi, A., Abbeche, K., Zeghichi, L. (2011). *Étude de l'effet des paramètres géotechniques et de calcul sur l'interaction sol-structures*. 1er Congrès International Génie Civil et Développement Durable (GCDD 2011), Tébessa, ALGERIE.
- [8] Lahmadi, A. (2006). *Étude paramétrique de l'interaction entre ouvrages : Tunnel – Bâtiment – Excavation*. Mémoire de Magister. Université de Batna.
- [9] Laboratoire 3S et Terrasol (2004). *Formation PLAXIS : Quelques points importants, Pratique éclairée des éléments finis en Géotechnique*. Paris 17-19 novembre 2004.
- [10] Mehdaoui, A. (2018). *Modélisation de l'interaction sol-fondation superficielle située à proximité d'une pente*. Mémoire de Master. Université Mohamed Boudiaf - M'sila.
- [11] Chennafi, S. (2019). *Influence de l'excentricité de la charge sur la capacité portante d'une fondation au bord d'une pente*. Mémoire de Master. Université Mohamed Boudiaf - M'sila.