



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

Melakhessou Walid

Pour obtenir le diplôme de Magister en Génie Civil

ETUDE DE L'EFFET D'INTERFERENCE DE DEUX FONDATIONS SUPERFICIELLES CONSTRUITES SUR UN SABLE RENFORCE PAR DES GEOSYNTHETIQUES

Sous la direction du Pr K. ABBECHE

Mémoire soutenu le 23/05/2013.

Devant le jury composé de :

Jury	Grade	Affiliation	Qualité
Dr M. BAHADI	M.C (classe A)	Université de Batna	Président
Pr K. ABBECHE	Professeur	Université de Batna	Rapporteur
Dr T.KARECHE	M.C (classe A)	Université de Batna	Examineur
Dr S. MESSAST	M.C (classe A)	Université de Skikda	Examineur

DEDICACES

En signe de respect et de reconnaissance,

Je dédie ce modeste travail à

La mémoire de mon père

Ma chère mère pour sa patience et ses sacrifices.

A mes frère et mes sœurs, à

Tous mes amis (es).

Mes collègues de promotion, et à tous

Personne ayant contribué à ce travail de près ou de loin.

REMERCIEMENTS

Je remercie en premier Dieu pour tout.

Je remercie en second ma mère qui a sacrifié sa vie pour notre bien.

En fin, mes sincères reconnaissances et gratitude

à tous mes enseignants et en particulier

Le directeur de ce mémoire :

Pr : Kh.ABBECHE professeur à l'Université de Batna.

Je remercie également le président et les membres de jury d'avoir accepter

d'examiner mon travail.

Sans oublier d'adresser un immense merci à mes amis, et toute ma

famille, pour tout ce qu'ils ont fait et pour le soutien qu'ils m'ont apporté durant

toutes mes études, et à qui je dois tout.

Résumé

Ce mémoire présente une étude numérique au moyen d'analyses en éléments finis sur l'effet d'interférence de deux fondations filante reposées sur un sable non renforcé et renforcé par des nappes de géogrilles. Les calculs ont été effectués par le code d'éléments finis Plaxis en utilisant le modèle en déformation plane et une loi de comportement élasto-plastique de Mohr-Coulomb.

Les études paramétriques ont été effectuées afin d'évaluer l'influence des différents paramètres tels que : l'angle de frottement interne, le nombre de nappes de géogrilles (**N**), l'espacement entre les fondations (**Δ**), la largeur de géogrille (**b**), la profondeur de la première couche de renforcement (**u**), la distance entre les nappes de renforcement (**h**) sur le facteur d'interférence (**I_f**) et la capacité portante du sol renforcé et non renforcé.

Les résultats obtenus sont également comparés aux résultats de la littérature obtenue par d'autres chercheurs. Ces résultats montrent que l'augmentation de la capacité portante due à la géométrie des semelles, aussi qu'au renforcement et de sa position dans le massif sableux.

D'autre part, la capacité portante d'une semelle interférente est plus grande que celle d'une semelle isolée.

Mots clés : Capacité portante, analyse par éléments finis, Semelle filante, Géogrilles, Interférence de fondations, Plaxis, Sable.

Abstract

This report presents a numerical study by means of finite element analyses on the interference effect of two strip footings supported by sand unreinforced and reinforced with layers of Geogrid. Calculations were carried out with finite element code Plaxis using the model of plane strain and Mohr-Coulomb criterion.

A parametric study revealed the role of different parameters such as: friction angle, the number of reinforcing layers (N), the distance between reinforcing layers (h) and footings (Δ), the width (b) and depth (u) of reinforcing layers on the interfering factor (I_f).

The obtained results are compared with literature tests obtained by other researchers. These results show that increasing of the bearing capacity caused by the geometry of the footings, and reinforcing with its position in the massive sand.

On the other hand, the bearing capacity of interfering footings is greater than that of an isolated footing.

Key words: bearing capacity, finite element analysis, strip footing, Geogrid, interference foundations, plaxis, sand.

ملخص

هذه المذكرة تقدم دراسة باستعمال طريقة العناصر المنتهية حول مدى تأثير تداخل أساسين موضوعين على رمل غير مقوى و مقوى بالألياف البلاستيكية الشبكية. العمليات الحسابية تمت باستعمال برنامج العناصر المنتهية " بلاكسيس " و ذلك باستخدام نموذج التشوه السطحي و قانون مور كولومب.

الدراسات المنجزة أجريت لتقييم تأثير بعض العوامل مثل : زاوية الاحتكاك ؛ المسافة بين الأساسات؛ عدد الألياف البلاستيكية الشبكية ؛ عرضها؛ المسافة بينها و عمق الليف الأول على عامل التدخل و قوة التحمل القصوى للتربة . النتائج المحصل عليهما تقارن أيضا مع نتائج الفحوصات المخبرية المتحصل عليها من طرف باحثين آخرين. هذه النتائج تبين بأن الزيادة في قوة التحمل القصوى تعود إلى هندسة القواعد؛ تقوية التربة بالألياف البلاستيكية و وضعيتها داخل التربة.

من جهة أخرى؛ قوة التحمل القصوى للقواعد المتداخلة أكبر منها للقواعد الفردية.

كلمات مفتاحية

قوة التحمل القصوى . التحليل باستعمال العناصر المنتهية. القواعد. الألياف البلاستيكية الشبكية. تداخل الأساسات؛ بلاكسيس. رمل.

Sommaire

<i>Introduction générale</i>	1
<i>Chapitre I : Aperçu bibliographique sur le comportement des fondations superficielles</i>	
I.1. Introduction	4
I.2. Définitions	4
I.3 Différents types de fondations	4
I.4 Choix du type de fondation	5
I.5 Fondations superficielles	6
I.6 Mode de rupture d'une fondation superficielle	7
I.7 Philosophies de conception des fondations	12
I.7.1 Méthode de contrainte admissible (utilisation de facteur de sécurité)	12
I.7.2 Méthode d'état limite (utilisation du facteur partiel de sécurité)	12
I.8 Conclusion	13
<i>Chapitre II : Les Méthodes de calcul de la capacité portante</i>	
II.1 Introduction	15
II.2 Fonctionnement Des Fondations Superficielles	15
II-3 Calcul De La Capacité Portante Des Fondations Superficielles	16
II-3-1 Calcul De La Capacité Portante A Partir Des Essais De Laboratoire (Méthodes [c-φ])	17
II-4 Calcul De La Capacité Portante Des Fondations sur talus	18
II-4-1 Fondation sur la surface d'un talus	18
II-4-2 Fondation au sommet d'un talus	21
A. La solution de Meyerhof	21
B. Solutions de Hansen et Vesic	23
C .Solution par l'équilibre limitent Et de l'analyse limite	25
d. Solution D'efforts Caractéristiques	26
E. Rapports Empiriques Basé Sur Les Tests De La Centrifugeuse	28
II.5 Interférence de plusieurs semelles sur un sol granulaire	29
II.6 Calcul De La Capacité Portante Des Fondations renforcé par des géogrilles	33
II.6.1 Introduction	33
II.6.2 Etude expérimentale	35
II.6.2.1 Fondations reposant sur un sable renforcé par géogrilles	36
II.6.2.2 Principaux résultats d'essais réalisés sur modèles réduits	41
A .Variation de u/B	41
B. Variation de h/B	42
C .Variation de b/B	42
II.6.3 Etude analytique	43
II.6.3.1 Méthode de Binquet et Lee	45
II.6.3.2 Méthode de Huang et Tatsuoka	50
II.6.3.3 Méthode de HUANG et MENQ	50
II.6.3.4 Méthode de Wayne et Al	53
II.6.3.5 Méthode de Michalowski	55
II.6.4 Etudes numériques	57

II.6.5 Conclusion	59
-------------------	----

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

III.1 Introduction	60
III.2 Bref aperçu sur la méthode des éléments finis	60
III.2.1 Bref historique	60
III.2.2 Concepts de base	61
III.2.3 Calculs par la MEF	61
III.3 Présentation de PLAXIS	62
III.3.1 Le code éléments finis PLAXIS	62
III.3.2 Options par défaut et solutions approchées	63
III.4 Les modèles de comportements utilisés dans PLAXIS	65
III.4.1 Introduction	65
III.4.2 Contraintes totales, effectives et pressions interstitielles	66
III.4.3 Comportement élastoplastiques	67
III.4.4 Modèle élastique linéaire	68
III.4.5 Modèle de Mohr-Coulomb	69
III.4.6 Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model)	73
III.4.7 Modèle pour sols mous (Soft Soil Model)	78
III.4.8 Modèle pour sols « mous » avec effet du temps (Soft Soil Creep Model)	82
III.5 Conclusion	84

Chapitre IV : Analyse numérique de la capacité portante

IV.1 Introduction	86
IV.2 La géométrie du modèle	86
IV.3 Procédure de simulation numérique	87
IV.3.1 Caractéristiques géotechniques du sol	87
IV.3.2 Propriétés des géogrilles	88
IV.3.3 Présentation du modèle étudié	89
IV.3.4 Maillage et conditions aux limites	91
IV.3.5 Définition des conditions initiales	92
IV.3.5.1 Les pressions interstitielles	93
IV.3.5.2 Les Contraintes Initiales	94
IV.3.6 Méthode de l'analyse	94
IV.4 Résultats	95
A- Cas du sol non renforcé	96
B- Cas du sol renforcé	98
IV.5 Analyse du facteur d'interférence (I_f)	101
IV.5.1 Etude de l'Influence des paramètres géométriques sur la capacité portante	104
IV.5.1.1 L'Effet de N	104
IV.5.1.2 L'Effet de h/B	105
IV.5.1.3 L'Effet de u/B	106
IV.5.1.4 L'Effet de b/B	107
IV.5.2 L'Influence du l'angle de frottement interne ϕ	108
IV.5.3 Interprétation des résultats	110
IV.5.4 Détermination des paramètres critiques	110
IV.5.4.1 Largeur de la nappe de géogrille (b/B)	110
IV.5.4.2 Profondeur de la première nappe de géogrille (u/B)	112

IV.5.4.3 Distance entre les nappes de géogrilles (h/B)	113
IV.6 Comparaison et validation des résultats	113
Conclusions générale	115
Annexe	
Références Bibliographiques	

Liste des figures

FIGURE	TITRE	Page
I.1	Types de fondations	5
I.2	Rapport B/D définissant le type de fondation	7
I.3	Différents types de fondations superficielles	7
I.4	Rupture par cisaillement général	8
I.5	Rupture par cisaillement local	9
I.6	Rupture par poinçonnement	10
I.7	Nature de la rupture en fonction de la densité relative D_r et D_f/R	11
II.1	Chargement d'une semelle superficielle.	15
II.2	Fondation filante encastrée.	17
II.3	Nature de la zone plastique sous une fondation filante rugueuse située sur une pente.	18
II.4	Variation du facteur de la capacité portante de Meyerhof N_{cq} pour un sol purement cohérent (fondation sur une pente).	20
II.5	Variation du facteur de la capacité portante de Meyerhof $N_{\gamma q}$ pour le sol grenu, (fondation sur une pente).	20
II.6	Fondation filante au sommet d'un talus.	21
II.7	Variation du facteur de la capacité portante de Meyerhof N_{cq} pour un sol purement cohérent (fondation sur une pente).	22
II.8	Facteur de la capacité portante de Meyerhof $N_{\gamma q}$, pour le sol grenu, (fondation sur une pente).	22
II.9	Schéma du mécanisme de rupture pour (a): $D_f/B > 0$; (b): $b/B > 0$	27
II.10	Les valeurs théoriques de $N_{\gamma q}$, ($D_f/B = 0$), d'après Graham et al.	27
II.11	Les valeurs théoriques de $N_{\gamma q}$ ($D_f/B = 0,5$), d'après Graham et al.	28
II.12	Les valeurs théoriques de $N_{\gamma q}$, ($D_f/B = 1$), d'après Graham et al.	28
II.13	schéma de rupture de deux semelles filantes à bases rugueuses posées sur un sable (nota : $\alpha_1 = \varphi$, $\alpha_2 = 45 - \frac{\varphi}{2}$, $\alpha_3 = 180 - \varphi$)	30
II.14	facteurs d'interférence ζ_q de Stuart	31
II.15	facteurs d'interférence ζ_γ de Stuart	32
II.16	comparaison entre valeurs théoriques et expérimentales de ζ_q	32
II.17	comparaison entre valeurs théoriques et expérimentales de ζ_γ	33
II.18	Nature générale des courbes chargement- tassement avec et sans renforcement.	34
II.19	Différents paramètres géométriques des sols renforcés.	35
II.20	Variation de BCRu en fonction de : u/B .	41
II.21	Variation BCRu en fonction de : h/B .	42
II.22	Variation BCRu en fonction de b/B .	43
II.23	Frontière rigide.	44
II.24	Effet de membrane.	44
II.25	Effet de confinement.	45
II.26	Les trois mécanismes possibles de rupture des sols renforcés. (D'après Binquet et Lee, 1975b).	46

II.27	Distribution des contraintes au-dessous d'une fondation filante reposant sur un sol renforcé (D'après Binquet et Lee, 1975b).	47
II.28	Composantes des forces dans le sol non renforcé et renforcé (D'après Binquet et Lee, 1975b).	48
II.29	Les deux modes possibles de rupture des sables renforcés (D'après Huang et Tatsuoka.1990).	50
II.30	Mécanisme de rupture des sols renforcés (D'après Huang et Menq, 1997).	51
II.31	Dimensions de la géogridde.	52
II.32	Modes possibles de rupture des sols renforcés (D'après Wayne et al, 1998).	55
II.33	Mécanisme de rupture des sols renforcés (D'après Michalowski, (2004)).	56
III.1	Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastiques	67
III.2	Représentation du comportement élastique parfaitement plastique	67
III.3	Représentation du comportement élastoplastiques avec écrouissage	68
III.4	Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire	69
III.5	Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire	69
III.6	Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb	70
III.7	Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$	70
III.8	Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb	71
III.9	Définition du module à 50 % de la rupture	71
III.10	Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb	72
III.11	Fenêtre des paramètres du Hardening Soil Model	74
III.12	Fenêtre des paramètres avancés du Hardening Soil Model	75
III.13	Représentation du HSM dans le repère contrainte-déformation	76
III.14	Définition du module oedométrique tangent	77
III.15	Définition de l'angle de dilatance	77
III.16	Forme des surfaces de charge du HSM	77
III.17	Surface de rupture pour le HSM - cas d'un sol non cohérent	78
III.18	Différentes représentations lors d'un essai oedométrique	79
III.19	Fenêtre des paramètres du SSM	81
III.20	Fenêtre des paramètres avancés du SSM	81
III.21	Effet du temps sur les essais oedométrique	82
III.22	Diagramme des cercles p_{eq} dans le plan $p-q$	82
III.23	Fenêtre des paramètres du SSCM	84
III.24	Fenêtre des paramètres avancés du SSCM	84
IV.1	modèle géométrique de la présente étude.	86
IV.2	Caractéristiques géotechnique du sol.	88
IV.3	Propriétés du géogridde.	89
IV.4	Présentation de la loi de comportement.	90
IV.5	Présentation du modèle numérique.	91
IV.6	Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.	92
IV.7	Génération du maillage	92
IV.8	Position de la nappe.	93
IV.9	Calcul des pressions interstitielles.	93
IV.10	Choix de K_0 .	94
IV.11	Maillage déformé.	96
IV.12	Incréments total.	96
IV.13	Déplacements totaux.	97
IV.14	Déplacements horizontaux.	97

IV.15	Déplacements verticaux.	98
IV.16	Maillage déformé.	98
IV.17	Déplacements verticaux.	99
IV.18	Déplacements horizontaux.	99
IV.19	Déplacements totaux.	100
IV.20	Incréments total.	100
IV.21	Variation de I_f en fonction de Δ/B avec N variable ($u/B=h/B=0,3$ et $b/B=1,5$).	105
IV.22	Variation de I_f en fonction de Δ/B avec h/B variable ($N=2$, $u/B=0,3$ et $b/B=1,5$).	106
IV.23	Variation de I_f en fonction de Δ/B avec u/B , N variables [(a) $N=1$ et $b/B=1,5$; (b) $N=2$, $h/B=0,3$ et $b/B=1,5$].	107
IV.24	Variation de I_f en fonction de Δ/B avec b/B , N variables [(a) $N=1$ et $u/B=0,3$; (b) $N=2$, $u/B=h/B=0,3$].	108
IV.25	Variation de I_f en fonction de Δ/B avec une variation de l'angle de frottement φ ($35^\circ - 40^\circ$).	109
IV.26	Comparaison des résultats du facteur d'interférence I_f pour un sol non renforcé.	109
IV.27	Facteur d'interférence de Stuart I_f .	110
IV.28	Variation de I_f en fonction de b/B avec Δ/B , N variable [(a) $N=1$, $u/B=0,3$;(b) $N=2$, $u/B=h/B=0,3$].	111
IV.29	Variation de I_f en fonction de u/B avec Δ/B , N variable [(a) $N=1$, $b/B=1,5$;(b) $N=2$, $b/B=1,5$ et $h/B=0,3$].	112
IV.30	Variation de I_f en fonction de h/B avec Δ/B variable [$N=2$, $b/B=1,5$ et $u/B=0,3$].	113
IV.31	Comparaison des résultats numériques, expérimentaux et théoriques pour l'interférence de deux fondations filantes reposés sur un sol non renforcé.	113
A.1	Courbe chargement-déplacement $\Delta/B = 1,5$.	
A.2	Courbe chargement-déplacement $\Delta/B = 2$.	
A.3	Courbe chargement-déplacement $\Delta/B = 3$.	
A.4	Courbe chargement-déplacement $\Delta/B = 4$.	
A.5	Courbe chargement-déplacement $\Delta/B = 1,5$.	
A.6	Courbe chargement-déplacement $\Delta/B = 2$.	
A.7	Courbe chargement-déplacement $\Delta/B = 3$.	
A.8	Courbe chargement-déplacement $\Delta/B = 4$.	

Liste des tableaux

Tableau	Titre	Page
I.1	Valeurs estimées de la capacité portante ou pression admissible d'une fondation(résultats à partir d'essai in situ)	13
II.1	Variation des facteurs de la capacité portante N_c et N_q et N_γ .	23
II.2	Comparaison des valeurs de N_γ .	24
II.3	Facteurs de la capacité portante basés sur l'analyse de Saran, Sud, et Handa.	26
II.4	Valeurs critiques des paramètres géométriques d'après différents chercheurs.	43
II.5	Coefficients de la capacité portante dus au renforcement (Michalowski ,2004).	57
III.1	Valeurs des paramètres de compressibilité et de gonflement λ et κ .	79
IV.1	Propriétés des éléments du renforcement.	89
IV.2	Programme des testes réalisés.	102
IV.3	Résultats de I_f en fonction de ϕ et Δ/B .	102
IV.4	Résultats de I_f en fonction de N et Δ/B .	103
IV.5	Résultats de I_f en fonction de u/B et Δ/B .	103
IV.6	Résultats de I_f en fonction de h/B et Δ/B .	103
IV.7	Résultats de I_f en fonction de b/B et Δ/B .	104

Principales notations et Abréviations

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.
D	Encastrement de la fondation.
d	profondeur de renforcement.
D_r	Densité relative.
d_{cr}	Profondeur critique de renforcement.
EI	Rigidité de flexion.
E	Module d'Young.
EA	Rigidité normale.
E_{increment}	Augmentation de la rigidité.
F_s	Coefficient de sécurité.
F	Coefficient du frottement.
G	Potentiel de dissipation plastique
f	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.
E_{ur}^{ref}	Module en décharge.
E_{oed}^{ref}	Module tangent dans un essai oedométrique.
E₅₀^{ref}	Module sécant dans un essai triaxial.
l_{cr}	Longueur critique de renforcement.
l	Longueur des nappes.
L	Longueur de la fondation.
K0	Coefficient des terres au repos.
M_c, M_q, et M_y	Coefficients de la capacité portante dus au renforcement.
N	Nombre des nappes de renforcement.

N_y, N_c et N_q	Facteurs de la capacité portante
s	le tassement de la fondation.
q_0	Capacité portante du sol non renforcé.
$q_{u(\text{singulier (non renforcé)})}$	Capacité portante ultime d'une fondation singulière sur un sable non renforcé.
$q_{u(\text{int (non renforcé)})}$	Capacité portante ultime d'une fondation interférente sur un sable non renforcé.
$q_{u(\text{int (renforcé)})}$	Capacité portante ultime d'une fondation interférente sur un sable renforcé.
I_f	Facteur d'interférence
s	tassement de la fondation correspondant à un sol non renforcé.
u	la distance entre la base de la fondation et la première nappe.

Lettres grecques

φ	Angle de frottement sol-géogridde.
φ_u	Angle de frottement ultime.
α	Angle de distribution des contraintes.
Ψ	Angle de dilatance.
\emptyset	Angle de frottement.
Δ	Distance entre axe des semelles.
σ	Contrainte normale.
τ	Contrainte de cisaillement.
q_u	Contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface).
σ_{tension}	Résistance à la traction.
ν	Coefficient de Poisson.
ν_u	Coefficient de Poisson ultime.
γ	Poids volumique du sol.
γ_{SEC}	Poids volumique sec.
γ_h	Poids volumique humide.
γ_{sat}	Poids volumique saturé
ζ_y, ζ_q	facteurs d'interférence

Liste des abréviations

HSM : Hardening Soil Model.

MEF : Méthode des Eléments Finis.

SSCM: Soft Soil Creep Model.

SSM : Soft Soil Model.

INTRODUCTION GENERALE

"Géosynthétique" est un terme général pour tous les matériaux synthétiques utilisés en conjonction avec le sol comme une partie intégrante d'un système artificiel. Les géosynthétiques sont fabriqués à partir de différents types de polymères et sont utilisés principalement dans la géotechnique, l'environnement, et l'hydraulique. Ils peuvent avoir un rôle de séparation, renforcement, filtration et drainage. Parmi les types de géosynthétique les plus utilisés on peut citer : les géotextiles, les géogrilles, les geofilets, les géomembranes et les géocomposites. Actuellement les géotextiles disponibles sont classés en produits tissés, non tissés et tricots.

Un grand nombre de recherches portant sur le calcul de la capacité portante des Fondations sur sol ont été publiées. Cependant, peu de travaux ont été réalisés concernant l'effet d'interférence sur la capacité portante de deux fondations rapprochées. Cependant, de lourdes charges exercées par les superstructures sur les fondations peuvent provoquer des interférences entre les fondations voisines. Ces interférences ont des effets sur la capacité portante des semelles soumises à des charges verticales.

Des recherches ont été effectuées sur la capacité portante des semelles interférentes établies des sols non renforcés (Stuart, 1962; Das et Larbi-Cherif, 1983a, b; Graham et al. 1984; Kumar et Saran, 2003; Wang et Jao, 2002). Les récentes améliorations technologiques ont permis des progrès significatifs dans le renforcement de sol et la compréhension de l'amélioration de la capacité portante.

Le renforcement des sols a été utilisé sous diverses formes, par exemple, par des bandes métalliques (Binquet et Lee, 1975; Fragaszy et Lawton, 1984; barres de métalliques et Huang Tatsuoka, 1988), (Huang et Tatsuoka, 1990), géotextiles (Guido et al., 1986; Ghosh et al., 2005), et géogrilles (Al Guido et al., 1986; Yetimoglu et al., 1994; Omar et al. 1993a, b; Adams et Collin, 1997; Das et Shin, 1999; Patra et al., 2005, 2006; El Sawwaf, 2007; Basudhar et al., 2007).

Khing et al. (1992) et Kumar et Saran (2003) ont entrepris des études sur l'effet d'interférence de deux fondations sur un sable renforcé. Cependant, ils n'ont pas présenté des informations suffisantes concernant l'effet de la géométrie et la position du renforcement sur la capacité portante.

Khing et al. (1992) a conclu que la profondeur effective et la largeur supplémentaire de renforcements a partir des bords de fondations sont égales à $2.25B$ et $2.5B$, respectivement.

Objectif Du Travail Effectue

L'objectif principal de ce travail est d'étudier l'effet d'interférence de deux fondations superficielles construites sur un sable renforcé par des géogrilles et de déterminer également les paramètres qui sont susceptibles d'avoir le plus d'influence sur le facteur d'interférence I_f et la capacité portante des sols de fondations renforcés par des géogrilles.

Les paramètres qui seront considérés sont :

- Le nombre des nappes de renforcement (N).
- L'espacement entre axe des deux semelles (Δ).
- La distance entre la base de la fondation et la première nappe de géogrilles (u).
- La distance entre les nappes de géogrilles (h).
- La largeur de géogrille (b).

La méthode des éléments finis est utilisée dans la présente étude en se basant sur le logiciel PLAXIS V.8. Les résultats obtenus seront comparés avec ceux obtenus par divers chercheurs dans le cas du sol non renforcé et renforcé.

Plan du mémoire:

Le présent mémoire est composé de quatre chapitres, une introduction générale et des conclusions. Ce qui suit est un aperçu sur le contenu de chaque chapitre.

Dans le premier chapitre, un aperçu bibliographique sur le comportement des fondations superficielles.

Les méthodes de calcul de la capacité portante ont été traitées au second chapitre.

Le troisième chapitre présente les modèles de comportement et l'outil numérique utilisé dans la modélisation.

Introduction Générale

Au quatrième 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 obtenus par divers chercheurs avec lesquels les résultats numériques obtenus dans le cadre de ce mémoire sont comparés.

Enfin les conclusions principales tirées de cette étude ont été présentées à la fin de ce mémoire.

Chapitre I

*Aperçu bibliographique sur le comportement des
fondations superficielles*

I.1 Introduction:

A travers l'histoire, les constructeurs ont toujours exprimé leurs soucis de la nécessité de réaliser des fondations suffisamment stables afin d'assurer une sécurité suffisante à leurs constructions.

Fonder une construction est une des plus anciennes activités géotechnique du bâtiment et des travaux publics, et le problème de géotechnique le plus courant encore aujourd'hui. Selon la capacité 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 par l'intermédiaire d'une fondation superficielle, 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.

I.2 Définitions :

Le terme « fondations » désigne les parties d'une construction en contact avec le sol auquel elles transmettent, dans les conditions les plus favorables, leurs charges sans causer une rupture par cisaillement du sol ou un tassement excessif; ce sont donc des éléments de liaison dont la conception est fonction aussi bien des caractéristiques du terrain que celle de la construction

Lorsque le terrain résistant se trouve à une faible profondeur et possède une capacité portante adéquate pour supporter les charges provenant de la superstructure, il est possible d'utiliser ce qui est appelé « fondation superficielle » telle que semelle isolée ou radier. Dans le cas où le sol se trouvant à proximité de la surface est incapable de reprendre les charges structurelles, on utilise alors des fondations profondes telles que les pieux.

I.3 Différents types de fondations

Selon la capacité du sol à supporter les structures, on distingue deux (02) types de fondations suivant le mode de transmission des charges des constructions aux couches de sol:

- ✓ Fondations superficielles
- ✓ Fondations profondes.

Les fondations superficielles sont, par définition, des fondations qui reposent sur le sol ou qui n'y sont que faiblement encastrées. Les charges qu'elles transmettent ne sollicitent que les couches superficielles et peu profondes. Les fondations profondes (pieux et barrettes) reportent, quant à elles, les charges tant dans les couches profondes que dans les couches superficielles qu'elles traversent.

Entre les deux extrêmes, fondations superficielles et fondations profondes, on trouve un autre type de fondations appelé fondations semi-profondes telles que les puits et les pieux courts.

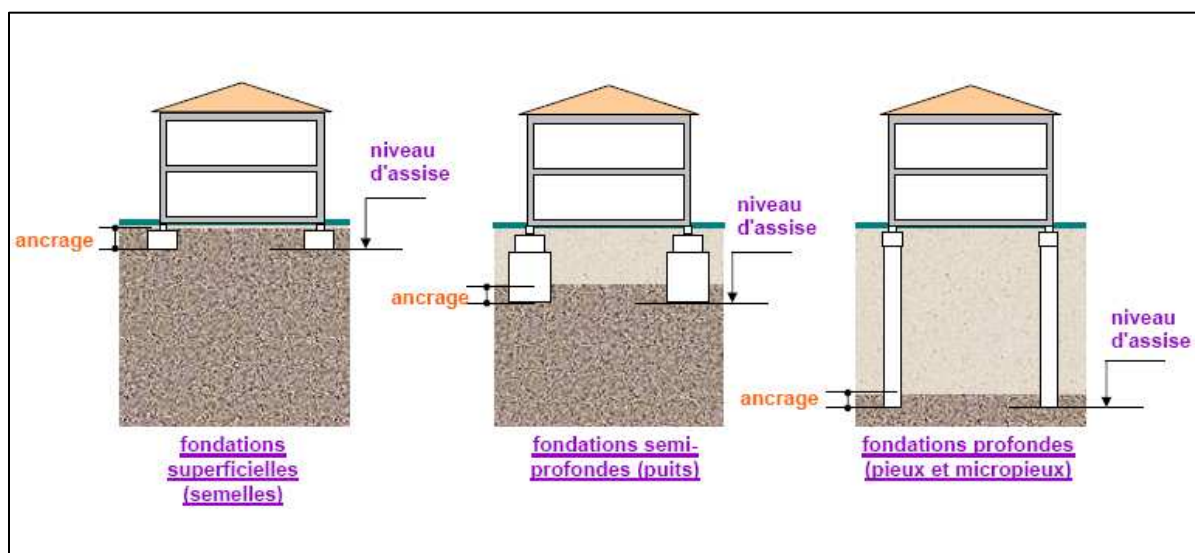


Figure I.1 Types de fondations

I.4 Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation la plus appropriée est gouverné par certains facteurs importants tels que :

- La nature de la structure
- Les charges appliquées par la structure
- Les caractéristiques du sol sous la fondation
- Les coûts des fondations

Cependant, afin de décider sur le type de fondation à utiliser, on doit d'abord explorer les

couches de sol concernées, évaluer minutieusement les caractéristiques du sol sous la construction, puis évaluer par la suite la charge admissible que peut supporter le terrain. C'est à ce moment là qu'on peut se prononcer sur le type de fondation, superficielle ou profonde, à utiliser.

I.5 Fondations superficielles

Les fondations superficielles sont des fondations faiblement encastées qui reportent les charges au niveau des couches superficielles de terrains. Les fondations profondes reportent les charges dans les couches profondes, mais aussi dans, les couches superficielles, qu'elles traversent. Pour différencier ces deux types de fondations on est amené à définir la notion de profondeur critique qui est la profondeur au-dessous de laquelle la résistance sous la base de la fondation n'augmente plus. Les fondations superficielles ont leurs bases au-dessus de cette profondeur critique

Une fondation est dite superficielle si $D < 1,5 \cdot B$

la fondation est dite profonde ; Si $D > 5B$

la fondation est dite semi profonde ; Si $1,5B < D < 5B$

Pour les fondations superficielles, la fondation est appelée:

- Radier si la fondation occupe la surface totale du bâtiment.
- Semelle si seule une partie de la surface du bâtiment correspond à la fondation.

De plus pour une semelle si

- $L/B > 10$ il s'agit d'une semelle filante (le problème peut être considéré comme bidimensionnel).

Pour des raisons de coût, on cherche souvent à fonder un ouvrage superficiellement.

Si cette solution n'est pas satisfaisante du point de vue technique (le sol ne peut pas supporter la charge appliquée ou les tassements sont trop importants) ou économique, une solution en fondation profonde est envisagée.

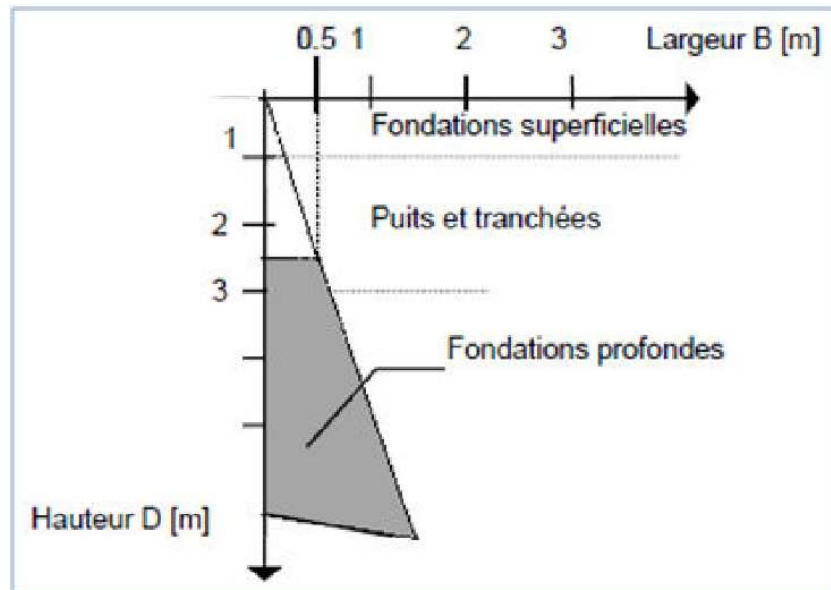
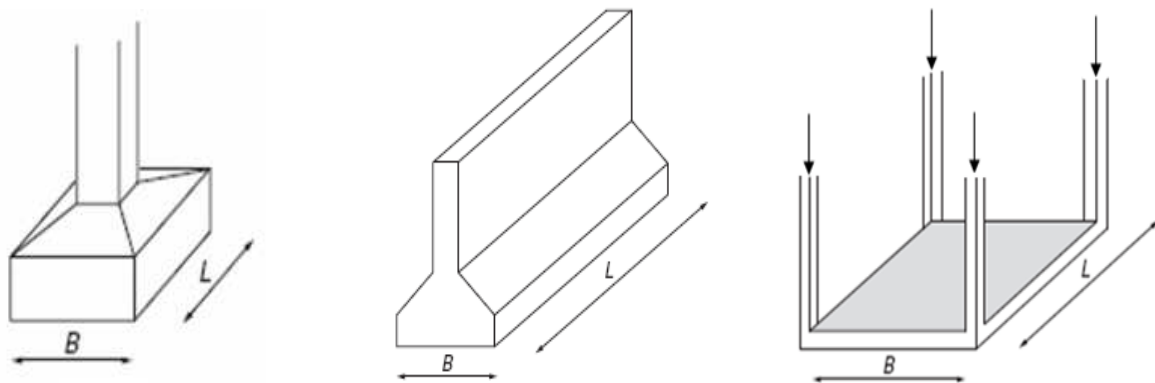


Figure I.2: rapport B/D définissant le type de fondation



(a) fondation isolé (b) fondation filante (c) fondation de type radier

Figure I.3 Différents types de fondations superficielles

I.6 Mode de rupture d'une fondation superficielle

Soit une fondation superficielle de largeur B dont la base se trouvant à une profondeur D_f au dessous de la surface du sol. Si on applique une charge $q = Q/A$, avec A l'aire de la semelle, d'une façon progressive sur cette semelle, on observe un tassement qui croît avec l'intensité de la charge. Au début du chargement, la déformation du sol sous la semelle augmente approximativement en fonction de la charge, il s'agit donc d'un équilibre pseudo élastique, puis la déformation prend des valeurs nettement plus grandes. Si le sol sous la base de la fondation est formé d'un sol ferme, tel qu'un sable dense ou une argile raide, en appliquant la charge, il y a formation d'un coin sous la base de la

fondation qui refoule le sol latéralement selon des surfaces de glissement qui débouchent à la surface du sol. L'enfoncement de la fondation provoque généralement un soulèvement du sol d'autant plus net que la structure est moins déformable.

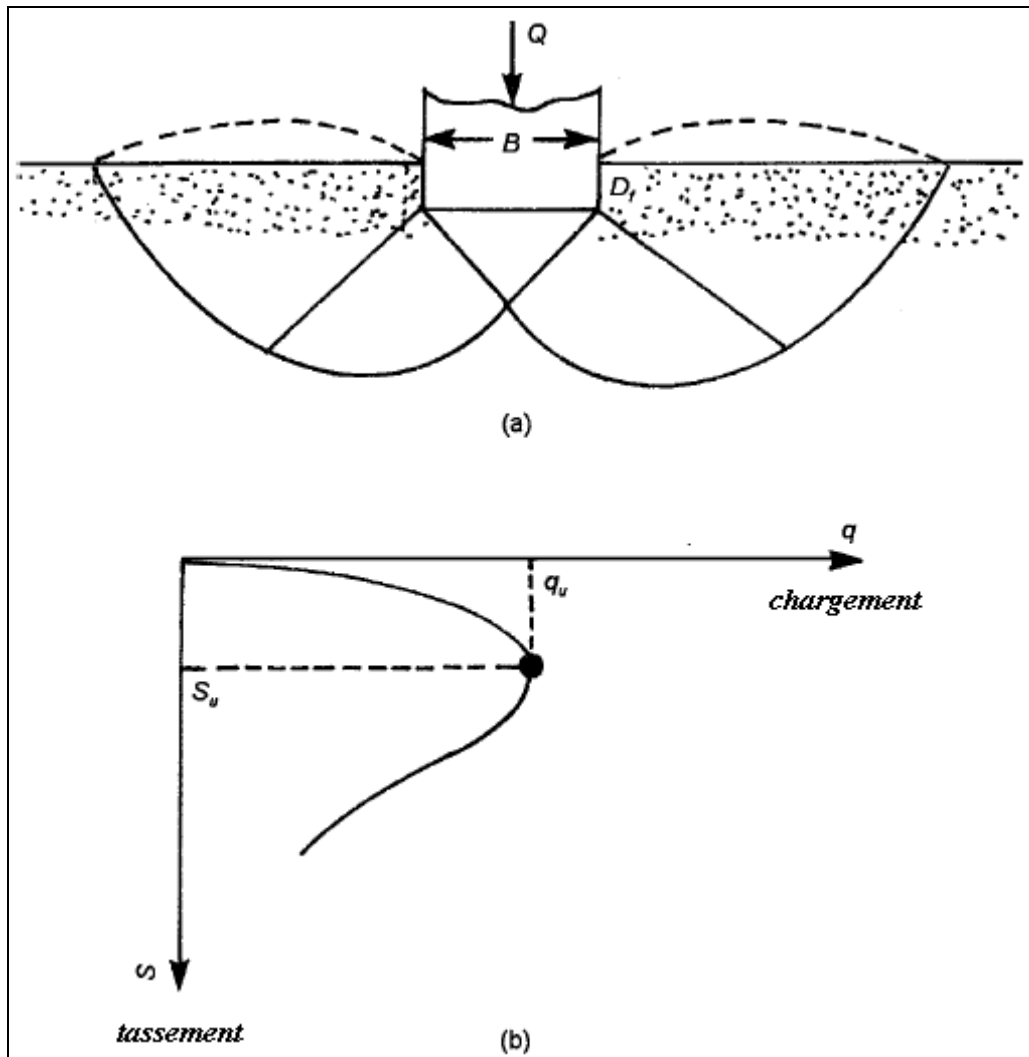


Figure I.4: rupture par cisaillement général

Dans ce cas, on observe un tassement qui croît jusqu'à une valeur limite ($q=q_u$) à partir de laquelle le tassement continue sans qu'il y ait accroissement dans l'effort, le sol subit alors une rupture brusque par cisaillement.

La surface de rupture dans le sol est représentée dans la **figure I.4a** et la courbe chargement-tassement est représentée dans la **figure I.4b**. Ce type de rupture est appelée **rupture par cisaillement général** et q_u représente la capacité portante ultime. La valeur de la charge maximale $q=q_u$ est dans ce cas, clairement représentée dans la **figure I.4b** par la courbe chargement-tassement.

Si le sol supportant la fondation est constitué d'un sable moyennement dense ou d'une argile moyennement consistante (**figure I.5a**), la courbe chargement-tassement prend la

forme représentée dans la **figure I.5b**.

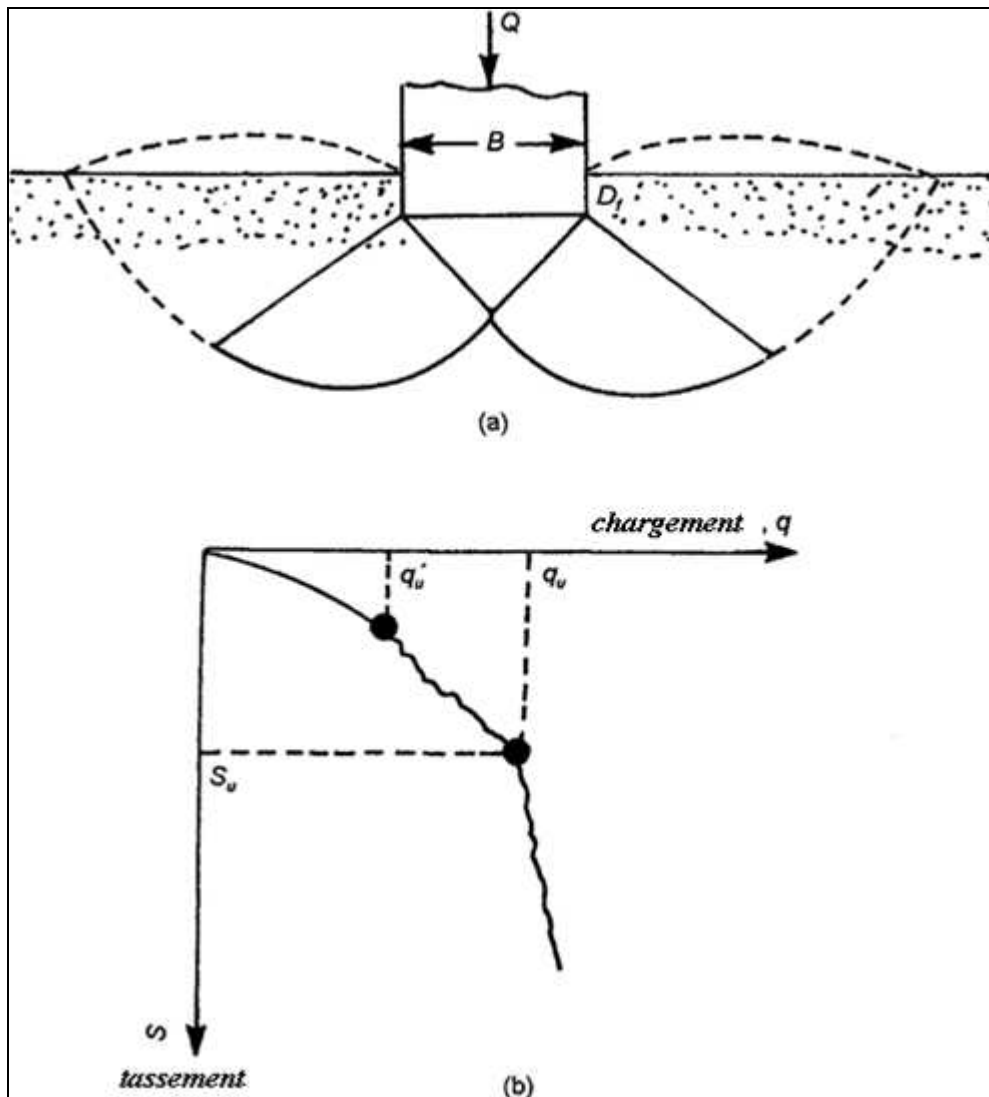


Figure I.5: rupture par cisaillement local

La charge q_u croit avec le tassement jusqu'à la valeur $q=q'_u$ correspondant à la première charge de rupture. Dans ce cas la surface de rupture développée dans le sol serait celle représentée par la courbe continue dans la **figure I.5a**.

Si on augmente encore la charge, la courbe charge-tassement devient plus raide et plus irrégulière et la surface de rupture se prolonge suivant la courbe représentée en trait discontinu dans la **figure I.5b**. Quand la valeur de q atteint q_u (capacité limite ultime), la surface de rupture atteint la surface du sol et à ce moment là, la courbe prend une forme linéaire dans laquelle aucun pic n'est observée. Ce type de rupture est appelé **rupture par cisaillement localisé**.

La **figure I.6a** montre la même fondation posée sur un sable lâche ou une argile molle.

Dans ce cas, la courbe chargement-tassement prend la forme représentée dans la **figure-I.6b**. La fondation pénètre verticalement dans le massif sans perturber le sol qui n'est pas directement sous la fondation et la surface de rupture n'atteint pas la surface du sol.

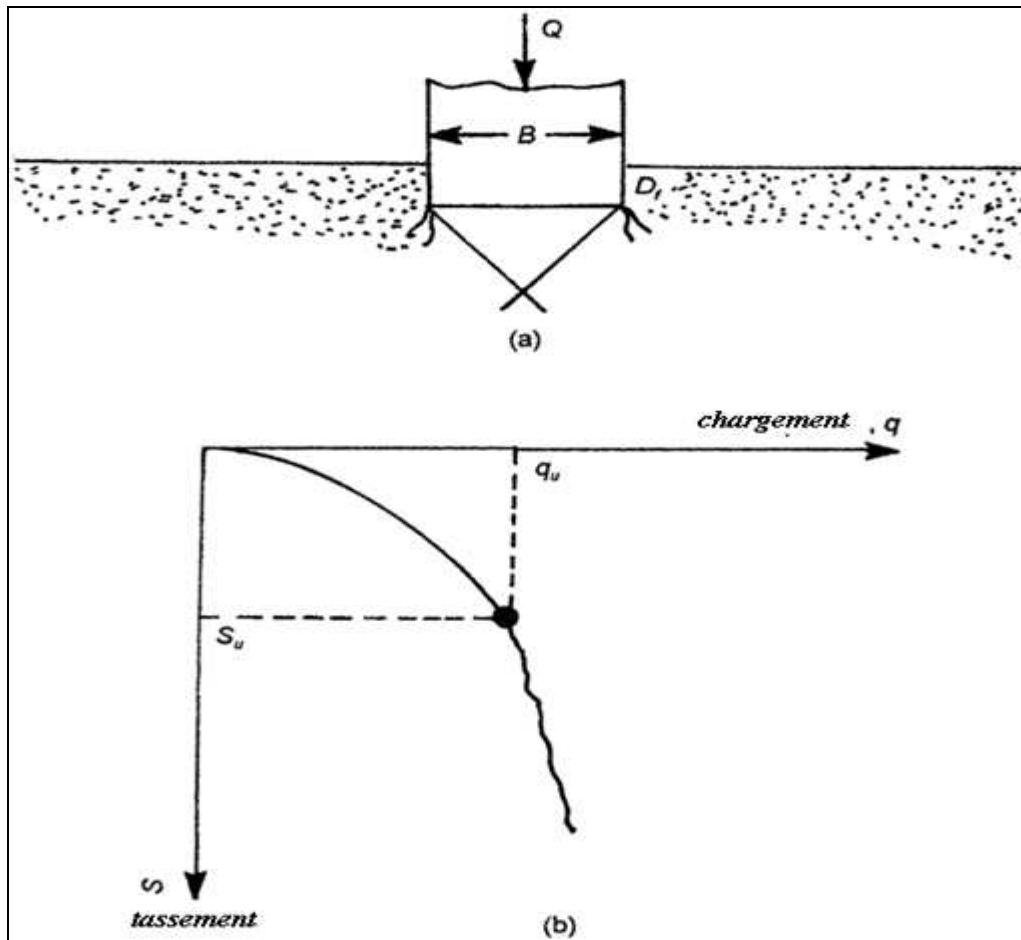


Figure I.6: rupture par poinçonnement

Il s'agit d'une **rupture par poinçonnement**.

Pour les sols cohérents, l'application du chargement est accompagnée d'une augmentation de la pression interstitielle. Mais comme la vitesse de chargement est souvent supérieure à la vitesse nécessaire pour la dissipation de ces surpressions, il est raisonnable de supposer que l'enfoncement s'effectue à volume constant (en conditions non drainées). Pour les sols pulvérulents, l'application du chargement entraîne une variation de volume due à la réorganisation des grains (désenchevêtrement ou compaction des grains selon les niveaux de contraintes atteints). La charge de rupture (ou capacité portante) peut être estimée par des calculs relativement simples en supposant que les paramètres de résistance des sols au voisinage de la fondation sont connus. Cependant, de très nombreux facteurs peuvent affecter cette valeur comme :

- Des phénomènes se produisant au cours de la construction (soulèvement du fond de fouille après une excavation, gonflement ou ramollissement des argiles, effets du gel, etc.).
- Des interactions avec d'autres constructions à proximité (battage de pieux, vibrations, excavation de tranchée, creusement de galeries, rabattement de la nappe phréatique, etc.).

D'autres facteurs peuvent en outre influencer la nature de la rupture dans les sols sous une charge ultime tels que la résistance et la compressibilité relative du sol, la profondeur d'ancrage de la fondation (D_f) par rapport à sa largeur (B) et le rapport de la largeur sur la longueur (B/L) de la fondation. **La figure I.7** résume les observations de Vésic dans laquelle, D_r représente la densité relative du sable, et R , le rayon hydraulique de la fondation défini comme étant :

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

où A : la surface de la fondation

P : périmètre de la fondation

De la **figure I.7** on peut remarquer que, quand $D_f/R \geq 18$, la rupture par poinçonnement se présente pour tous les cas quelque soit la densité relative ou la compaction du sable.

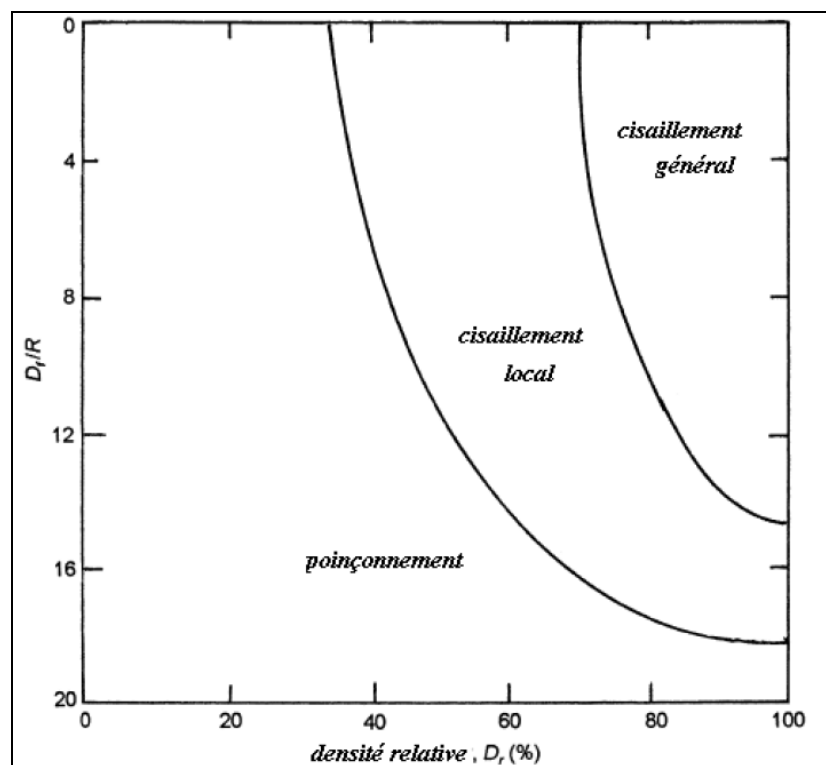


Figure I.7: nature de la rupture en fonction de la densité relative D_r et D_f/R

I.7 Philosophies de conception des fondations

I.7.1 Méthode de contrainte admissible (utilisation de facteur de sécurité) :

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

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

- les incertitudes vis-à-vis des conditions de chargement et des variations défavorables des charges,
- les incertitudes vis-à-vis de l'état du sol ainsi que ses paramètres,
- les conséquences de rupture, incertitudes dans les méthodes d'analyse (mode rupture, etc.).

I.7.2 Méthode d'état limite (utilisation du facteur partiel de sécurité) :

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

État Limite ultimeConcerné par l'effondrement et l'endommagement majeur.

État Limite d'utilitéConcerné par l'utilité et l'endommagement mineur.

Les exemples des états de limites incluent:

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

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

Lors d'une étude préliminaire ou du contrôle d'un calcul, il est utile de connaître les ordres de grandeur de la capacité portante admissible pour des roches ou des sols types. Il y a une gamme des méthodes empiriques basées sur des résultats d'essai in situ. Le **tableau I.1** fournit de telles valeurs, naturellement, celles-ci doivent être prises avec prudence.

Tableau I.1 - Valeurs estimées de la capacité portante ou pression admissible d'une fondation(résultats à partir d'essai in situ)

Catégorie	Types des roches et des sols	Capacité portante admissible en KN/m ²
Sols pulvérulents	gravier dense ou sable et gravier dense	> 600 kN/m ²
	gravier dense moyen, ou sable et gravier dense moyen	< 200 à 600 kN/m ²
	gravier lâche, ou sable et gravier lâches	< 200 kN/m ²
	sable compacte	> 300 kN/m ²
	sable dense moyen	100 à 300 kN/m ²
	sable lâches	<100 kN/m ² dépendent dessus degré de relâchement
	sols cohérents	argile plus 'bold' très raides et argiles dures
argile raides		< 150 à 300 kN/m ²
argile ferme		< 75 à 150 kN/m ²
argile et vase mous		< 75 kN/m ²
argile très molle		non applicable
tourbe		non applicable
la terre faite		non applicable

I.8 Conclusion

La fondation superficielle est donc, une fondation qui repose sur le sol ou qui n'y est que faiblement encastrée. Les charges qu'elle transmet ne sollicitent que les couches superficielles et peu profondes.

Le mécanisme de rupture d'une fondation superficielle ainsi que la répartition des contraintes sous sa base est fortement liés à la nature et caractéristiques du sol sur lequel elle est fondée.

Pour que la fondation joue pleinement le rôle auquel elle est conçue, elle doit répondre aux deux critères suivants :

- ✓ Elle doit exercer sur le sol des contraintes qui doivent être compatibles avec la résistance de celui-ci.
- ✓ Le tassement de la fondation doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble afin d'empêcher l'apparition de fissures localisées qui cautionne l'utilisation adéquate de l'ouvrage.

Chapitre II

Les méthodes de calcul de la capacité portante

II.1 Introduction :

L'estimation de la capacité portante des fondations superficielles est l'un des sujets les plus intéressants dans le domaine de la géotechnique. La plus part des méthodes d'estimation sont basées sur des études effectuées originalement sur une semelle filante faites par Prandtl (1921) et Reissner (1924), 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.

Dans ce chapitre on se limitera à citer les méthodes principales de calcul de la capacité portante afin d'assurer l'équilibre sous la semelle.

II.2 Fonctionnement Des Fondation Superficielles

Les tassements qui vont se produire sous une semelle superficielle sont en fonction de l'intensité de la charge appliquée et qui ont l'allure de la **Figure (II.1)**.

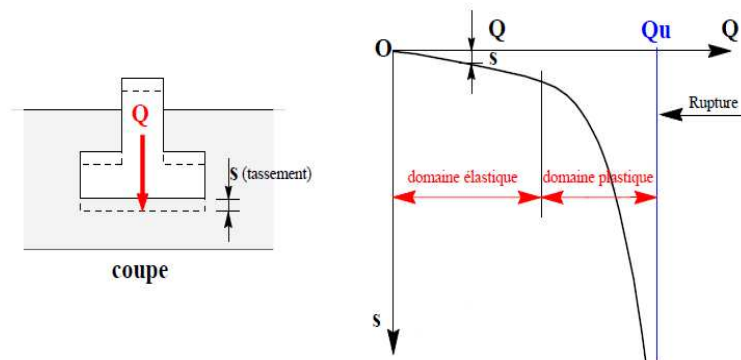


Figure II.1: Chargement d'une semelle superficielle.

Q_L est la charge limite de la semelle : c'est la charge maximale que peut supporter celle-ci et qui entraîne la rupture.

Comme cette valeur n'est pas très bien définie, on considère souvent que Q_L est la charge correspondant à un certain enfoncement.

A : l'aire de la semelle, la contrainte de rupture de la semelle est :

$$q_f = Q_L / A$$

La contrainte admissible q_a , c'est la valeur de cette contrainte qui permettra à l'ingénieur de dimensionner les fondations.

On constate sur la **Figure (II.1)** que q_a devra dépendre de deux conditions :

- Un critère de rupture $q_a = Q_L/F_s$

Avec F_s : coefficient de sécurité généralement pris égale à 3

La contrainte admissible devra, en effet, être telle que tout risque de rupture est évité.

- Un critère de déformabilité : la condition précédente étant supposée remplie et la semelle chargée de telle sorte que la contrainte admissible transmise au sol q_a , cette semelle tassera de la valeur S (**Figure II.1**).

Il conviendra d'assurer que le tassement est compatible avec le comportement de l'ouvrage. La valeur du tassement admissible dépend donc directement du type de l'ouvrage, elle peut varier du millimètre (antennes spatiales) au mètre (réservoirs de pétrole de très grands diamètres).

Pour toute étude de fondation, et ceci est également vrai pour les fondations profondes, les deux aspects de la stabilité qui se traitent pratiquement d'une façon indépendante devront être examinés.

- Sécurité vis à vis de la rupture, le problème consiste à déterminer la contrainte de rupture q_r ; tout en considérant qu'un équilibre limite de plasticité est atteint.
- Tassement sous la contrainte de service $q \leq q_a$, la contrainte q est telle que dans la plupart des cas, on peut considérer qu'aucun point du massif de sol dans lequel les fondations sont ancrées, le seuil de plasticité n'est pas atteint. Dans ces Conditions, il s'agit d'un problème de déformations élastiques.

II-3 Calcul De La Capacité Portante Des Fondations Superficielles

Plusieurs types de calcul de la capacité portante sont développés tels que : 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 (méthode classique, dite méthodes « $c-\phi$ ») et les méthodes à partir des résultats des essais in-situ.

II-3-1 Calcul De La Capacité Portante A Partir Des Essais De Laboratoire (Méthodes «c-φ»):

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

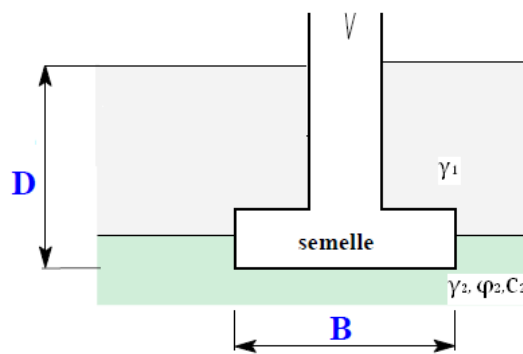


Figure II.2: Fondation filante encastrée.

La capacité portante est donnée par la formule suivante :

$$q_u = (1/2 S_\gamma \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_\gamma) + (S_q \cdot \gamma_1 \cdot D \cdot N_q) + (S_c \cdot C \cdot N_c). \quad (\text{II.1})$$

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

$$S_\gamma = S_q = S_c = 1 \text{ pour une semelle filante.}$$

$D = 0$: pour une fondation dont la base est en contact directe avec la surface du sol.

Pour une semelle de forme quelconque :

$$S_c = (1+0.2) \times (B/L), \quad S_\gamma = (1-0.2) \times (B/L), \quad S_q = 1.$$

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

γ_1 : Poids volumique du sol latéralement à la fondation.

γ_2 : Poids volumique du sol sous la base de la fondation.

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

D : L'encastrement de la fondation.

II-4 Calcul De La Capacité Portante Des Fondations sur talus

II-4-1 Fondation sur la surface d'un talus

On 1957, Meyerhof à proposer une théorie pour déterminer la capacité portante ultime d'une fondation superficielle située sur la surface d'un talus. La **Figure (II.3)** montre la nature de la zone plastique développée dans le sol.

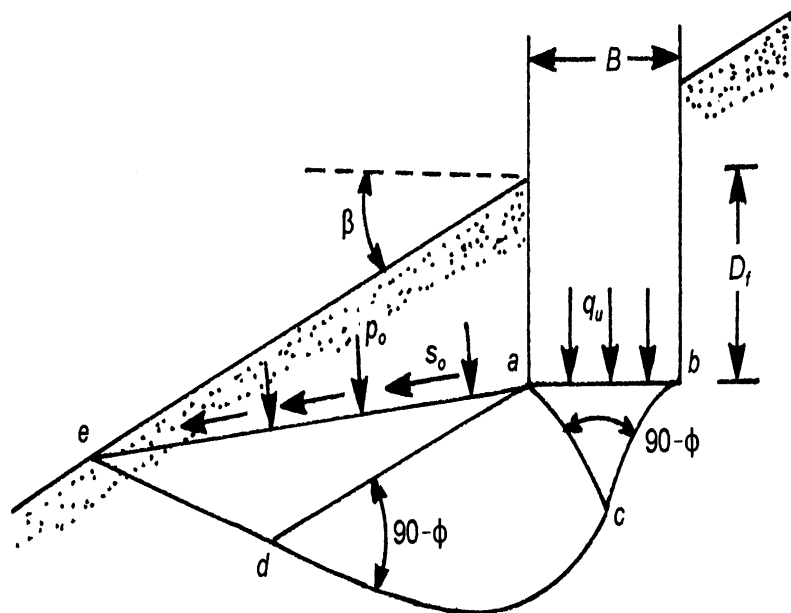


Figure II.3: Nature de la zone plastique sous une fondation filante Rugueuse située sur une pente.

Sous la fondation filante rugueuse de largeur B située sur un talus Meyerhof à proposer trois zones :

abc : est une zone élastique. La zone **acd** présente un cisaillement radial et **ade** présente une zone de cisaillement.

Les efforts normaux et de cisaillement sur le plan ae sont P_0 et S_0 respectivement.

On note aussi que le talus fait un angle β avec l'horizontale. Les paramètres de résistance au cisaillement du sol sont C et φ ; et son poids spécifique est γ

La portance finale peut être exprimée comme suit:

$$qu = C Nc + P_0 Nq + 1/2 \gamma B N\gamma \quad (\text{II.2})$$

La relation peut également être exprimée comme suit :

$$qu = c Ncq + 1/2 \gamma B N\gamma q \quad (\text{II.3})$$

Avec : N_{cq} , $N_{\gamma q}$ sont les facteurs de la capacité portante.

Pour le sol purement cohérent (c'est-à-dire $\varphi = 0$) :

$$qu = c Ncq \quad (\text{II.4})$$

La **Figure (II.4)** montre la variation de N_{cq} avec l'angle β du talus et le nombre de la stabilité du talus N_s .

On note que :

$$N_s = \frac{\gamma \cdot H}{c} \quad (\text{II.5})$$

Avec H : hauteur du talus.

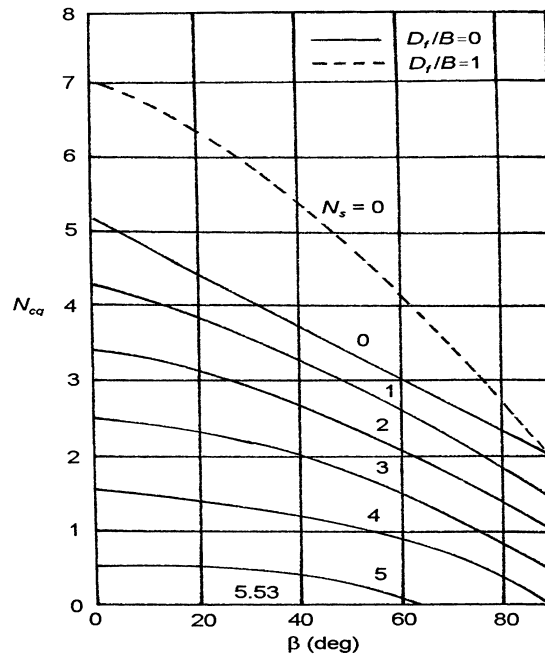


Figure II.4: Variation du facteur de la capacité portante de Meyerhof N_{cq} pour Un sol purement cohérent (fondation sur une pente).

D'une façon semblable pour le sol granulaire ($c = 0$)

$$q_{xx} = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma q} \tag{II.6}$$

La Figure (II.5) montre la variation de $N_{\gamma q}$ avec l'angle β du talus et le nombre de la stabilité du talus N_s ;

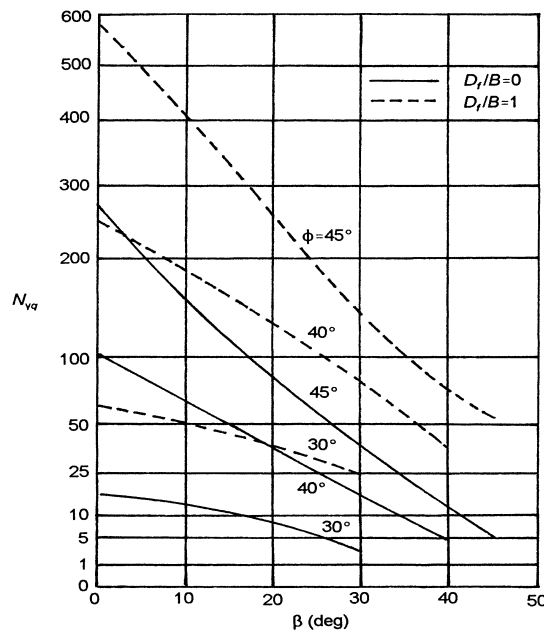


Figure II.5: Variation du facteur de la capacité portante de Meyerhof $N_{\gamma q}$ pour le sol grenu, (fondation sur une pente).

II-4-2 Fondation au sommet d'un talus

A- La solution de Meyerhof

Figure (II.6) nous montre une fondation filante rugueuse de largeur B située au dessus d'une pente, de hauteur H . La fondation est placée à une distance b à partir de la crête (bord) de la pente.

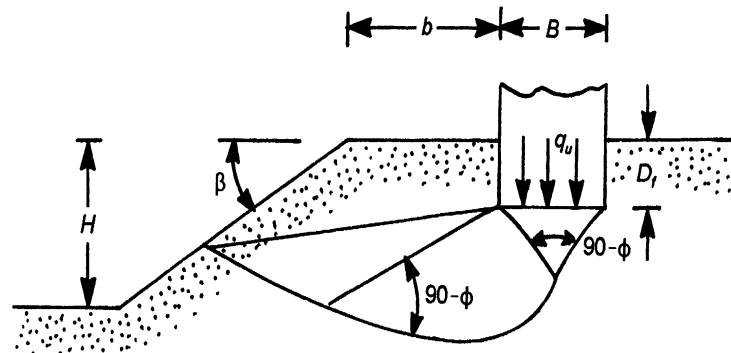


Figure II.6: Fondation filante au sommet d'un talus.

La capacité portante ultime de la fondation peut être exprimée par l'équation : (II.3)

$$q_u = c N_{cq} + 1/2 \gamma B N_{\gamma q}$$

Meyerhof a développé les variations théoriques du facteur N_{cq} pour les sols purement cohésifs ($\phi = 0$) et $N_{\gamma q}$ pour les sols grenus ($C = 0$). Ces variations sont montrées sur les **Figure (II.7)** et **Figure (II.8)** respectivement.

On note aussi :

$$q_u = C N_{cq} \quad \text{pour le sol purement cohérent } (\phi = 0)$$

D'une façon semblable

$$q_u = 1/2 \gamma B N_{\gamma q} \quad \text{pour le sol granulaire } (c = 0).$$

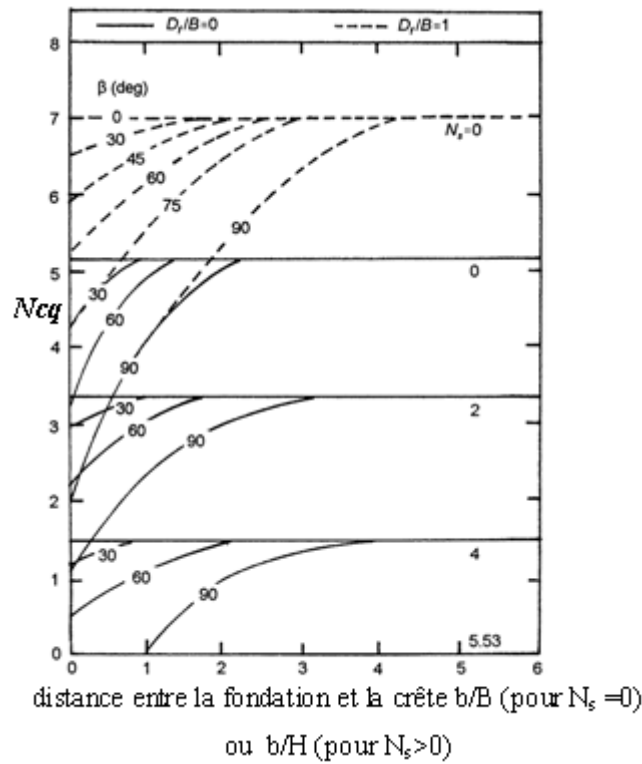


Figure II.7: Variation du facteur de la capacité portante de Meyerhof N_{cq} pour un sol purement cohérent (fondation sur une pente).

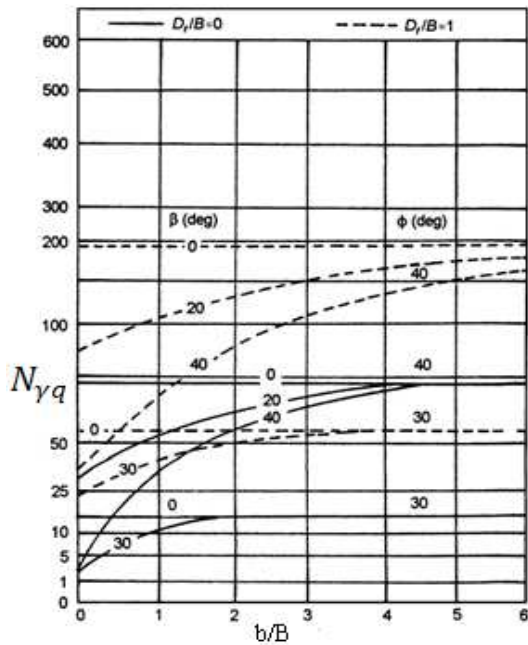


Figure II.8: Facteur de la capacité portante de Meyerhof $N_{\gamma q}$, pour le sol grenu, (fondation sur une pente).

En utilisant la **Figure (II.7)** le nombre N_s de la stabilité devrait être pris en tant que zéro quand : $B < H$ et Si $B > H$, la courbe pour le nombre de la stabilité réel N_s doit être utilisé.

B-Solutions de Hansen et Vesic

En ce réfère à la condition de $b = 0$ dans **figure (II.6)** (c'est-à-dire, la fondation est située sur l'extrémité du talus).

Hansen à proposer la relation suivante de la capacité portante ultime d'une fondation filante.

$$q_u = C.N_c.\lambda_{c\beta} + q.N_q.\lambda_{q\beta} + 1/2.\gamma.B.N_\gamma.\lambda_{\gamma\beta} \quad (\text{II.7})$$

D'où: N_c, N_q, N_γ . Sont les facteurs de la capacité portante qui sont montrées sur les **tableaux (II-1)** et **(II-2)** respectivement.

ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00	17	12.34	4.77	1.66	34	42.16	29.44	31.15
1	5.38	1.09	0.002	18	13.10	5.26	2.00	35	46.12	33.30	37.15
2	5.63	1.20	0.01	19	13.93	5.80	2.40	36	50.59	37.75	44.43
3	5.90	1.31	0.02	20	14.83	6.40	2.87	37	55.63	42.92	53.27
4	6.19	1.43	0.04	21	15.82	7.07	3.42	38	61.35	48.93	64.07
5	6.49	1.57	0.07	22	16.88	7.82	4.07	39	67.87	55.96	77.33
6	6.81	1.72	0.11	23	18.05	8.66	4.82	40	75.31	64.20	93.69
7	7.16	1.88	0.15	24	19.32	9.60	5.72	41	83.86	73.90	113.99
8	7.53	2.06	0.21	25	20.72	10.66	6.77	42	93.71	85.38	139.32
9	7.92	2.25	0.28	26	22.25	11.85	8.00	43	105.11	99.02	171.14
10	8.35	2.47	0.37	27	23.94	13.20	9.46	44	118.37	115.31	211.41
11	8.80	2.71	0.47	28	25.80	14.72	11.19	45	133.88	134.88	262.74
12	9.28	2.97	0.60	29	27.86	16.44	13.24	46	152.10	158.51	328.73
13	9.81	3.26	0.74	30	30.14	18.40	15.67	47	173.64	187.21	414.32
14	10.37	3.59	0.92	31	32.67	20.63	18.56	48	199.26	222.31	526.44
15	10.98	3.94	1.13	32	35.49	23.18	22.02	49	229.93	265.51	674.91
16	11.63	4.34	1.38	33	38.64	26.09	26.17	50	266.89	319.07	873.84

Tableau II.1: Variation des facteurs de la capacité portante N_c et N_q et N_γ .

Soil friction angle, ϕ (deg)	N_s			
	Terzaghi	Meyerhof	Vesic	Hansen
0	0.00	0.00	0.00	0.00
1	0.01	0.002	0.07	0.00
2	0.04	0.01	0.15	0.01
3	0.06	0.02	0.24	0.02
4	0.10	0.04	0.34	0.05
5	0.14	0.07	0.45	0.07
6	0.20	0.11	0.57	0.11
7	0.27	0.15	0.71	0.16
8	0.35	0.21	0.86	0.22
9	0.44	0.28	1.03	0.30
10	0.56	0.37	1.22	0.39
11	0.69	0.47	1.44	0.50
12	0.85	0.60	1.69	0.63
13	1.04	0.74	1.97	0.78
14	1.26	0.92	2.29	0.97
15	1.52	1.13	2.65	1.18
16	1.82	1.38	3.06	1.43
17	2.18	1.66	3.53	1.73
18	2.59	2.00	4.07	2.08
19	3.07	2.40	4.68	2.48
20	3.64	2.87	5.39	2.95
21	4.31	3.42	6.20	3.50
22	5.09	4.07	7.13	4.13
23	6.00	4.82	8.20	4.88
24	7.08	5.72	9.44	5.75
25	8.34	6.77	10.88	6.76
26	9.84	8.00	12.54	7.94
27	11.60	9.46	14.47	9.32
28	13.70	11.19	16.72	10.94
29	16.18	13.24	19.34	12.84
30	19.13	15.67	22.40	15.07
31	22.65	18.56	25.99	17.69
32	26.87	22.02	30.22	20.79
33	31.94	26.17	35.19	24.44
34	38.04	31.15	41.06	28.77
35	45.41	37.15	48.03	33.92
36	54.36	44.43	56.31	40.05
37	65.27	53.27	66.19	47.38
38	78.61	64.07	78.03	56.17
39	95.03	77.33	92.25	66.75
40	115.31	93.69	109.41	79.54
41	140.51	113.99	130.22	95.05
42	171.99	139.32	155.55	113.95
43	211.56	171.14	186.54	137.10
44	261.60	211.41	224.64	165.58
45	325.34	262.74	271.76	200.81

Tableau II.2: Comparaison des valeurs de N_s .

$\lambda_{c\beta}, \lambda_{q\beta}, \lambda_{\gamma\beta}$: Sont des facteurs de pente.

$$q = \gamma \cdot D_f$$

Selon Hansen:

$$\lambda_{q\beta}, \lambda_{\gamma\beta} = (1 - \tan\beta)^2 \tag{II.8}$$

$$\lambda_{c\beta} = \frac{N_q \cdot \lambda_{q\beta} - 1}{N_q - 1} \quad \text{Pour } (\phi > 0) \tag{II.9}$$

$$\lambda_{c\beta} = 1 - \frac{2\beta}{\pi+2} \quad \text{Pour } (\varphi=0) \quad (\text{II.10})$$

Pour la condition ($\varphi = 0$), Vesic à préciser cela par l'absence du poids due à la pente, le facteur $N\gamma$ de la capacité portante à une valeur négative et peut être donnée comme suit :

$$N\gamma = -2\sin\beta \quad (\text{II.11})$$

Ainsi pour la condition $\varphi = 0$ et avec $Nc = 5.14$ et $Nq = 1$. L'équation (II.7) :

$$qu = C.Nc.\lambda_{c\beta} + q.Nq.\lambda_{q\beta} + 1/2.\gamma.B.N\gamma.\lambda_{\gamma\beta}$$

Prend la forme :

$$qu = c(5.14) \left(1 - \frac{2\beta}{5.14}\right) + \gamma D_f (1 - \tan\beta)^2 - \gamma B \sin\beta (1 - \tan\beta)^2 \quad (\text{II.12})$$

Où :

$$qu = (5.14 - 2\beta)c + \gamma D_f (1 - \tan\beta)^2 - \gamma B \sin\beta (1 - \tan\beta)^2 \quad (\text{II.13})$$

C -Solution par l'équilibre limite Et de l'analyse limite

Saran, Sud et Honda ont fournis une solution pour déterminer la capacité portante ultime d'une semelle superficielle filante située au sommet de la pente **Figure (II.6)** en utilisant l'approche de l'équilibre limite et l'analyse limite.

Selon cette théorie on a :

$$qu = C Nc + q Nq + 1/2 \gamma B N\gamma \quad (\text{II.14})$$

D'où : $Nc, Nq, N\gamma$ sont les facteurs de la capacité portante.

$$q = \gamma.D_f$$

On se réfère aux notations utilisé dans la **Figure (II.6)** les valeurs numériques de $Nc, Nq, N\gamma$ sont donner dans le **Tableau (II.3)**.

Factor	β (deg)	$\frac{D_f}{B}$	$\frac{b}{B}$	Soil friction angle, ϕ (deg)						
				40	35	30	25	20	15	10
N_γ	30	0	0	25.37	12.41	6.14	3.20	1.26	0.70	0.10
	20			53.48	24.54	11.62	5.61	4.27	1.79	0.45
	10			101.74	43.35	19.65	9.19	4.35	1.96	0.77
	0			165.39	66.59	28.98	13.12	6.05	2.74	1.14
	30	0	1111	60.06	34.03	18.95	10.33	5.45	0.00	
	20			85.98	42.49	21.93	11.42	5.89	1.35	
	10			125.32	55.15	25.86	12.26	6.05	2.74	
	0			165.39	66.59	28.89	13.12	6.05	2.74	
	30	1111	0	91.87	49.43	26.39				
	25			115.65	59.12	28.80				
	20			143.77	66.00	28.89				
	≤ 15			165.39	66.59	28.89				
30	111	111	131.34	64.37	28.89					
25			151.37	66.59	28.89					
≤ 20			166.39	66.59	28.89					
N_q	30	111	0	12.13	16.42	8.98	7.04	5.00	3.60	
	20			12.67	19.48	16.80	12.70	7.40	4.40	
	≤ 10			81.30	41.40	22.50	12.70	7.40	4.40	
	30	111	111	28.31	24.14	22.5				
	20			42.25	41.4	22.5				
	≤ 10			81.30	41.4	22.5				
N_c	50	0	0	21.68	16.52	12.60	10.00	8.60	7.10	5.50
	40			31.80	22.44	16.64	12.80	10.04	8.00	6.25
	30			44.80	28.72	22.00	16.20	12.20	8.60	6.70
	20			63.20	41.20	28.32	20.60	15.00	11.30	8.76
	≤ 10			88.96	55.36	36.50	24.72	17.36	12.61	9.44
	50	0	11111	38.80	30.40	24.20	19.70	16.42		
	40			48.00	35.40	27.42	21.52	17.28		
	30			59.64	41.07	30.92	23.60	17.36		
	20			75.12	50.00	35.16	27.72	17.36		
	≤ 10			95.20	57.25	36.69	24.72	17.36		
	50	11111	0	35.97	28.11	22.38	18.38	15.66	10.00	
	40			51.16	37.95	29.42	22.75	17.32	12.16	
	30			70.59	50.37	36.20	24.72	17.36	12.16	
	20			93.79	57.20	36.20	24.72	17.36	12.16	
	≤ 10			95.20	57.20	36.20	24.72	17.36	12.16	
	50	1111	1111	53.65	42.47	35.00	24.72			
	40			67.98	51.61	36.69	24.72			
	30			85.38	57.25	36.69	24.72			
	≤ 20			95.20	57.25	36.69	24.72			

Tableau II.3: Facteurs de la capacité portante basés sur l'analyse de Saran, Sud, et Handa.

d- Solution D'efforts Caractéristiques

Comme montré dans équation (II.3).pour les sols grenus ($c = 0$),

$$qu = 1/2 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma q$$

Graham, Andrews, et Shields ont fournit une solution pour le facteur de la capacité portante, $N_\gamma q$, pour une fondation superficielle filante située au sommet d'une pente d'un sol grenu basée sur la méthode d'effort caractéristique.

La **Figure (II.9)** montre le mécanisme de rupture dans le sol pour (D_f/b) et (b/B) assumés dans cette analyse.

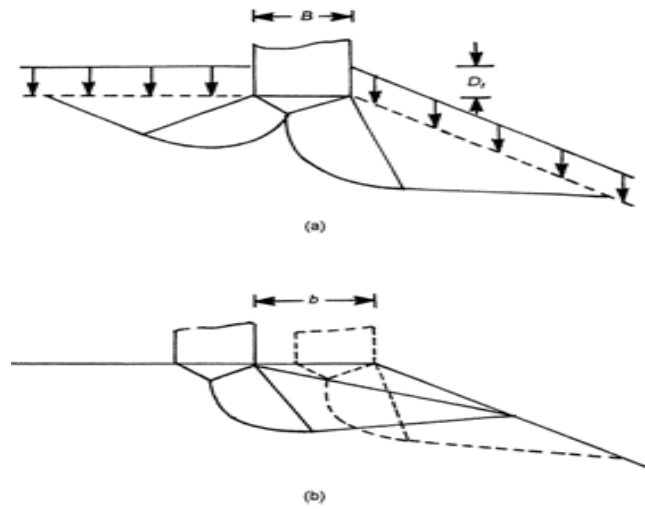


Figure II.9: Schéma du mécanisme de rupture pour
 (a): $D_f/B > 0$; (b): $b/B > 0$

Les variations de $N_{\gamma q}$ obtenues par cette méthode sont montrées sur **Figures (II.10), (II.11), et (II.12)**.

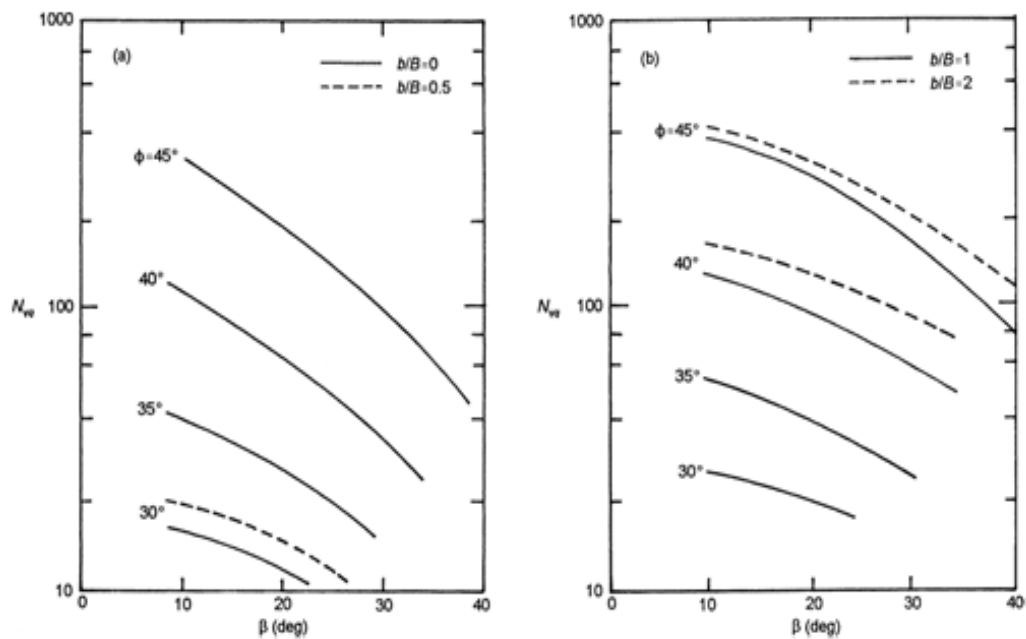


Figure II.10: Les valeurs théoriques de $N_{\gamma q}$, ($D_f/B = 0$), d'après Graham et al.

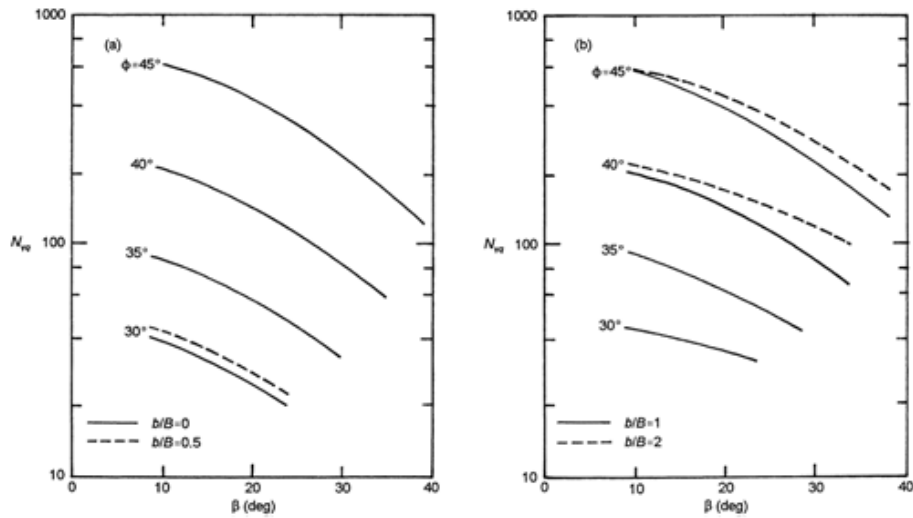


Figure II.11: Les valeurs théoriques de $N\gamma q$ ($D_f / B = 0,5$), d'après Graham et al.

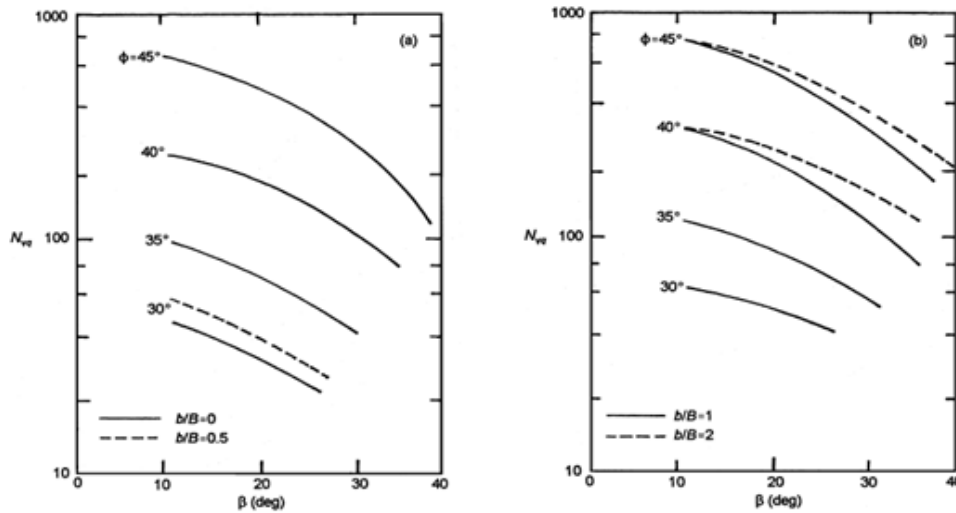


Figure II.12: Les valeurs théoriques de $N\gamma q$, ($D_f / B = 1$), d'après Graham et al.

E - Rapports Empiriques Basé Sur Les Tests De La Centrifugeuse

On 1988 Gemperline à enregistré les résultats de 215 essais de centrifugeuse testés sur une fondation filante située au sommet d'une pente en sable.

Gemperline à proposer que la capacité portante ultime de la fondation filante peut être exprimée comme suit :

$$q_u = 1/2 \cdot \gamma \cdot B \cdot N\gamma q$$

Shields, Chandler et Garnier, ont normalisés la valeur de $N\gamma q$ qui a été proposée par Gemperline sous la forme suivante :

$$\frac{N\gamma q}{N\gamma q_R} = \left[1 + 0.65 \left(\frac{D_f}{B} \right) \right] \left\{ 1 - 0.8 [1 - (1 - \tan\beta)^2] \left[\frac{z}{z + \left(\frac{B}{2} \right)^2 \tan\beta} \right] \right\} * \left\{ 1 - 0.33 \left(\frac{D_f}{B} \right) \tan\beta \left[\frac{z}{z + \left(\frac{B}{2} \right)^2 \tan\beta} \right] \right\} \quad (\text{II.15})$$

D'où :

$N\gamma q_R$: la valeur de $N\gamma q$ pour une fondation filante de référence au niveau de la surface de la terre. ($D_f/B = 0$ et $b/B = \infty$).

$N\gamma q_R$ peut être donné comme suit :

$$N\gamma q_R = (10^{0.1159\varphi - 2.386}) (10^{0.34 - 0.2 \log B}) \quad (\text{II.16})$$

Avec : φ (degré) et B (inche).

II.5 Interférence de plusieurs semelles sur un sol granulaire

Dans la pratique on trouve rarement des semelles totalement isolées mais se trouvent en interférence entre elles du fait de leurs situations les unes par rapport aux autres, et cet effet est rarement pris en considération. Plusieurs recherches ont mis l'accent sur l'existence de cette influence qu'on trouve d'ailleurs dans la littérature (Stuart 1962 ; West et Stuart 1965 ; Saran et Agarwal 1974 ; Das et Larbi-Cherif 1983 ; Kumar et Saran 2003 ; Kumar et Ghosh 2007a ; Kumar et Kouzer 2007). Cependant, à partir de ces investigations, il a été démontré que la capacité portante ultime d'un groupe de plusieurs semelles filantes posées sur un sable croit continuellement lorsque la distance entre les semelles décroît. Stuart (1962) a supposé que le mécanisme de rupture dans la masse du sol est identique à celui proposé par Terzaghi en tenant compte des conditions suivantes :

1. **Cas 1 (figure II.13a)** : si la distance entre axe des deux semelles est $x \geq x_1$, aucun effet d'interférence n'est observé, et chacune des semelles travaille d'une façon isolée. Dont la capacité portante ultime de chaque semelle est donnée par l'équation de Terzaghi. Pour $c=0$:

$$q_u = q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (\text{II.17})$$

Ou : N_q, N_γ : facteurs de capacité portante de Terzaghi.

2. **Cas 2 (figure II.13b)** : si la distance entre axe des deux semelles ($x = x_2 < x_1$) est telle que juste les zones passives de Rankine s'interfèrent entre elles, la valeur de q_u sera donnée par l'Eq.(II.17). Par ailleurs, le tassement de la fondation prendra une valeur différente à celle d'une fondation prise isolée.
3. **Cas 3 (figure II.13c)** : cas où la distance entre axe des deux semelles est égale à ($x = x_3 < x_2$). Il est noté que le bloc triangulaire du sol sous la fondation fait un angle de $180^\circ - 2\phi$ aux d_1 et d_2 . Les surfaces des spirales logarithmiques d_1 ϑ_1 et d_1e sont tangentes entre elles au point d_1 . D'une façon analogue, les surfaces des spirales logarithmiques d_2 ϑ_2 et d_2e sont tangentes entre elles au point d_2 . Pour ce cas, la capacité portante ultime de chaque semelle peut être donnée par la relation ($c=0$):

$$q_u = qN_q \zeta_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \zeta_\gamma \tag{II.18}$$

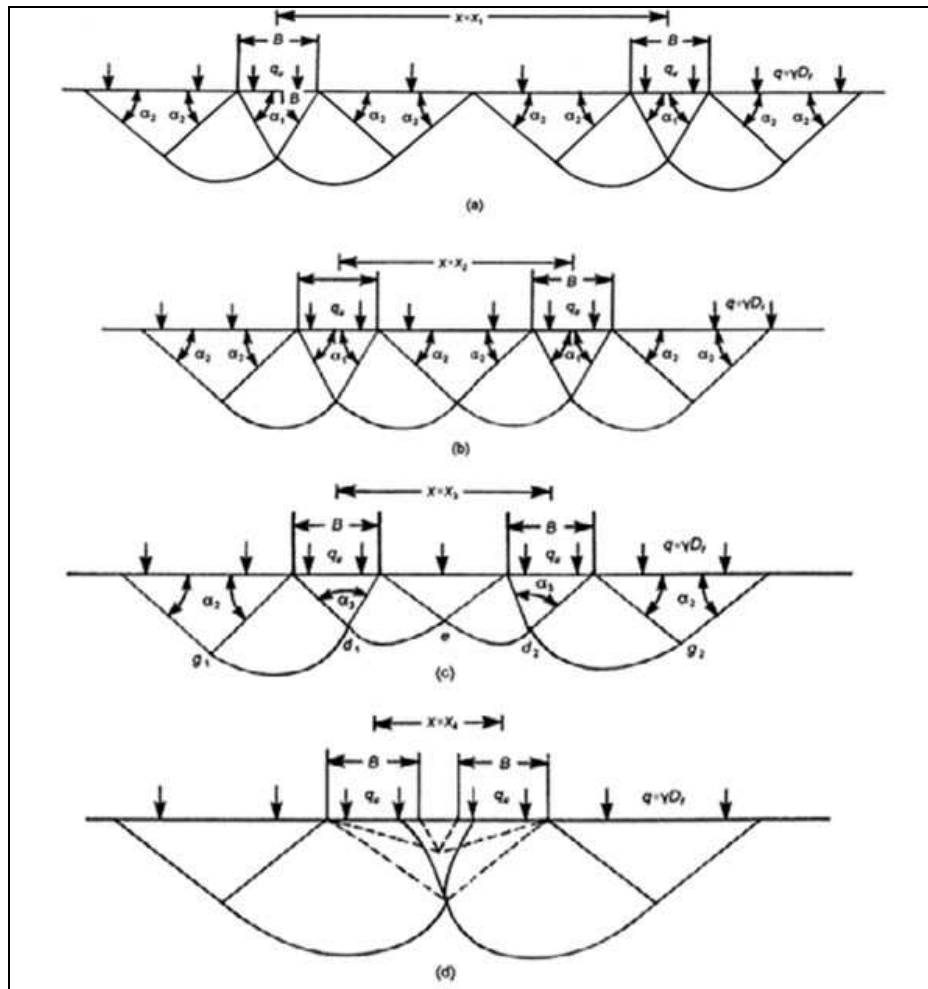


Figure II.13 : schéma de rupture de deux semelles filantes à bases rugueuses posées sur un sable (nota : $\alpha_1 = \phi, \alpha_2 = 45 - \frac{\phi}{2}, \alpha_3 = 180 - \phi$)

Expression dans laquelle ζ_q et ζ_γ sont des coefficients en fonction de x/B et l'angle de frottement interne du sol ϕ . Les valeurs théoriques de ζ_q et ζ_γ sont représentées dans les **figures II.14** et **II.15**.

- 4- **Cas 4 (figure II.13d)** : si l'espacement entre les deux semelles est réduit davantage tel que $x = x_4 < x_3$, il y a formation d'un seul bloc sous les deux semelles qui vont se comporter comme une semelle unique. Lorsque les deux semelles se touchent, le système se comporte tout simplement si comme étant une semelle unique avec une largeur égale à $2B$. La capacité portante ultime dans ce cas peut être donnée par l'**Eq.(II.17)**, avec le remplacement de B par $2B$ dans le troisième termes.

Das et Larbi-Cherif ont conduit des essais sur modèles en laboratoire pour déterminer le coefficient d'interférence (ζ_q et ζ_γ) de deux semelles filantes à bases rugueuses reposant sur un sable étendu à une grande profondeur. Le sable utilisé dans l'expérience est à grand angle de frottement interne, et les essais sont conduits à densité relative de 60%. L'angle de frottement interne ϕ était de 39° . La courbe chargement-déplacement obtenue du model était du type cisaillement local. Les valeurs de ζ_q et ζ_γ obtenues lors de ces essais sont représentées sur les **figures II.16** et **II.17**. On peut remarquer que, malgré que la tendance générale du coefficient obtenu expérimentalement concorde en quelque sorte avec celui obtenu théoriquement, il y a cependant une grande différence au niveau des résultats.

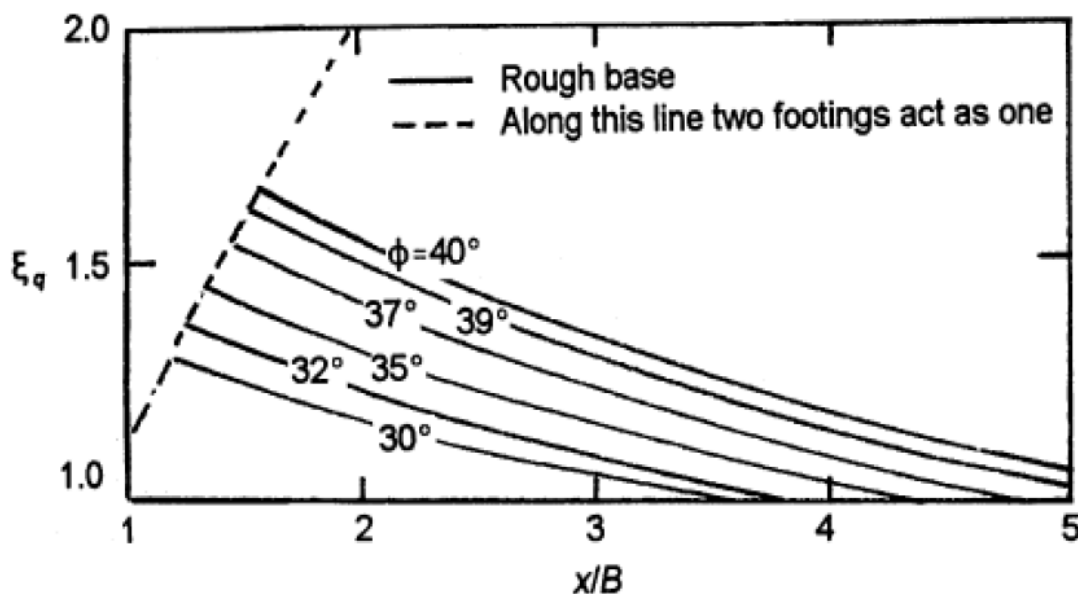


Figure II.14 : facteurs d'interférence ζ_q de Stuart

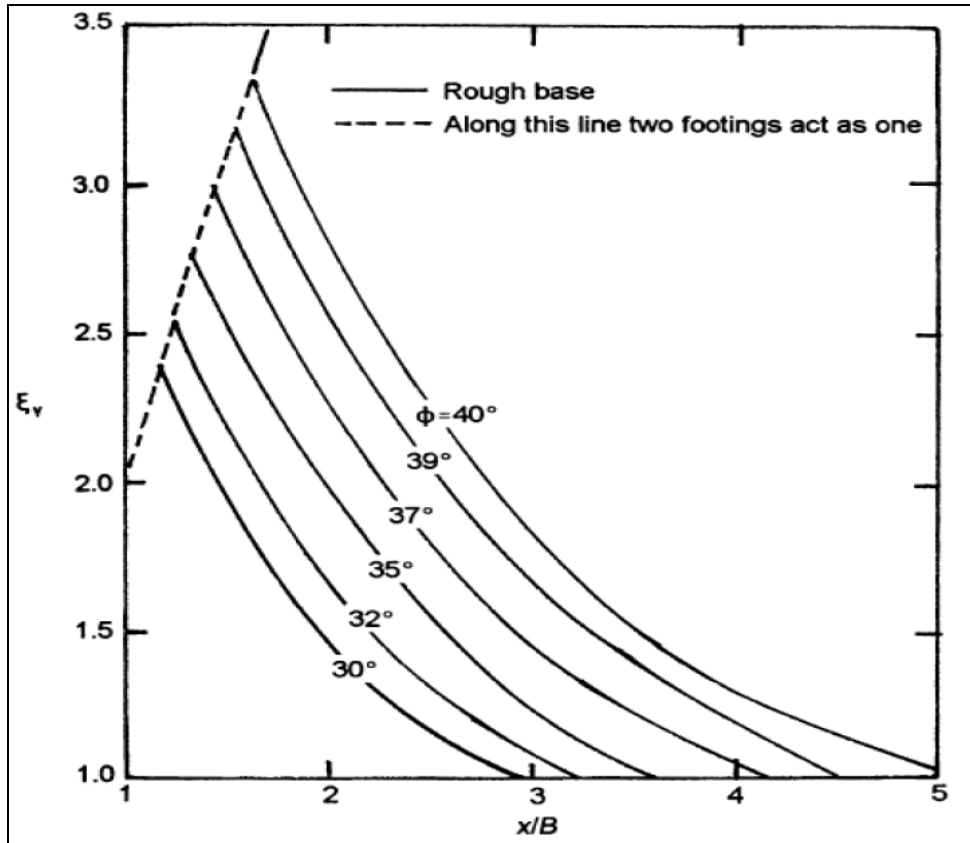


Figure II.15 : facteurs d'interférence ζ_v de Stuart

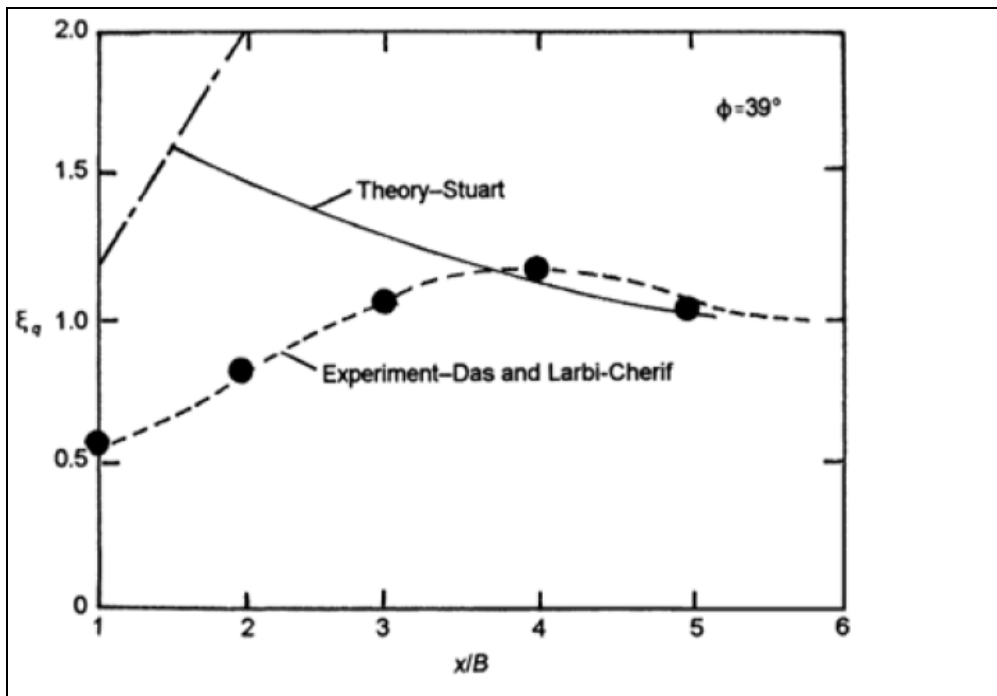


Figure II.16 : comparaison entre valeurs théoriques et expérimentales de ζ_q

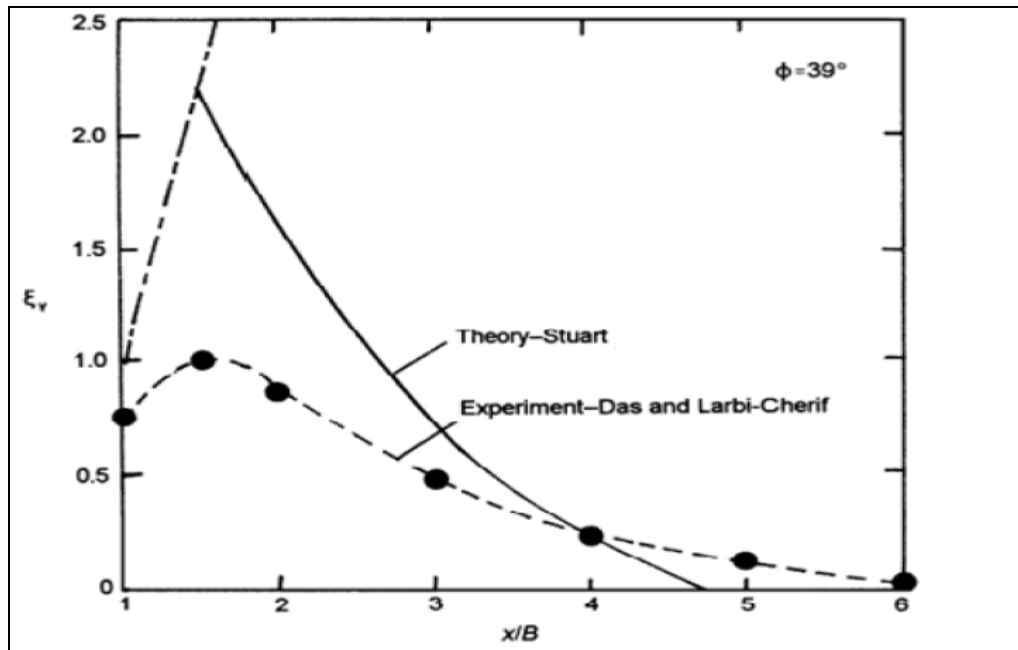


Figure II.17 : comparaison entre valeurs théoriques et expérimentales de ζ_y

II.6 Calcul De La Capacité Portante Des Fondations renforcé par des géogrilles

II.6.1 Introduction

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

$$\text{BCR}_u = \frac{q_u(R)}{q_u} \quad , \quad \text{BCR}_s = \frac{q_R}{q}$$

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

BCR_s : Rapport de la 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 (II.18)** montre la nature générale des courbes chargement-tassement d'une fondation avec et sans renforcement.

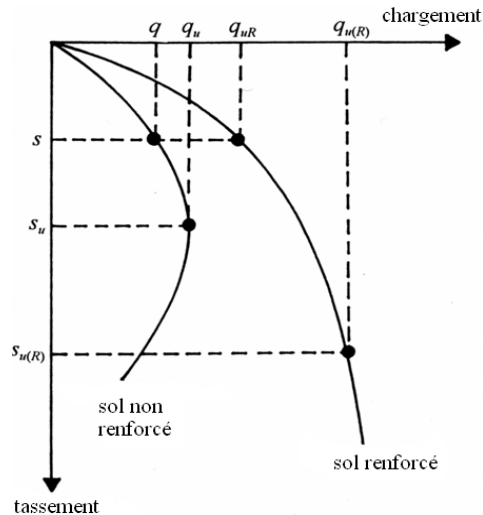


Figure II.18: Nature générale des courbes chargement- tassement avec et sans renforcement.

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

Le nombre des nappes de renforcement : (N).

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

La distance entre les nappes : (h).

La largeur des nappes : (b).

La longueur des nappes : (l).

La profondeur de renforcement : (d).

L'encastrement des fondations : (D_f).

Le type de géogrilles.

Le type de sol.

La forme de la fondation.

La **Figure (II.19)** indique les différents paramètres géométriques des sols renforcés.

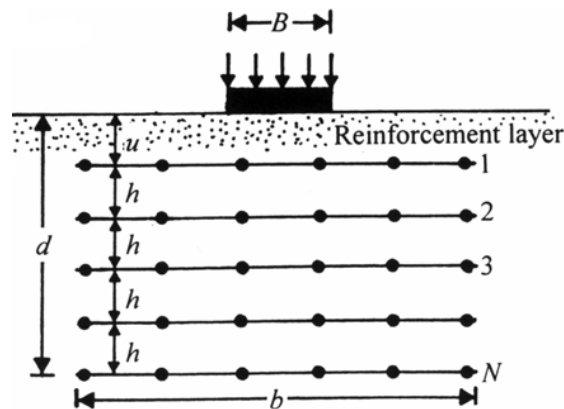


Figure II.19 : Différents paramètres géométriques des sols renforcés.

II.6.2 Etude expérimentale

Après que Binquet et Lee (1975a), ont conduit une étude expérimentale pour étudier la capacité portante des sols renforcés par des barres métalliques plusieurs études expérimentales sur la capacité portante des sols de fondation renforcés par géogrilles ou géotextiles ont été rapportées dans la littérature. par exemple (Akinmusuru et Akinbolade, 1981 , Fragaszy et Lawton .1984, Guido et al.. 1985, Guido et al.. 1986, Huang et Tatsuoka. 1990, Khing et al.1993, Omar et al.. 1993a,b; Shin et al 1993; Das et Omar. 1994; Yetimoglu et al.. 1994,Adams et Collin 1997, Gabr et al., 1998, Gabr et Hart. 2000 , Gnanendran et Selvadurai, 2001, Shin et al.. 2002.Michalowski et Shin 2003. Bera et al... 2005, Qiming Chen 2007).

II.6.2.1 Fondations reposant sur un sable renforcé par géogrilles

Khing et al. (1993) ont conduit une série d'essais réalisés sur modèles réduits; des fondations filantes ont été supportées par un sable renforcé par des 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/m³ ($D_r=70\%$). 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 peut atteindre 4 lorsque le nombre des nappes de géogrilles est égal à 6.

Omar et al (1993a) ont étudié l'influence du rapport B/L (largeur de la fondation sur sa longueur) sur le BCR pour un sable renforcé par des géogrilles. Ils ont utilisé quatre modèles de fondation ayant les dimensions suivantes : 76.2 mm x 76.2 mm ; 76.2 mm x 152.4 mm ; 76.2 mm x 228,6 mm ; et 76,2 mm x 304.8 mm qui correspondent respectivement à un rapport B/L de 1 ; 0,5 ; 0,33 et 0.0 (fondation filante). Une boîte carrée de 0.91 m de côté et d'une profondeur de 0.91m a été utilisée pour les fondations rectangulaires. Les essais réalisés sur la fondation filante ont été conduits dans une boîte de 304.8mm de largeur. 1.1m de longueur et d'une profondeur de 914 mm, Le sable utilisé dans ces essais a un coefficient d'uniformité (C_u) égal à 1,53 ; un coefficient de courbure (C_c) égal à 1,1 et un poids volumique sec égal à 17.14 KN/m³ ($D_r=70\%$) et un angle de frottement égal à 41°.

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

et h/B égaux chacun à 0,33. Omar et al (1993a) ont aussi proposé les formules empiriques suivantes :

$$\frac{d_{cr}}{B} = \begin{cases} 2 - 1.4 \left(\frac{B}{L} \right) & \left(0 \leq \frac{B}{L} \leq 0.5 \right) \\ 1.43 - 0.26 \left(\frac{B}{L} \right) & \left(0.5 \leq \frac{B}{L} \leq 1 \right) \end{cases} \quad (II.19)$$

$$\frac{b_{cr}}{B} = 8 - 3.5 \left(\frac{B}{L} \right)^{0.51} \quad (II.20)$$

$$\frac{l_{cr}}{B} = 3.5 \left(\frac{B}{L} \right) + \frac{L}{B} \quad (II.21)$$

Où :

d_{cr} : profondeur critique du renforcement.

b_{cr} : largeur critique du renforcement.

l_{cr} : longueur critique du renforcement.

Le BCR maximum obtenu dans leurs études varie entre 3 et 4.5 quand B/L varie entre 0.25-1.

Das et Omar (1994) ont étudié les effets de B (largeur de la fondation) sur la capacité portante des fondations reposant sur un sable renforcé par géogrilles. Six modèles différents de fondations filantes ayant des largeurs de 50.8mm, 76.2mm, 101.6mm, 127mm, 152.4 mm et 177.8 mm ont été utilisés dans ses essais. La longueur de toutes les fondations est égale à 304.8 mm. Les essais ont été conduits dans une boîte de 0,305 m de largeur, 1,96 m de longueur et d'une profondeur de 0,914 m. Le sable utilisé dans ces essais a un coefficient d'uniformité (C_u) égal à 1,53 ; un coefficient de courbure (C_c) égal à 1,1. Le sable a été versé dans la boîte avec différentes valeurs de la densité relative (55 %, 65 % et 75 %).

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

Yetimoglu et al (1994) ont étudié la capacité portante des fondations rectangulaires reposant sur un sable renforcé par géogrilles en utilisant des essais réalisés sur modèles réduits au laboratoire et des simulations numériques. Les essais réalisés sur modèles réduits ont été conduits dans une boîte métallique de 70 cm de largeur, 70 cm de longueur et d'une profondeur de 100 cm. Une plaque métallique rectangulaire de 127 mm de longueur, 101.5 mm de largeur et d'une épaisseur de 12.5 mm a été utilisée comme modèle de fondation. Le sable utilisé dans ces essais a un coefficient d'uniformité (C_u) égal à 2.33, un coefficient de courbure (C_c) égal à 0.76 et un poids volumique sec égal à $17,16 \text{ KN/m}^3$ ($D_r=70-73 \%$). L'angle de frottement obtenu au moyen de l'appareil de cisaillement direct était égal à 40° .

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 dues 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 : $0,3 \times 0,3 \text{ m}$; $0,46 \times 0,46 \text{ m}$; $0,61 \times 0,61 \text{ m}$; et $0,91 \times 0,91 \text{ m}$; Le sable utilisé dans ces essais a un coefficient d'uniformité (C_u) égal à 1,7 et une taille moyenne de particules D_{50} de 0.25 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 x 0,33 m a été utilisée. Le sol de la fondation est un sable de la rivière d'Ohio ayant un coefficient d'uniformité (C_u) égal à 8, un coefficient de courbure (C_c) égal à 1. L'angle de frottement déterminé par l'essai triaxial est de $38,6^\circ$.

Les résultats obtenus ont montré une meilleure atténuation de la distribution des contraintes due à l'introduction des nappes de géogrilles. L'angle de distribution des contraintes (α) 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° . 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, 0.5B, et 0.6B 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 encastrée 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) à 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 0.91 m de largeur, 1.5m de longueur et d'une profondeur de 0.91m. Les modèles de fondations étaient une plaque métallique de 25.4mm avec les dimensions suivantes : 152x152mm et 152x254mm. 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 (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.

II.6.2.2 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 , d/B .

A) Variation de u/B :

Plusieurs résultats ont été obtenus par Akinmusuru et Akinbolande (1981), Guido et al (1986), 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 :

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

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

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 (II.20)**.

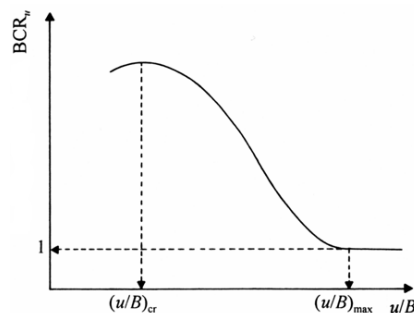


Figure II.20 : Variation de BCR_u en fonction de : u/B .

D'après la **Figure (II.20)** on remarque que :

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

Pour $(u/B) \geq (u/B)_{max}$; la capacité portante reste constante avec une valeur égale à un.

B) 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 (II.21)** montre les résultats d'essais sur modèles réduits réalisés par Shin et Das (2002) 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.

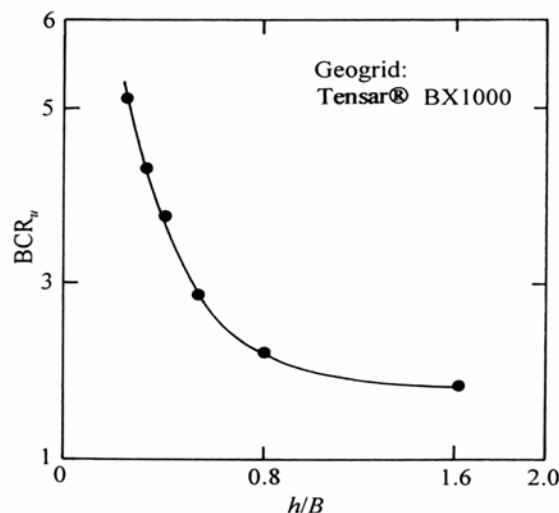


Figure II.21 : Variation BCR_u en fonction de : h/B .

C) Variation de b/B

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

$(b/B)_{cr} = 3$ d'après Guido et al (1985).

$(b/B)_{cr} = 7$ d'après Fragaszg et al (1983).

$(b/B)_{cr} \geq 6$ d'après Mandal et Manjunath (1990).

$(b/B)_{cr} = 8$ d'après Omar et al (1993).

L'allure des courbes obtenues par Omar et al (1993), pour différentes valeurs de B/L, donnant la variation de BCR_u en fonction de b/B est donnée dans la **Figure (II.22)**. $B/L=0$ correspond à une fondation filante.

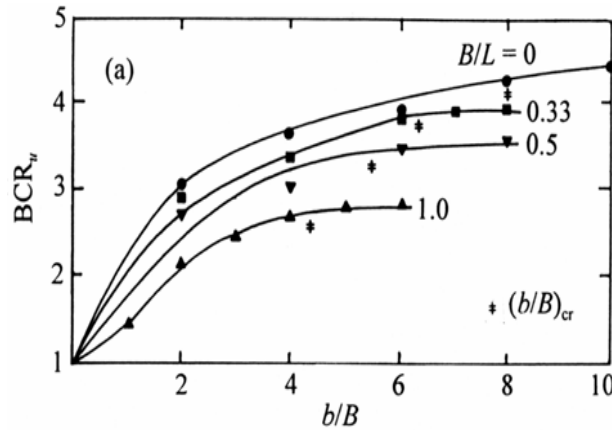


Figure II.22 : Variation BCR_u en fonction de b/B .

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

Tableau II.4 : Valeurs critiques des paramètres géométriques d’après différents chercheurs.

II.6.3 Etude analytique

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

(1) Frontière rigide **Figure (II.23)** : 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.

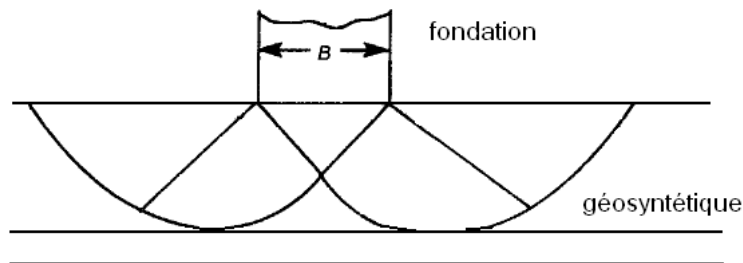


Figure II.23 : Frontière rigide.

(2) Effet de membrane **Figure (II.24)** : avec les charges appliquées 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.

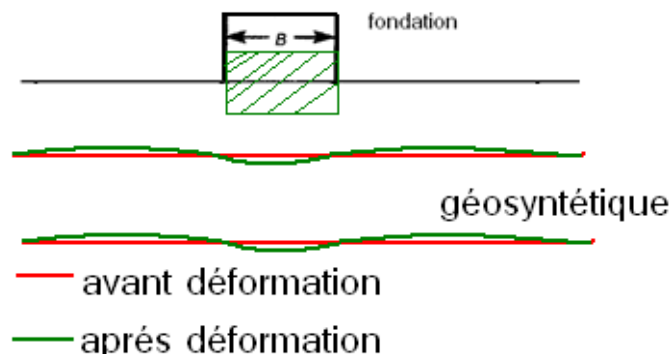


Figure II.24 : Effet de membrane.

(3) Effet de confinement (effet latéral de contrainte) **Figure (II.25)** : 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 reposant sur des sols renforcés.

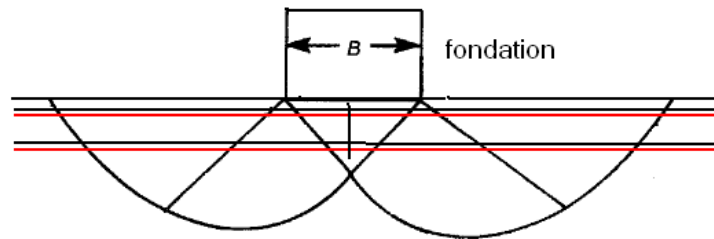


Figure II.25 : Effet de confinement.

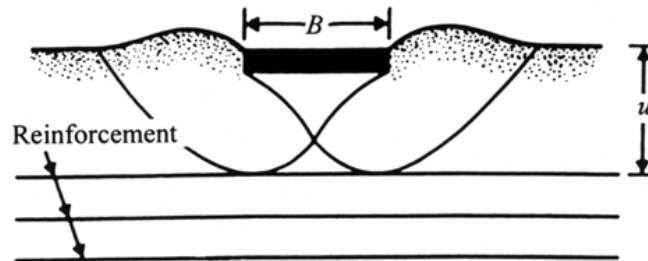
II.6.3.1 Méthode de Binquet et Lee

S'étant basés sur les résultats et les observations d'essais réalisés sur modèles réduits au laboratoire, Binquet et Lee (1975b) ont identifié trois mécanismes possibles de rupture des sols renforcés selon la résistance à la traction et l'emplacement des nappes de renforcement.

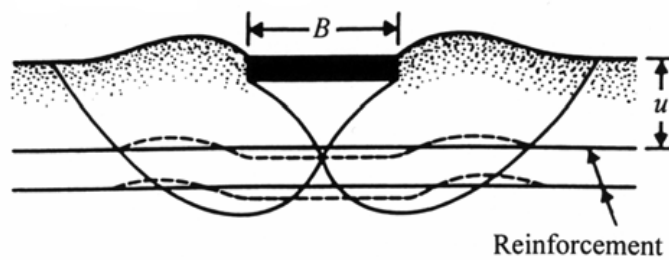
1- Rupture par cisaillement au-dessus de la première nappe de renforcement qui est susceptible de se produire quand la distance entre la première nappe et la base de la fondation (u) est supérieure à $2B/3$ **Figure (II.26.a)**.

2- Rupture par extraction (extraction des barres) qui est susceptible de se produire pour le cas où l'espacement vertical entre la première nappe de renforcement et la base de la fondation (u) est inférieur à $2B/3$ et le nombre de nappes de renforcement inférieur à 2 ou 3 ou la longueur des nappes de renforcement est très courte **Figure (II.26.b)**.

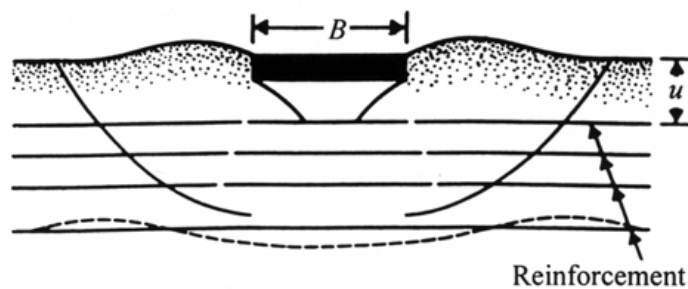
3- Rupture par traction (rupture des barres) qui se produit probablement quand la distance entre la première nappe de renforcement et la base de la fondation (u) est inférieure à $2B/3$, le nombre de nappes de renforcement étant égal ou supérieur à 4 et de longues nappes de renforcement **Figure (II.26.c)**



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



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



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

Figure II.26 : Les trois mécanismes possibles de rupture des sols renforcés. (D'après Binquet et Lee, 1975b).

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

Selon la méthode de Binquet et Lee, les distributions des contraintes dans le sol sont représentées sur la **Figure (II.27)**.

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

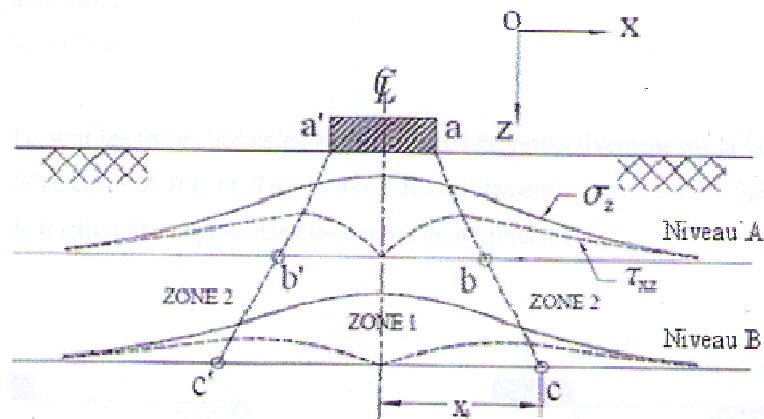


Figure II.27 : Distribution des contraintes au-dessous d'une fondation filante reposant sur un sol renforcé (D'après Binquet et Lee, 1975b).

Après déformation, Binquet et Lee ont montré que le renforcement aux points définissant les lignes de limites entre la zone (1) et (2) prend la forme représentée sur la **Figure (II.28.b)**.

L'équilibre des forces sur l'élément ABCD, dans le cas du sol non renforcé **Figure (II.28.a)** peut s'écrire comme suit :

$$F_c - F_b - S = 0 \quad (\text{II.22})$$

Où :

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

L'équilibre des forces sur l'élément ABCD, dans le cas du sol renforcé **Figure (II.28.b)**, peut s'écrire comme suit :

$$F_{br} - F_{br} - S_r - T_z = 0 \tag{II.23}$$

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

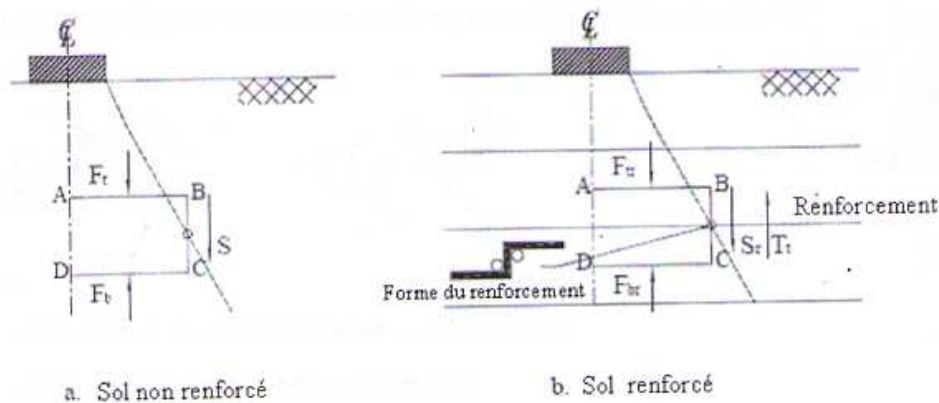


Figure II.28 : Composantes des forces dans le sol non renforcé et renforcé (D'après Binquet et Lee, 1975b).

Pour le même tassement $F_b = F_{br}$

$$(T_z = F_{br} - F_b - S_r + S) \tag{II.24}$$

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

$$T_z(z, N) = 1/N [j(z/B) B - I(z/B) h] q_0 \cdot (q_r / q_0 - 1) \tag{II.25}$$

Où

z : est la profondeur de renforcement.

N : est le nombre de nappes de renforcement.

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

B : est la largeur de la fondation.

q_0 : est la capacité portante du sol non renforcé.

q_r : est la capacité portante du sol renforcé.

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

$$j\left(\frac{z}{B}\right) = \frac{\int_0^{x_0(z/B)} dx}{q_r \times B} \quad ; \quad I\left(\frac{z}{B}\right) = \frac{\tau_{xy \max} \frac{z}{B}}{q_r} \quad (\text{II.26})$$

Où :

x_0 : est la distance du point pour lequel τ_{xy} est maximale.

σ_z : est la contrainte verticale à la profondeur z .

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

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

$$R_y = \frac{W \cdot N_R \cdot t \cdot f_y}{F_{sy}} \quad (\text{II.27})$$

$$T_f(z) = 2 \cdot f \cdot \text{LDR} \cdot [M \cdot (Z/B) \cdot B \cdot q_0 \cdot (q_r/q_0) + y \cdot (L_0 - X_0) \cdot (Z + D)] \quad (\text{II.28})$$

Où :

W : est la largeur des barres.

t : est l'épaisseur des barres.

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

F_y : est la résistance à la rupture de matériau constituant les nappes.

F_{sy} : est le facteur de sécurité à la rupture du matériau constituant les barres vis-à-vis de l'extraction.

F : est le coefficient du frottement exprimé comme : $(\tan \phi_f / F_{sf})$.

ϕ_f : est l'angle de frottement à l'interface sol-renforcement ;

M : est un facteur de force sans unité.

II.6.3.2 Méthode de Huang et Tatsuoka

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

- 1- Une rupture locale dans la zone non renforcé sous la zone renforcée **Figure (II.29.a)**
- 2- Une rupture locale au sein de la zone renforcée **Figure (II.29.b)**.

Ce type de rupture inclut généralement une rupture des nappes par extraction, une rupture par traction ou une rupture par compression dans le sol. Ils ont également proposé une méthode simple pour prévoir l'augmentation de la capacité portante (Δq) des fondations filantes sur sol renforcé.

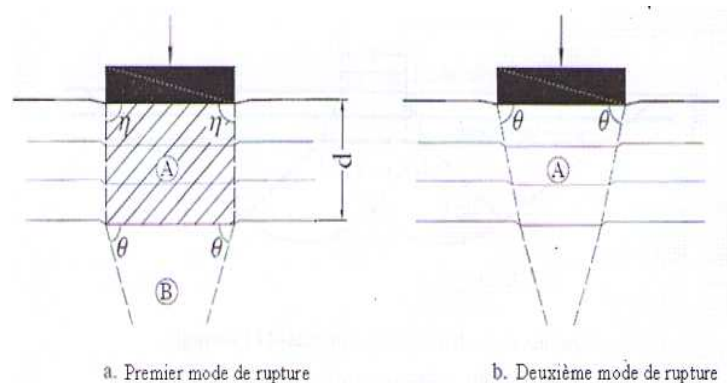


Figure II.29 : Les deux modes possibles de rupture des sables renforcés
(D'après Huang et Tatsuoka.1990).

II.6.3.3 Méthode de HUANG et MENQ

Huang et Menq (1997) ont étudié un sol renforcé en se basant sur les mécanismes de rupture proposés par Schlosser et al (1983) comme indiqué sur la **Figure (II.30)**. Selon ce mécanisme de rupture, deux effets de renforcement (effet de semelle et large dalle) contribuent à l'augmentation de la capacité portante.

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

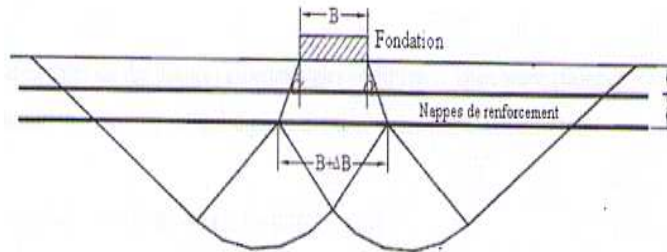


Figure II.30 : Mécanisme de rupture des sols renforcés (D'après Huang et Menq, 1997).

Pour le sol non renforcé

$$q_{u(D_f=0)} = n \times \gamma \times B \times N_\gamma \quad (\text{II.29})$$

Pour le sol renforcé

$$q_{u(R)} = q_{u(D_f=d)} = n \times \gamma \times (B + \Delta B) \times N_\gamma + \gamma \times d \times N_q \quad (\text{II.30})$$

Où :

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

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

n : Coefficient dépendant de la forme de la fondation.

D_f : Encastrement de la fondation.

γ : Poids volumique du sol.

B : Largeur e la fondation.

N_γ et N_q : Facteurs de la capacité portante.

d : Profondeur total de renforcement.

ΔB : Augmentation de la largeur de la fondation due à l'introduction des nappes de renforcement ;

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

α : Angle de distribution des contraintes

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

$$\tan \alpha = 0.680 - 2.071 \cdot h/B + 0.743CR + 0.3 \cdot l/B + 0.076N \quad (\text{II.31})$$

Où :

h : L'espacement vertical entre les nappes de renforcement.

l : Longueur des nappes de renforcement.

N : Nombre de nappes de renforcement.

CR : Rapport de couverture.

$$CR = w/W \quad (\text{II.32})$$

w : largeur de la bande de renforcement.

W : Distance horizontale entre axes des bandes.

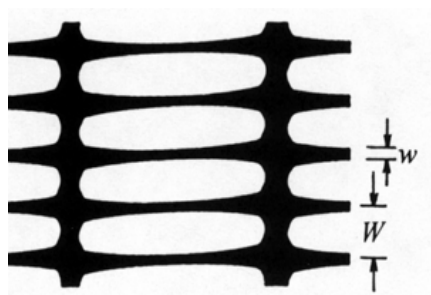


Figure II.31 : Dimensions de la géogrille.

II.6.3.4 Méthode de Wayne et Al

Wayne et al (1998) ont suggéré quatre modes possibles de rupture pour les fondations reposant sur des sols renforcés comme représenté sur la **Figure (II.32)**. Le mode de rupture dépend de l'emplacement des nappes de renforcement et des caractéristiques du sol.

Si la distance verticale entre la première nappe de renforcement et la base de la fondation (u) est supérieure à une valeur spécifique, le renforcement agira en tant que frontière rigide et la rupture se produira au-dessus du renforcement **Figure (II.32.a)**. Ce genre de rupture peut être évité en plaçant la nappe supérieure près de la fondation.

Si l'espacement verticale entre les nappes de renforcement (h) est très grand, la rupture se produira entre les nappes de renforcement **Figure (II.32.b)**. Ce type de rupture peut être évité en gardant un espacement vertical approprié entre les nappes de renforcement.

La rupture par poinçonnement le long de la zone renforcée **Figure (II.32.c)** peut se produire quand les nappes de renforcement ne sont pas assez longues et la zone renforcée est très rigide.

Pour ce type de rupture, la masse du sol renforcé agit en tant que fondation profonde rigide, et l'épaisseur de la zone renforcée peut être considérée comme profondeur d'encastrement de la fondation. La capacité portante du sol renforcé peut être calculée par les formules classiques de la capacité portante présentées par différents chercheurs tels que Vesic (1973).

La rupture par poinçonnement à travers la zone renforcée **Figure (II.32.d)** se produit généralement avec un emplacement des nappes approprié. Pour ce type de rupture, le sol renforcé a été traité comme un système de deux couches (une couche de sol résistante, surmontant une couche de sol faible) par Wayne et al (1998). La formule de Meyerhof et Hanna a été ainsi modifiée pour prendre en compte la contribution du renforcement à l'augmentation de la capacité portante comme montré dans l'équation **(II.33)**.

$$q_{u(R)} = q_b + 2c_f(B+L) \cdot \frac{d}{BL} + \gamma_f H^2 \left[1 + 2 \frac{D_f}{d} \right] K_f (B+L) \frac{\tan \phi_f}{BL} + 2(B+L) \frac{T}{BL} - \gamma_f \quad (\text{II.33})$$

Où :

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

c_f : Cohésion du sol de la couche supérieure.

γ_s : Poids volumique du sol de la couche supérieure.

d : Epaisseur de la couche supérieure.

B : Largeur de la fondation.

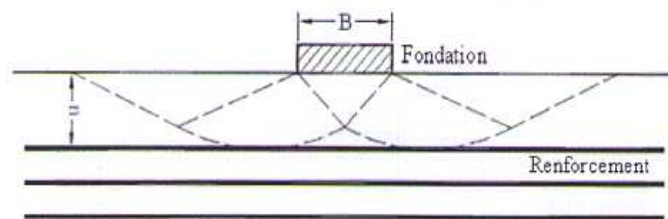
L : Longueur de la fondation.

D_f : Encastrement de la fondation.

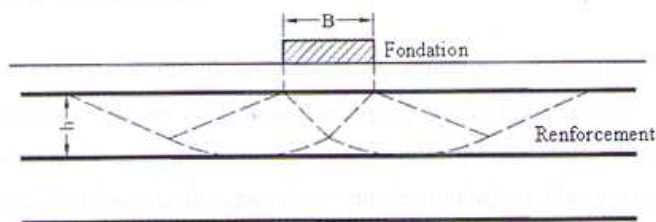
ϕ_t : Angle de frottement de sol de la couche supérieure.

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

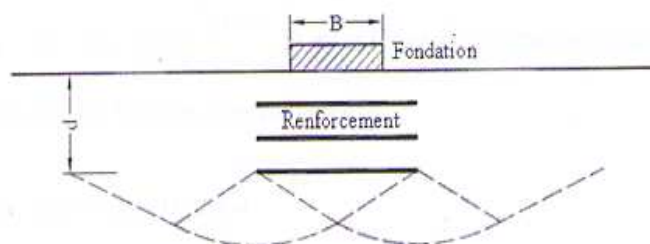
T : force de soulèvement ou force restrictive des éléments de renforcement.



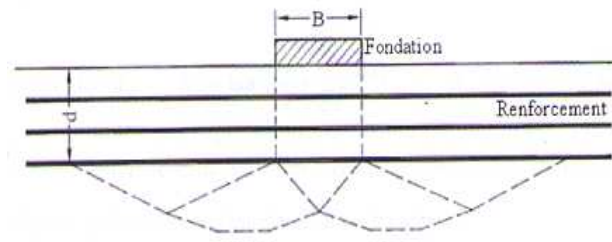
a-Rupture au-dessus des nappes de renforcement.



b-Rupture entre les nappes de renforcement.



c-Rupture le long de la zone renforcée.



d-Rupture à travers la zone renforcée.

Figure II.32 : Modes possibles de rupture des sols renforcés

(D'après Wayne et al, 1998).

II.6.3.5 Méthode de Michalowski

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

1-Pour une rupture par traction :

$$p = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + K_t M'_r \quad (\text{II.34})$$

$K_t = \frac{T_t}{h}$, $M'_r = (1 + \sin \phi) e^{(\frac{\pi}{4} + \phi) \tan \phi}$, avec T_t est la résistance à la traction du renforcement, h est la distance verticale entre les nappes de renforcement.

2-Pour une rupture par extraction :

a. Une seule nappe de renforcement

$$p = 1/(1 - \mu u/B M_p) [c(N_c + f c M_c) + q(N_q + \mu M_q) + \gamma B (\frac{1}{2} N_\gamma + \mu \frac{d}{B} M_r)] \quad (\text{II.35})$$

avec : $N_c = (N_q - 1) \cot \phi$, $N_q = \tan^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}) e^{\pi \tan \phi}$, $N_\gamma = e^{0.66 + 5.11 \tan \phi} \tan \phi$

M_c, M_q, M_γ et M_p : Sont des coefficients de la capacité portante dus au renforcement.

μ : est le coefficient de frottement à l'interface sol-renforcement.

u : est la profondeur du renforcement.

B : est la largeur de la fondation.

C et ϕ : Sont respectivement la cohésion et l'angle interne de frottement du sol.

q : est la surcharge.

γ : est le poids volumique du sol.

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

b-plusieurs nappes de renforcement

$$p = \frac{1}{1 - \mu M_p \sum_{i=1}^n \frac{d_i}{B}} \left\{ c(N_c + n f_c M_c) + q(N_q + n \mu M_q) + \gamma B \left(\frac{1}{2} N_\gamma + \mu M_\gamma \sum_{i=1}^n \frac{d_i}{B} \right) \right\} \quad (\text{II.36})$$

D'où:

n : est le nombre de nappes.

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

h : est la distance verticale entre nappes de renforcement.

Les résultats numériques obtenu par Michalowski (2004) ont montré que l'emplacement des nappes de renforcement au-dessus des points B et C sur la **Figure (II.33)** mobilise au maximum ces dernières .Les expressions des coefficients de la capacité portante pour tels cas ont été données approximativement par Michalowski (2004) sur le **Tableau (II.5)**.

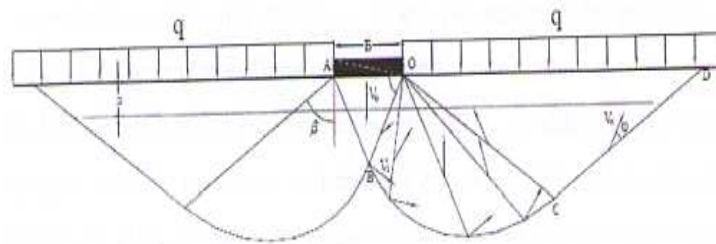


Figure II.33: Mécanisme de rupture des sols renforcés (D'après Michalowski, (2004)).

Nombre de nappes	$M_c=M_q=M\gamma$	M_p
Une seule nappe	$1,6(1+8,5\tan^{1,3} \emptyset)$	$1.5-1.25\times 10^{-2} \emptyset$
Deux nappes	$1,1(1+10,6\tan^{1,3} \emptyset)$	$40.75-6.25\times 10^{-3} \emptyset$
Trois nappes	$0,9(1+10,6\tan^{1,3} \emptyset)$	$0.5-6.25\times 10^{-2} \emptyset$

Tableau II.5 : coefficients de la capacité portante dus au renforcement (Michalowski ,2004).

II.6.4 Etudes numériques

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

La méthode des éléments finis consiste à remplacer la structure physique à étudié par un nombre fini d'élément 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.

La méthode des éléments finis est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structure continue 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 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 étudié 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 sols utilisés par ces chercheurs inclut 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 dimension .Les résultats de la simulation numérique ont été comparés avec les résultats d'essais réalisés sur modèle 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 élastique. Le sable utilisé dans leur étude a un coefficient d'uniformité égale à 1,34 et un coefficient de poisson égal à 0,3 .l'angle de frottement déterminé par l'essai triaxial de 38°.

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 de chargement. Une explication possible à ce phénomène donné 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-linéaires 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 à 1300 KN/m^2 , une cohésion égale à $10,84 \text{ kN/m}^2$ et un angle de frottement égal à 0° . La rigidité des nappes de renforcement varie de 500 KN/m à 20000 KN/m .

En se basant sur l'étude numérique. Les résultats suivants ont été rapportés par Mahajar (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 KN/m^2 et 25° .

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

II.6.5 Conclusion

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

Chapitre III

*Les modèles de comportement et l'outil numérique
utilisé*

III.1 Introduction

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

III.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 :

- 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.

III.2.1 Bref historique

L'histoire de la MEF a commencé en 1819, quand Navier définit une méthode d'étude des systèmes hyperstatiques basés sur l'application des conditions d'équilibre et de compatibilité, puis Maxwell en 1864 et Castigliano en 1878 établissent d'une façon complète les théorèmes de l'énergie. Au début du 20ème siècle, des résultats fondamentaux dans le domaine des méthodes d'approximation ont été établis en effectuant une discrétisation spatiale du domaine tout en utilisant les méthodes d'approximation variationnelles. En 1955, Argyris présente une approche unifiée des méthodes des déplacements et des forces, l'année suivante Turner et Clough publient une présentation systématique de la méthode des déplacements. Ces deux

publications sont particulièrement importantes et représentent véritablement le début de la MEF comme technique de calcul des structures complexes.

III.2.2 Concepts de base

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.

III.2.3 Calculs par la MEF

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

➤ **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.

III.3 Présentation de PLAXIS

L'analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes éléments finis. L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses permettent le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Il sait que le jargon éléments finis est parfois rebutant-il souhaiterait ne pas avoir à intervenir sur la numérotation des noeuds, des éléments, sur certains choix réservés au numéricien. Il voudrait disposer du code sur le PC géant sa bureautique et sa technique quotidiennes, afin de faire une étude paramétrique des problèmes délicats. Il exige avant tout que ses journées ne soient pas encombrées par de laborieuses entrées de données et interprétations de fichiers [BOU1, 04].

III.3.1 Le code éléments finis PLAXIS

Conçu par des géotechniciens numériciens, le code éléments finis PLAXIS représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse pseudo-statique 2D. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard (5 paramètres), 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 noeuds), 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 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 [BOU1, 04].

III.3.2 Options par défaut et solutions approchées :

Le système d'options par défaut et de solutions approchées spécifiques, qui est un des fers de lance de l'outil de projet pour la géotechnique, est destiné à faire gagner du temps à l'opérateur, à lui éviter de devoir faire des choix tracassant, et enfin à améliorer la convivialité du logiciel. Ce système est inséparable du traitement à partir d'un menu arborescent. Chaque branche du menu est évidemment figée, car elle réalise une tâche précise, bien définie, mais la diversité des branches en fait globalement un outil extrêmement souple.

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 importe, 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 noeuds-clé, avec contrôle permanent à l'écran. Le meilleur est d'ailleurs en cours de refonte en vue d'accroître son efficacité.

De même en ce qui concerne les conditions aux limites en déplacements : Si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra en spécifier les subtilités d'une manière précise, face de bloc par face de bloc. Par contre, si elles ont un caractère standard (vecteur déplacement nul à la base du domaine étudié et vecteur déplacement horizontal nul sur ses faces latérales), l'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir du menu avec contrôle immédiat du résultat 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. Par contre, 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 K0 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).

Les pressions interstitielles ont été l'objet d'un soin particulier dans PLAXIS : Pour qui souhaite faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles en régimes permanent ou transitoire, c'est possible grâce au module d'écoulements en milieu poreux. Mais bien sûr, cette opération demande du temps (d'opérateur et de machine). Si la nappe phréatique n'est pas trop éloignée de l'horizontale, dans ses états initial et final, on sait que la pression diffère peu de la pression hydrostatique ; si l'on adopte ce champ de pression approchée, les calculs deviennent très simples puisqu'il s'agit seulement de manier les variations de la poussée d'Archimède ; PLAXIS offre cette possibilité qui est 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, ... etc. ; 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 coefficient de sécurité est une notation un peu magique en géotechnique, puisqu'il résume en une seule information une quantité considérable de données. L'approche classique évalue généralement ce nombre selon la théorie de l'équilibre limite, supposant une réduction proportionnelle généralisée de la résistance mécanique des matériaux impliqués, ce qui ne constitue manifestement pas un scénario réel de rupture. C'est la même approche, adaptée aux éléments finis élasto-plastiques, qui préside à l'évaluation du coefficient de sécurité dans PLAXIS. Le critère de rupture est ici qualitatif, et laissé à l'appréciation de l'observateur ; en tout état de cause, il est fondé sur le niveau de déplacement d'un point de contrôle lié à l'ouvrage étudié. Le champ de déplacement obtenu est évidemment tout à fait fictif.

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.

III.4 Les modèles de comportements utilisés dans PLAXIS

III.4.1 Introduction

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis. Dans ce schéma, la modélisation par éléments 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 [BOU1, 04].

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'écroutissement. Le matériau se

consolide et il est plus adapté d'utiliser le Soft Soil Model qui prend en compte cette évolution du matériau. Pour un calcul d'écoulement, il suffit de prendre un matériau élastique, mais on peut avoir à coupler écoulement et déformation ; dans ce cas un modèle élastoplastique peut être justifié.

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

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

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

III.4.2 Contraintes totales, effectives et pressions interstitielles

Le comportement des sols est régi par les propriétés du squelette ; il est donc nécessaire d'utiliser des contraintes effectives et d'écrire des lois de comportement en contraintes effectives. La pression interstitielle générée dans les ouvrages est une conséquence de non variation de volume ; celle ci est elle même dépendante de la perméabilité du sol. Un sable peut être non drainé in situ sous des sollicitations sismiques (rapides) de même qu'une argile est toujours non drainée à court terme. Les variations de volumes empêchées par les perméabilités créent des pressions interstitielles ; en fait, celles ci dépendent des variations de volume ; en élasticité, si les grains de sols sont incompressibles, on démontre que :

$$\Delta u_w = \frac{K_w}{n} \Delta \varepsilon_v \quad (\text{III.1})$$

Où Δu_w est la surpression interstitielle, n la porosité, K_w le module volumique de l'eau et $\Delta \varepsilon_v$ est un incrément de déformation volumique.

Des calculs en contraintes totales sont possibles. Ils permettent par exemple, des calculs de tassements et de stabilité de remblai après construction. Ces calculs ignorent la génération de pressions interstitielles. Ils présentent l'avantage d'être simples et de se recalculer par rapport à des calculs plus classiques de stabilité à court terme.

Leur inconvénient majeur est d'ignorer les pressions interstitielles, quand on connaît leur rôle majeur sur la stabilité de remblai [BOU1, 04].

III.4.3 Comportement élastoplastiques

Le comportement élastoplastiques 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 III.1**).

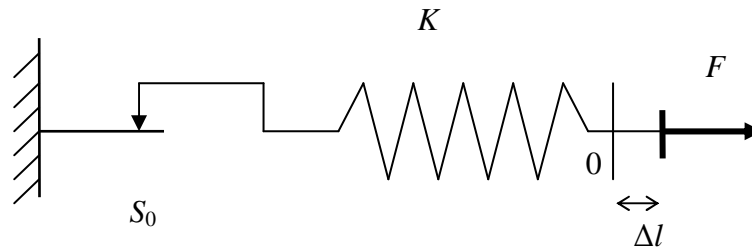


Figure III.1 : Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique.

La courbe effort-déplacement ou contrainte-déformation que l'on trouve est présentée sur la **Figure III.2**.

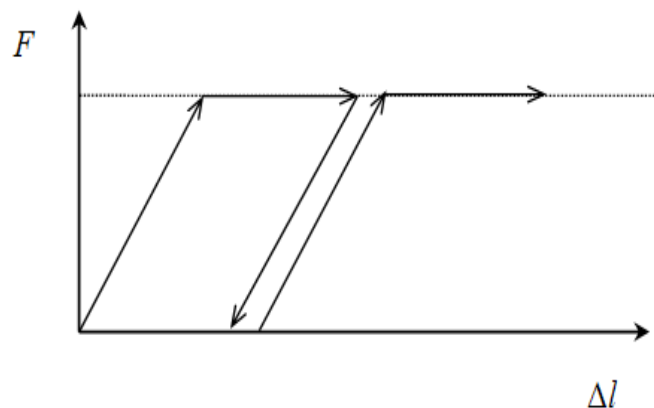


Figure. III.2 : Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.

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

Le type de comportement représenté par les **figures (III.1) et (III.2)** est un comportement élastique-plastique sans écrouissage. **La figure (III.3)** représente un comportement élastique-plastique avec écrouissage [BRI3, 03].

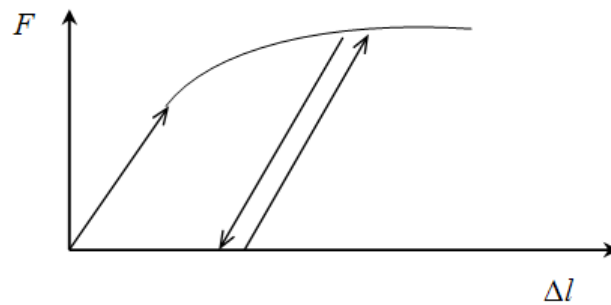


Figure. III.3 : Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage.

III.4.4 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 ν . l'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ($G_u = G'$), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module d'Young non drainé est supérieur au module d'Young drainé. Il aurait pu sembler logique, si G est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser K comme second paramètre. D'une part K_u est infini (correspondant à $\nu_u = 0.5$) et il est moins courant d'emploi. G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques [BRI2, 03].

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

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} ; \quad (\text{III.2})$$

$$K = \frac{E}{3(1 + \nu)} ; \quad (\text{III.3})$$

$$E_{oed} = \frac{(1 - \nu)E}{(1 - 2\nu)(1 + \nu)} . \quad (\text{III.4})$$

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

Les paramètres de ce modèle sont représentés sur la **figure (III.4)**

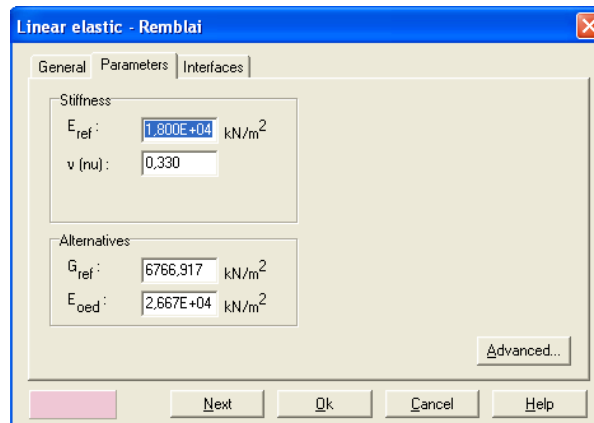


Figure. (III.4) : Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.

Et les paramètres avancés sur la **figure (III.5)**

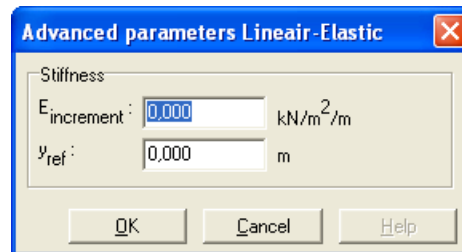


Figure. (III.5) : Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire.

Les paramètres avancés sont reliés par l'équation :

$$E_{actual} = E_{ref} + (y_{ref} - y)E_{increment} \quad \text{Avec} \quad y < y_{ref} \cdot \quad (III.5)$$

$E_{increment}$: Augmentation de la rigidité [kN/m²/m]

y_{ref} : Unité de profondeur [m]

III.4.5 Modèle de Mohr-Coulomb

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

Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \tan\varphi + c ; \quad (\text{III.6})$$

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 **figure (III.6)**.

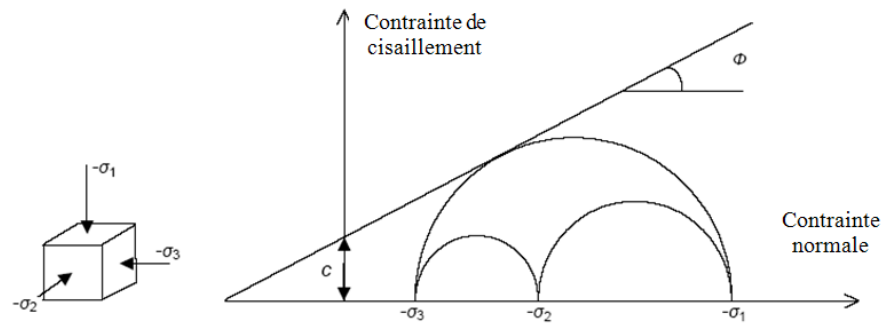


Figure III.6 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice (**figure III.7**) sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.

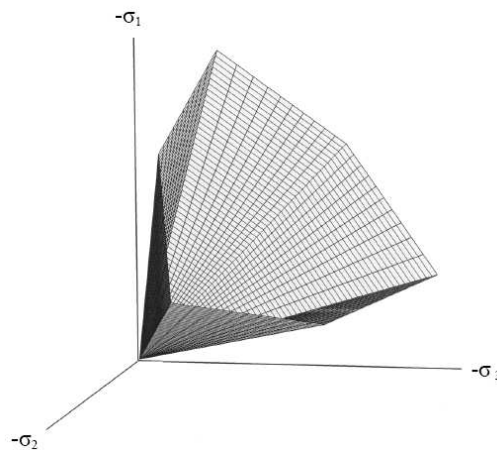


Figure III.7 : Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$.

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres **Figure (III.8)**. Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et φ , respectivement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

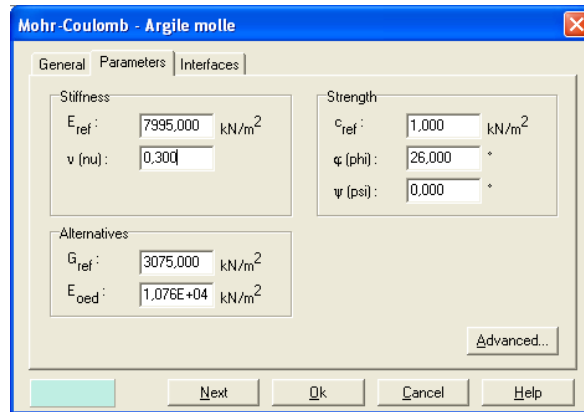


Figure III.8 : Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb.

a) Module d'Young :

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il paraît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (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 (III.9)**.

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.

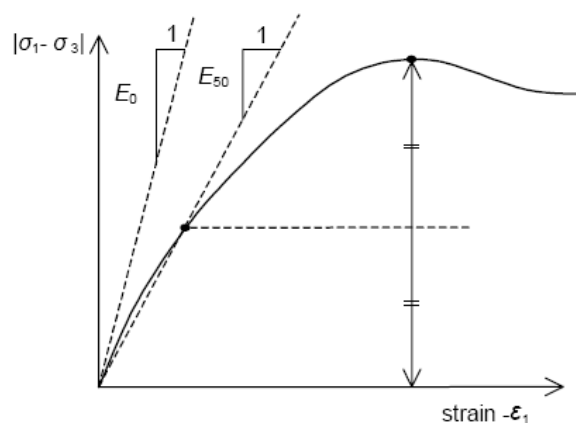


Figure III.9 : Définition du module à 50 % de la rupture.

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

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 K_0 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.

c) Angle de frottement :

PLAXIS ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement de pic soit l'angle de frottement de palier. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à 35° 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° est compatible avec les angles de frottement φ_{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 (III.6)**.

d) Cohésion :

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottants, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques. Pour les analyses en non drainé avec $\varphi_u = 0$, 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 les problèmes (typiquement en kPa/m).

e) Angle de dilatance :

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

$$\psi = \varphi - 30^\circ \quad \text{pour } \varphi > 30^\circ. \quad (\text{III.7})$$

$$\psi = 0^\circ \quad \text{pour } \varphi < 30^\circ. \quad (\text{III.8})$$

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.

f) Les contraintes de traction

La pyramide de Mohr-Coulomb permet des contraintes de traction **figure (III.7)**. Celles-ci sont souvent peu réalistes pour les sols et il est possible de couper ces contraintes de traction (*tension cut-off*) ou de les diminuer (*Tensile strength*).

g) Les paramètres avancés

Pour tenir compte des variations avec la profondeur, on utilise les paramètres avancés **figure (III.10)**.

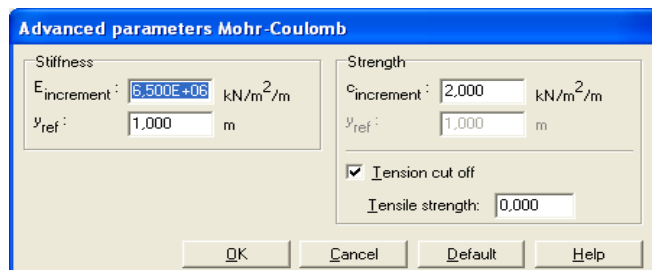


Figure III.10 : Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb.

III.4.6 Modèle de sol avec écouissage (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 oedométriques en contrainte-déformation ne sont pas des droites ;

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

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

a) Les paramètres du HSM

Les paramètres du HSM sont représentés sur la **figure (III.11)**

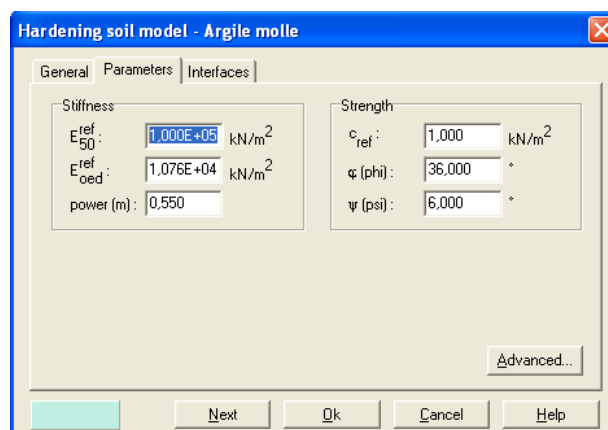


Figure III.11 Fenêtre des paramètres du Hardening Soil Model.

Paramètres de Mohr-Coulomb :

c	: cohésion (effective) ;	[kN/m ²]
φ	: angle de frottement effectif ;	[°]
ψ	: angle de dilatance.	[°]

Paramètres de rigidité:

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

Paramètres avancés :

E_{ur}^{ref}	: module en décharge (par défaut $E_{ur}^{ref} = 3 \text{ à } 4 E_{50}^{ref}$)	[kN/m ²]
ν_{ur}	: Coefficient de Poisson en charge décharge (par défaut $\nu_{ur} = 0,2$)	[-]
p^{ref}	: Contraintes de référence (par défaut $p^{ref} = 100$)	[kN/m ²]
K_0^{NC}	: K_0 -consolidation (par défaut $K_0^{NC} = 1 - \sin\phi$)	[-]
$c_{increment}$: Cf. modèle de Mohr-Coulomb (par défaut $c_{increment}=0$)	[kN/m ³]
y_{ref}	: Unité de profondeur	[m]
R_f	: Coefficient à la rupture q/q_a (par défaut $R_f = 0,9$)	[-]
$\sigma_{tension}$: Résistance à la traction (par défaut $\sigma_{tension} = 0$)	[kN/m ²]

Les paramètres avancés sont représentés sur la **figure (III.12)**

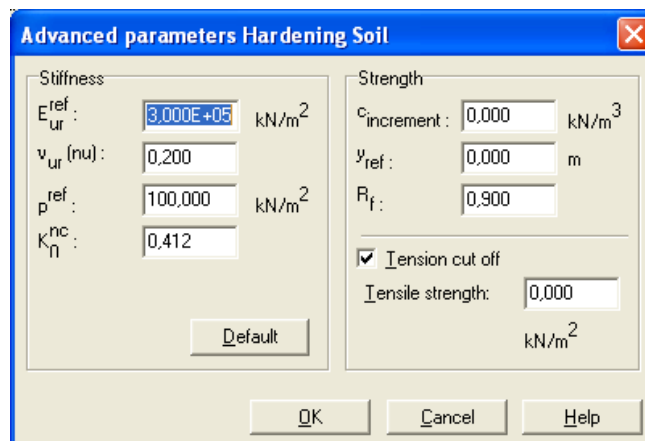


Figure III.12 : Fenêtre des paramètres avancés du Hardening Soil Model.

b) Courbes effort-déformation

Une idée fondamentale pour la formulation du HSM est le rapport hyperbolique entre la contrainte verticale, ε_1 , et l'effort deviatorique q , dans le chargement à trois axes primaire. Ici les essais triaxial drainer standard tendent aux courbes de rendement qui peuvent être décrites par :

$$\left. \begin{aligned}
 -\varepsilon &= \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a} \quad \text{pour} \quad q < q_f \\
 \text{Avec :} \quad q_f &= (c \cot \phi - \sigma_3') \frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad \text{et} \quad q = q_f / R_f
 \end{aligned} \right\} \quad (\text{III.9})$$

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

c) Les modules

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

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma_3'}{p^{ref}} \right)^m \quad \text{Avec} \quad p^{ref} = 100 \text{ kN/m}^2. \quad (\text{III.10})$$

$$\text{Pour la décharge on prend : } E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{\sigma_3'}{p^{ref}} \right)^m. \quad (\text{III.11})$$

La **figure III.13** redonne ces définitions :

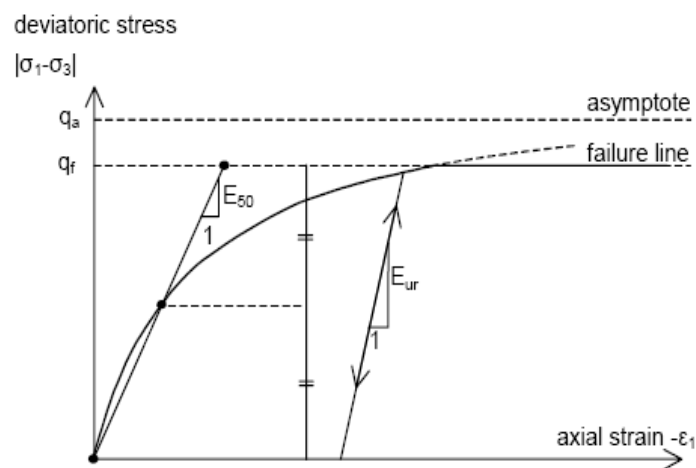


Figure III.13 : Représentation du HSM dans le repère contrainte-déformation.

Le module oedométrique tangent est donné par :

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{\sigma_1'}{p^{ref}} \right)^m. \quad (\text{III.12})$$

La définition du module oedométrique tangent est donnée sur la **figure (III.14)** et celle de la dilatance (éventuellement) sur la **figure (III.15)**

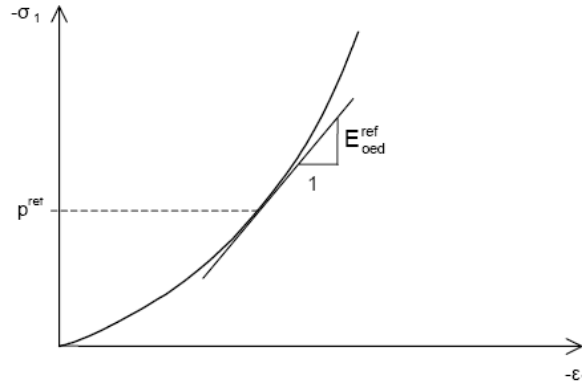


Figure III.14 : Définition du module oedométrique tangent.

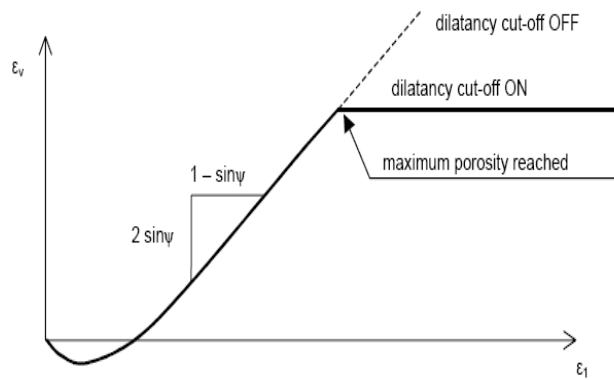


Figure III.15 : Définition de l'angle de dilatance.

d) Surface de charge

En fonction du paramètre d'écroûissage, on obtient alors dans le plan $q-p$ la forme des surfaces de charge **figure (III.16)**.

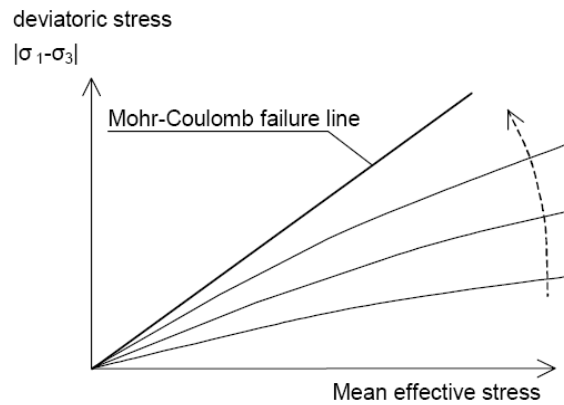


Figure III.16 : Forme des surfaces de charge du HSM.

e) Surface de rupture

La surface de rupture est présentée sur la **figure (III.17)** pour un sol non cohérent.

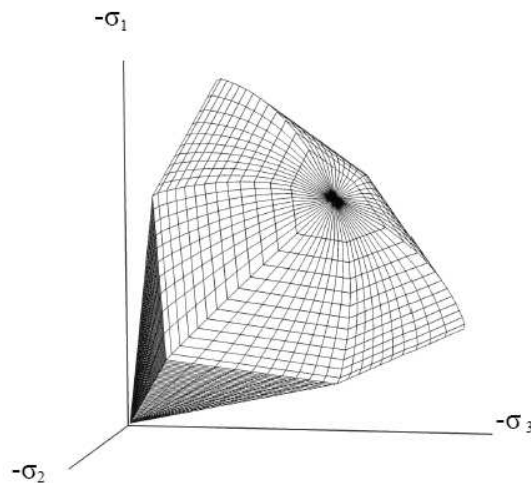


Figure III.17 : Surface de rupture pour le HSM - cas d'un sol non cohérent.

III.4.7 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, Schoffield et al.. L'idée de base de ce modèle est de prendre en compte l'effet d'écroutissage que provoque sur les argiles la pression moyenne. Sous l'effet d'une pression moyenne, la teneur en eau diminue et l'argile devient plus résistante. Il s'agit d'un modèle élasto-plastique 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.

a) Les paramètres de compressibilité

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

On utilise alors λ^* et κ^* . Dans ce cas, l'indice des vides, variable, apparaît dans les expressions du tableau 3.1. Il peut dans la majorité des cas être pris constant, et égal à la valeur initiale.

Les relations avec les paramètres du modèle de Cam-Clay sont indiquées sur le **tableau (III.1)**

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

Tableau III.1 : Valeurs des paramètres de compressibilité et de gonflement λ et κ .

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

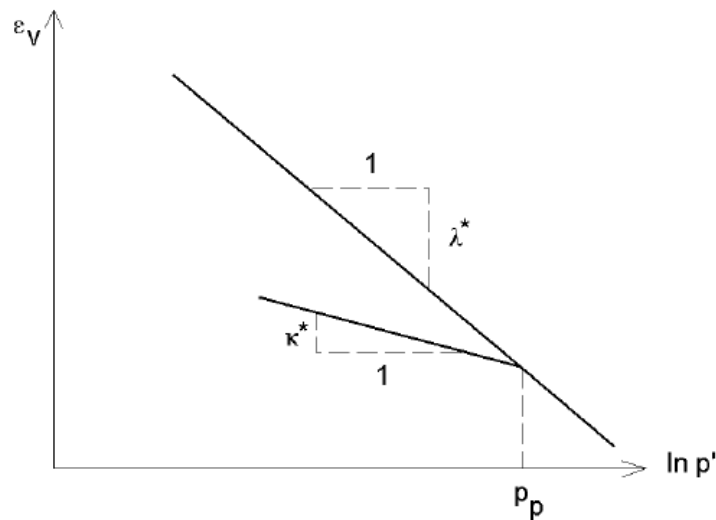


Figure III.18 : Différentes représentations lors d'un essai oedométrique.

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

b) Paramètre de contrainte K_0

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

$$M = 3 \sqrt{\frac{(1 - K_0^{NC})^2}{(1 + 2K_0^{NC})^2} + \frac{(1 - K_0^{NC})(1 - 2\nu_{ur})(\lambda^* / \kappa^* - 1)}{(1 + 2K_0^{NC})(1 - 2\nu_{ur})\lambda^* / \kappa^* - (1 - K_0^{NC})(1 + \nu_{ur})}} ; \quad (\text{III.13})$$

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

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

c) Coefficient de Poisson

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

$$\frac{\nu_{ur}}{1 - \nu_{ur}} = \frac{\Delta\sigma_{xx}}{\Delta\sigma_{yy}} . \quad (\text{III.14})$$

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

Remarques

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

d) Prise en compte de la sur-consolidation

PLAXIS calcul la pression de pré-consolidation p_c à partir des données. Si un matériau est sur-consolidé, il est possible de prendre en compte le degré de sur-consolidation (OCR) ou le poids des terres de pré-consolidation (POP (Pre Overburden Pressure)).

e) En résumé :

Les paramètres nécessaires au SSM sont les suivants :

λ^*	: indice de compression ;	[-]
κ^*	: indice de gonflement ;	[-]
c	: cohésion ;	[K/m ²]
φ	: angle de frottement ;	[°]
ψ	: Angle de dilatance.	[°]

Par défaut, les paramètres avancés sont :

ν_{ur}	: coefficient de Poisson en charge décharge (par défaut = 0,15) ;	[-]
K_0^{NC}	: $\sigma'_{xx} / \sigma'_{yy}$ coefficient K_0 relié à M	[-]
M	: paramètre en fonction de K_0^{NC} .	[-]

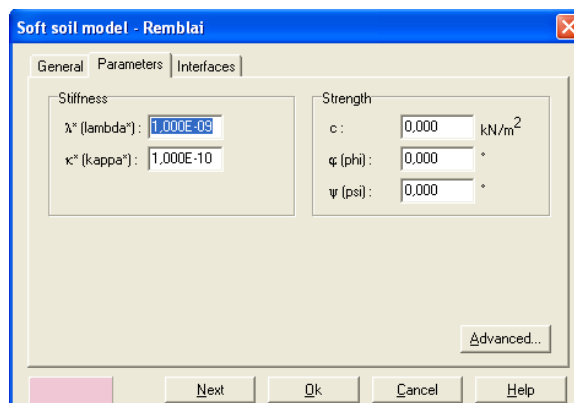


Figure III.19 Fenêtre des paramètres du SSM.

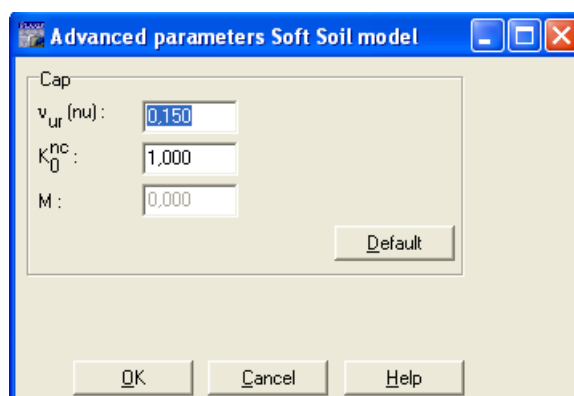


Figure III.20 Fenêtre des paramètres avancés du SSM.

III.4.8 Modèle pour sols « mous » avec effet du temps (Soft Soil Creep Model)

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

La **figure III.21** résume ce phénomène. Ces déformations secondaires se rencontrent dans les tassements différés, notamment sur sols argileux mous.

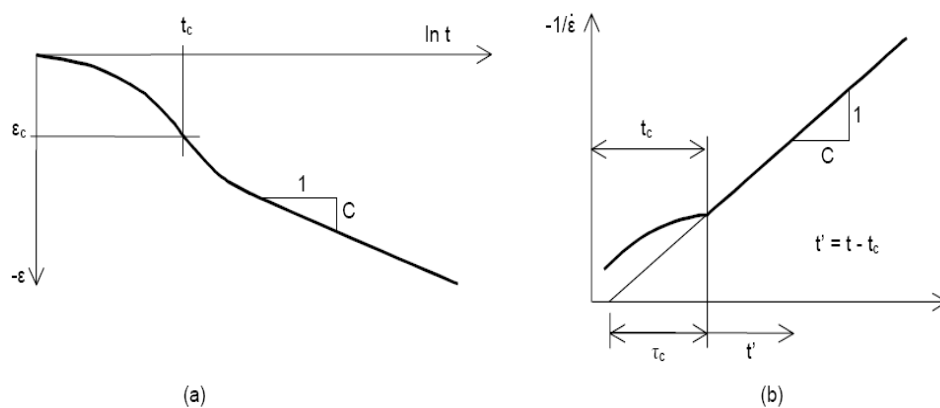


Figure III.21 Effet du temps sur les essais oedométriques.

Le Soft Soil Creep Model élargit ces résultats dans le plan p - q **figure (III.22)** en introduisant des surfaces de charges qui s'appuient sur l'évolution observée en consolidation secondaire sur l'axe isotrope.

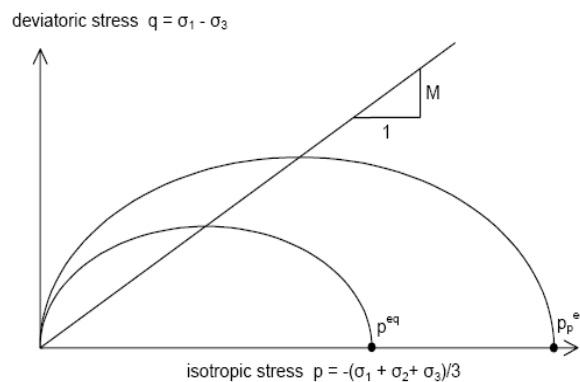


Figure III.22 : Diagramme des cercles p^{eq} dans le plan p - q .

Avec les définitions suivantes des paramètres :

$$M = \frac{6 \sin \varphi_{cv}}{3 - \sin \varphi_{cv}} ; \quad (\text{III.15})$$

$$p^{eq} = \sigma' \left[\frac{1 + 2K_0^{NC}}{3} + \frac{3(1 - K_0^{NC})^2}{M^2(1 + 2K_0^{NC})} \right]. \quad (\text{III.16})$$

Les paramètres du SSCM

Le paramètre de fluage est μ^* défini par :

$$\mu^* = \frac{C \alpha_v}{2,3(1 + e)}. \quad (\text{III.17})$$

Paramètre du modèle de Mohr-Coulomb :

c	: cohésion ;	[K/m ²]
φ	: angle de frottement ;	[°]
ψ	: Angle de dilatance.	[°]

Paramètre de consolidation :

κ^*	: indice de gonflement ;	[-]
λ^*	: indice de compression ;	[-]
μ^*	: indice de fluage.	[-]

Les paramètres avancés :

ν_{ur}	: coefficient de Poisson en charge décharge (par défaut = 0,15) ;	[-]
K_0^{NC}	: $\sigma'_{xx} / \sigma'_{yy}$ coefficient K_0 relié à M	[-]
M	: paramètre en fonction de K_0^{NC} .	[-]

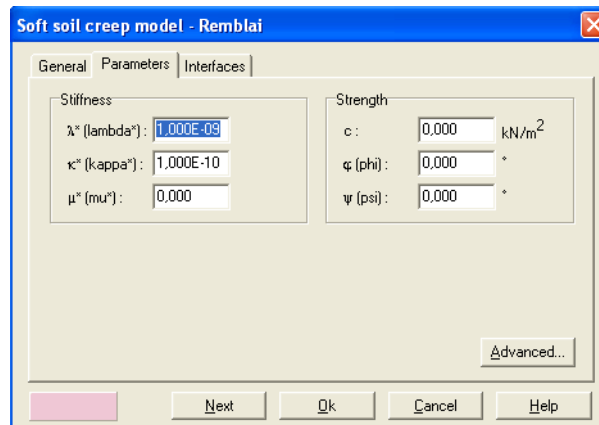


Figure III.23 Fenêtre des paramètres du SSCM.

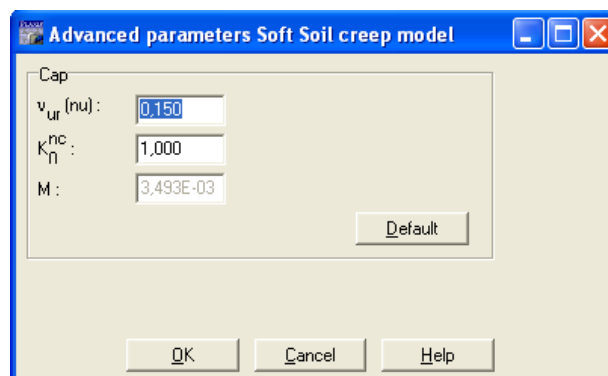


Figure III.24 Fenêtre des paramètres avancés du SSCM.

III.5 Conclusion

L'objectif de la modélisation en géotechnique est souvent la recherche d'une réponse, d'une solution à un problème particulier et complexe. La modélisation numérique est un outil puissant, elle est en constante progression depuis plusieurs années. Aujourd'hui, la modélisation intervient dans tous les domaines sans exception.

Les méthodes numériques en géotechnique ont pour but de décrire, d'expliquer ou de prédire le comportement d'une structure naturelle ou artificielle sur la base de lois physiques qui relient les variations des contraintes aux déformations et aux déplacements.

Le code PLAXIS offre la possibilité de prédire la rupture des fondations en utilisant des lois de comportement assez performant afin de simuler le comportement réel des sols.

Chapitre IV

Analyse numérique de la capacité portante

Présentation et interprétation des résultats.

IV.1 Introduction

Dans ce chapitre, on présente le modèle géotechnique établi pour cette étude et résume les résultats obtenus de la capacité portante à partir d'une simulation numérique par éléments finis (Plaxis) sous l'influence mutuelle de deux semelles filantes reposant sur la surface libre d'un sol renforcé par des nappes de géogrilles.

IV.2 La géométrie du modèle

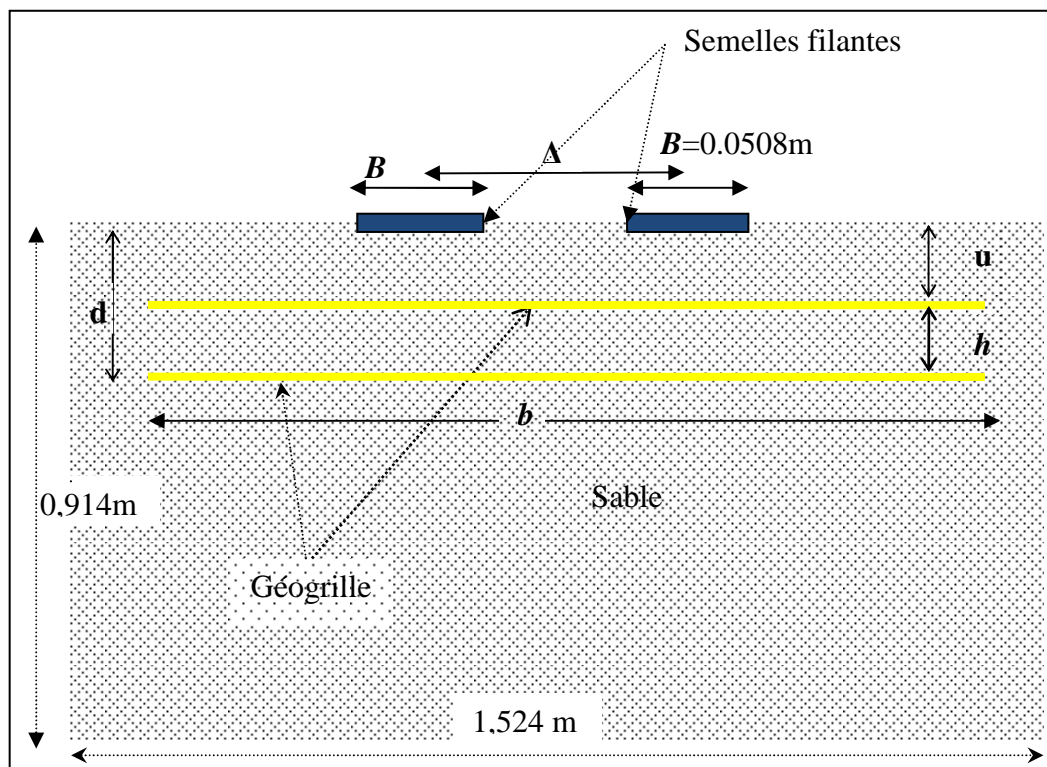


Figure IV.1 Le modèle géométrique de la présente étude.

La **figure IV.1** présente le modèle géométrique (modèle réduit) et les différents paramètres qui gouvernent le programme des tests adaptés dans la présente étude. Ces paramètres sont définis comme suit :

B : la largeur de la semelle filante.

b : la largeur de géogrille.

u : la profondeur de la première nappe de géogrille.

h : la distance entre les nappes de geogridde.

d : la profondeur de renforcement.

Δ : l'espacement entre axes des semelles.

N : le nombre de nappe de renforcement.

On tient à rappeler que notre objectif est d'étudier l'effet d'interférence de deux semelles filante sur la capacité portante implanté sur un sol granulaire renforcé par des nappes de geogriddes.

Le choix de deux nappes seulement est justifié par les résultats obtenus par Ghazavi et Lavasan (2008).

IV.3 Procédure de simulation numérique

IV.3.1 Caractéristiques géotechniques du sol

On considère un sol sableux drainé avec les caractéristiques géotechniques suivantes :

- Poids volumique sec $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$
- Poids volumique saturé $\gamma_{\text{sat}} = 20 \text{ KN/m}^3$
- Angle de frottement interne $\phi = 38^\circ$
- Cohésion $c = 0$ (sol pulvérulent) mais on prend $c = 10^{-4} \text{ KN/m}^2$ pour le calcul numérique.

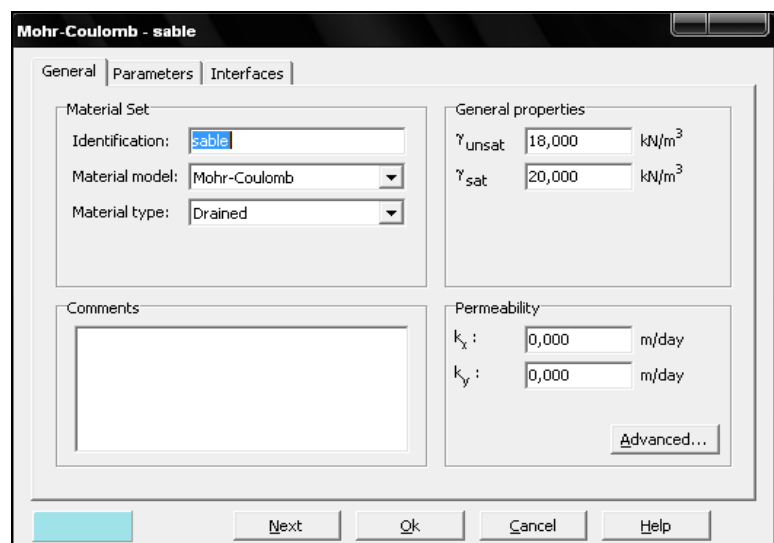
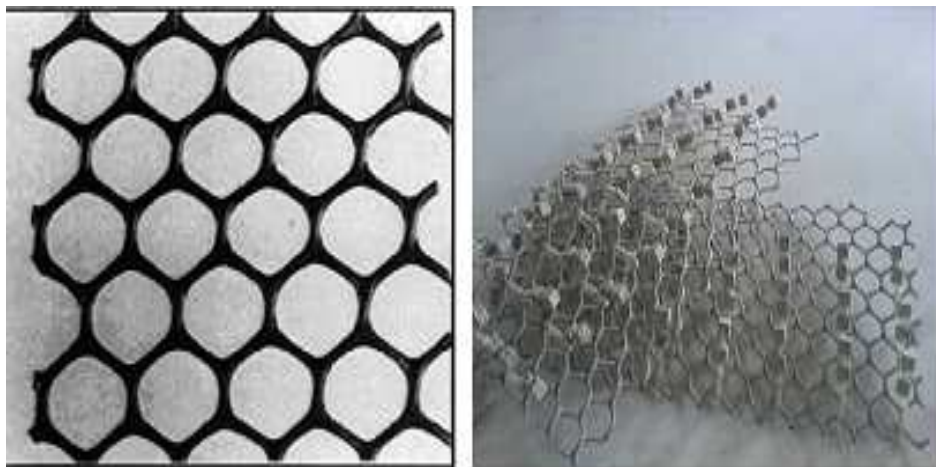


Figure IV.2 Caractéristiques géotechnique du sol.

IV.3.2 Propriétés des géogrilles :

Les géogrilles sont des éléments élancés possédant une rigidité normale (EA) mais aucune rigidité de flexion, ils ne peuvent résister qu'aux efforts de traction et non à des efforts de compression.

Le géogrille utilisé dans cette étude est illustrés sur la **figure (IV.3)**, il est du type **CE 131**, il a été faits de polyéthylène à haute densité. C'est le même géogrille testé par Lee et Manjunath (2000). Il a une taille d'ouverture de maille de 27×27 mm, une résistance à la traction maximum de 5,80 kN/m et la rigidité élastique EA qui est égale à 28 KN/m,



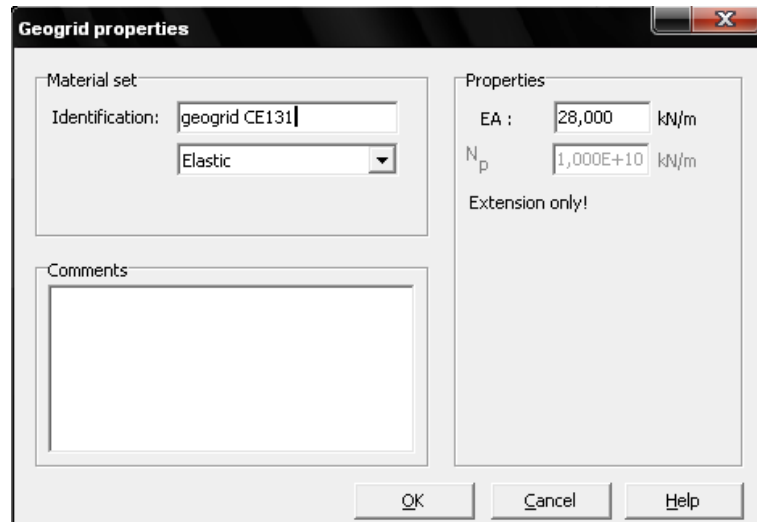


Figure IV.3 Propriétés du géogrid.

Les propriétés des éléments de renforcement sont résumées dans le tableau suivant :

Description	Géogrid CE 131
Polymère	Polyéthylène à haute densité
Forme	Feuille
Couleur	noir
Taille d'ouverture des mailles	27×27 mm
Epaisseur des mailles	5,2 mm
Poids structural (+5%)	660 g/m ²
Rigidité élastique normale du géogrid	28 kN/m

Tableau IV.1 : Propriétés des éléments du renforcement.

IV.3.3 Présentation du modèle étudié

On a utilisé dans la présente étude le code -Plaxis- pour modéliser un modèle réduit de deux semelles filantes implantées sur un sable non renforcé et renforcé. Le modèle est traité par une loi de comportement élastoplastique de MOHR COULOMB, et en utilisant un modèle d'élément fini en déformation plane.

Les paramètres correspondants à ce modèle sont comme suit :

- Angle de dilatance $\psi = 8^\circ$ avec ($\psi = \phi - 30^\circ$).
- Module sécant dans un essai triaxial, $E^{ref} = 6 \times 10^4 \text{ KN/m}^2$.
- Coefficient de poisson $\nu = 0,35$.

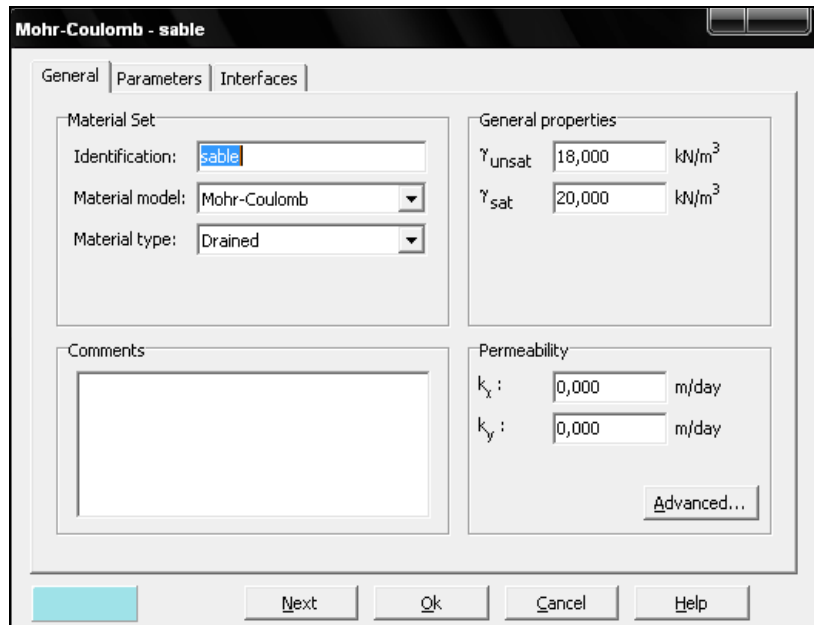
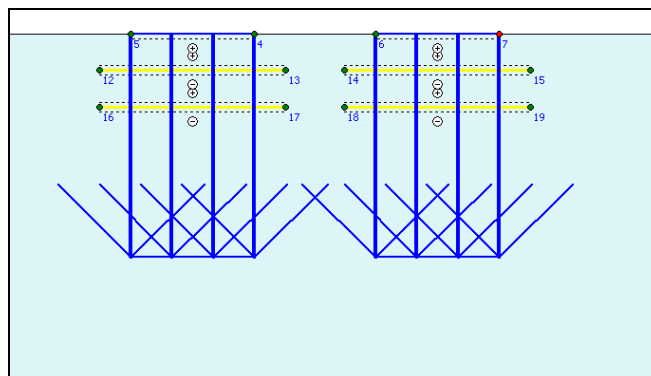


Figure IV.4 Présentation de la loi de comportement.

Notre modèle a les dimensions suivantes (1,524 x 0,914 m). Cependant les semelles filantes utilisées dans la modélisation une largeur $B=50.8\text{mm}$, sont supposées parfaitement rigide.

Les éléments de géogrilles apparaissent en ligne jaune (**Figure IV.5**), les traits pointillés sont les éléments d'interface, on les utilise pour modéliser l'interaction des géogrilles avec le sol.



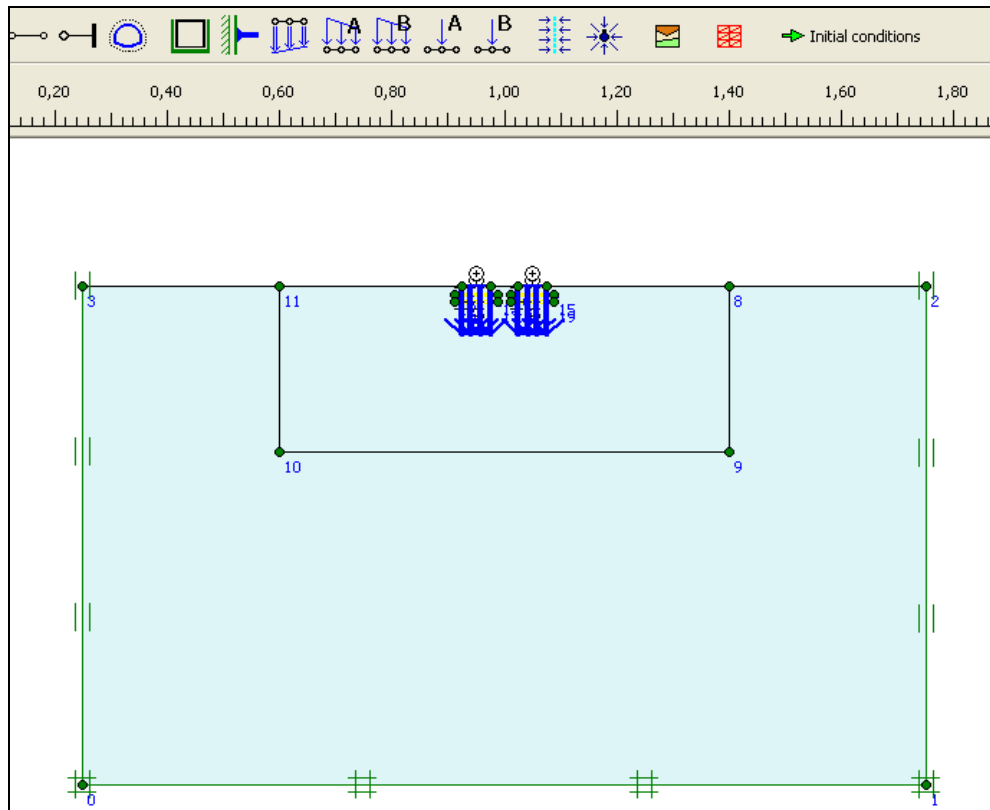


Figure IV.5 Présentation du modèle numérique.

Le chargement imposé par la fondation est correspondre à un déplacement verticale uniforme dans le plaxis.

IV.3.4 Maillage et conditions aux limites

Plaxis permet d'utiliser des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds (**Figure IV.6**) pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume. L'élément choisi dans cette étude est le triangle à 15 nœuds qui fournit une interpolation du quatrième ordre pour les déplacements et une intégration numérique qui se fait sur douze points de Gauss (points de contrainte).

Le triangle à 15 nœuds est un élément très précis jouissant d'une puissance suffisante qui peut produire des résultats en contraintes de haute qualité sur différents problèmes.

La finesse du maillage (Global Coarseness) est réglée sur Coarse pour tout le sol, puis on le raffine localement sur la partie au dessous de la semelle

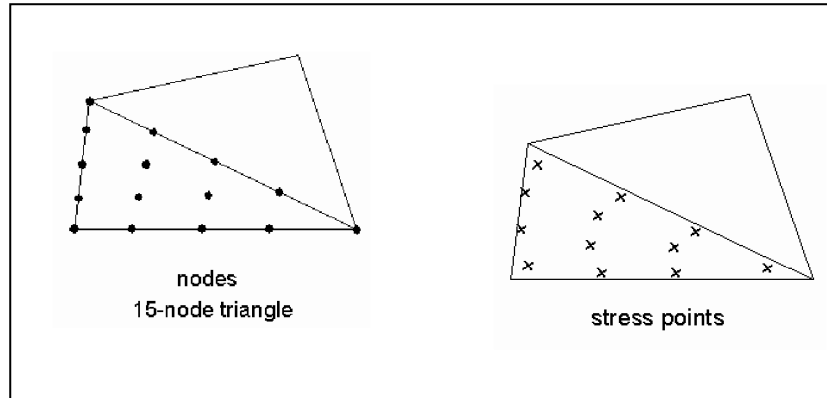


Figure IV.6 Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.

Les conditions aux limites sont prises en compte en bloquant les déplacements horizontaux et verticaux du modèle en utilisant l'option par défaut (Standard Fixities). (Figure IV.7).

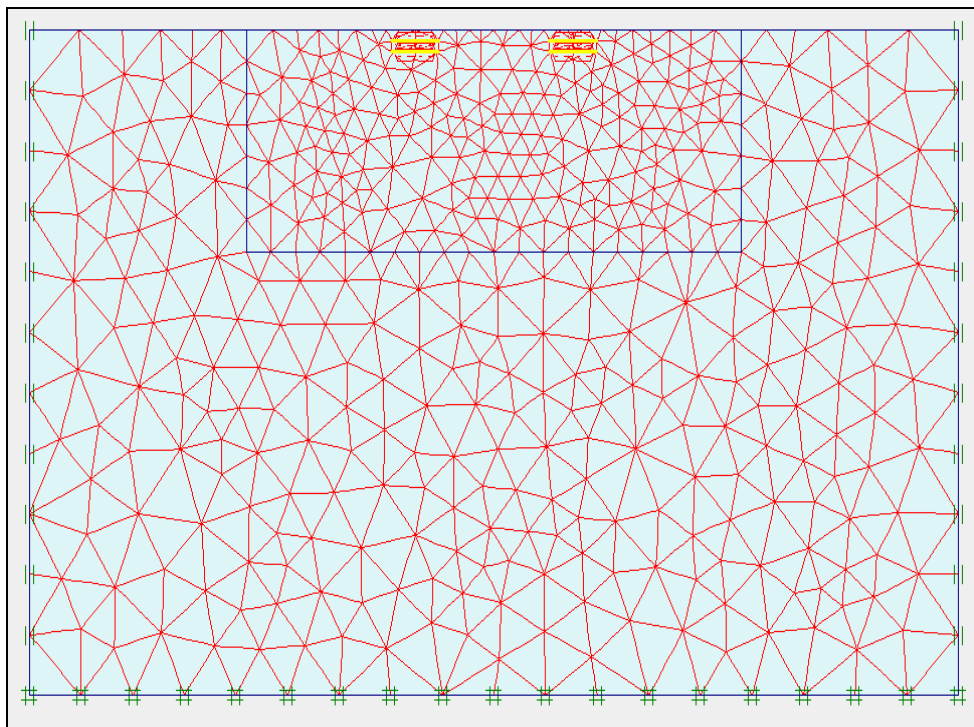


Figure IV.7 Génération du maillage

IV.3.5 Définition des conditions initiales

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles (mode des conditions hydrauliques).

IV.3.5.1 Les pressions interstitielles

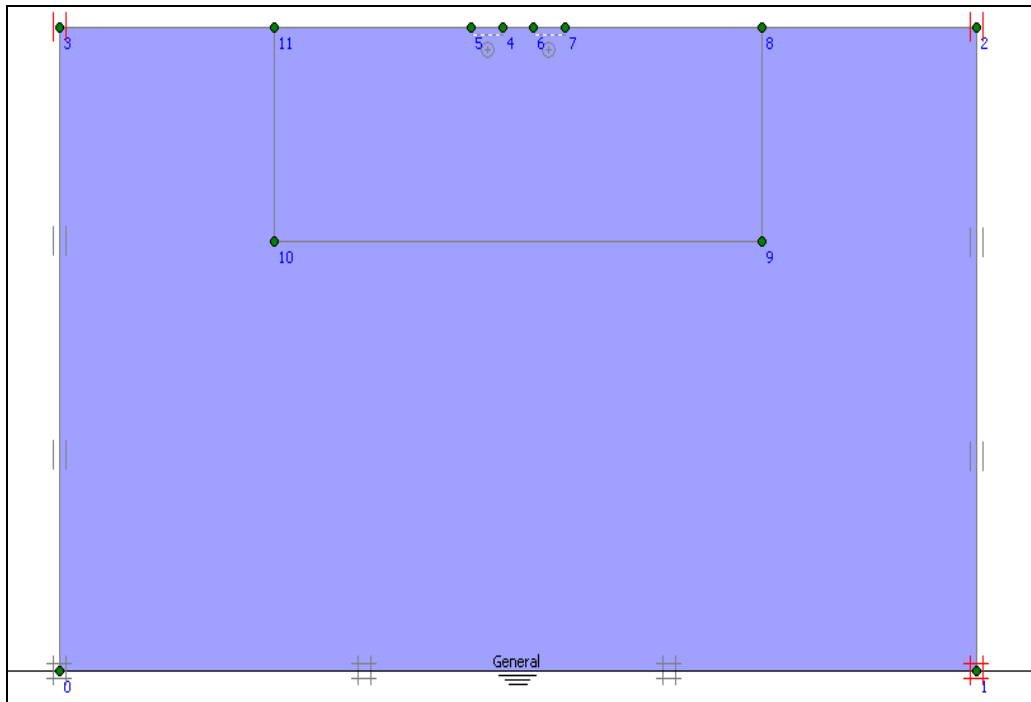


Figure (IV.8): Position de la nappe.

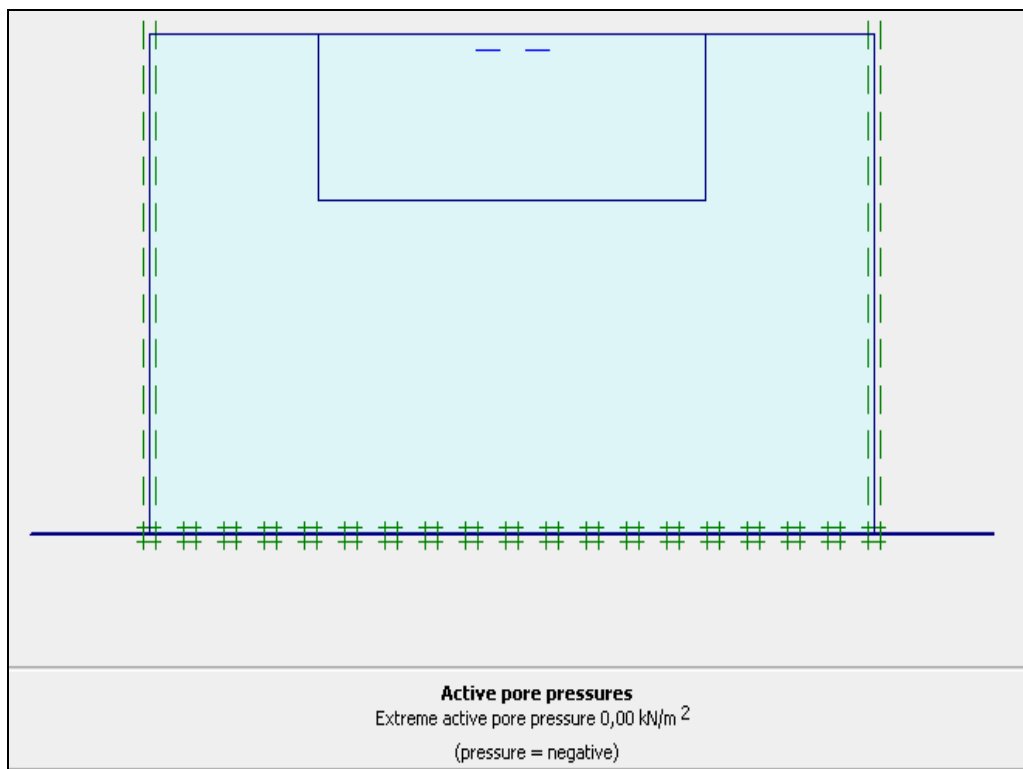


Figure (IV.9): Calcul des pressions interstitielles.

IV.3.5.2 Les Contraintes Initiales

La plupart des problèmes analysés en ingénierie géotechnique nécessitent des données sur l'état des contraintes initiales. Ces contraintes générées par la gravité représentent l'état d'équilibre du sol ou de la matrice rocheuse intacts.

Dans une analyse avec PLAXIS, ces contraintes initiales doivent être spécifiées par l'utilisateur. Il existe deux possibilités pour obtenir ces contraintes :

- ❖ *La procédure K_0 .*
- ❖ *Le chargement gravitaire.*

La règle suivante doit être appliquée : *La procédure K_0* sera utilisée uniquement dans les cas où la surface est horizontale et où les couches de sols et la nappe phréatique sont parallèles.

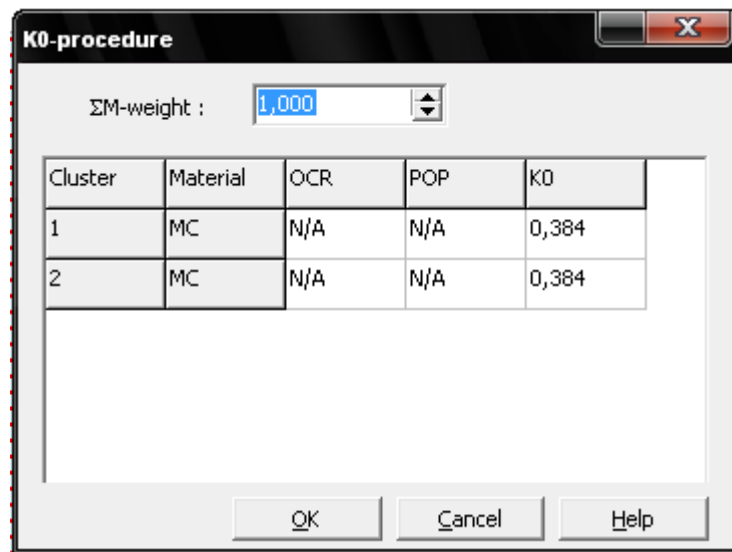


Figure (IV.10) : Choix de K_0 .

IV.3.6 Méthode de l'analyse

Dans toutes analyses effectuées dans cette étude, nous supposons que les semelles sont situées sur la surface du sol et le sol est pulvérulent. Ainsi, les deux coefficients N_c et N_q dans la formule de Terzaghi pour la détermination de la capacité portante sont négligeables.

La rigidité de la semelle a été simulée par l'application d'un vecteur de déplacement vertical sur tous les nœuds du sol sous la semelle.

La capacité portante des semelles a été définie comme la pression correspondante à une valeur de $s = 0.1B$, où 's' désigne le tassement de la fondation. Ce critère a été utilisé pour définir les capacités portantes ultimes à la surface et en profondeur des fondations à grande échelle (Amar et al., 1994; Ghionna et al., 1994; Reese et O'Neill, 1988).

Pour un modèle de très petites semelles ou un modèle réduit afin de vérifier les résultats numérique ou expérimentaux, la méthode De Beer (1970) a été utilisée pour déterminer la capacité portante ultime, qui est obtenue par l'intersection des tangentes des deux portions linéaires de la courbe chargement déplacement sur un échelle logarithmique. Dans cette méthode, le déplacement vertical total de la semelle doit être supérieur à 50% de la largeur de la semelle (Vesic, 1973).

Pour cette étude le déplacement vertical appliqué au modèle numérique est égale à 5 cm.

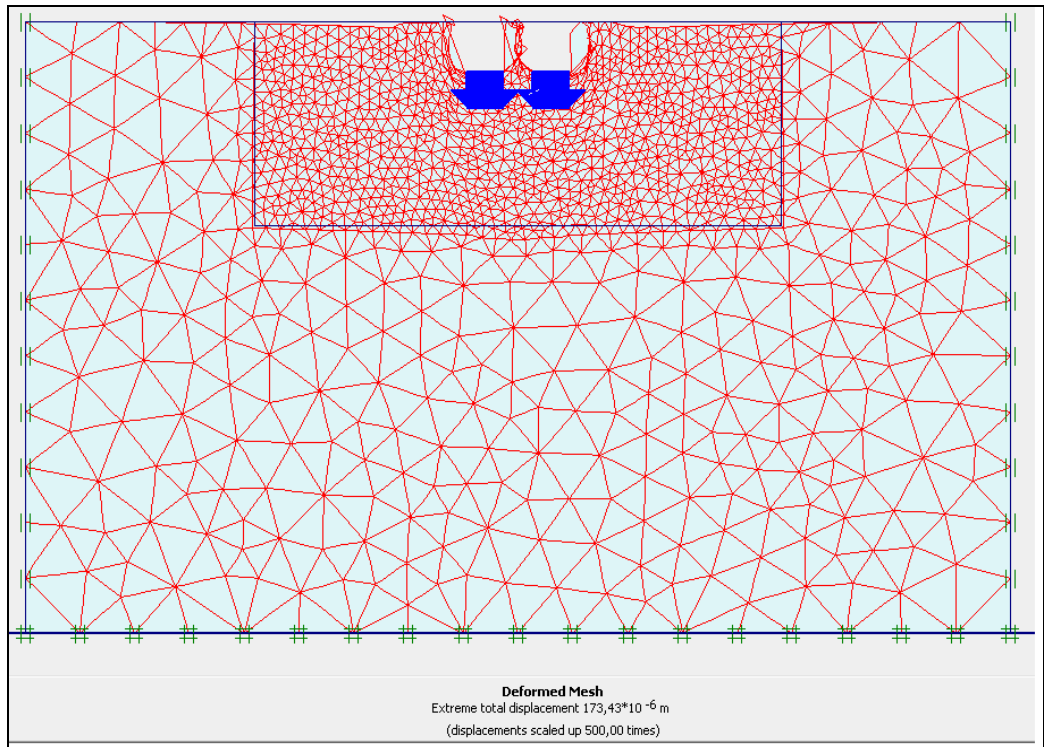
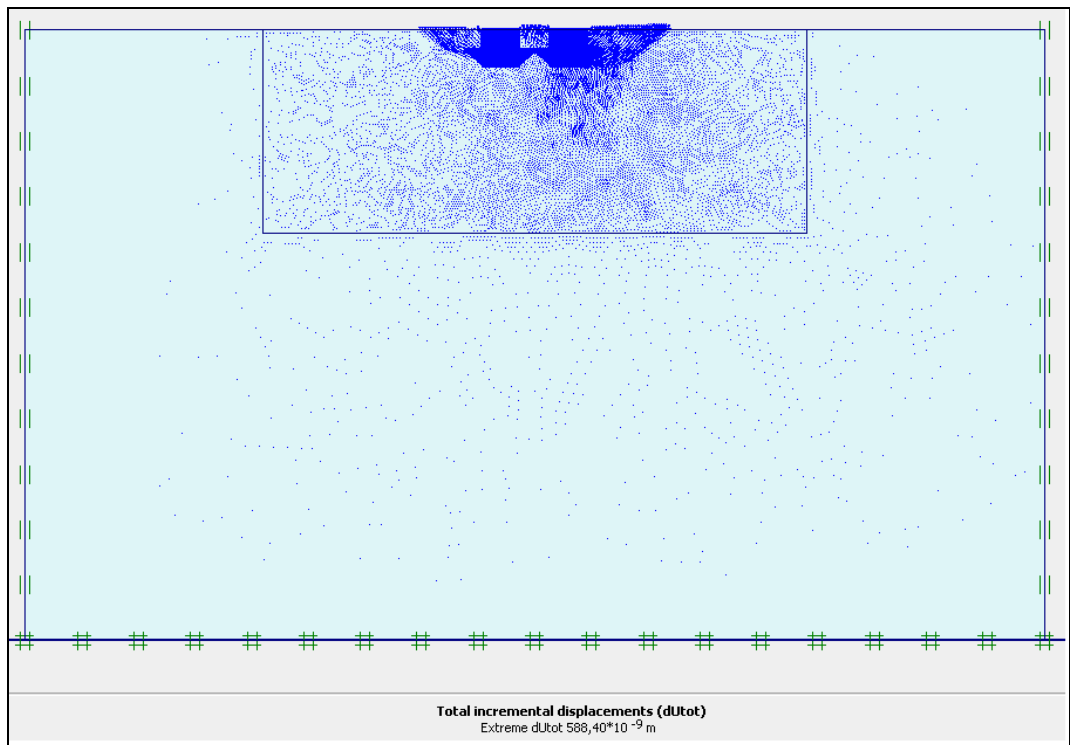
IV.4 Résultats

Les principaux résultats d'un calcul d'éléments finis sont les déplacements, les maillages déformés, capacité portante et le facteur d'interférence I_f .

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

Les différentes figures qui sont présentées (**Figure IV.11 - IV.20**) montrent les déformations et les déplacements (verticaux et horizontaux) engendrés par les deux semelles filantes sur un sol non renforcé et renforcé pour un rapport d'espacement entre axe des semelles $A/B=2$.

D'autre part, on remarque qu'il y a un effet de confinement (**Figure IV.12 et Figure IV.20**) entre les deux semelles, cela veut dire que le système se comporte tout simplement comme étant une semelle unique.

A-Cas du sol non renforcé :**Figure IV.11** Maillage déformé.**Figure IV.12** Incréments total.

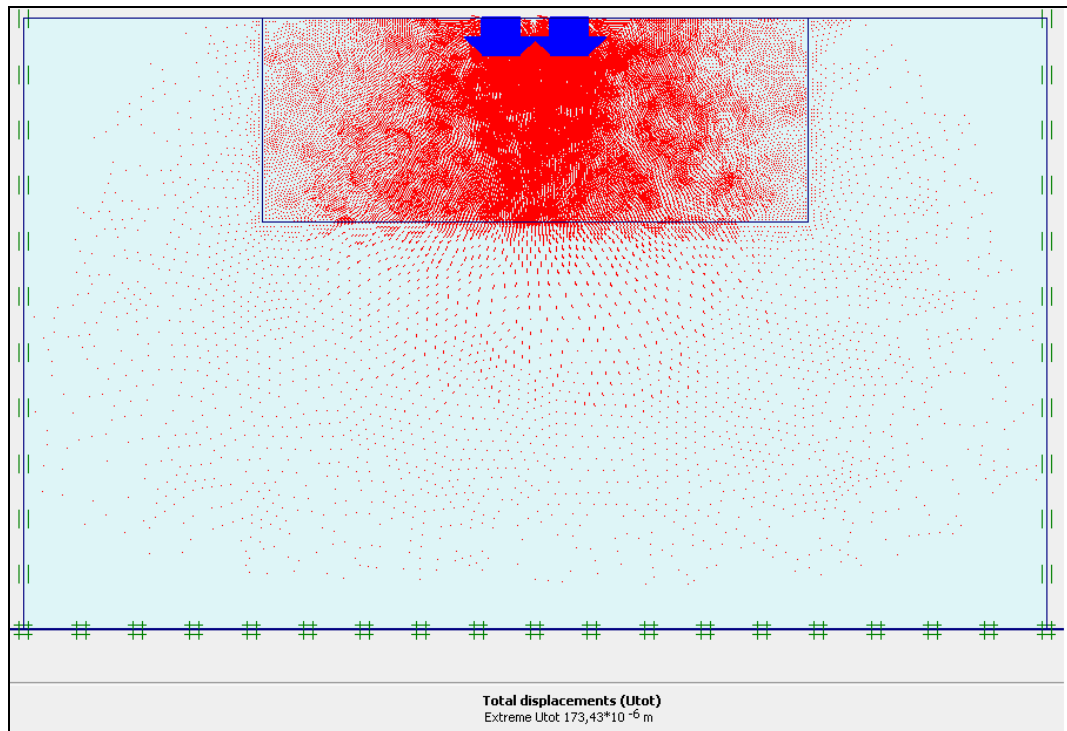


Figure IV.13 Déplacements totaux.

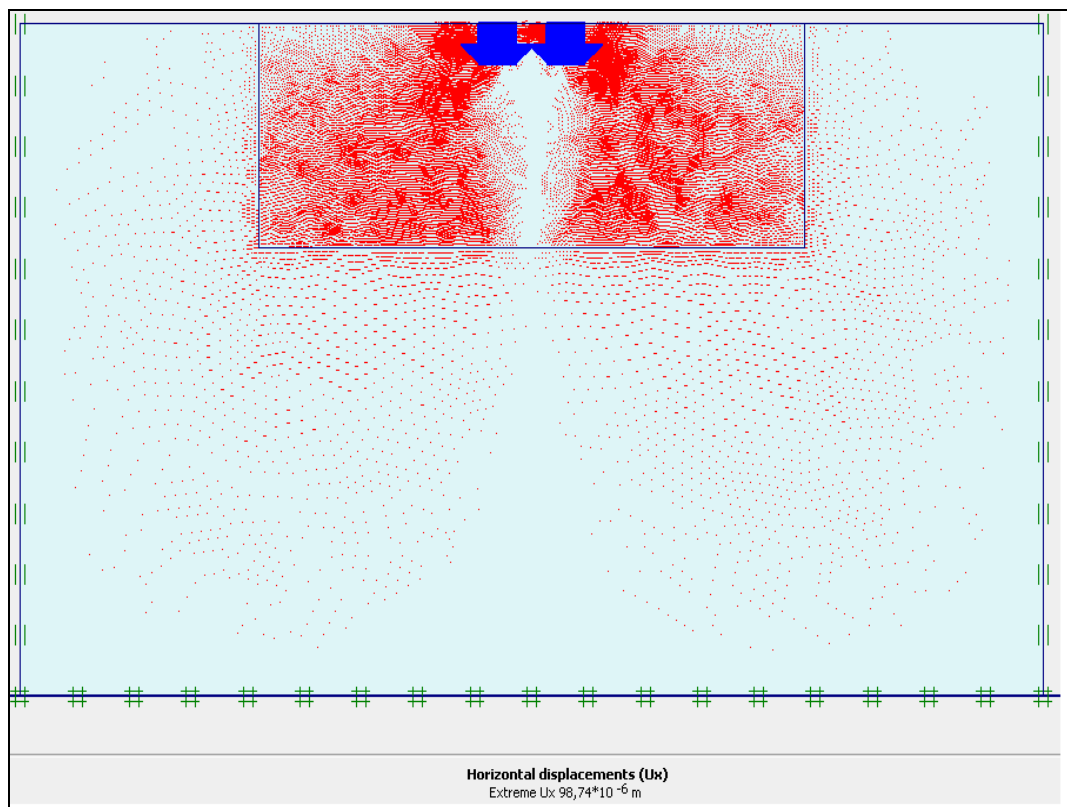


Figure IV.14 Déplacements horizontaux.

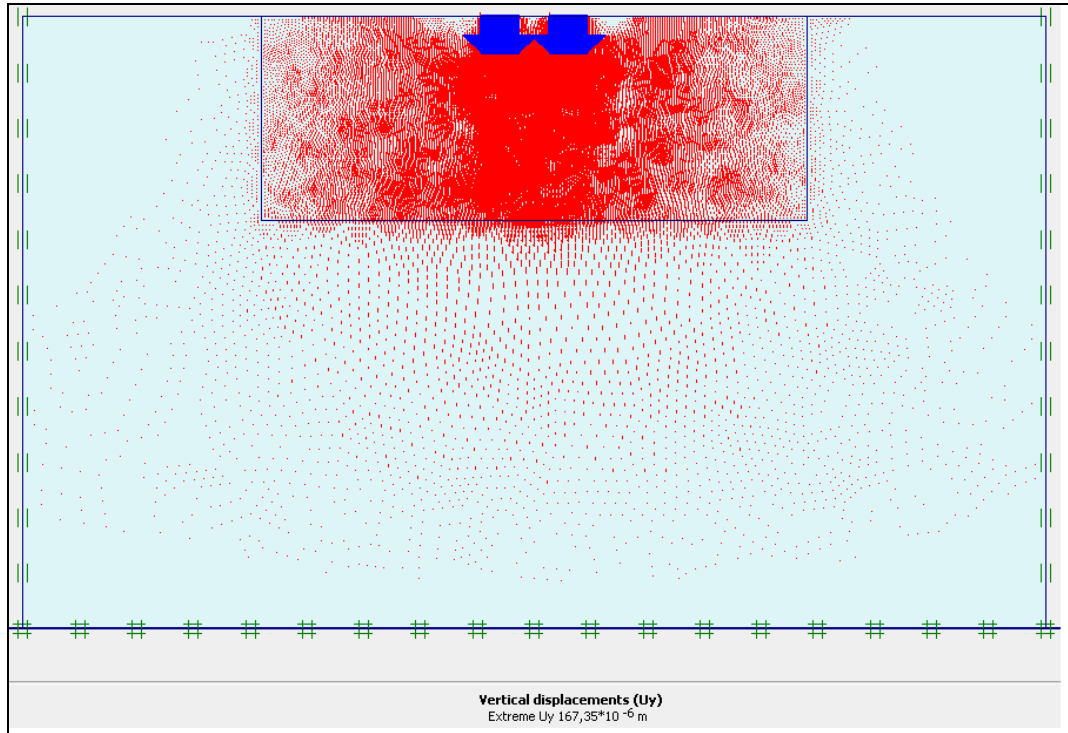


Figure IV.15 Déplacements verticaux.

B- Cas du sol renforcé :

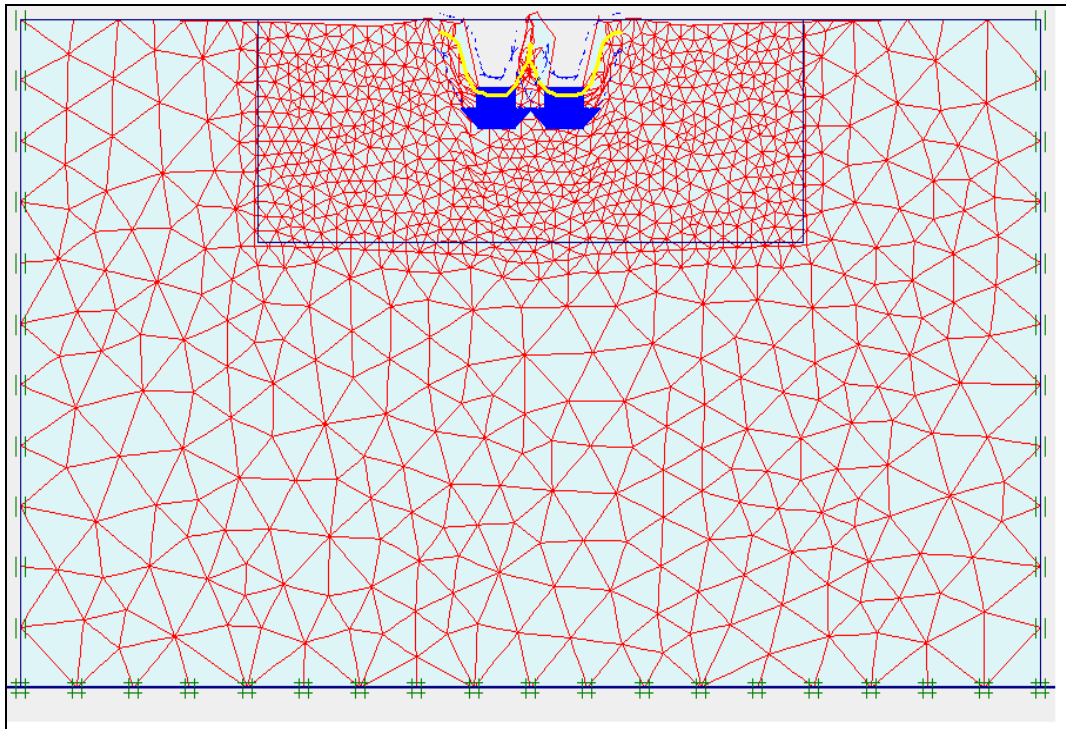


Figure IV.16 Maillage déformé.

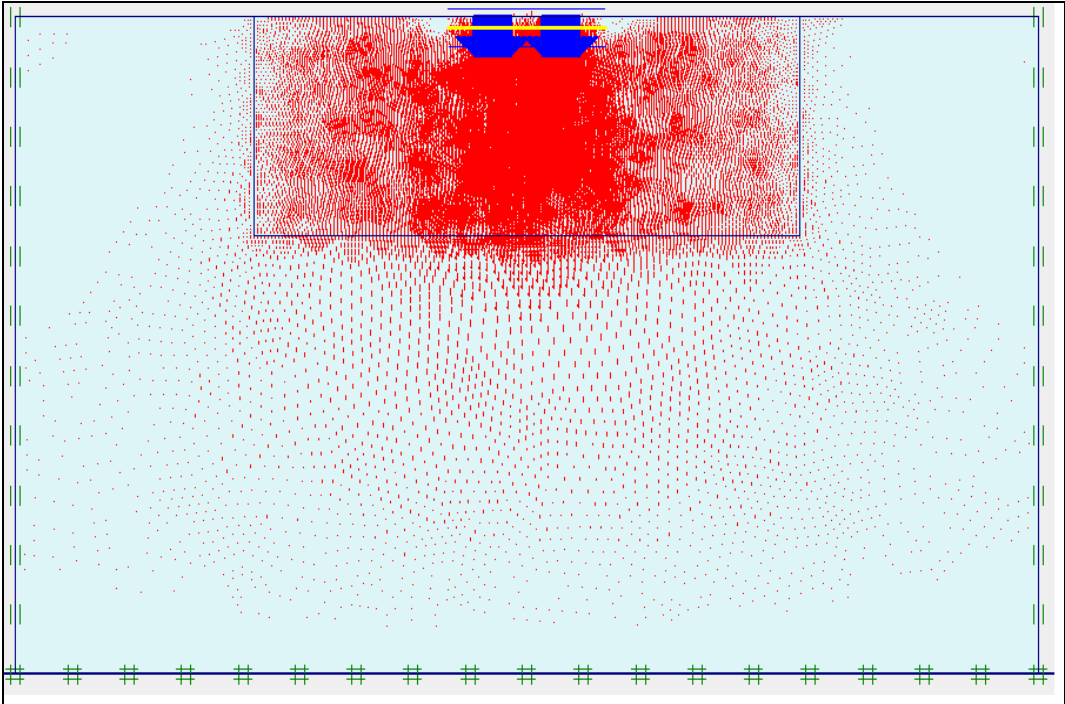


Figure IV.17 Déplacements verticaux.

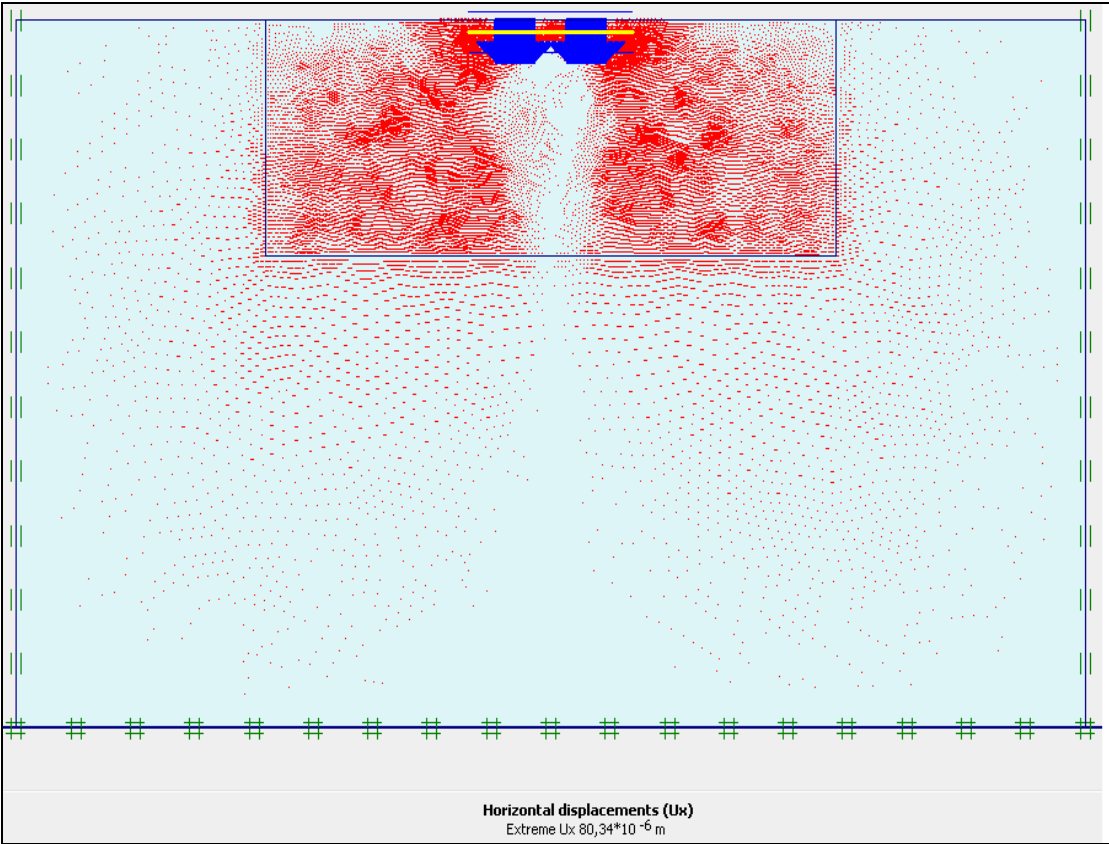


Figure IV.18 Déplacements horizontaux.

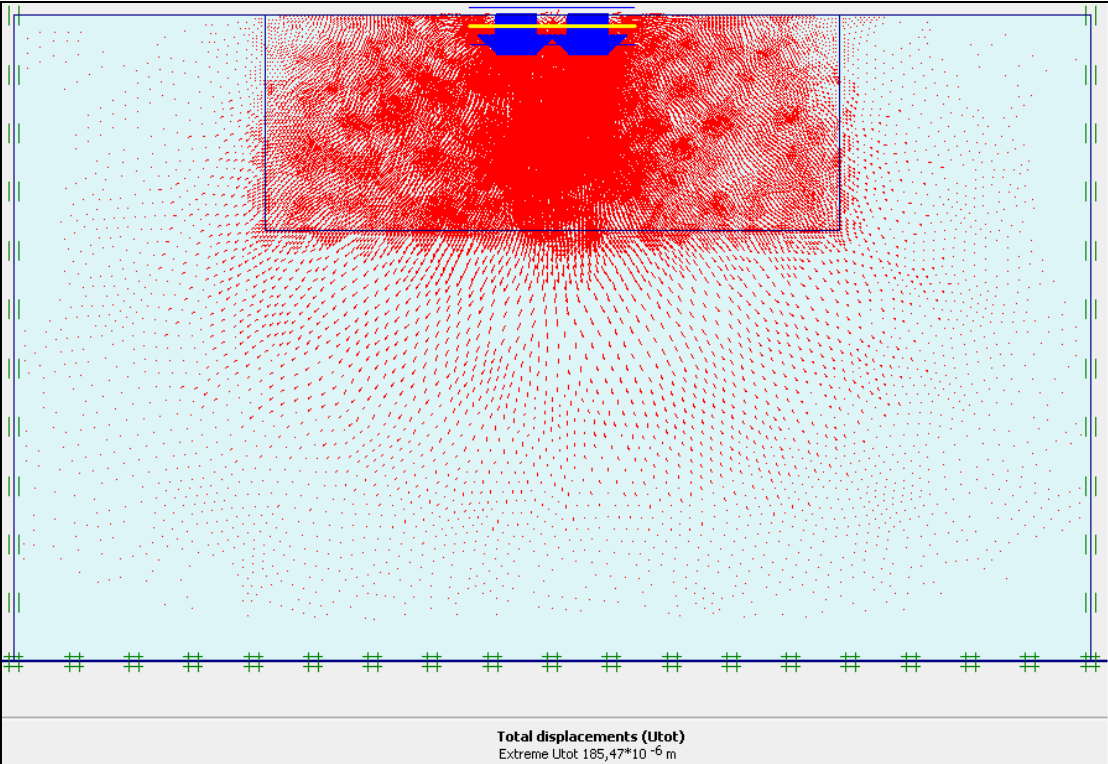


Figure IV.19 Déplacements totaux.

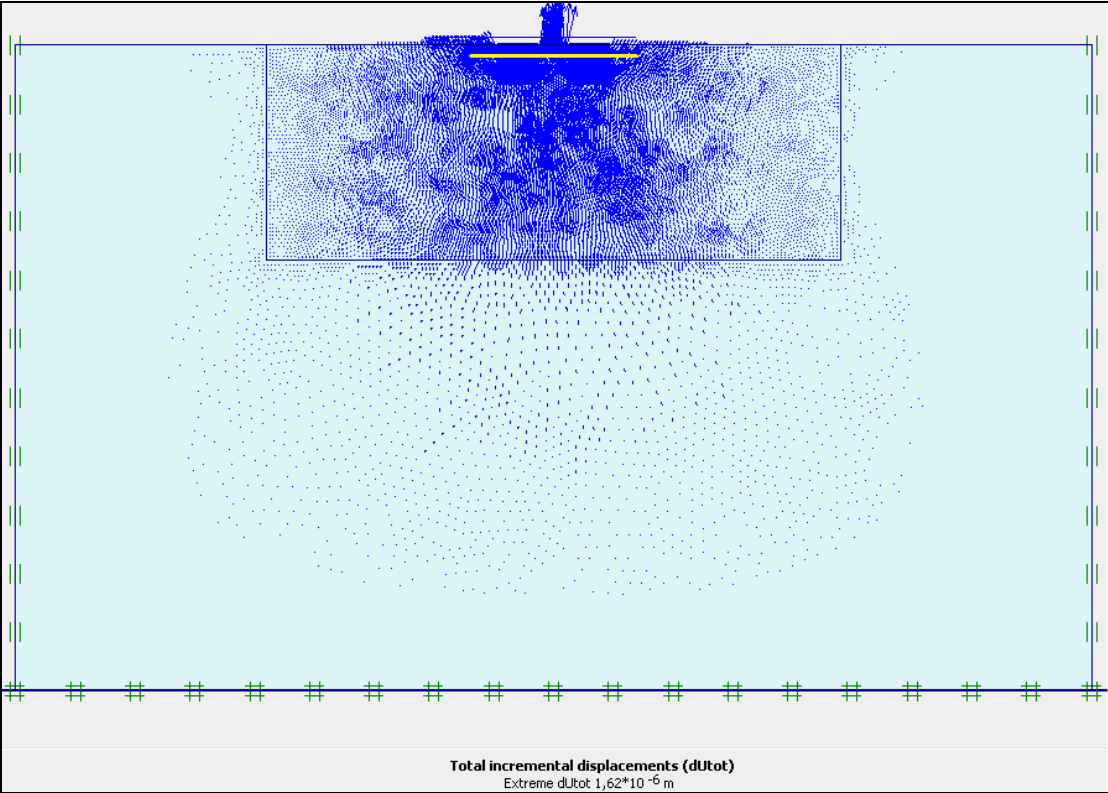


Figure IV.20 Incréments total.

IV.5 Analyse du facteur d'interférence (I_f)

D'après Ghazavi et Lavasan(2008), pour évaluer la capacité portante d'une fondation interférente dans un sol non renforcé et renforcé, les facteurs d'interférence I_f correspondants à chaque cas sont définis respectivement comme suit :

Dans le cas où le sol est non renforcé.

$$I_f = \frac{q_{u_{int}(\text{non renforcé})}}{q_{u_{singulier}(\text{non renforcé})}}$$

Dans le cas où le sol est renforcé.

$$I_f = \frac{q_{u_{int}(\text{renforcé})}}{q_{u_{singulier}(\text{non renforcé})}}$$

Où :

$q_{u_{int}(\text{non renforcé})}$: Capacité portante ultime d'une fondation interférente sur un sable non renforcé.

$q_{u_{int}(\text{renforcé})}$: Capacité portante ultime d'une fondation interférente sur un sable renforcé.

$q_{u_{singulier}(\text{non renforcé})}$: Capacité portante ultime d'une fondation singulière sur un sable non renforcé.

Dans ce qui suit l'objectif est de simuler l'effet d'interférence de deux semelles au moyen d'analyses numériques en utilisant le code Plaxis. Les calculs portent sur l'influence des paramètres suivants:

- Espacement entre les deux fondations Δ .
- Angle de frottement interne ϕ° .
- Paramètres géométriques des éléments de renforcement (**b**, **u**, **h** et **N**).

Le présent **tableau IV.2** montre le programme des testes effectué pendant la présente étude.

Cas du sol	Paramètres constants	Paramètres variables
<i>Sol non renforcé</i>	$N=0$	$\varphi = 35^\circ - 40^\circ$ $\Delta/B = 1 - 7$
<i>Sol renforcé</i>	$N=1$ $u/B = 0,3$	$b/B = 0,5 - 2,5$ $\Delta/B = 1 - 7$
	$N=2$ $u/B = h/B = 0.3$	$b/B = 0,5 - 2,5$ $\Delta/B = 1 - 7$
	$N=1$ $b/B = 1,5$	$u/B = 0.2 - 0.5$ $\Delta/B = 1 - 7$
	$N=2$ $h/B = 0.3$ $b/B = 1.5$	$u/B = 0.2 - 0.5$ $\Delta/B = 1 - 7$
	$N=2$ $u/B = 0.3$ $b/B = 1.5$	$h/B = 0.2 - 0.5$ $\Delta/B = 1 - 7$

Tableau IV.2 Programme des testes réalisés.

Les tableaux suivants illustrent les valeurs du facteur d'interférence (I_f) en fonction des paramètres Δ , N , φ , b , u et h .

φ \ Δ/B	1	1,25	1,5	1,75	2	3	4	5	6	7
35°	3,17	3,51	3,03	2,70	2,23	1,96	1,90	1,88	1,87	1,88
38°	3,32	3,77	3,22	2,79	2,39	2,07	1,91	1,90	1,92	1,90
40°	3,41	4,02	3,60	3,07	2,47	2,05	1,94	1,95	1,94	1,94

Tableau IV.3 Résultats de I_f en fonction de φ et Δ/B .

$N \backslash \Delta/B$	1	1,25	1,5	1,75	2	3	4	5	6	7
N=0	3,32	3,77	3,22	2,79	2,39	2,07	1,91	1,90	1,92	1,90
N=1	3,63	4,89	5,84	4,42	3,94	3,31	2,89	2,83	2,86	2,83
N=2	4,27	5,71	6,43	5,26	4,48	3,59	3,43	3,44	3,42	3,43

Tableau IV.4 : Résultats de I_f en fonction de N et Δ/B .

$u/B \backslash \Delta/B$		1	1.25	1.5	1.75	2	3	4	5	6	7
0.2	N=1	3,34	4,96	5,54	4,06	3,28	2,92	2,75	2,72	2,73	2,74
	N=2	3,64	5,39	5,88	4,74	4,26	3,47	3,22	3,25	3,22	3,3
0.3	N=1	3,74	5,28	6,12	4,42	3,64	3,3	2,87	2,83	2,83	2,82
	N=2	4,27	5,71	6,43	5,26	4,48	3,68	3,43	3,44	3,42	3,43
0.4	N=1	3,53	4,84	5,25	3,65	2,87	2,52	2,42	2,42	2,4	2,42
	N=2	3,75	5,35	5,63	4,33	4,01	3,46	2,77	2,67	2,59	2,61
0.5	N=1	3,24	4,63	4,89	3,49	2,83	2,56	2,37	2,38	2,34	2,34
	N=2	3,4	5,14	5,21	3,61	3,69	3,2	2,71	2,75	2,72	2,7

Tableau IV.5 : Résultats de I_f en fonction de u/B et Δ/B .

$h/B \backslash \Delta/B$		1	1.25	1.5	1.75	2	3	4	5	6	7
0.2	N=2	3,79	5,02	5,65	4,07	3,87	3,29	3,22	3,21	3,2	3,18
0.3	N=2	4,26	5,7	6,43	5,26	4,48	3,69	3,43	3,44	3,41	3,42
0.4	N=2	3,46	5,28	6,23	4,21	3,822	3,23	2,9	2,89	2,93	2,92
0.5	N=2	3,37	5,16	5,73	3,86	3,63	3,08	2,87	2,85	2,85	2,84

Tableau IV.6 : Résultats de I_f en fonction de h/B et Δ/B .

Δ/B b/B		Δ/B									
		1	1.25	1.5	1.75	2	3	4	5	6	7
0.5	N=1	3,18	3,3	3,46	2,49	2,29	2,11	2,02	2,01	2,01	2,11
	N=2	3,51	3,74	3,94	2,71	2,38	2,33	2,15	2,15	2,17	2,15
1	N=1	3,66	4,4	4,52	2,95	2,81	2,45	2,23	2,18	2,21	2,25
	N=2	4,12	4,91	5,32	3,35	3,22	3,12	2,62	2,59	2,6	2,68
1.5	N=1	3,94	5,28	5,85	4,02	3,94	3,31	2,85	2,83	2,79	2,83
	N=2	4,27	5,701	6,43	5,26	4,48	3,59	3,43	3,44	3,42	3,43
2	N=1	4,08	5,88	6,2	4,68	4,13	3,66	3,48	3,46	3,49	3,44
	N=2	4,43	6,46	7,38	5,47	4,61	3,95	3,37	3,36	3,34	3,32
2.5	N=1	4,11	5,77	6,23	5,03	4,26	3,76	3,44	3,54	3,5	3,46
	N=2	4,59	6,59	7,42	5,73	4,89	3,96	3,39	3,38	3,41	3,39

Tableau IV.7 : Résultats de I_f en fonction de b/B et Δ/B .

IV.5.1 Etude de l'Influence des paramètres géométriques sur la capacité portante :

IV.5.1.1 L'Effet de N

La **figure (IV.21)** illustre la variation de I_f en fonction de Δ/B pour les différents cas du sol non renforcé et renforcé avec une et deux nappes de géogrille. On remarque que lorsqu'il n'y a pas de renforcement du sol la valeur maximale de I_f correspond à $\Delta/B \approx 1.25$.

La valeur maximale de $(I_f)_{\max}$ est obtenue lorsque $\Delta/B=1,5$, cela est vrai pour les deux cas de renforcement du sol, c'est-à-dire avec une seule ou deux nappes de géogrille.

D'après cette **figure (IV.21)** on constate que la valeur de la capacité portante augmente avec l'augmentation de nombre de nappes utilisé pour le renforcement du sol. On remarque aussi d'après cette même figure que l'effet d'interférence devient insignifiant à partir d'une

valeur de $\Delta/B = 4$, cela demeure vraie quelque soit le nombre des nappes de geogrilles utilisé dans le renforcement du sol.

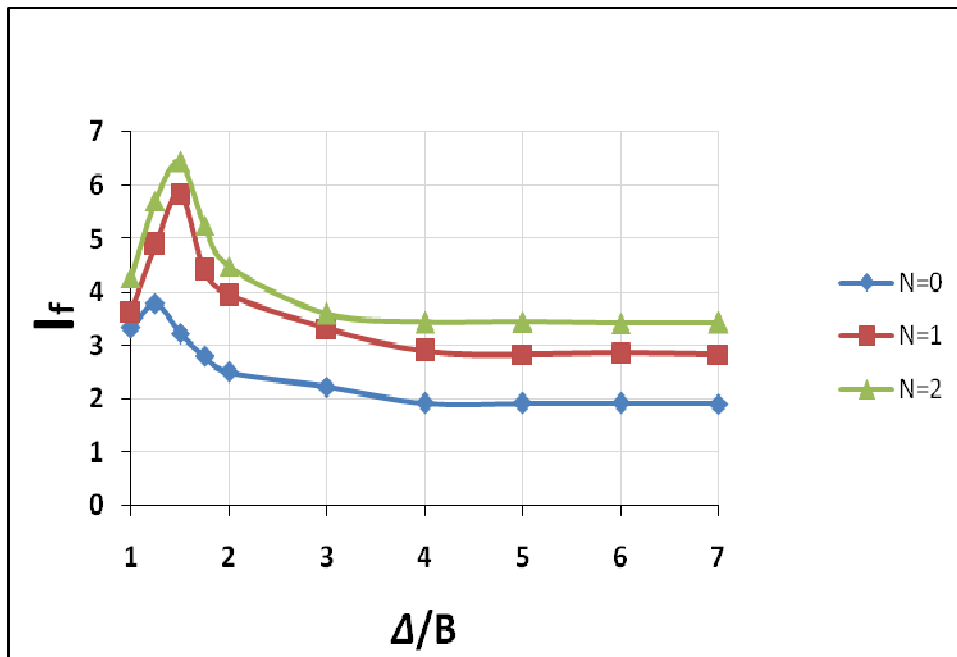


Figure IV.21 Variation de I_f en fonction de Δ/B avec N variable ($u/B=h/B=0,3$ et $b/B=1,5$).

IV.5.1.2 L'Effet de h/B :

La variation de I_f en fonction du Δ/B pour $N = 2$ et les diverses valeurs de h/B sont montrées dans la **Figure (IV.22)**. La capacité portante ultime des deux semelles filantes augmente pour $1 \leq \frac{\Delta}{B} \leq 1,5$. Pour $1,5 \leq \Delta/B \leq 4$, le facteur d'interférence diminue. Enfin, pour $\Delta/B \geq 4$, la capacité portante reste constante. Cela signifie que pour un rapport d'espacement supérieur à $4B$, aucun effet d'interférence n'a été observé et chaque semelle agit comme une seule semelle.

Dans le cas où h égale à $0.3B$, Les deux nappes de renforcement améliorent beaucoup plus la capacité portante.

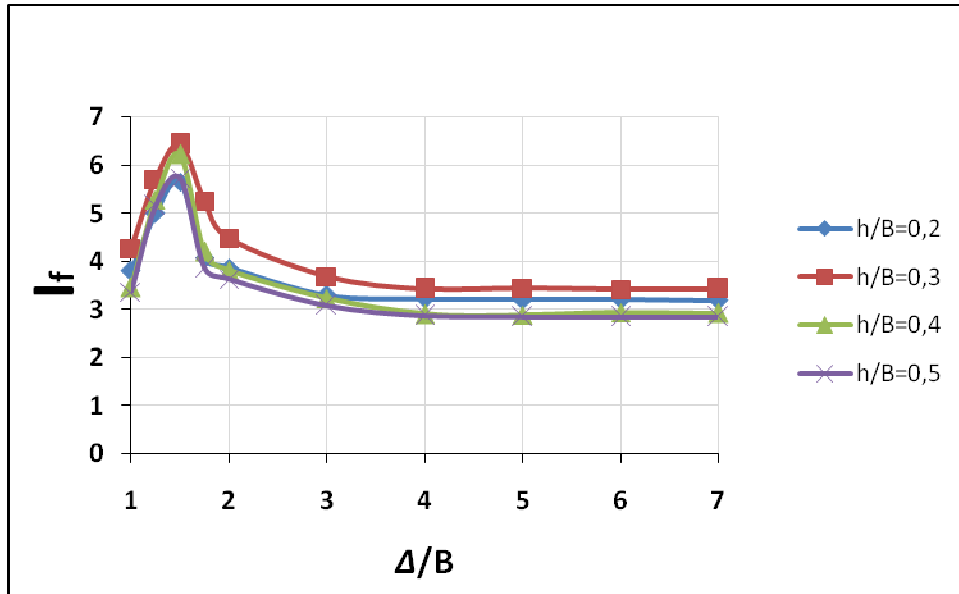
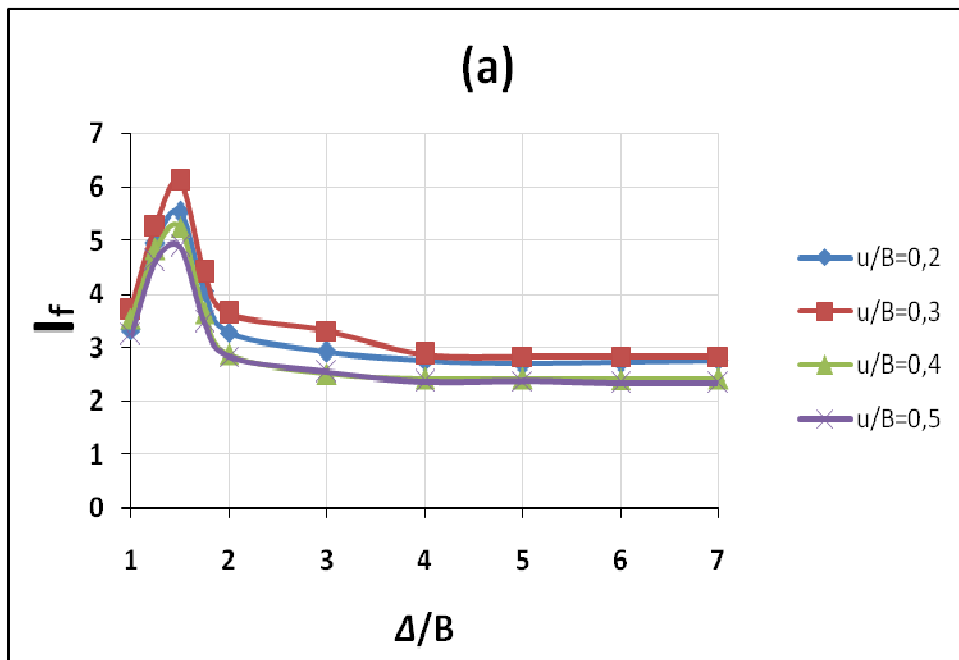


Figure IV.22 Variation de I_f en fonction de Δ/B avec h/B variable ($N=2$, $u/B=0,3$ et $b/B=1,5$).

IV.5.1.3 L'Effet de u/B :

La variation de I_f en fonction de Δ/B pour différentes valeurs de u/B est montrée sur la Figure (IV.23). La valeur maximale de I_f correspond à $u/B = 0,3$ pour le cas renforcé avec une et deux nappes de géogrilles.



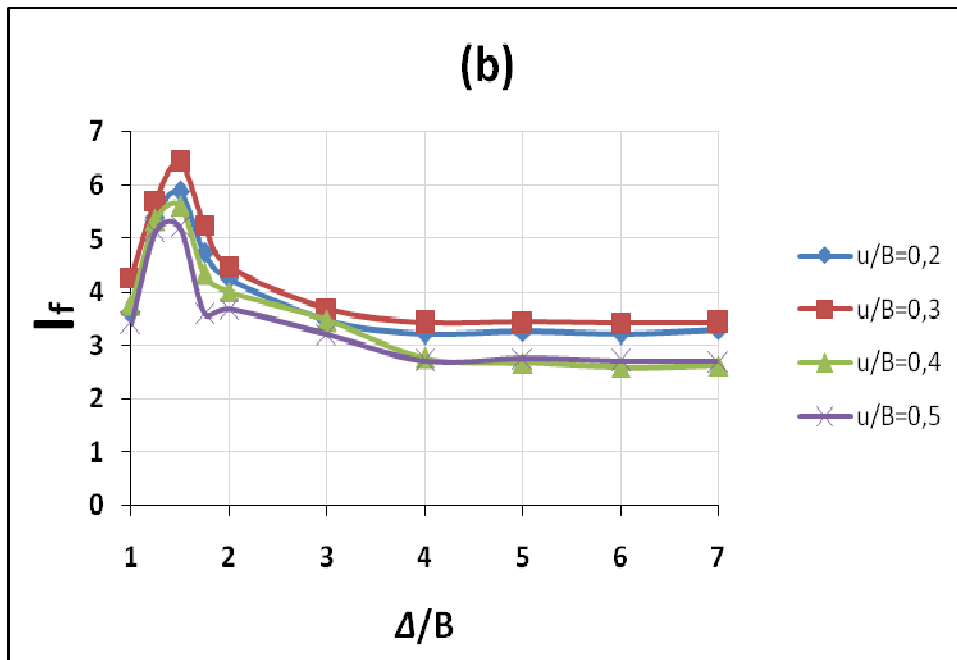


Figure IV.23 Variation de I_f en fonction de Δ/B avec u/B , N variables [(a) $N=1$ et $b/B=1,5$; (b) $N=2$, $h/B=0,3$ et $b/B=1,5$].

D'après la **Figure IV.23**, on remarque que la valeur du facteur d'interférence I_f croit avec la croissance de Δ/B , cela pour $1 \leq \frac{\Delta}{B} \leq 1,5$. on constate aussi qu'à partir de $\Delta/B = 1,5$ la valeur de I_f diminue jusqu'elle stabilise (reste constante au-delà de $\Delta/B = 4$), cela demeure vraie quelque soit le rapport u/B .

IV.5.1.4 L'Effet de b/B :

La **Figure (IV.24)** montre la variation de I_f en fonction de Δ/B pour différentes valeurs de b/B et pour une et deux nappes de géogrilles. Le facteur d'interférence atteint la valeur maximale pour $\Delta/B=1,5$ que ce soit $N=1$ ou $N=2$. La capacité portante ultime de la semelle filante augmente lorsque la largeur du géogrille augmente. Pour $\Delta/B \geq 4$, le facteur d'interférence reste constant, Cela montre qu'en dehors de $\Delta/B = 4$, il n'y a pas un effet important de b .

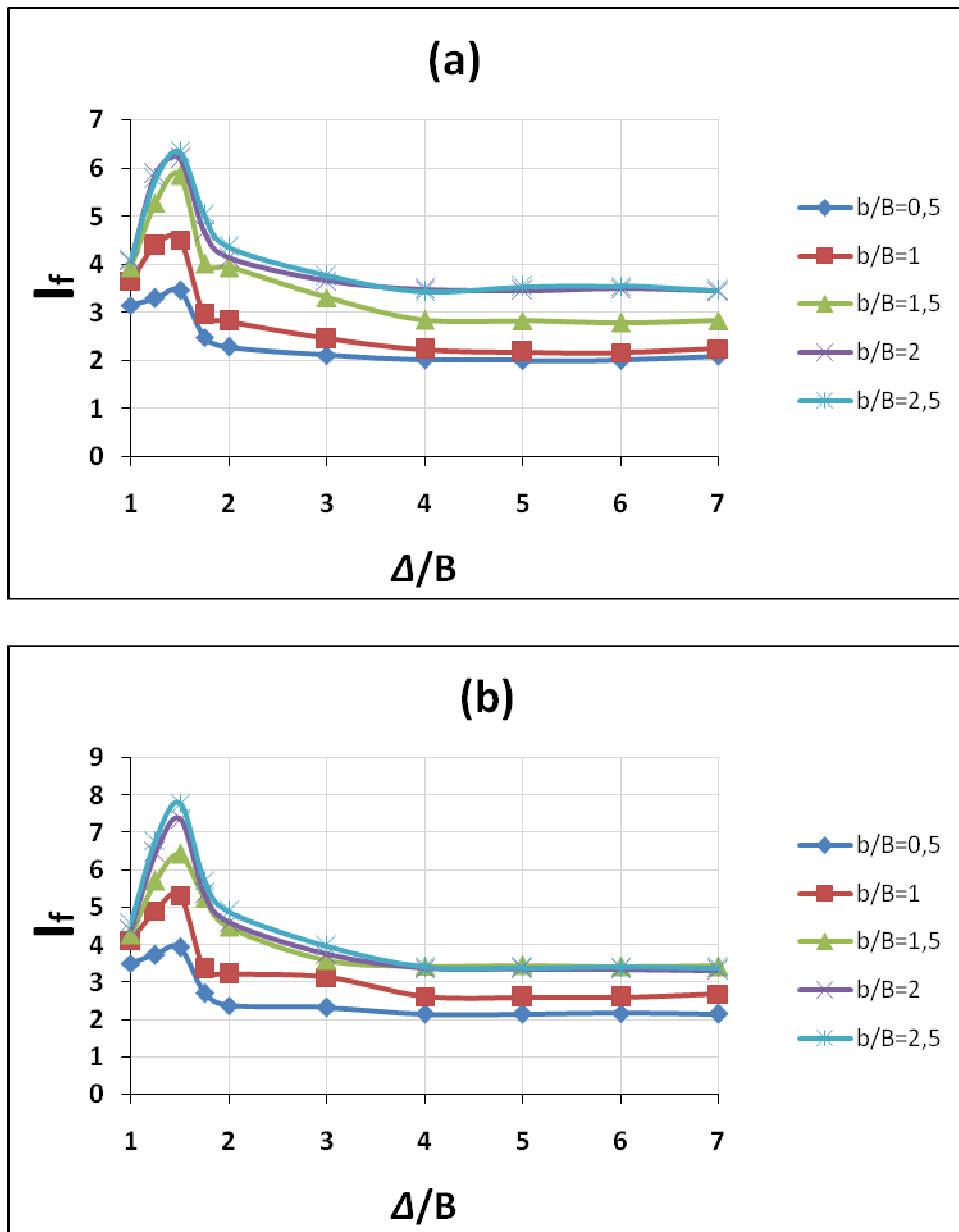


Figure IV.24 Variation de I_f en fonction de Δ/B avec b/B , N variables [(a) $N=1$ et $u/B=0,3$; (b) $N=2$, $u/B=h/B=0,3$].

IV.5.2 L'Influence du l'angle de frottement interne ϕ :

La variation de I_f en fonction de l'espacement entre les deux fondations pour le cas non renforcé avec la variation de l'angle de frottement ϕ dans le domaine 35° - 40° est indiquée sur la figure (IV.25).

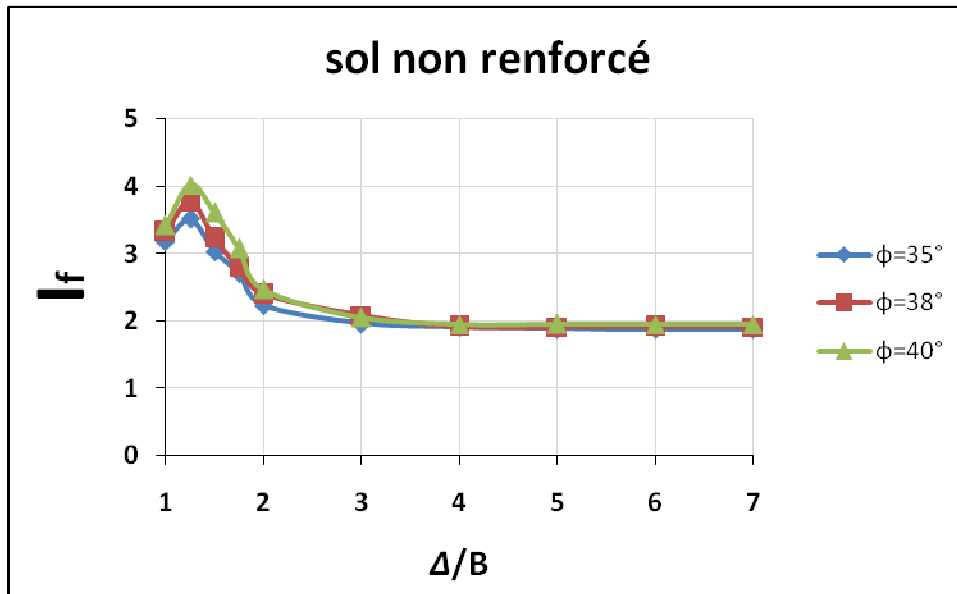


Figure IV.25 Variation de I_f en fonction de Δ/B avec une variation de l'angle de frottement ϕ (35° - 40°).

En interprétant cette figure, on constate que l'augmentation du facteur d'interférence I_f est proportionnelle à l'augmentation de l'angle de frottement interne ϕ . On peut noter que la tendance du facteur d'interférence est similaire à celle prédites par l'essai expérimental de [Das et Larbi - Cherif (1983a, b), $\phi=38^\circ$] et celle de la théorie de Stuart (1962) mais il ya une grande variation dans les amplitudes entre l'expérimental, la théorie et les résultats numériques (voir **Figure IV.26 et IV.27**).

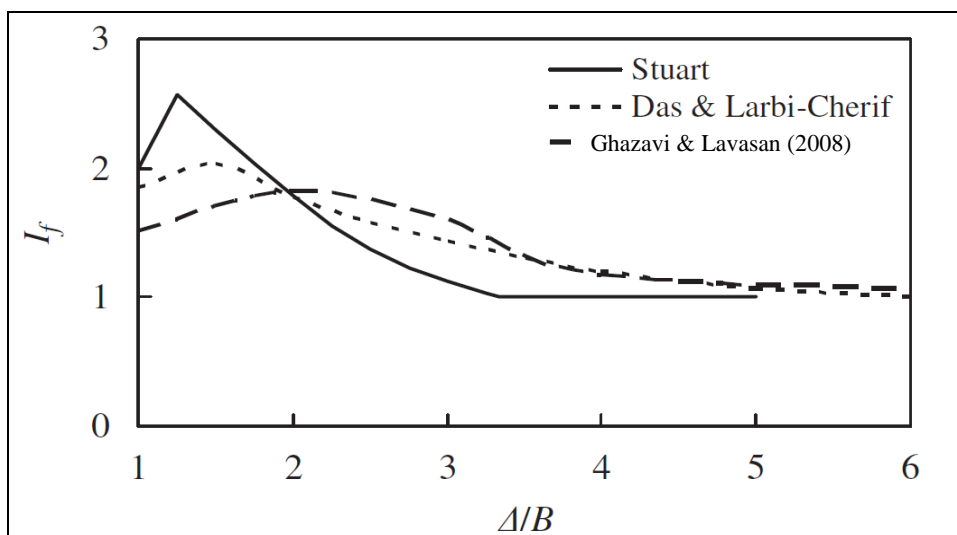


Figure IV.26 Comparaison des résultats du facteur d'interférence I_f pour un sol non renforcé.

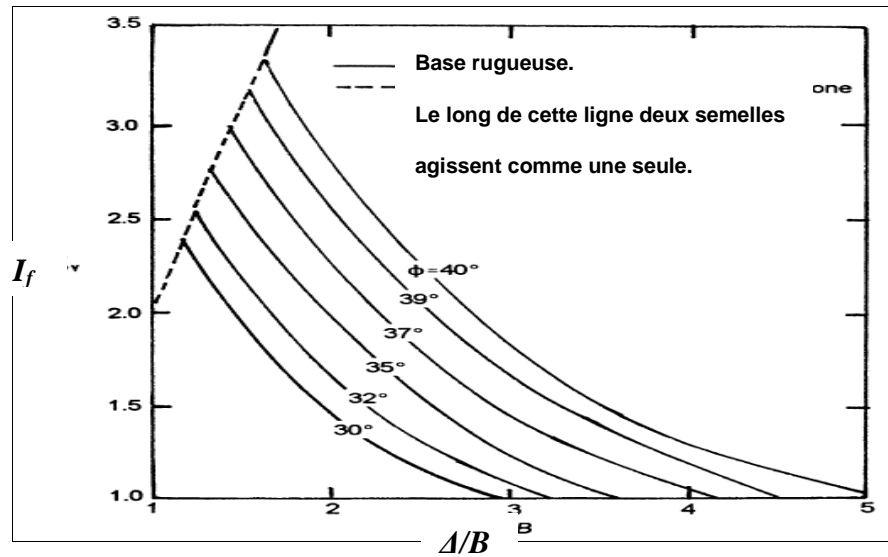


Figure IV.27 Facteur d'interférence de Stuart I_f .

IV.5.3 Interprétation des résultats

Les résultats obtenus dans les figures (IV.21 -25) indiquent que lorsque le rapport de distance varie entre $1 \leq \Delta/B \leq 1,5$, la capacité portante de la semelle augmente, cela veut dire que les deux semelles travaillent presque comme une seule semelle d'une part et d'autre part il y a l'effet de confinement du sol entre les deux semelles, ce qui produit une augmentation de la capacité portante. En augmentant $1,5 \leq \Delta/B \leq 4$, I_f diminue. Enfin, pour une valeur de $\Delta/B \geq 4$, il n'y a aucun effet d'interférence. Cela signifie, lorsque la distance entre les deux semelles supérieures à 4, chacune des semelles travaille comme une semelle isolée.

IV.5.4 Détermination des paramètres critiques

Dans cette section, on présente les courbes du facteur d'interférence I_f en fonction des différents paramètres géométriques de la géogrille afin de déterminer les paramètres critiques.

IV.5.4.1 Largeur de la nappe de géogrille (b/B)

D'après la Figure (IV.28) on remarque que pour une semelle renforcée par une nappe de géogrille, le facteur d'interférence I_f augmente linéairement avec l'augmentation du rapport b/B de 0.5 à 2. Au delà de ces valeurs I_f reste constant. On constate aussi que pour

$\Delta/B=4$, b/B n'a pas d'effet sur le facteur d'interférence I_f . En effet pour $N=2$, on remarque que I_f croît avec la croissance du rapport b/B pour des valeurs de Δ/B allant de 1 jusqu'à 1,5. Cependant et à partir des résultats présentés sur cette même figure, on peut déclarer qu'au delà de $b/B = 2$ la largeur de la geogridde (renforcement) n'a aucun effet sur l'amélioration de la capacité portante des semelles interférentes.

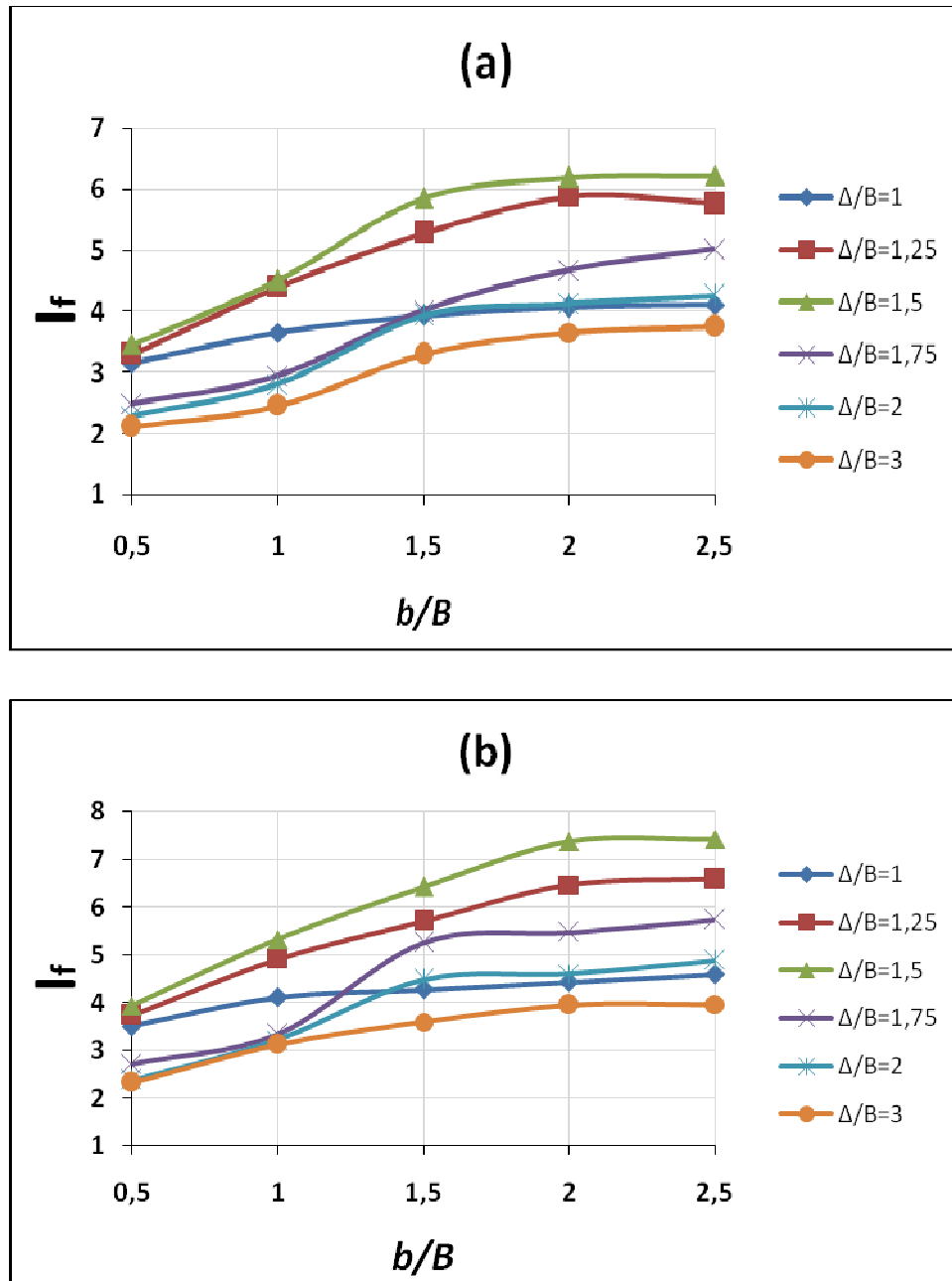


Figure IV.28 Variation de I_f en fonction de b/B avec Δ/B , N variable [(a) $N=1$, $u/B=0.3$; (b) $N=2$, $u/B=h/B=0.3$].

IV.5.4.2 Profondeur de la première nappe de géogrille (u/B)

Dans le but de trier au clair l'effet de u/B sur le coefficient I_f nous avons jugé utile de présenté ce coefficient I_f en fonction de u/B sur les **Figure IV.29 (a) et (b)**. L'analyse de ces courbes nous ont permis d'évaluer la profondeur adéquate de la première nappe de geogrille et de déterminer sa valeur optimale. Cependant, on constate d'après les résultats obtenus que les valeurs maximales de I_f ont été obtenues pour un rapport de $(u/B)_{op} = 0,3$ et ce résultat demeure identique quelque soit le cas de renforcement utilisé (une seule nappe ou deux nappes).

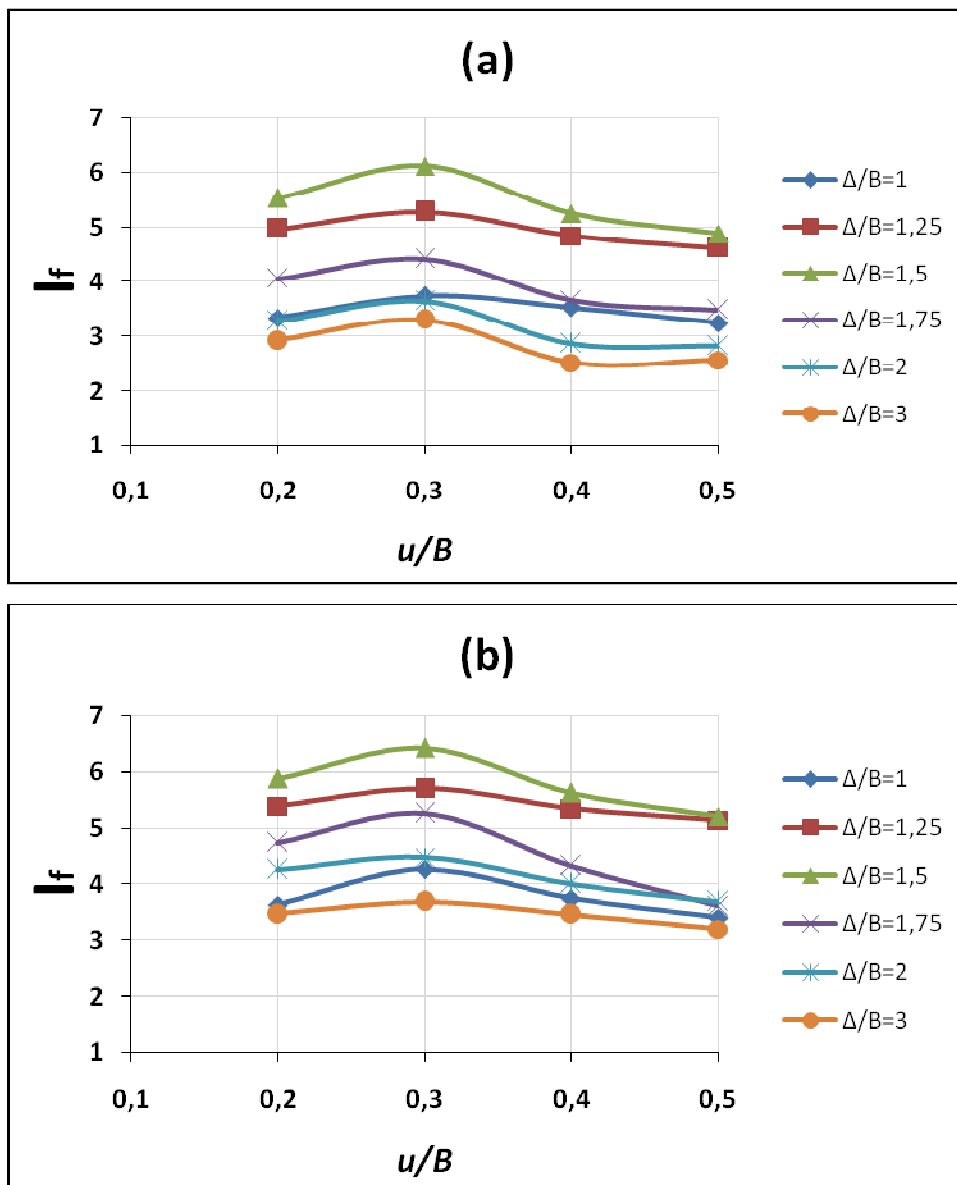


Figure IV.29 Variation de I_f en fonction de u/B avec Δ/B , N variable [(a) $N=1$, $b/B = 1,5$;(b) $N=2$, $b/B=1,5$ et $h/B=0,3$].

IV.5.4.3 Distance entre les nappes de géogrilles (h/B)

Afin de déterminer les effets du rapport de distance entre les nappes de géogrilles sur le facteur d'interférence, nous avons fixé les valeurs de u/B à 0.3 et b/B à 1.5 et effectué des tests pour le cas de deux nappes de géogrille. La variation de I_f en fonction du h/B pour les différentes valeurs de Δ/B est représenté sur la **figure (IV.30)**. On remarque que quelque soit la valeur de Δ/B , le facteur d'interférence maximal correspond à $(h/B)_{cr}=0.3$.

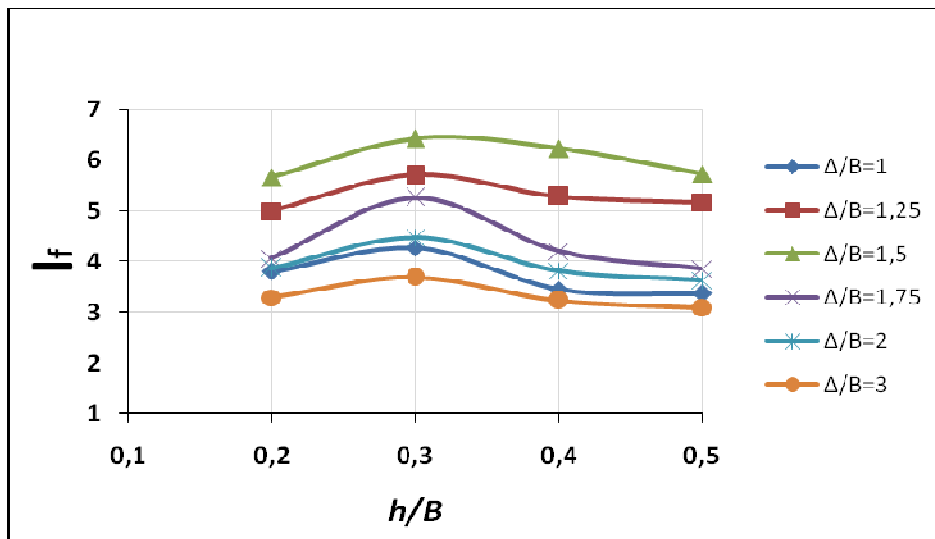


Figure IV.30 Variation de I_f en fonction de h/B avec Δ/B variable [$N=2$, $b/B=1,5$ et $u/B=0,3$].

IV.6 Comparaison et validation des résultats

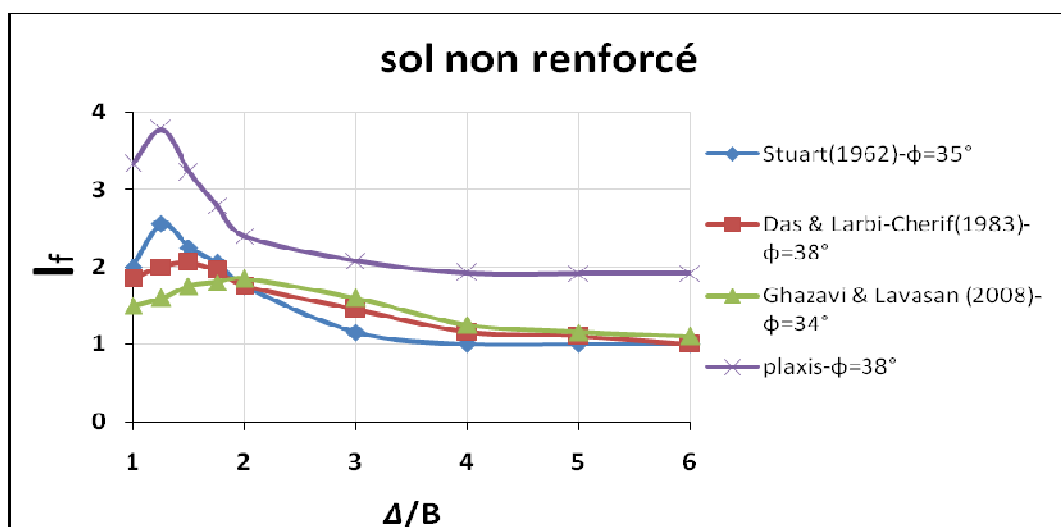


Figure IV.31 Comparaison des résultats numériques, expérimentaux et théoriques pour l'interférence de deux fondations filantes reposés sur un sol non renforcé.

Dans le but de valider les résultats obtenus dans la présente étude nous avons jugé utile de les comparer avec ceux de la littérature [l'analyse théorique de Stuart (1962), l'analyse numérique de Ghazavi et Lavasan(2008)]. On remarque d'après cette figure que les résultats obtenus numériquement (**Figure IV.31**) par Plaxis présentent un écart avec ceux de la littérature, malgré la même allure de la courbe $I_f = f(A/B)$ obtenue par Plaxis avec les autres courbes de la littérature, ce qui nous conduit à déclarer que la géométrie des semelles, des geogrilles et la loi de comportement adoptée durant la modélisation ont les effets important sur le coefficient I_f .

CONCLUSIONS GENERALES

Des tests numériques basées sur le code Plaxis ont été mené afin d'évaluer la capacité portante des deux semelles filantes interférentes qui sont construites sur la surface d'un sable homogène renforcé par des géogrilles. Donc l'étude à pour but de déterminer l'effet qui est affectée par les paramètres à savoir l'angle de frottement, la distance entre axe des semelles, la largeur des nappes de renforcement, la profondeur de la première couche de renforcement, la distance verticale entre les nappes de renforcement, et le nombre de nappes.

En se basant sur les analyses effectuées dans cette étude, les conclusions générales suivantes ont été observées :

- Une augmentation significative de la capacité portante due au renforcement et de sa position dans le massif sableux.
- Les semelles interférentes (renforcé ou non renforcé) ont des facteurs d'interférences plus grands que les semelles éloignées.
- Les valeurs des différents paramètres critiques pour $N = 1$ et 2 sont égales à $(u/B)_{cr} = 0,3$ / $(h/B)_{cr} = 0,3$ et $(b/B)_{cr} = 2$.
- L'augmentation du facteur d'interférence I_f est proportionnelle à l'augmentation de l'angle de frottement interne ϕ .
- La variation du rapport d'espacement Δ/B indique qu'une augmentation significative de l'indice d'interférence pour $1 \leq \frac{\Delta}{B} \leq 1,5$, Pour $1,5 \leq \Delta/B \leq 4$, le facteur d'interférence diminue. Enfin, pour $\Delta/B \geq 4$, I_f reste constant. Cela signifie que pour un rapport d'espacement supérieur à 4, aucun effet d'interférence n'a été observé et chacune des semelles travaille d'une façon isolé.
- Enfin, cela nous mène à conclure que le code de calcul par élément finis « plaxis » nous à donner des résultats satisfaisantes par rapport à ceux trouvé par les autres chercheurs.

ANNEXES

Annexe A

PLAXIS Version 8 Professionnelle pour Windows

FINITE ELEMENT CODE FOR SOIL AND ROCK ANALYSES

<http://www.plaxis.nl>

CARACTERISTIQUES

PLAXIS V8 est un logiciel géotechnique aux éléments finis spécialement destiné à l'analyse en 2D des déformations et de la stabilité des ouvrages géotechniques. Les applications géotechniques nécessitent des lois de comportement avancées pour la simulation du comportement des sols et/ou des roches, non linéaire, dépendant du temps et anisotropie. De même, le sol étant un matériau polyphasique, des procédures spéciales sont nécessaires pour prendre en compte les pressions interstitielles, que celles-ci soient ou non hydrostatiques. Bien que la modélisation du sol lui-même soit un problème important, beaucoup de projets géotechniques impliquent également la modélisation des structures et de leur interaction avec le sol. PLAXIS est doté de fonctionnalités tout à fait remarquables pour traiter tous les aspects des structures géotechniques complexes. Un résumé des fonctions essentielles est donné ci-dessous

SAISIE DES DONNEES



Définition graphique de la géométrie : La définition des couches de sol, des ouvrages, Input des phases de construction, des chargements et des conditions aux limites s'appuie sur des procédures graphiques pratiques, ce qui permet une description précise de la coupe. Le maillage 2D est généré automatiquement à partir de ce modèle géométrique.



Génération automatique du maillage : PLAXIS offre une génération entièrement automatique de maillages non structurés d'éléments finis, avec des options pour raffiner le maillage, globalement ou localement. Le maillage peut contenir des milliers d'éléments.



Eléments de degré élevé : Des éléments triangulaires quadratiques à 6 nœuds et du 4^{ème} ordre à 15 nœuds sont disponibles pour modéliser les déformations et les contraintes dans le sol.

Coques : Des éléments spécifiques de poutre sont utilisés pour modéliser la flexion des

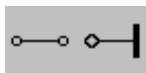
murs de soutènement, des revêtements de tunnel et autres éléments élancés de structures. Ces éléments sont définis par leur rigidité de flexion, leur raideur normale et leur moment fléchissant ultime. Une rotule plastique est introduite dès que le moment ultime est atteint. Ces éléments peuvent être utilisés conjointement avec des éléments d'interface pour conduire des analyses réalistes de tous les ouvrages géotechniques.



Articulations et raideurs à la rotation : Une articulation est une liaison entre éléments de poutre qui permet une rotation au point de jonction. Les articulations peuvent être introduites pour créer des joints là où les rotations sont possibles. Il est également possible de définir une raideur à la rotation lorsque la liaison n'est ni une rotule ni un encastrement.



Interfaces : Ces éléments joints sont nécessaires pour les calculs impliquant l'interaction d'un ouvrage et du sol. Ils peuvent servir à modéliser la zone de matériau très fortement cisailé sous la base des fondations, contre les pieux, les géotextiles ou les murs de soutènement. Ils sont caractérisés par les valeurs de l'angle de frottement et de l'adhérence, qui ne sont pas nécessairement les mêmes que l'angle de frottement et la cohésion du sol encaissant.



Ancrages : Des éléments de ressort élastoplastique servent à représenter les ancrages et les butons. Ils sont définis par leur raideur normale et la valeur maximale de l'effort normal. Une option spéciale permet d'analyser les ancrages ou appuis précontraints.



Géotextiles : Les géotextiles ou les géogrilles sont souvent utilisés dans la pratique pour la construction de remblais ou de soutènements en sol renforcé. Ils peuvent être simulés dans PLAXIS par l'emploi d'éléments spéciaux de traction. Il est souvent commode d'associer ceux-ci avec des éléments d'interface pour modéliser l'interaction avec le sol encaissant.



Tunnels : PLAXIS offre une option qui facilite la création des tunnels circulaires ou non circulaires composés d'arcs successifs. Des éléments de poutre et d'interface peuvent être adjoints pour modéliser le revêtement du tunnel et l'interaction avec le sol encaissant. Des éléments isoparamétriques servent à définir les limites curvilignes au sein du maillage. Plusieurs options sont également disponibles pour analyser les déformations provoquées par la construction du tunnel.



Conditions aux limites : Les "fixités" sont des déplacements nuls imposés. Ces conditions peuvent être appliquées aux lignes comme aux points définissant la géométrie du modèle, dans les directions x ou y. D'autre part, il est possible de définir des déplacements imposés non nuls pour certaines frontières du modèle. Une option permet d'appliquer les conditions d'appui standard valables dans la majorité des cas.



Chargements : Deux systèmes de chargement indépendants sont proposés pour

appliquer des forces ponctuelles ou des charges réparties. Les forces ponctuelles peuvent être appliquées à n'importe quel point de la géométrie, les charges réparties sur n'importe quelle ligne de la géométrie, sans se limiter à la seule frontière extérieure. Les valeurs des chargements peuvent être modifiées dans le mode "Construction par étapes" et/ou par l'utilisation des multiplicateurs.

LOIS DE COMPORTEMENT DU SOL



Base de données des matériaux : Les propriétés des matériaux sont regroupées dans une base de données du projet. Toutes les données figurant dans les bases de données de différents projets peuvent être partagées via une base de données globale.

Modèle de Mohr-Coulomb : Ce modèle non-linéaire simple et robuste n'utilise que des paramètres qui sont connus habituellement. Tous les facteurs de non-linéarité ne sont cependant pas couverts par ce modèle. Le modèle de Mohr-Coulomb permet d'estimer de manière réaliste la charge de rupture de fondations circulaires, de pieux courts, ... etc. Il peut également servir à calculer un coefficient de sécurité par une approche de phi-c réduction.

Modèles avancés de sol : PLAXIS offre d'autres modèles de comportement de sol : le Hardening Soil Model (modèle hyperbolique en élastoplasticité) pour les sols raides, comme les argiles surconsolidées et les sables ; le Soft Soil Creep Model (modèle de type Cam-Clay) pour l'analyse du comportement des sols compressibles normalement consolidés. En complément, PLAXIS inclut un modèle pour l'analyse des roches en comportement anisotropique : le Jointed Rock model.

Modèles définis par l'utilisateur : dans PLAXIS 8, l'utilisateur a la possibilité de définir ses propres lois de comportement. Cette option, particulièrement utile en premier lieu pour les chercheurs, dans les universités et les instituts de recherche, peut également se révéler intéressante dans les milieux professionnels. Dans les années à venir, les modèles validés et documentés fournis par les utilisateurs seront mis à disposition sur Internet.



Régime d'écoulement permanent : Des réseaux complexes de pressions interstitielles peuvent être générés par combinaison de lignes phréatiques et de saisie directe des pressions. Les pressions interstitielles peuvent également être générées par un calcul d'écoulement permanent.



Calcul du réseau d'écoulement : Les distributions de pressions interstitielles complexes peuvent être générées à partir d'un calcul d'écoulement à deux dimensions. Des drains et des puits peuvent être modélisés grâce à des éléments spécifiques. Les potentiels aux limites du modèle sont définis comme des niveaux phréatiques.

Suppressions interstitielles : PLAXIS distingue les comportements drainés ou non drainés des sols, pour modéliser les sables perméables comme les argiles quasi-imperméables. Les suppressions interstitielles sont calculées lorsque des couches de sol non drainé sont soumises à des chargements. Les conditions de chargement non drainé conditionnent souvent la stabilité des ouvrages géotechniques.

FONCTIONS DE CALCUL



Le programme de calcul permet de conduire des analyses en déformation menées par un calcul plastique, un calcul de Consolidation ou un calcul en Grandes déformations. Pour chaque projet, plusieurs phases de calcul peuvent être définies avant le lancement du calcul.

Incrémentation automatique du pas de chargement : Ce mode évite à l'utilisateur d'avoir à choisir par lui-même les pas de chargement adaptés au calcul plastique incrémental, tout en garantissant une procédure de calcul fiable et efficace.

Contrôle de la longueur d'arc : Cette fonction permet un calcul correct des charges et mécanismes de rupture. Dans les calculs à charge contrôlée, la procédure itérative échoue dès que la charge imposée dépasse la valeur de pic. Avec le contrôle de la longueur d'arc, la charge appliquée est automatiquement réduite pour pouvoir examiner le phénomène de pic ainsi que toute évolution éventuelle après ce pic.

Construction par étapes : Il est possible de simuler les phases de construction ou d'excavation, par activation/désactivation de groupes d'éléments, application de chargements ou changement des conditions hydrauliques. Cette procédure permet une estimation réaliste des contraintes et déplacements provoqués par exemple par la construction d'un barrage en terre ou une excavation profonde.

Consolidation : La dissipation des suppressions interstitielles avec le temps peut être simulée par un calcul de consolidation. Une analyse de consolidation nécessite la définition des perméabilités de chacune des couches de sol. Des procédures d'incrémentation automatique du pas de temps rendent l'analyse performante et facile à utiliser. L'option "Construction par étapes" peut être combinée avec une analyse en consolidation.

Analyse en variables de Lagrange actualisées : Avec cette option, le maillage est actualisé en permanence durant le calcul. Dans certaines situations, une analyse classique en petites déformations peut révéler des modifications importantes de la géométrie. Dans ces situations, il est recommandé de procéder à un calcul plus précis par actualisation des variables de Lagrange. Cette option est disponible pour tous les types de calcul.

Coefficients de sécurité : Le coefficient de sécurité est généralement défini comme le rapport de la charge de rupture à la charge de service. Cette définition est adaptée aux

fondations, mais non aux remblais ou aux ouvrages de soutènement en palplanches. Dans ces derniers cas, il est plus approprié d'utiliser la définition du coefficient de sécurité de la mécanique des sols, c'est à dire le rapport entre la résistance au cisaillement mobilisable et la résistance au cisaillement mobilisée à l'équilibre. Dans PLAXIS, le coefficient de sécurité est calculé par une procédure de réduction de c et ϕ .

Gestionnaire de calculs : Dans le gestionnaire de calculs, plusieurs projets peuvent être sélectionnés pour un calcul différé. Cette option permet une utilisation optimale de l'ordinateur en arrière-plan, et est utile dans le cas d'études paramétriques.

ANALYSE DES RESULTATS

Le post-processeur PLAXIS a des fonctions avancées pour restituer les résultats du calcul, sous forme de graphiques et tableaux. Ceux-ci peuvent être envoyés sur n'importe quel imprimante ou copiés dans le presse-papier de Windows pour être exportés vers un autre logiciel.

Déformations : La visualisation des déformations peut se faire sous la forme de maillage déformé, de déplacements ou déformations totaux ou incrémentaux. Tous les graphiques de déplacement ou de déformation peuvent être présentés avec flèches, lignes isovaleurs ou domaines isovaleurs.

Contraintes : La restitution des contraintes peut se faire en contraintes effectives, contraintes totales, pressions interstitielles et surpressions interstitielles. Ces contraintes peuvent être figurées en lignes isovaleurs comme en domaines isovaleurs.

Efforts et déplacements dans les éléments de structure : Des graphiques et tableaux fournissent directement les déplacements, efforts normaux, tranchants, circonférentiels et les moments fléchissant de tous les éléments de structure. Les efforts et déplacements peuvent être tracés par phase, ou sous forme d'enveloppe de toutes les phases précédentes.



Coupes : Cette option très commode est offerte par PLAXIS pour créer des graphiques des sollicitations ou des déplacements selon des coupes sélectionnées dans le modèle.



Générateur de rapports : Un générateur de rapport a été développé pour permettre l'édition d'un rapport des données saisies et des résultats obtenus pour un modèle. Ce rapport peut être édité dans Word.

Animations : Il est possible de générer des animations vidéo pour toutes les sorties graphiques, notamment les déplacements et efforts dans les éléments de structure.



Courbes : Un outil spécifique permet de représenter les courbes charge-déplacement, les chemins de contraintes, les courbes effort-déformation, ou encore l'évolution de tassement avec le temps.

ANNEXES

Annexe B

On présente quelque courbe de chargement – déplacement pour le cas du sol non renforcé et renforcé.

Cas du Sol non renforcé (Δ/B variable)

Cas : $\Delta/B = 1,5$

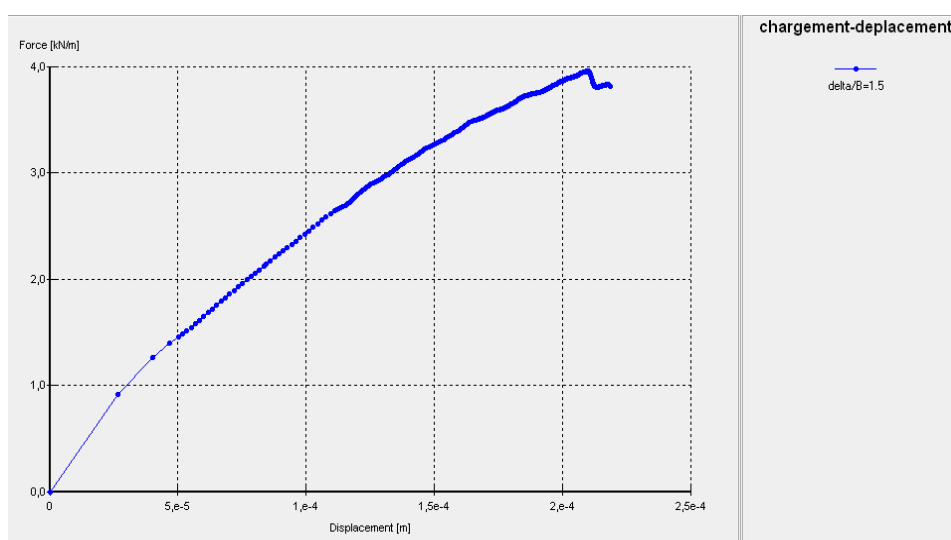


Figure A.1 Courbe chargement-déplacement $\Delta/B = 1,5$.

Cas : $\Delta/B = 2$

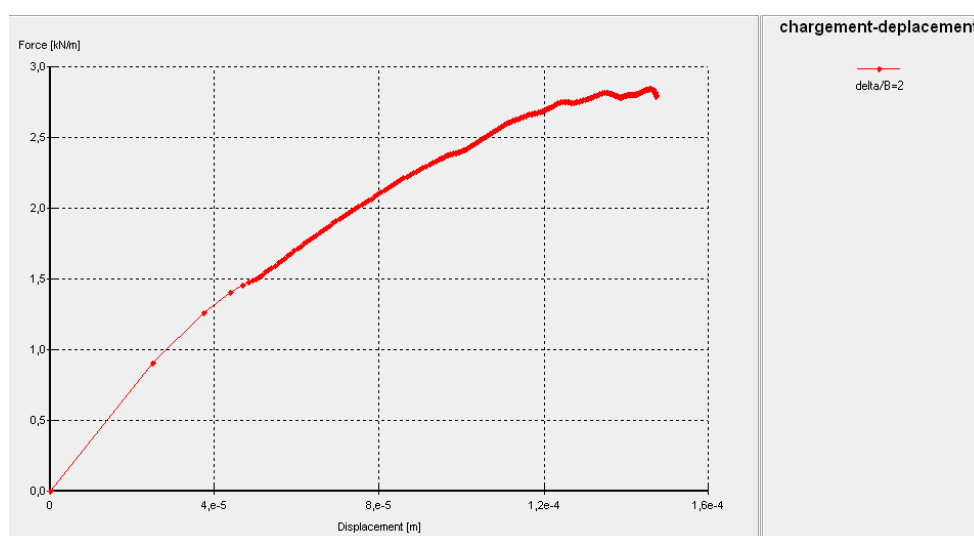


Figure A.2 Courbe chargement-déplacement $\Delta/B = 2$.

Cas : $\Delta/B = 3$

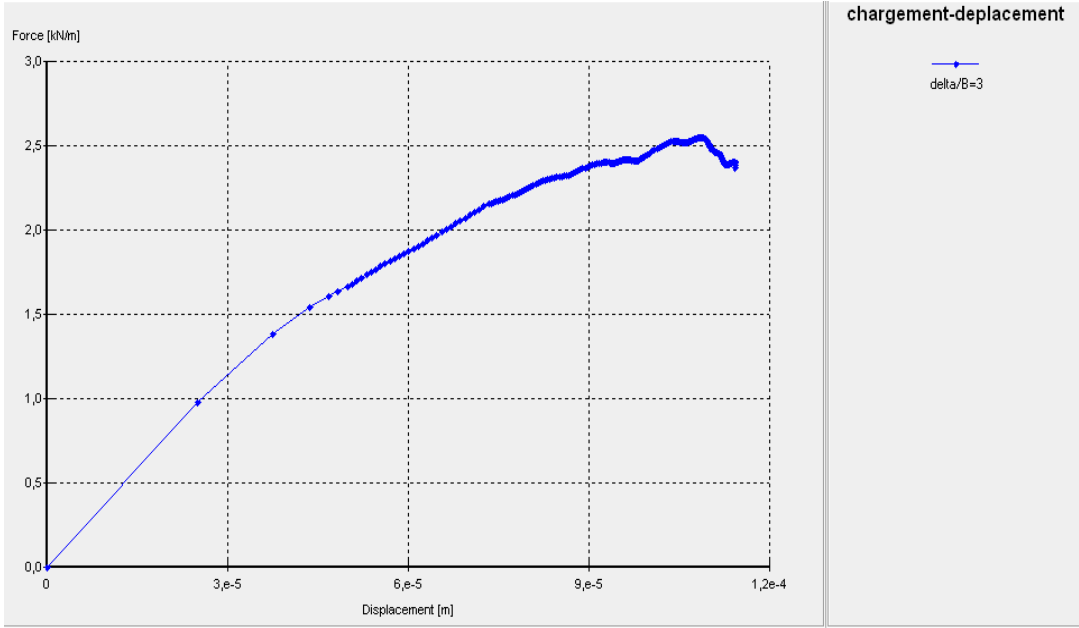


Figure A.3 Courbe chargement-déplacement $\Delta/B = 3$.

Cas : $\Delta/B = 4$

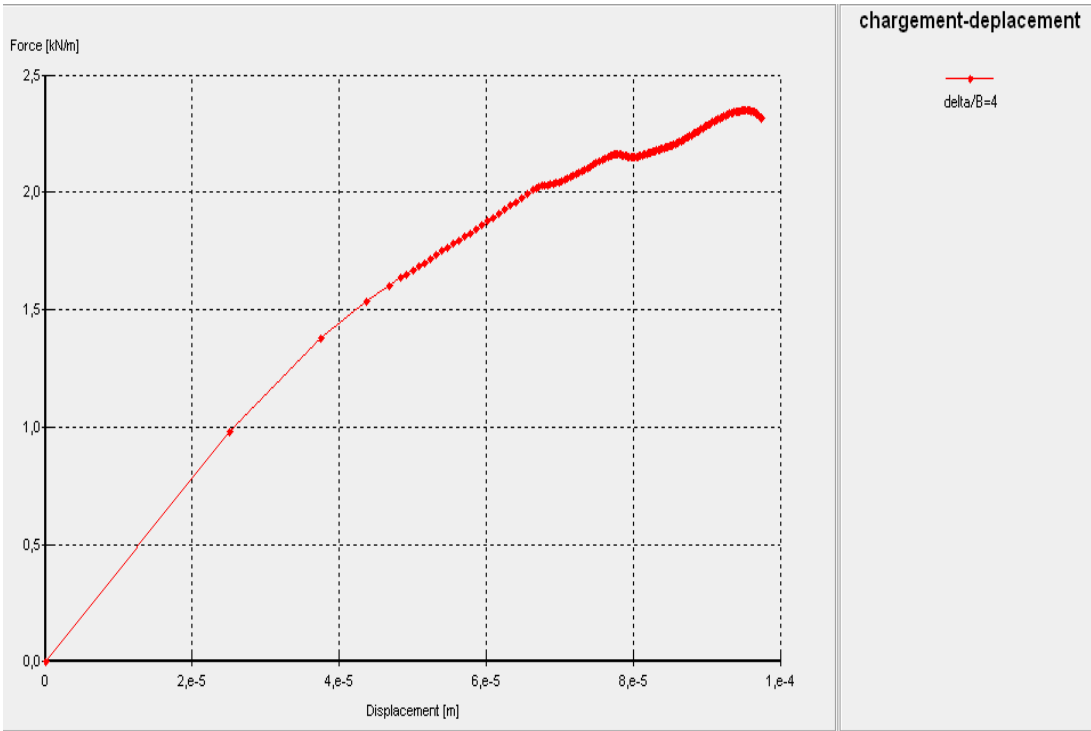


Figure A.4 Courbe chargement-déplacement $\Delta/B = 4$.

Cas du Sol renforcé ($N=1 * b/B=1,5 * u/B =0,3$ et Δ/B variable)

Cas : $\Delta/B = 1,5$

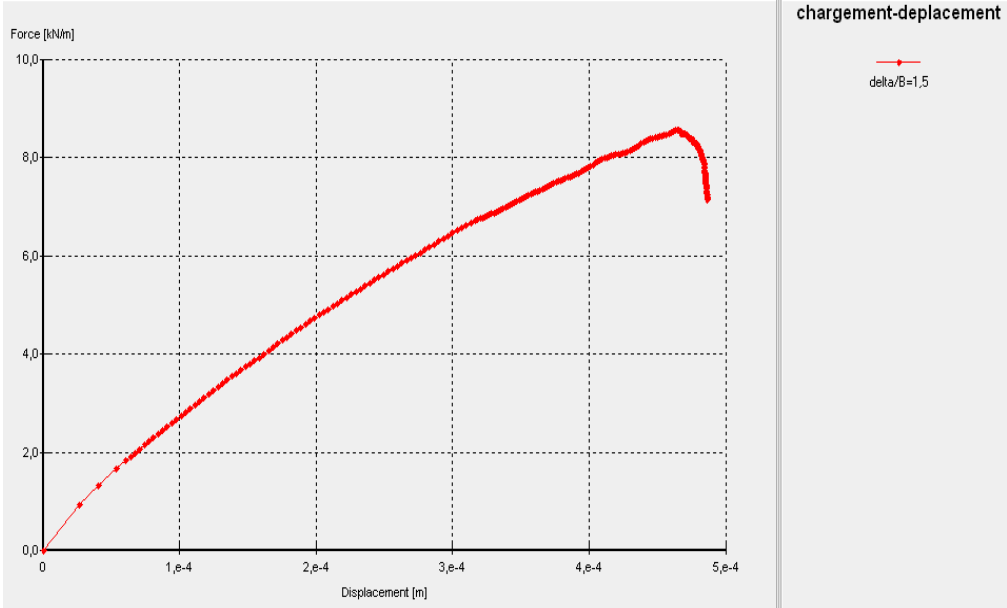


Figure A.5 Courbe chargement-déplacement $\Delta/B = 1,5$.

Cas : $\Delta/B = 2$

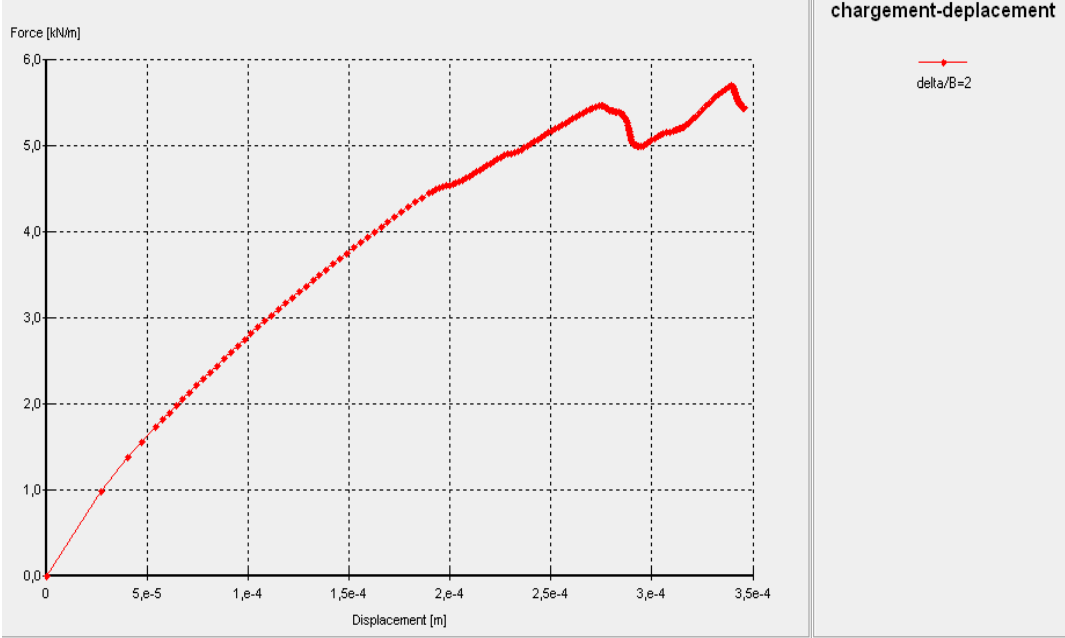


Figure A.6 Courbe chargement-déplacement $\Delta/B = 2$.

Cas : $\Delta/B = 3$

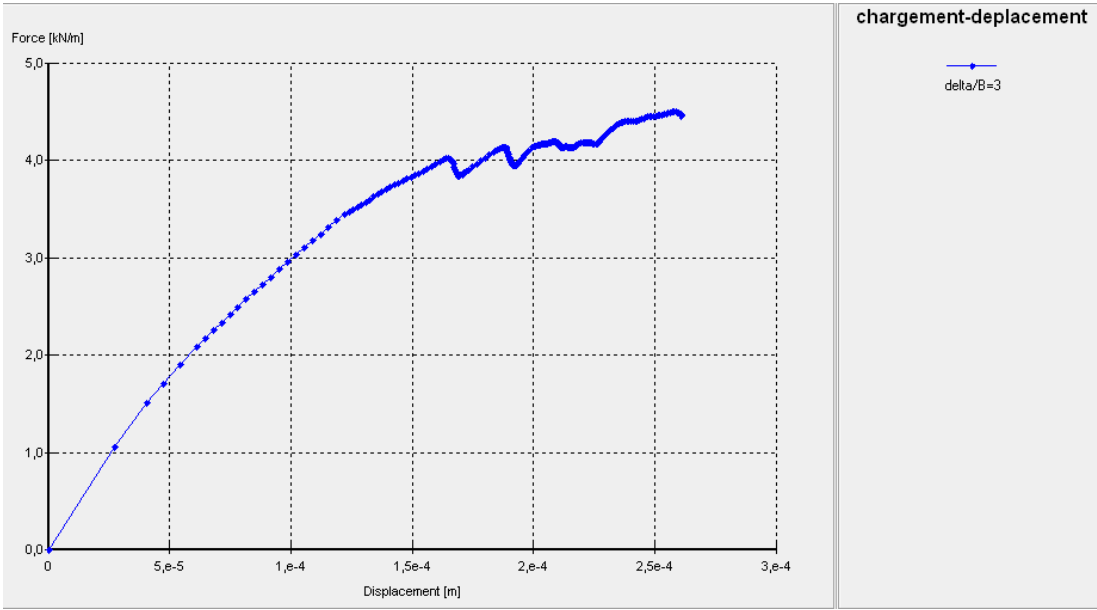


Figure A.7 Courbe chargement-déplacement $\Delta/B = 3$.

Cas : $\Delta/B = 4$

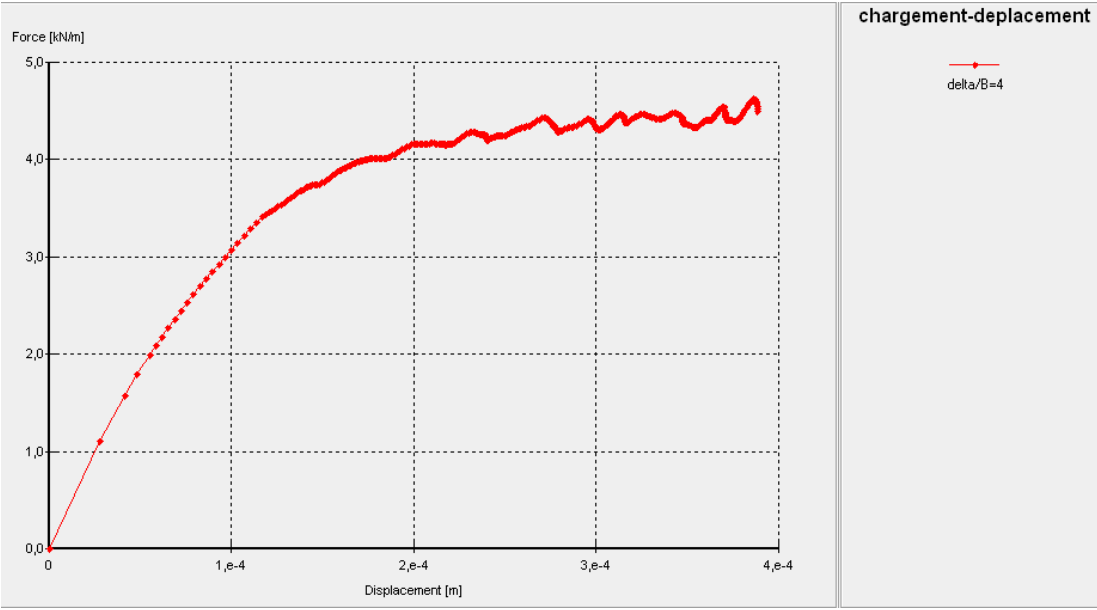


Figure A.8 Courbe chargement-déplacement $\Delta/B = 4$.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- **Ghazavi, M, Lavasan.A.A** / *Geotextiles and Geomembranes* 26 (2008) 404–415.
- **Das, B.M ., Larbi-Cherif, S ., 1983a.** Bearing capacity of two closely spaced shallow foundations on sand. *Soils and Foundations* 23 (1), 1–7.
- **Das, B.M., Shin, E.C., 1999.** Bearing capacity of strip footing on geogridreinforced sand. In: *Proceedings of the 11th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Hong,Rotterdam, pp. 189–192.
- **Das, B.M ., Larbi-Cherif, S ., 1983b.** Ultimate bearing capacity of closely spaced strip foundations. *TRB, Transportation Research Record* 945, 37–39.
- **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.
- **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.
- **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.
- **Brinkgereve R.B.J. et Vermeer P.A.** PLAXIS version 8, validation manual, DELFT University of technology & PLAXIS BV, Pays-Bas, 2003.
- **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.
- **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.
- **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.
- **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.
- **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.
- **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.

- **Kumar, A., Saran, S., 2003.** Closely spaced footings on geogrid-reinforced sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE 129 (7), 660–664.
- **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.
- **Khing, K.H., Das, B.M., Puri, V.K., Cook, E.D., Yen, S.C., 1992.** Bearing capacity of two closely-spaced strip foundation on geogrid-reinforced sand. In: *Proceedings of International Symposium on Earth Reinforcement Practice*, vol. 1, Fukuoka, Japan, pp. 619–624.
- **Huang, C.C., and Tatsuoka, F., 1990.** “Bearing capacity reinforced horizontal sandy ground.” *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 9, pp. 51-82 .
- **Lee, K.M., Manjunath, V.R., and Dewaikar, D.M., 1999.** “Numerical and model studies of strip footing supported by a reinforced granular fill-soft soil system.” *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 36, pp. 793-806.
- **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.
- **Omar, M.T., Das, B.M., Puri, V.K., Yen, S.C., 1993b.** Ultimate bearing capacity of shallow foundations on sand with geogrid reinforcement. *Canadian Geotechnical Journal* 30, 545–549.
- **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.
- **Meyerhof, G.G., 1952.** The ultimate bearing capacity of foundations. *Geotechnique* 3 (2), 301–332.
- **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.
- **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.
- **Vesic, A.S., 1973.** Analysis of ultimate loads of shallow foundations. *Journal of Soil Mechanics and Foundations*, ASCE 99 (1), 45–73.
- **Terzaghi, K.(1943),** *Theoretical Soil Mechanics*. Wiley, New York.
- **Stuart, J.G., 1962.** Interference between foundations with special reference to surface footings in sand. *Geotechnique* 12 (1), 15–23.
- **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.

- **Qiming Chen ; 2007** ; an experimental study on characteristics and behavior of reinforced soil foundation ; These ; *B.S., Nanjing Architecture and Civil Engineering Institute, China.*
- **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.
- **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.
- **Sakti, J., and Das, B.M., 1987.** “Model tests for strip foundation on clay reinforced with geotextile layers.” *Transportation Research Record No. 1153, National Academy of Sciences*, Washington, D.C., pp. 40-45.