



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

Mansouri Tarek

Pour obtenir le diplôme de Magister en Génie Civil

**ETUDE PAR ELEMENTS FINIS DE LA CAPACITE PORTANTE D'UNE SEMELLE
FILANTE IMPLANTEE SUR UNE PENTE EN SABLE RENFORCEE PAR DES
GEOGRILLES SUPPORTANTS DES ANCRAGES EN GRILLES**

Sous la direction du **Dr K. ABBECHE**

Mémoire soutenu le 06 / 07 / 2011

Devant le jury composé de :

Jury	Grade	Affiliation	Qualité
Dr T. KARECHE	M.C (classe A)	Université de Batna	Président
Dr K. ABBECHE	M.C (classe A)	Université de Batna	Rapporteur
Dr M. BAHADI	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 deux 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 :

Dr : Kh.ABBECHE Maître de conférences à l'Université de Batna.

*Je remercie également le président et les membres de jury d'avoir accepté
d'examiner mon travail.*

Résumé

Ce mémoire présente une étude numérique au moyen d'analyses en éléments finis sur la capacité portante d'une fondation filante reposant sur un sable en pente renforcé par des nappes de Géogrilles et des nappes supportant des ancrages en grilles. Les calculs ont été effectués en utilisant le code éléments finis Plaxis. Les objectifs de cette étude sont :

- 1) déterminer l'influence de l'armature en géogridde et des ancrages en grille sur les caractéristiques de capacité portante de la semelle.
- 2) suggérer des facteurs géométriques de mise en place d'armature.

Les facteurs suivants ont été considérés dans la simulation: la distance entre la base de la fondation et la première nappe (u), le nombre de nappes de renforcement (N), la distance entre nappes (h) et la longueur des nappes (l). On montre que le comportement chargement-tassement et la capacité portante ultime peuvent être considérablement améliorés par l'inclusion des nappes de renforcement. Les résultats obtenus sont également comparés aux résultats de la littérature obtenu par d'autres chercheurs. On trouve que la concordance entre les résultats observé et calculés est relativement bonne.

Mots clés : Capacité portante, analyse par éléments finis. Semelle filante. Géogrilles, ancrage en grille, Plaxis. Sable, talus.

Abstract

This report presents a numerical study by means of finite element analyses on the bearing capacity of strip foundations supported by sand reinforced with layers of Geogrid and grid anchor. Calculations were carried out by using finite element code Plaxis. The objectives of this study are:

- 1) To determine the influence of the geogrid and the grid anchor on the characteristics of the foundation's bearing capacity
- 2) To suggest geometrical factors for reinforcement installation.

The following factors have been considered in the numerical simulation are:

Location of the top layer of reinforcement measured from the bottom of foundation (u), the number of the reinforcement layers (N), the vertical distance between two consecutive reinforcement layers (h) and the length of each reinforcement layer (l). It is shown that the behavior load-settlement and the ultimate bearing capacity can be improved considerably by inclusion of layers of reinforcement. The obtained results are also compared with literature tests obtained by other researchers. It appears that the agreement between the observed and calculated results is relatively good.

Key words: bearing capacity, finite element analysis, strip footing , Geogrid, grid anchor plaxis ,sand, slope.

ملخص

هذه المذكرة تقدم دراسة باستعمال طريقة العناصر المنتهية حول قوة التحمل القصوى للقواعد الموضوعة على منحدر رملي مقوي بالألياف البلاستيكية الشبكية و التثبيتات البلاستيكية الشبكية. العمليات الحسابية تمت باستعمال برنامج العناصر المنتهية " بلاكسيس " أهداف هذه الدراسة هي

- (1) إيجاد تأثير الألياف البلاستيكية الشبكية و التثبيتات البلاستيكية الشبكية على خصائص التحمل القصوى للقواعد
- (2) تحديد العوامل الهندسية لوضع الألياف البلاستيكية الشبكية . العوامل الهندسية في هذه الدراسة هي البعد بين قاعدة الأساس و الليف البلاستيكي الأول (U) عدد الألياف البلاستيكية الشبكية (N) . البعد بين مختلف الألياف البلاستيكية (h) و عرض الألياف البلاستيكية الشبكية (L) . يتضح إن السلوك تحميل – هبوط و قوة التحمل القصوى يمكن إن يتحسنا تحسنا معتبرا نتيجة إدخال الألياف البلاستيكية . النتائج المحصل عليهما تقارن أيضا مع نتائج الفحوصات المخبرية المتحصل عليها من طرف باحثين آخرين . يتضح إن انسجام جيد بين النتائج الملاحظة و المحسوبة بالنسبة لكل من السلوك تحميل – هبوط .

كلمات مفتاحية

قوة التحمل القصوى . التحليل باستعمال العناصر المنتهية. القواعد. الألياف البلاستيكية الشبكية . التثبيتات البلاستيكية الشبكية . بلاكسيس. رمل، منحدر.

Sommaire

Introduction générale	1
Chapitre I : Amélioration des sols	
I.1. Introduction	5
I.2. Méthodes d'amélioration des sols	5
I.2.1. Procédés physiques	5
I.2.1.1. Préchargement	5
I.2.1.1.a. Surcharge en terre	6
I.2.1.1.b. Consolidation atmosphérique	7
I.2.1.1.c. Consolidation par l'inondation	7
I.2.1.2. Drainage	8
I.2.1.3. Renforcement par inclusions	9
A. Inclusions souples	9
A.1. Plot ballasté pilonné	10
A.2. Colonne ballastée vibrée	11
A.2.1. Colonnes ballastées par voie sèche	11
A.2.2. Colonnes ballastées par voie humide	12
A.3. Colonnes pilonnées	14
B) .Inclusions rigides	15
I.2.1.4 Méthodes par ondes de chocs ou vibrations	17
A. Le Compactage intensif	17
B – Vibrocompactage	18
I.2.2. Procèdes chimiques	19
I.2.2.a Colonnes de sol traité en place	19
I.2.2.b Compactage statique en profondeur	20
I.2.2.c Amélioration temporaire par congélation	21
I.3 Quelques méthodes de renforcement des pentes	22
I.3.1 Le renforcement des talus par le clouage	22
I.3.2 La Terre Armée	23
I.3.3 Le Renforcement des talus par les géosynthétiques	24
A. Les géotextiles	25
B. Les géogrilles	26
D.les Géocomposites	28
D.1 Les Mattes	28
I.4 Conclusion	29
Chapitre II : Synthèse bibliographique sur la capacité portante des sols renforcés et non renforcés.	
II.1 Les fondations	30
II.1.1 Introduction	30
II.1.2 Fondations superficielles	30
II.1.3 Principaux Types De Fondations Superficielles	31
II.2 Fonctionnement Des Fondation Superficielles	32
II.2 .1 Comportement d'une semelle chargée	32
II.2 .2 Mécanismes de rupture d'une fondation superficielle	34
II.3 Calcul De La Capacité Portante Des Fondations superficielles	37
II.3.1 Calcul De La Capacité Portante A Partir Des Essais De Laboratoire (Méthodes <<c-φ>>)	37
II.3.2 Philosophies de conception des fondations	39

II.4 Calcul De La Capacité Portante Des Fondations sur talus	40
II.4.1 Fondation sur la surface d'un talus	40
II.4.2 Fondation au sommet d'un talus	43
A. La solution de Meyerhof	43
B. Solutions de Hansen et Vesic	46
C .Solution par l'équilibre limitent Et de l'analyse limite	48
d. Solution D'efforts Caractéristiques	49
E. Rapports Empiriques Basé Sur Les Tests De La Centrifugeuse	51
II.5 Calcul de la capacité portante des fondations renforcé par des géogrilles	52
II.5.1 Introduction	52
II.5.2 Etude expérimentale	54
II.5.2 Fondations reposant sur un sable renforcé par géogrilles	55
II.5.3 Principaux résultats d'essais réalisés sur modèles réduits	60
A .Variation de u/B	60
B. Variation de h/B	61
C .Variation de b/B	62
II.5.3 Etude analytique	63
II.5.3.1 Méthode de Binquet et Lee	65
II.5.3.2 Méthode de Huang et Tatsuoka	70
II.5.3.3 Méthode de HUANG et MENQ	71
II.5.3.4 Méthode de Wayne et Al	73
II.5.3.5 Méthode de Michalowski	76
II.5.4 Etudes numériques	78
II.5.5 Conclusion	80

Chapitre III : Aperçu sur l'outil numérique utilisé

III.1 Introduction	81
III.2 Bref aperçu sur la méthode des éléments finis	81
III.2.1 Bref historique	81
III.2.2 Concepts de base	82
III.2.3 Calculs par la MEF	82
III.3 Présentation de PLAXIS	83
III.3.1 Le code éléments finis PLAXIS	83
III.3.2 Options par défaut et solutions approchées	84
III.4 Les modèles de comportements utilisés dans PLAXIS	86
III.4.1 Introduction	86
III.4.2 Contraintes totales, effectives et pressions interstitielles	87
III.4.3 Comportement élastoplastiques	88
III.4.4 Modèle élastique linéaire	89
III.4.5 Modèle de Mohr-Coulomb	91
III.4.6 Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model)	95
III.4.7 Modèle pour sols mous (Soft Soil Model)	100
III.4.8 Modèle pour sols « mous » avec effet du temps (Soft Soil Creep Model)	104
III.5 Conclusion	106

Chapitre IV : Etude du comportement d'une semelle filante sur un sable en pente renforcé par des géogrilles supportant des ancrages

IV.1 Introduction	107
IV.2 Procédure de la simulation numérique	107
IV.2.1 Présentation du modèle	107
IV.2.2 Caractéristiques des matériaux	
A) Propriétés de la couche de sol	109

B) Propriétés des éléments de renforcement	109
d) Maillage et conditions aux limites	110
d.1 Conditions aux limites	110
d.2 Maillage	110
e) Définition des conditions initiales	111
e.1 Les pressions interstitielles	112
e.2 Les Contraintes Initiales	113
IV .3 Procédure De Calcul	115
IV.4 Influence des paramètres géométriques critiques	116
IV.4.1 Résultats Et Interprétations	117
IV.4.1.a Effet de la position du renforcement pour N=1	117
IV.4.1.b Effet de la position du renforcement pour N=2	120
IV.4.1.c Effets de la position du renforcement pour N=3	122
IV.4.1.d Effet du nombre de nappe	125
IV.4.2 Validation des résultats	128
IV.4.3 Conclusion générale	129
Annexe	
Références Bibliographiques	

Liste des figures

FIGURE	TITRE	
I.1	Principe du Préchargement pour le contrôle des tassements	5
I.2	Préchargement en terre (simple)	6
I.3	Préchargement en terre (avec réseau de drains verticaux)	6
I.4	Schéma de Consolidation atmosphérique	7
I.5	Schéma de Consolidation par inondation	7
I.6	Schéma de Consolidation par des drains	9
I.7	Domaine D'application des colonnes	10
I.8	Schéma de principe pour la réalisation d'un plot ballasté pilonné	11
I.9	Schéma de réalisation d'une colonne ballasté par voie sèche.	12
I.10	Schéma de placement du vibreur avec les tubes prolongateurs au dessus du point projeté.	12
I.11	Liquéfaction du sol	13
I.12	Introduction du ballaste dans le trou	13
I.13	Réalisation des colonnes ballastées	14
I.14	Schéma de réalisation d'une colonne ballasté par voie humide	14
I.15	Schéma de principe pour la réalisation d'une colonne pilonné	15
I.16	Mise en place des inclusions rigides	17
I.17	Têtes d'inclusions avant l'édification du remblai	17
I.18	Schéma de principe d'un renforcement par inclusion rigides verticale	17
I.19	Chantier de compactage intensif	18
I.20	Chantier de Vibrocompactage	19
I.21	Colonne de sol traité à la chaux	20
I.22	Principe du compactage statique en profondeur	21
I.23	Renforcement temporaire d'une galerie par congélation	22
I.24	Renforcement des talus par le clouage en surface de rupture	22
I.25	Principe de la terre armée (d'après Schlosser 1983).	23
I.26	Pose de la peau	24
I.27	Renforcement d'un talus	24
I.28	Type d'assemblage des fibres (non tissé)	25
I.29	Type d'assemblage des fibres (tissé)	25
I.30	Talus renforcé par géotextile	26
I.31	Une géogrille	26
I.32	Une géogrille	27
I.33	L'effet d'enchevêtrement dans une géogrille	27
I.34	Talus renforcé par géogrille	27
I.35	Une géocomposite	28
I.36	Talus renforcé par géocomposite	28
I.37	Une matre	28
I.38	Talus renforcé par des mattes	28
II.1	Types de fondations	30
II.2	Fondation filante	31
II.3	Fondation isolée	32
II.4	Radier générale	32
II.5	Chargement d'une semelle superficielle	33
II.6	Mécanisme général	35
II.7	Mécanisme de cisaillement localisé	35

II.8	Mécanisme de rupture par poinçonnement	36
II.9	Nature de rupture dans un sable en fonction de la densité relative D_r et D_f/R .	37
II.10	Fondation filante encastrée	38
II.11	Nature de la zone plastique sous une fondation filante rugueuse située sur une pente	41
II.12	Variation du facteur de la capacité portante de Meyerhof N_{cq} pour un sol purement cohérent (fondation sur une pente)	42
II.13	Variation du facteur de la capacité portante de Meyerhof $N_{\gamma q}$ pour le sol grenu, (fondation sur une pente).	43
II.14	Fondation filante au sommet d'un talus	44
II.15	Variation du facteur de la capacité portante de Meyerhof N_{cq} pour un sol purement cohérent (fondation sur une pente).	45
II.16	Facteur de la capacité portante de Meyerhof $N_{\gamma q}$, pour le sol grenu, (fondation sur une pente)	45
II.17	Schéma du mécanisme de rupture pour $D_f/B > 0$; (b) $b/B > 0$	50
II.18	Les valeurs théoriques de $N_{\gamma q}$, ($D_f/B = 0$), d'après Graham et al	50
II.19	Les valeurs théoriques de $N_{\gamma q}$ ($D_f/B = 0,5$), d'après Graham et al	51
II.20	Les valeurs théoriques de $N_{\gamma q}$, ($D_f/B = 1$), d'après Graham et al	51
II.21	Nature générale des courbes chargement-tassement avec et sans renforcement	53
II.22	Différents paramètres géométriques des sols renforcés	54
II.23	Nature générale de la variation de : u/B	61
II.24	Variation BCR_u en fonction de : h/B	61
II.25	Variation BCR_u en fonction de : d/B	62
II.26	Frontière rigide	63
II.27	Effet de membrane	64
II.28	Effet de confinement	64
II.29	Les trois mécanismes possibles de rupture des sols renforcés. (D'après Binquet et Lee, 1975b)	66
II.30	Distribution des contraintes au-dessous d'une fondation filante reposant sur un sol renforcé (D'après Binquet et Lee, 1975b).	67
2.31	Composantes des forces dans le sol non renforcé et renforcé (D'après Binquet et Lee, 1975b)	68
II.32	Les deux modes possibles de rupture des sables renforcés (D'après Huang et Tatsuoka.1990)	70
II.33	Mécanisme de rupture des sols renforcés (D'après Huang et Menq, 1997)	71
II.34	Dimensions de la géogrille	73
II.35	Modes possibles de rupture des sols renforcés (D'après Wayne et al, 1998)	75
II.36	Mécanisme de rupture des sols renforcés (D'après Michalowski, (2004))	77
III.1	Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastiques	88
III.2	Représentation du comportement élastique parfaitement plastique	88
III.3	Représentation du comportement élastoplastiques avec écrouissage	89
III.4	Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire	90
III.5	Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire	90
III.6	Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb	91
III.7	Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$	92
III.8	Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb	92
III.9	Définition du module à 50 % de la rupture	93
III.10	Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb	95

III.11	Fenêtre des paramètres du Hardening Soil Model	96
III.12	Fenêtre des paramètres avancés du Hardening Soil Model	97
III.13	Représentation du HSM dans le repère contrainte-déformation	98
III.14	Définition du module oedométrique tangent	98
III.15	Définition de l'angle de dilatance	99
III.16	Forme des surfaces de charge du HSM	99
III.17	Surface de rupture pour le HSM cas d'un sol non cohérent	100
III.18	Différentes représentations lors d'un essai oedométrique	101
III.19	Fenêtre des paramètres du SSM	103
III.20	Fenêtre des paramètres avancés du SSM	103
III.21	Effet du temps sur les essais oedométrique	104
III.22	Diagramme des cercles p_{eq} dans le plan p-q	104
III.23	Fenêtre des paramètres du SSCM	106
III.24	Fenêtre des paramètres avancés du SSCM	106
IV.1	Géométrie du problème pour le sol non renforcé	108
IV.2	Géométrie du problème pour le sol renforcé	108
IV.3	Types des Géogrilles et des ancrages en grilles utilisés dans cette étude	109
IV.4	Maillage du model	111
IV.5	Position de la nappe	112
IV.6	Calcul des pressions interstitielles	112
IV.7	Surfaces non horizontales et stratifications non horizontales	113
IV.8	Choix de K_0	114
IV.9	Valeurs des contraintes initiales	114
IV.10	Valeur du déplacement imposé	115
IV.11	Présentation du cas étudié	116
IV.12	Courbes chargement-tassement avec $N=1$	117
IV.13	Courbes chargement-tassement avec $N=1$	117
IV.14	Courbes chargement-tassement Pour $u/B=0.5(GG)$; $u/B=0.5(AG)$	118
IV.15	Courbes chargement-tassement Pour $u/B=0.75(GG)$; $u/B=0.75(AG)$	118
IV.16	Courbes chargement-tassement Pour $u/B=1(GG)$; $u/B=1(AG)$	119
IV.17	Variation de BCR en fonction de u/B	119
IV.18	Courbes chargement-tassement avec $N=2$; $u/B=0.5$	120
IV.19	Courbes chargement-tassement avec $N=2$; $u/B=0.75$	120
IV.20	Courbes chargement-tassement avec $N=2$; $u/B=1$	121
IV.21	Variation de BCR en fonction de h/B avec $u/B=0.5$	121
IV.22	Variation de BCR en fonction de h/B avec $u/B=0.75$	122
IV.23	Variation de BCR en fonction de h/B avec $u/B=1$	122
IV.24	Courbes chargement-tassement avec $N=3$ (cas GG)	122
IV.25	Courbes chargement-tassement avec $N=3$ (cas AG)	122
IV.26	Courbes chargement-tassement avec $N=3$ (cas GG)	123
IV.27	Courbes chargement-tassement avec $N=3$ (cas AG)	123
IV.28	Courbes chargement-tassement avec $N=3$ (cas GG)	123
IV.29	Courbes chargement-tassement avec $N=3$ (cas AG)	123
IV.30	Variation de BCR en fonction de h/B avec $u/B=0.5$	124
IV.31	Variation de BCR en fonction de h/B avec $u/B=0.75$	124
IV.32	Variation de BCR en fonction de h/B avec $u/B=1$	124
IV.33	Courbes chargement-tassement $u/B=h/B=1$	125
IV.34	Courbes chargement-tassement $u/B=h/B=0.5$	125
IV.35	Courbes chargement-tassement $u/B=h/B=0.75$	126

IV.36	Variation de BCR en fonction de N avec $u/B=h/B=0.5$	126
IV.37	Variation de BCR en fonction de N avec $u/B=h/B=0.75$	127
IV.38	Variation de BCR en fonction de N avec $u/B=h/B=1$	127
IV.39	Courbes chargement-tassement Pour $u/B=1,h/B=0.5$	128
IV.40	Courbes chargement-tassement Pour $u/B=0.5$	128
IV.41	Courbes chargement-tassement Pour $u/B=0.75$	128
IV.42	Courbes chargement-tassement Pour $u/B=0.75,h/B=1$	128
A.1	Courbe chargement-déplacement	
A.2	Déformation du maillage	
A.3	Points plastiques	
A.4	Courbe chargement-déplacement.	
A.5	Déformation du maillage	
A.6	Points plastiques	
A.7	Courbe chargement-déplacement.	
A.8	Déformation du maillage	
A.9	Points plastiques	
A.10	Courbe chargement-déplacement.	
A.11	Déformation du maillage	
A.12	Points plastiques	

Liste des tableaux

Tableau	Titre	
I.1	Classification des techniques de renforcement suivant les éléments de renforcement utilisés	4
II.1	Résultats à partir des essais in-situ	40
II.2	Variation des facteurs de la capacité portante N_c et N_q et N_γ	46
II.3	Comparaison des valeurs de N_γ	47
II.4	Facteurs de la capacité portante basés sur l'analyse de Saran, Sud, et Handa	49
II.5	Valeurs critiques des paramètres géométriques d'après différents chercheurs	62
II.6	Coefficients de la capacité portante dus au renforcement (Michalowski ,2004).	77
III.1	Valeurs des paramètres de compressibilité et de gonflement λ et κ .	101
IV.1	Propriété de la couche de sol	109
IV.2	Propriétés des éléments du renforcement	110
IV.3	Programme d'essais réalisés	116

Principales notations

Lettres latines

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

M	Force de dimensionnement.
M_c , M_q , et M_y	Coefficients de la capacité portante dus au renforcement.
N	Nombre des nappes de renforcement.
N_y et N_c	Facteurs de la capacité portante
q_R et q	Charge par unité de surface agissant sur la fondation, correspondant à un Tassement s. respectivement avec et sans renforcement.
q₀	Capacité portante du sol non renforcé.
q_r	capacité portante du sol renforcé.
R_y	Résistance à la traction permise.
S	Force de cisaillement agissant sur le côté de l'élément
s	tassement de la fondation correspondant à un sol non renforcé.
T_t	Force de traction développée dans les nappes de renforcement.
T_f	résistance de dégagement
t	Force retenant les nappes de renforcement.
u	la distance entre la base de la fondation et la première nappe.
W	Largeur des nappes de renforcement.
X₀	Distance du point pour lequel t _{zx} est maximum.
z	Profondeur de renforcement.

Lettres grecques

φ_g	Angle de frottement sol-géogridde.
α	Angle de distribution des contraintes.
Ψ	Angle de dilatance.
Ø	Angle de frottement.
ΔB	Augmentation de la largeur de la fondation due à l'introduction des nappes.
σ	Contrainte normale.
τ	Contrainte de cisaillement.
Q₁	Charge à un certain déplacement.
q_u	Contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface).
σ_z	Contrainte verticale à la profondeur z.
τ_{xz max}	Contrainte de cisaillement maximale à la profondeur z.
v	Coefficient de Poisson.

y_1	Poids volumique du sol latéralement à la fondation.
γ_2	Poids volumique du sol sous la base de la fondation.
q_1	Résistance à la pointe
γ	Poids volumique du sol.
γ_{SEC}	Poids volumique sec.
γ_h	Poids volumique humide.
γ_t	Poids volumique du sol de la couche supérieure.
s_d	tassement

Introduction

Les géosynthétiques sont constituées de fibres polymères synthétiques et sont utilisées généralement pour remplir l'une des fonctions suivantes : séparation, renforcement, filtration, protection ou drainage. Ces fonctions sont complémentaires mais une est considérée comme la fonction principale par rapport aux autres. Les principaux types de géosynthétiques incluent géotextiles, géogrilles, géomembranes, géofilet et géocomposites.

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

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

Problématique

Pendant plusieurs années, la stabilisation des pentes des terres a devenu le domaine le plus intéressant de la mécanique des sols. Plusieurs techniques ont été suggérées pour améliorer la stabilité des pentes des terres et d'ici l'amélioration de la capacité portante. Parmi ces techniques on trouve, la modification de la géométrie de la surface en pente, traitement chimique, l'utilisation des sols renforcés ou l'installation des structures de soutènement comme les murs ou les pieux. Le succès réalisé dans les renforcements des faibles encaissements de chaussées par les géogrilles comme dans l'argile molle a fait l'objet d'une description par plusieurs auteurs Santani et Sonpal (1983), Tsukada (1993) et Alwaji (2001). Les recherches faites par Tsukada et al (1993) ont été consacrées au renforcement des fondations des chaussées par les géogrilles. La distribution des pressions ainsi que celle des tassements liés directement à l'épaisseur et à la configuration des couches de sol renforcées ont été rapportées par ces auteurs. Alwaji (2001), a étudié l'effet du renforcement d'un bloc de sable au dessus d'un sol affaissable, il a signalé que le taux de réduction de l'affaissement a atteint un seuil de 75% (après renforcement).

La majorité des travaux qui ont été réalisées se sont penchés à l'étude du comportement des fondations construites sur des sables en pente Huang et al (1994), (2001). Cependant, peu de travaux ont été consacrés à l'analyse du comportement d'une fondation filante reposant sur un sol frottant renforcé par des géogrilles supportant des ancrages en grille. Donc, ce travail s'intéresse aux quelques situations relative a la construction des fondations sur un sable en pente renforcé. L'étude portera aussi sur la variation des paramètres incluant la profondeur du sable renforcé, la position et le nombre des nappes des géogrilles et enfin l'introduction des ancrages en grilles.

Objectifs Du Travail Effectue

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

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

Donc, l'étude portera sur la variation des paramètres incluant la profondeur du sable renforcé, la position et le nombre des nappes des géogrilles et enfin l'introduction des ancrages en grilles au niveau des géogrilles.

Les facteurs qui seront considérés sont :

- ✓ Le nombre des nappes de renforcement (N).
- ✓ La distance entre la base de la fondation et la première nappe :(u).
- ✓ La distance entre les nappes :(h).
- ✓ La Longueur du géogrille : (l).
- ✓ La distance entre la semelle et la crête (b).

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

Plan du mémoire

Le présent mémoire est composé de quatre chapitres ; y compris une introduction générale et une conclusion.

- Une introduction générale concernant le travail effectué est présentée.
- Des méthodes d'améliorations des sols (horizontales, pentes) ont été traités au ***premier chapitre***.
- ***Le chapitre 2*** : présente une synthèse bibliographique liée à l'étude de la capacité portante des sols de fondation non renforcé sur des terrains en pentes. Ainsi des études expérimentales, analytiques et numériques de la capacité portante des sols de fondation renforcée par des géogrilles ont été aussi abordées.
- ***Le troisième chapitre*** est consacré à la description générale de l'outil de calcul (plaxis) ainsi que les modèles de comportement utilisés. Un aperçu sur la méthode des éléments finis a été abordé aussi dans ce chapitre tout en montrant l'importance de celle-ci dans la résolution des problèmes complexes de géotechnique.
- ***Au chapitre 4***, le modèle géotechnique établi pour cette étude est présenté. Les résultats obtenus sont également présentés et analysés dans ce chapitre. L'interprétation des résultats fait également appel aux résultats d'essais réalisés au laboratoire sur modèle réduits disponibles avec lesquels les résultats numériques obtenu 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

Améliorations des sols

I-1- Introduction

Les méthodes d'amélioration des sols sont l'une des outils dont dispose l'ingénieur pour résoudre les problèmes de stabilité ou de déformations qu'il rencontre lors de l'élaboration d'un projet. De nombreuses techniques ont été développées par les ingénieurs géotechniciens au cours du 20^{ème} siècle. Elles permettent l'amélioration des caractéristiques géotechniques et les propriétés mécaniques des terrains, et, sont jugées efficaces.

Certaines de ces méthodes sont très anciennes, comme le battage de pieux de bois dans les sols de faible portance, d'autres sont plus récentes, comme les méthodes d'injection, de pilonnage ou de congélation. Elles ont connu, depuis une vingtaine d'années un développement considérable et sont maintenant utilisées comme un élément à part entière des projets.

Il existe une très grande variété d'éléments de renforcement utilisés dans la pratique et que l'on classe généralement suivant leur forme géométrique ; unidimensionnelle (linéaire), bidimensionnelle ou tridimensionnelle. En outre, un grand nombre de matériaux constitutifs sont possibles : acier, fibres de verre, géotextiles et produits apparentés (matières plastiques), etc. Il est à noter que les renforcements bidimensionnels et tridimensionnels, du fait de leur géométrie, ne peuvent être utilisés qu'avec des sols rapportés. **Le tableau I.1** donne une classification des principales techniques de sol renforcé en fonction de la géométrie des renforcements et du type de sol (sol rapporté en place).

TABLEAU I.1 - Classification des techniques de renforcement suivant les éléments de renforcement utilisés			
type de sols	techniques de renforcement des sols		
	renforcements unidimensionnels (linéaires)	renforcements bidimensionnels	renforcements tridimensionnels
sols rapportés	terre armée (armatures métalliques)	treillis métalliques horizontaux	micro renforcements (disquettes, plaquettes)
	procédé freyssis sol (armatures en matière synthétique : paraweb)	mur tervoile (treillis verticaux)	fibres (métalliques, geosynthétiques)
	mur vsl (bandes de treillis métalliques)	nappes en geosynthétiques (géotextiles, geogrilles, géocomposites)	Texsol (fil continu)
		procédés utilisant des pneus (pneusol, arma-pneusol, pneutex)	
sols en place	micropieux (groupes ou réseaux)		
	clouage en soutènement et en pente		

Tableau I.1 - Classification des techniques de renforcement suivant les éléments de renforcement utilisés.

I-2- Méthodes D'amélioration Des Sols

I-2-1- Procédés Physiques

I-2-1-1- Préchargement

Cette méthode est utilisée sur des terrains dont le tassement va se prolonger durant plusieurs années. On applique généralement ces méthodes sur des mauvais terrains de composition principalement argileuse. Le principe consiste à surcharger le terrain afin qu'il se tasse naturellement

Le préchargement des sols s'opère selon les mêmes principes dans le cas des sols fins ou grenus. Le mode de réalisation est le même, mais la perméabilité élevée des sols grenus permet d'obtenir l'amélioration souhaitée dans des délais beaucoup plus brefs que les sols fin et surtout argileux.

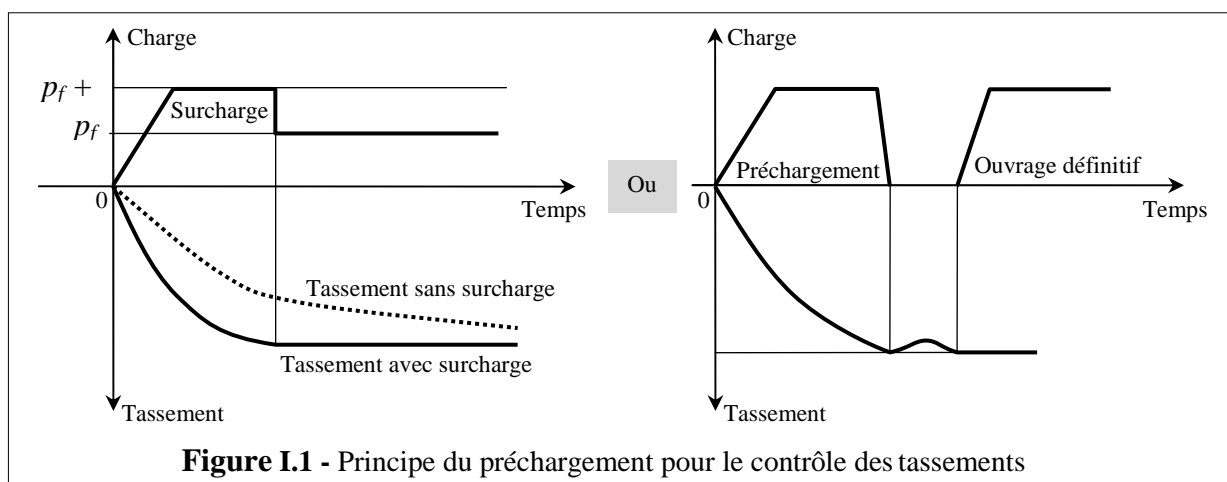
Principe

Cette technique consiste à placer sur le terrain une charge égale à la charge définitive

« p_f » augmentée éventuellement d'une surcharge « P_s » qui assure tout ou partie des effets suivants :

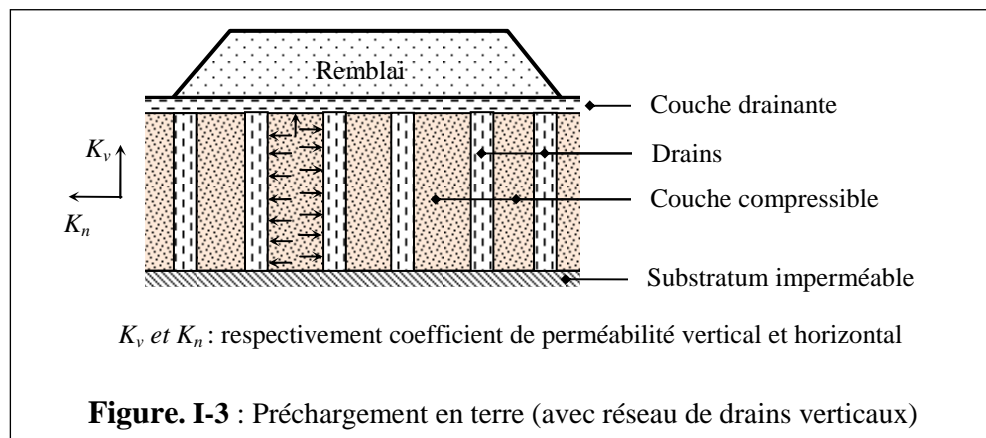
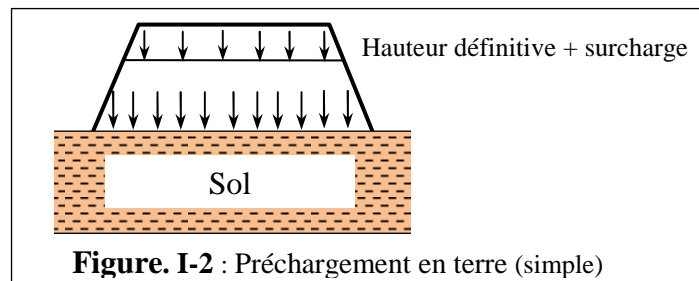
-Produire un développement rapide des tassements de consolidation primaire et accélérer l'apparition et le développement des tassements de compression secondaire ; on peut rendre ainsi le sol traité plus rapidement constructible, sans redouter à moyen ou à long terme des tassements absolus ou différentiels importants.

-Augmenter la résistance au cisaillement et la capacité portante du massif de sol, ce qui peut être utilisé pour une construction par étapes.



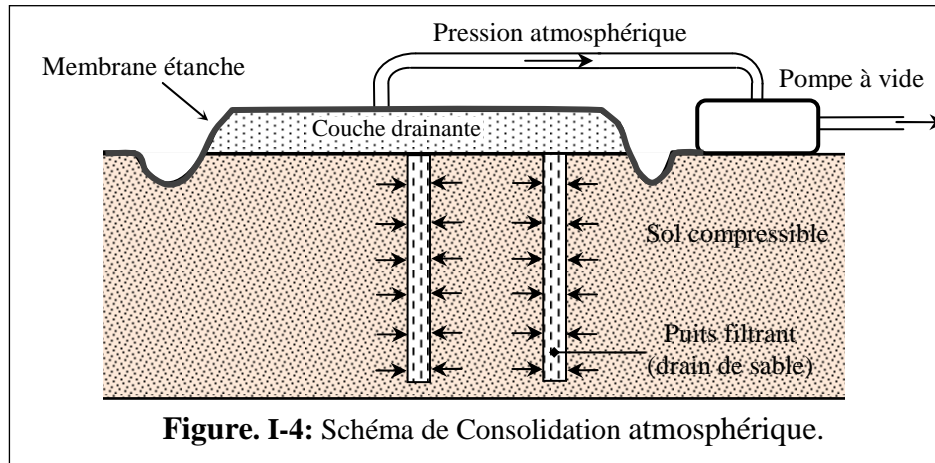
I-2-1-1-a- Surcharge En Terre

Lorsqu'un projet est déterminé, on met en place sur le terrain un volume de remblai correspondant à la future charge de l'ouvrage. Sur des sols saturés à très faible perméabilité, ce procédé va permettre l'évacuation de l'eau interstitielle du terrain. La qualité du tassement est directement proportionnelle à la durée du préchargement. De plus, la lenteur des phénomènes permet le déchargement du terrain pendant la construction sans risque de gonflement et de retour à l'état initial du terrain (phénomènes élastiques). Lors de la mise en place de ce procédé, une couche de sable est préalablement installée pour épouser les déformations du sol sous jacent et contribue à l'évacuation de l'eau qui peut arriver à la surface. Sur des sols très peu perméables, on peut associer le préchargement à un réseau de drains verticaux afin de faciliter l'évacuation de l'eau. Avec un repère préalablement fixé, on mesure régulièrement le tassement du sol et, lorsqu'il a atteint une valeur considérée acceptable, on peut décharger et exécuter la construction des fondations superficielles. En général, si la hauteur du mauvais terrain dépasse 5 mètres, on prévoit après le chargement un système de fondation en radier car il reste des risques de tassement différentiels.



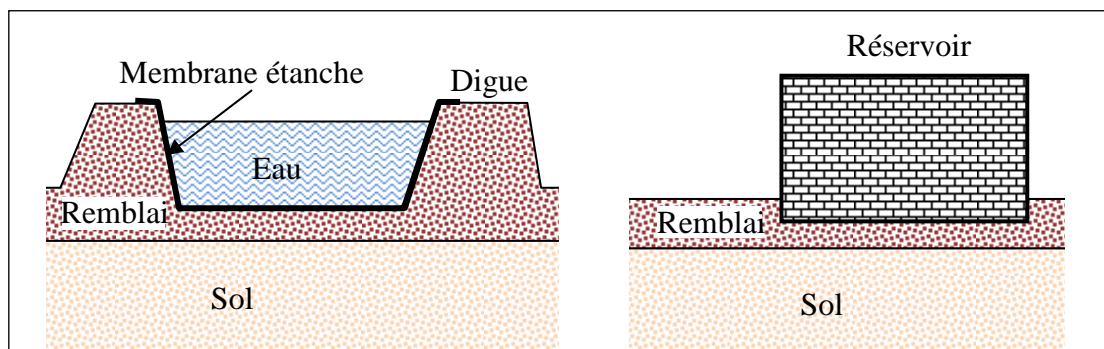
I-2-1-1-b- Consolidation Atmosphérique

C'est une variante du préchargement par du remblai. Cette méthode est de type isotrope. Elle permet une amélioration des caractéristiques du sol et la rupture et le fluage latéral sont impossibles. Le terrain est recouvert par une membrane étanche sous laquelle on fait le vide : le sol est ainsi chargé par la pression atmosphérique. Ce système est toujours couplé à un réseau de drainage vertical et parfois horizontal.



I-2-1-1-c- Consolidation Par L'inondation

Une digue en terre est édifé autour de la zone à surcharger et le bassin ainsi créé est étanché par une membrane souple (élastomère ou plastique armé) puis rempli d'eau. Ce système nécessite une hauteur d'eau deux fois supérieure à la hauteur du remblai qui aurait été nécessaire, c'est pourquoi cette méthode est intéressante seulement si l'eau est gratuite et à faible distance (eau de mer par exemple).



Lors de l'exécution du projet après un préchargement, il faut tenir compte de la décompression des terrains entre les points d'appuis de l'édifice en intégrant, par exemple, des petits vides sanitaires (hauteur décimétrique).

Pour tous les travaux de chargement dont la durée est mensuelle, il faut prendre des précautions avec le mouvement annuel des nappes. La qualité du tassement sera différente en fonction de la hauteur du niveau piézométrique.

Le contrôle de l'amélioration du sol est réalisé en général au moyen d'essais au pénétromètre ou au pressiomètre régulièrement répartis sur le site, et comparés à des essais réalisés avant traitement dans les mêmes zones. On peut aussi contrôler l'augmentation de la densité du sol en réalisant des diagraphies.

I-2-1-2- Drainage

Dans les dépôts de sols fins, les vitesses de consolidation sont en général très faibles parce que l'eau interstitielle doit parcourir un long chemin pour sortir du massif de sol. Il s'ensuit que les tassements peuvent durer pendant de longues périodes (plusieurs mois ; années ou dizaines d'années, suivant les sites), ce qui est souvent inacceptable, tant pour les ouvrages définitifs que pour les opérations de préchargement. La mise en place des réseaux drainants dans le massif de sol (drains verticaux ou tranchées drainantes) réduit la distance que l'eau doit parcourir pour atteindre une surface drainante et sortir du sol fin, ce qui a un effet très bénéfique sur les temps de consolidation.

La technique de drainage la plus fréquemment employée consiste à mettre en place un maillage régulier (maille triangulaire ou carrée) des drains verticaux (**figure-I-6**). Jusqu'au début des années 80, les drains verticaux étaient en général des drains de sable, réalisés par diverses techniques :(battage, vibrofonçage). À partir des années 80, la part des drains préfabriqués en forme de bandes de 10 cm de largeur et quelques millimètres d'épaisseur a augmenté de façon très rapide. Ces drains comportent, en général, une partie centrale (l'âme) assurant la circulation de l'eau le long du drain et une gaine filtrante en géotextile ou en papier. Une structure unique peut aussi jouer à la fois le rôle de filtre et de canal. Les drains préfabriqués sont habituellement mis en place par fonçage à l'intérieur d'un mandrin tubulaire, de section toujours supérieure à celle du drain. La longueur des drains peut atteindre plusieurs dizaines de mètres.

Le drainage peut être également réalisé par des tranchées de quelques dizaines de centimètres de largeur et de quelques mètres de profondeur remplies de matériau perméable. Cette technique est plus rarement utilisée.

Les sols traités par des réseaux drainants sont toujours recouverts d'une couche drainante de 0,5 à 1 m d'épaisseur. Cette couche est souvent mise en place avant les drains, pour permettre la circulation des engins sur le chantier. Elle peut être partiellement remplacée par une ou plusieurs nappes de géotextiles.

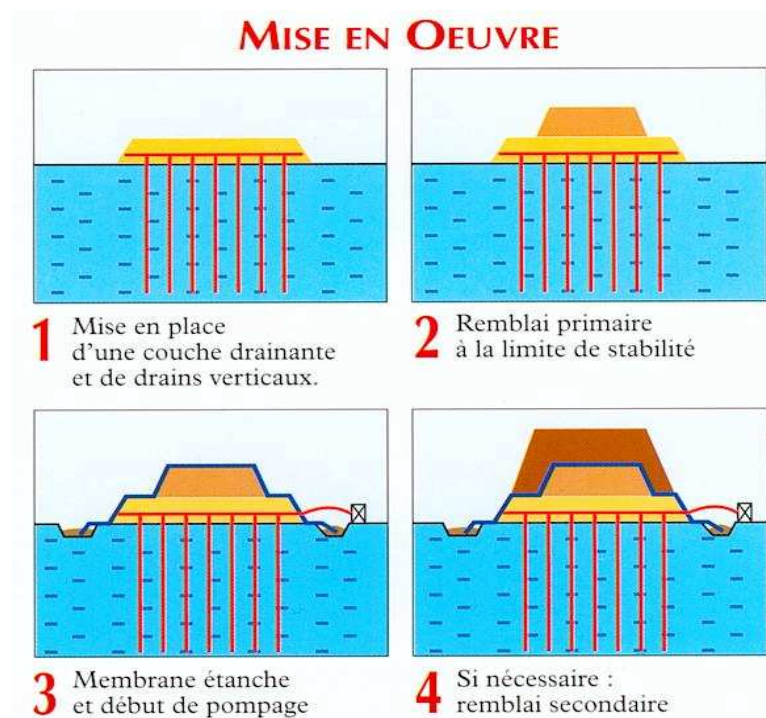


Figure. I-6 : Schéma de Consolidation par des drains.

I-2-1-3-Renforcement Par Inclusions

A)-Inclusions souples

Il existe plusieurs techniques pour la réalisation d'inclusions souples (Dhouib et Blondeau 2003); que ce soit par la chute libre d'énormes masses (plots ballastés pilonnés), par fonçage ou battage d'un tube obturé provisoirement ou ouvert à sa base (colonnes pilonnées), ou par la descente d'un vibreur en utilisant un fluide (air ou eau) de lançage (colonnes vibrées). Ces techniques permettent, soit d'excaver une partie du sol en place, soit de le refouler latéralement afin d'améliorer globalement ou ponctuellement ses caractéristiques géotechniques. Ces

principales techniques de mise en œuvre, classées dans les catégories ci-après, sont fonction des conditions géotechniques autorisant leur utilisation ainsi que des améliorations souhaitées.

Parmi ces inclusions on a :

- plot ballasté pilonné ;
- colonne pilonnée ;
- colonne vibrée.

Les techniques des plots ballastés pilonnés ainsi que de la vibroflottation sont évoquées dans ce paragraphe bien que le terme de colonne ballastée au sens strict soit lié aux deux autres techniques (colonnes pilonnées ou vibrées).

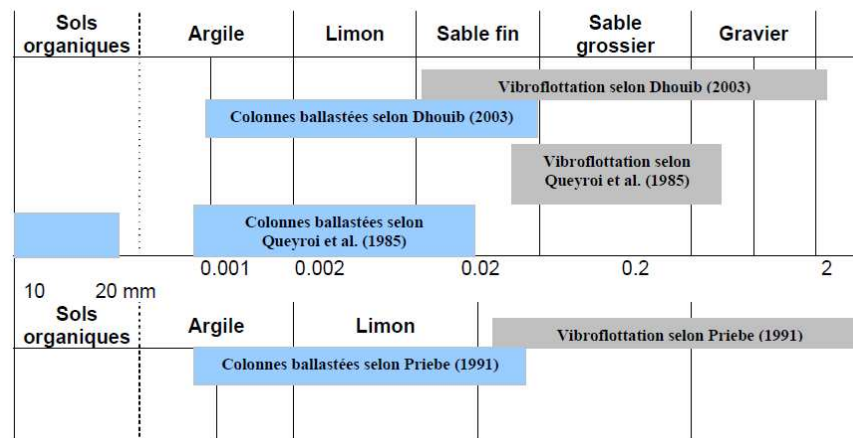


Figure I-7 : Domaine D'application des colonnes.

A-1-Plot ballasté pilonné

Le principe de cette technique (**figure I-8**) est le renforcement du sol cohérent compressible par la création des colonnes, jusqu'à environ 8 m de profondeur, de 2 à 3 mètres de diamètre, par matériaux frottant très compactés. Les colonnes ainsi formées sont appelées plots ballastés pilonnés. La mise en œuvre s'effectue à l'aide de grues à chenilles, proches de celles utilisées pour le compactage dynamique réservé aux sols pulvérulents. Les plots ballastés vont pénétrer dans le sol par pilonnage, à l'aide d'une masse de 15 à 30 tonnes, en chute libre de 10 à 30 mètres. L'emplacement du plot est préparé par une préxcavation qui va être partiellement remplie d'un bouchon de matériaux que le pilonnage fera descendre à la profondeur voulue. Le plot est ensuite rechargé puis compacté par phases successives.

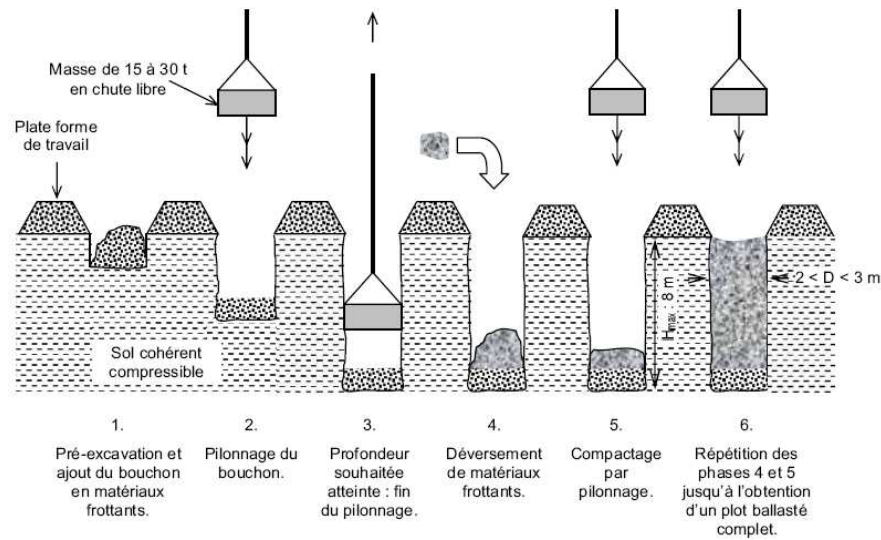


Figure I.8 : Schéma de principe pour la réalisation d'un plot ballasté pilonné.

A-2-Colonne ballastée vibrée

Cette technique est employée afin d'introduire un matériau granulaire (ballast) dans des sols cohérents car le ballast a de meilleures caractéristiques mécaniques que le sol. Par ailleurs, ce dernier ne peut pas être densifié sous la seule action de la vibration. Les colonnes sont constituées de matériaux granulaires, non cohérents, mis en place par refoulement dans le sol et compactés par passes successives remontantes

Il existe plusieurs modes de construction des colonnes ballastées vibrées en tenant compte du fluide de lançage, air ou eau.

-colonne ballastée par voie sèche.

-colonne ballastée par voie humide.

A-2-1-Colonnes ballastées par voie sèche

- La machine est mise en station au dessus du point de fonçage, et stabilisée sur ses vérins.

- Un chargeur à godet assure l'approvisionnement des agrégats.

- Le contenu de la benne est vidé dans le sac. Après sa fermeture, l'air Comprimé permet de maintenir un flux continu de matériau jusqu'à l'orifice de sortie.

- Le vibreur descend, en refoulant latéralement le sol, jusqu'à la profondeur prévue, grâce à l'insufflation d'air comprimé et à la poussée sur l'outil.
- Lorsque la profondeur finale est atteinte, le vibreur est légèrement remonté et le matériau d'apport se met en place dans l'espace ainsi formé. Puis le vibreur est redescendu pour expanser le matériau latéralement dans le sol et le compacter.
- La colonne est exécutée ainsi, par passes successives, jusqu'au niveau prévu.

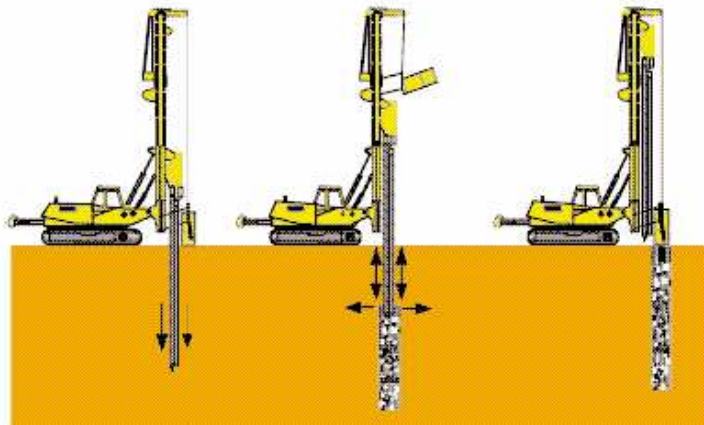


Figure I.9 : Schéma de réalisation d'une colonne ballastée par voie sèche.

A-2-2-Colonnes ballastées par voie humide

- Afin de réaliser la colonne ballastée, le vibreur avec le tube prolongateur sont placés au dessus du point projeté.
- Après démarrage du moteur, le vibreur descendu lentement.



Figure I.10 : Schéma de placement du vibreur avec les tubes prolongateurs au dessus du point projeté.

- Dès le début de l'opération, le sol est saturé en eau et les vibrations de l'outil génèrent un phénomène local et temporaire de liquéfaction du sol.



Figure I.11: Liquéfaction du sol.

- Le vibreur, avec les tubes de rallonge, descend alors rapidement dans le sol sous l'effet de son propre poids.

- Lorsque la profondeur de traitement requise est atteinte, le lançage à eau est réduit, de telle façon que l'espace annulaire autour du vibreur et ses extensions reste ouvert grâce à la pression hydrostatique.

- Les matériaux d'apport sont alors introduits dans le trou pendant que l'alimentation permanente en eau assure que les matériaux atteignent bien la base du vibreur et que les particules fines du sol en place soient bien évacuées hors du trou.



Figure I.12: Introduction du ballaste dans le trou.

- En remontant et redescendant le vibreur de façon contrôlée par passes successives jusqu'à la surface, le matériau d'apport est expansé et compacté dans le sol en place pour former la colonne ballastée.



Figure I-13: Réalisation des colonnes ballastées.

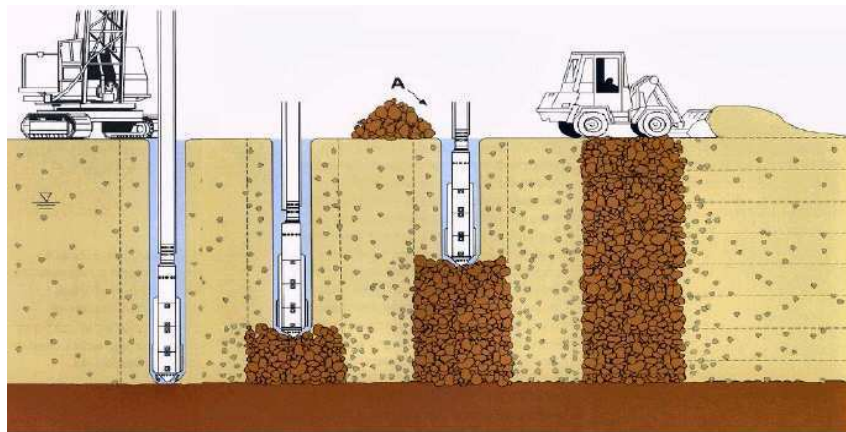


Figure I.14 : Schéma de réalisation d'une colonne ballastée par voie humide

A-3- Colonnes pilonnées

Ce type de colonne fait appel à une technique utilisée pour les colonnes de sable largement employées dès leur origine au Japon (Aboshi et al 1991) ,(Barksdale et Takefumi, 1991) . La procédure de construction (**figure I.15**) consiste à faire pénétrer dans le sol, par battage, fonçage ou vibrofonçage, un tube métallique, provisoirement obturé ou ouvert à sa base, puis à compacter, en utilisant un pilon, un mélange de sable et de ballast préalablement déversé dans le tube. Si le tube est fermé à sa base, le terrain est alors refoulé lors de la pénétration du tube, sinon, le terrain doit être extrait par forage avant l'introduction et le pilonnage du ballast. L'effet bénéfique de ce mode de mise en œuvre des colonnes provient du fait que le trou formé ne peut s'affaisser compte tenu de la présence permanente du tube. Cependant, les vibrations induites lors

du battage ou fonçage du tube et du pilonnage du ballast ne permettent pas l'utilisation de cette méthode de construction dans des argiles sensibles.

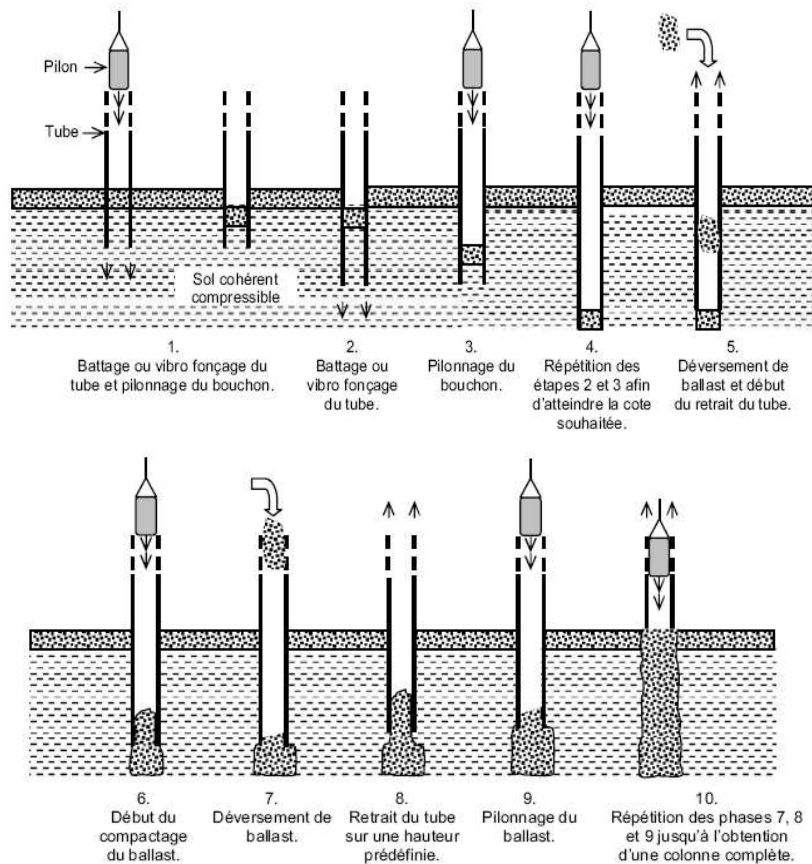


Figure I.15: Schéma de principe pour la réalisation d'une colonne pilonnée.

B) -Inclusions Rigides

Utilisable pour fonder les ouvrages ponctuels, linéaires ou de grande surface sur sols compressibles de toute nature, ce procédé permet d'améliorer la capacité portante initiale du sol.

La technique consiste à réaliser sous une fondation le nombre nécessaire d'inclusions pour atteindre la sécurité et le tassement recherché.

Différents modes de mise en place (forage avec ou sans refoulement, battage, vibration) et différents types de matériaux (béton ou mortier, gravier, mélange sol/ciment) sont utilisables pour réaliser au meilleur coût un système de fondations superficielles à rigidité adaptée au sol environnant.

Le renforcement par inclusions rigides verticales est envisagé pour des ouvrages de types remblais, dallages, silos... ; Lorsque le sol est trop compressible et ne peut pas supporter les tassements importants de l'ouvrage à construire.

On caractérise le renforcement par inclusions rigides verticales par la combinaison entre les inclusions qui assurent le renforcement et une plateforme de transfert de charge disposée entre le réseau d'inclusions et l'ouvrage ; cette plateforme assure la répartition de la charge entre les inclusions et le sol compressible (**figure I.16**). Les inclusions peuvent être de différentes natures et construites par différentes méthodes.

Ce type de fondation peut être défini par le fait que la charge s'applique simultanément aux têtes d'inclusions et au sol compressible, ce qui différencie des méthodes de fondation traditionnelles. Le dimensionnement du réseau d'inclusions et de la plateforme de transfert de charge doit être tel que la part transmise aux inclusions soit beaucoup plus grande que celle transmise au sol.

Le rôle des inclusions est de transmettre la charge due au poids de l'ouvrage et les charges de service vers le substratum afin de réduire ou même annuler les tassements. Pour cela, les inclusions sont posées sur la couche dure ou légèrement ancrées dans celle-ci. Les inclusions peuvent aussi être coiffées par une tête plus large afin d'augmenter le taux de couverture et optimiser l'efficacité du dispositif. Les inclusions sont mobilisées d'une part par la charge directement appliquée sur leur tête mais aussi par l'effet d'accrochage du sol encaissant lorsque celui-ci tasse sous le chargement appliqué par le poids de l'ouvrage.

La plateforme de transfert de charge a un rôle tout aussi important puisque les mécanismes assurant la répartition de la charge s'y développent. Cette plateforme peut être composée de matériaux granulaires traités ou non traités ; elle peut être renforcée ou non par une ou plusieurs nappes géosynthétiques.



Figure I-16 : Mise en place des inclusions rigides.



Figure I-17 : Têtes d'inclusions avant l'édification du remblai.

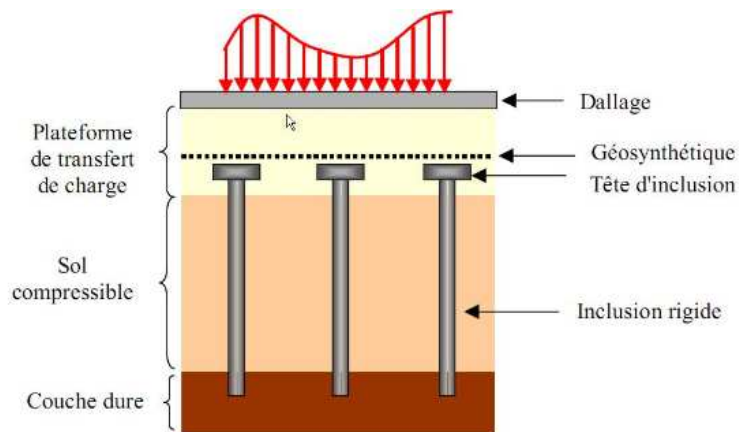


Figure I.18: Schéma de principe d'un renforcement par inclusion rigides verticale.

I-2-1-4 Méthodes Par Ondes De Chocs Ou Vibrations

L'utilisation d'effet d'onde de choqe ou de vibrations facilite la rupture des contacts Intergranulaires, permettant ainsi, grâce à l'action de la pesanteur et / ou de surcharges, d'obtenir un meilleur enchevêtrement des grains et par conséquent une compacité supérieure.

A- Le Compactage Intensif

Le pilonnage intensif est obtenu par des chocs superficiels. Un pilon de 10 à 40 tonnes et d'une section de 4 à 6 m² tombe toutes les 30 secondes d'une hauteur de 14 à 40 mètres. Le résultat obtenu dépend de l'énergie mise en œuvre. Le déroulement à lieu par passe successif 8 en général), séparées par un intervalle de quelques jours. Sous les premier chocs, le sol se tasse

immédiatement de 40 cm à 1.5 mètres et est densifié sur une épaisseur de 8 à 12 mètres. On termine l'opération quand le tassement entre deux phases devient très faible.

Cette méthode s'applique sur des sols compressibles très variés : remblais en tout venant ; remblais poubelliers, sable lâche, tourbes (limon) ...etc.

Les phases de pilonnage provoquent souvent des surpressions interstitielles qui mettent un certain temps à se dissiper. (par filtration vers la surface). Il devient indispensable d'attendre la dissipation de ces surpressions avant d'effectuer une nouvelle phase, et parfois, d'installer un réseau de pompage afin de drainer les eaux de surface.

Le programme de pilonnage (énergie, nombre de phases, délai) s'établit à partir d'indications relatives au projet et au sol. La condition majeure étant la capacité du terrain à supporter des engins de travaux relativement lourds). Il est nécessaire pendant les travaux de suivre l'évolution du terrain afin d'éviter le soulèvement des sols voisins ou l'ébranlement de constructions voisines. Par exemple, cette méthode n'est pas applicable en site urbain.

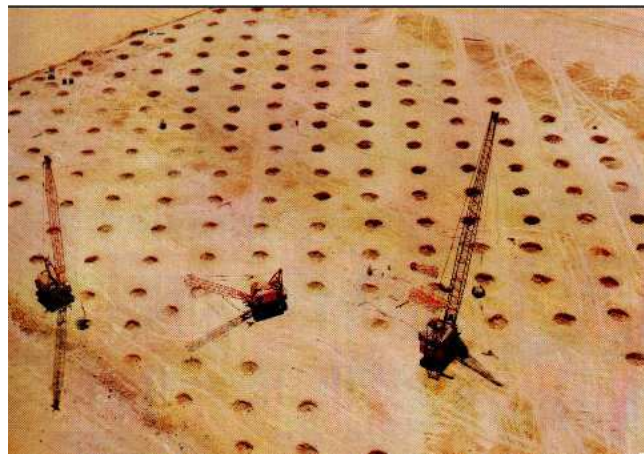


Figure I.19: Chantier de compactage intensif.

B - Vibrocompactage

Cette technique est utilisée depuis les années trente. Elle consiste à provoquer une vibration entretenue dans le sol au moyen d'une aiguille vibrante (**figure I.20**). Cette vibration provoque une densification du matériau qui se traduit par l'affaissement du sol autour du vibreur.

Les vibreurs actuellement utilisés comportent, à l'intérieur de l'aiguille vibrante, un ou plusieurs balourds entraînés par un moteur hydraulique ou électrique. Leur puissance est de l'ordre de 75 à 150 kW. L'appareil est suspendu à un engin de levage et s'introduit dans le sol

sous l'effet de son propre poids et de la vibration, avec éventuellement un lançage à l'air ou à l'eau, comme dans le cas des colonnes ballastées.

L'aiguille vibrante est descendue jusqu'à la base du sol à traiter, puis le vibreur est remonté lentement par une succession de mouvements verticaux. Le compactage est suivi en observant l'énergie consommée par le vibreur. L'opérateur peut modifier la fréquence des vibrations afin d'améliorer l'efficacité du compactage. On peut, dans certains cas, faire un apport de matériaux grenus, notamment pour jouer le rôle de drains en cas de séisme et lutter contre la liquéfaction des sables lâches. En fin de traitement, une finition de surface doit être réalisée, par réglage et compactage superficiel.

Des techniques voisines sont quelquefois employées : vibration de palplanches ou de profilés métalliques divers, par exemple.



Figure I.20 : Chantier de Vibrocompactage.

I-2-2- Procèdes Chimiques

I-2-2-a Colonnes de sol traité en place

Dans le cas des argiles molles peu consistantes et des limons, on peut réaliser des colonnes de sol traité en place. La technique a été développée pour les argiles sensibles, avec un traitement à la chaux. Le mélange de la chaux avec le sol en place se fait au moyen d'une machine de forage équipée d'une tarière spéciale. Les colonnes produites ont un diamètre de 50 cm et une longueur maximale de 15 m (**Figure I.21**). Les colonnes de sol traité à la chaux sont utilisées pour :

- Renforcer les fondations argileuses supports de remblais ou de bâtiments légers.
- Conforter des glissements de versants naturels.
- Réaliser des ouvrages de soutènement.

Suivant les besoins, on peut utiliser aussi du ciment, dont la cinétique de prise est différente de celle de la chaux.

Une technique semblable a été développée au Japon, où elle est utilisée principalement pour les travaux de construction portuaire. On a réalisé des colonnes atteignant 1,75 m de diamètre et 60 m de profondeur.

Une variante de ces procédés, développée récemment en France, permet de réaliser des colonnes de matériau traité et compacté dotées de résistances élevées sans que l'on ait besoin de charger le massif de sol traité. Cette technique est utilisée, en particulier, pour le traitement des talus instables.

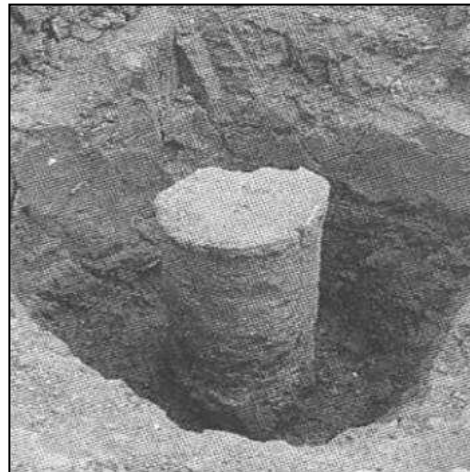


Figure I.21 : Colonne de sol traité à la chaux.

I-2-2-b Compactage Statique En Profondeur

L'introduction en force de mortier ou de béton spécial (micro béton) dans un massif de sol meuble, à partir de forages, permet de provoquer la densification du sol naturel sans détruire sa structure ni l'imprégner (**figure I.22**). Outre la densification de la masse du sol entre les forages, on obtient en plus des colonnes de matériau plus résistant, qui reprennent une partie des charges appliquées au massif de sol. L'injection s'effectue à partir de forages primaires, secondaires et éventuellement tertiaires, selon un maillage adapté au problème à résoudre. Le tube d'injection est descendu dans un forage de diamètre voisin de 10 cm.

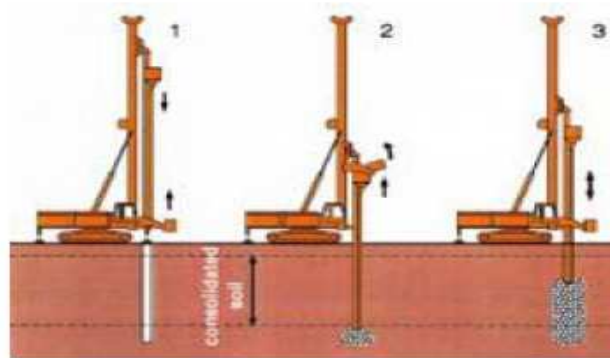


Figure I.22 : Principe du compactage statique en profondeur.

I-2-2-c Amélioration Temporaire Par Congélation

La méthode de renforcement temporaire des sols par congélation, développée principalement pour les matériaux grenus (sables, graviers), C'est une technique de consolidation provisoire des terrains aquifères. (Pas nécessairement saturés), permettant ainsi de creuser des puits relativement profonds. La congélation de l'eau interstitielle d'un sol produit un matériau dont les propriétés sont temporairement améliorées tant que la congélation est entretenue. La congélation à également pour effet de rendre le sol imperméable et de faciliter les travaux de terrassements ou de construction sous le niveau de la nappe. Ces propriétés en font une technique d'amélioration provisoire très efficace, mais dont l'emploi reste limité en raison de son coût élevé.

La congélation des terrains aquifères instables est un procédé ancien, à caractère provisoire, employé pour le creusement de fouilles, de puits ou de galeries, qui permet également le "sauvetage" d'ouvrages à la suite d'incidents ; Elle rend le sol étanche et résistant.



Figure I.23 : Renforcement temporaire d'une galerie par congélation.

I-3 Quelques Méthodes De Renforcement Des Pentes

I-3-1 Le renforcement des talus par le clouage

On désigne sous cette appellation une technique de renforcement des sols in-situ par des inclusions métalliques linéaires pouvant travailler aussi bien en traction qu'en cisaillement et en flexion. Ce procédé qui s'inspire de la technique de boulonnage des galeries en mécanique des roches, s'est principalement développé depuis une dizaine d'années environ dans deux domaines le soutènement d'excavation (**Figure I.24**) et la stabilisation des pentes.

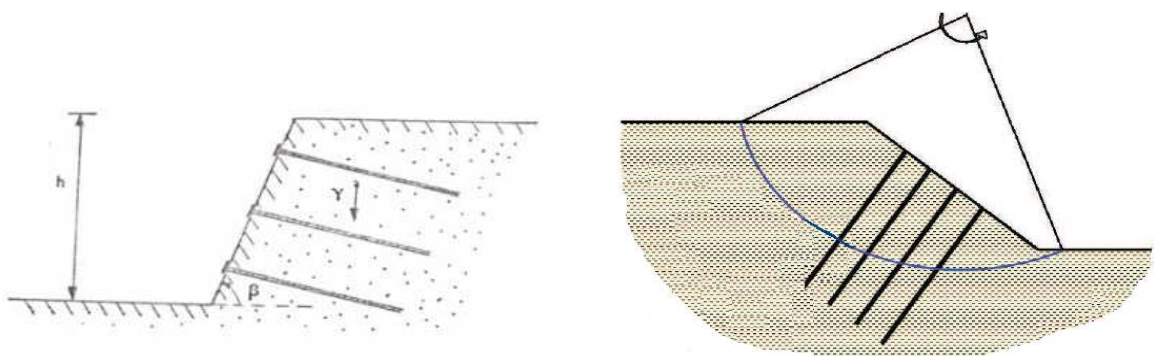


Figure I.24: Renforcement des talus par le clouage en surface de rupture.

Le clouage des pentes consiste à solidariser par l'intermédiaire des clous les parties instables du massif avec un substratum fixe, Les inclusions sont souvent simplement battues et placées le plus perpendiculairement possible par rapport à la surface de glissement potentielle ou déclarée. Elles travaillent alors essentiellement par cisaillement. Par rapport au soutènement des excavations, qui utilisent des inclusions d'inertie moindre, le clouage des pentes fait appel à des inclusions de nature et d'inertie différentes: (micropieux, palplanches, profilés métalliques, pieux et barrettes en béton armé). Aussi, en fonction de la rigidité relative clous-sol, les inclusions peuvent subir des déformations se traduisant par des déplacements relatifs importants par rapport au sol. Des efforts de traction et de cisaillement sont susceptibles d'apparaître comme pour les soutènements cloués.

I-3-2 La Terre Armée

Historiquement la terre armée représente la première technique de renforcement d'un sol qui ait connu un développement remarquable à l'échelle industrielle depuis son invention par (**H .Vidal**) au début des années soixante. Elle ouvrait en effet à l'époque la possibilité d'apporter des solutions techniquement fiables a un certain nombre de problèmes difficiles auxquels étaient confrontés les ingénieurs (nécessité de construire des remblais d'autoroutes de grande hauteur et d'en assurer la stabilité).

Le principe de la terre armée rappelle celui du béton armé (d'ou son nom). Tout comme ce dernier, il s'agit d'un matériau composite résultant de l'association de terre et d'armatures, celles-ci étant le plus souvent des bandes métalliques susceptibles de reprendre des efforts de traction importants (**Figure I.25**). Ce procédé présente l'avantage de pouvoir améliorer de manière simple et donc économique les propriétés mécaniques du matériau de base (sol) en ne le renforçant que dans les directions où il est le plus sollicité.



Figure I.25: Principe de la terre armée (d'après Schlosser 1983).



Figure I.26: Pose de la "peau"



Figure I.27: Renforcement d'un talus

Les sols naturels présentent en effet généralement des résistances très faibles aux efforts de traction, voire nulles dans le cas de sols pulvérulents (sable sec). C'est la mobilisation du frottement entre la terre et les armatures qui interviennent en tant que phénomène essentiel dans le fonctionnement de la terre armée. Le sol transmet ainsi aux armatures par le biais de l'adhérence les efforts qui se développent dans la masse de l'ouvrage sous l'action de son chargement. Les armatures sont alors mises en traction et tout se passe comme si la terre possédait dans les directions où sont placées les armatures par cohésion directement proportionnelle à leur résistance en traction. Ce résultat a été amplement mis en évidence à la fois d'un point de vue théorique et expérimentale, notamment par de très nombreux essais effectués à l'appareil triaxial sur des éprouvettes de sable armé par des disques métalliques (Schlosser et Long, 1973, Long et Col 1972).

De nombreux ouvrages en terre armée ont été réalisés à ce jour à travers le monde. Ceci s'explique fondamentalement par la facilité et la rapidité de mise en œuvre de ce matériau. Dans le cas d'un renforcement des talus par exemple, la construction se fait par couches de remblai d'environ 20 à 30 cm d'épaisseur éventuellement compactées, après mise en place des éléments de peau et du lit d'armatures correspondants.

I-3-3 Le Renforcement Des Talus Par Les Geosynthétiques

Les géosynthétiques sont des produits employés principalement dans le domaine de la géotechnique et sont constitués de fibre textile. Mais la plupart des géosynthétiques et produits

apparentées sont constitués de fibres polymères synthétiques et s'est pourquoi ils sont souvent appelées géosynthétiques. On distingue les géotextiles et les produits apparentés.

Les géotextiles et les produits apparentés se différencient non seulement par leur élément constituant : la fibre, mais aussi par leur structure, qui résulte du procédé de fabrication.

A- Les Géotextiles

A-1) Un non-tissé : est un géotextile se présentant sous forme d'une feuille manufacturée, constituée d'un voile ou d'une nappe de fibres, orientées selon une direction ou distribuées au hasard, et dont la liaison peut être de différents types



Figure I.28: Type d'assemblage des fibres (non tissé).

A-2) Un tissé : Fait de séries de fils perpendiculaires combinés de façon systématique (exemple : des tissus utilisés pour des chemises, des voiles de bateau, les bâches).



Figure I.29: Type d'assemblage des fibres (tissé).



Figure I.30: Talus renforcé par géotextile.

B- Les Geogrilles

Sont des geosynthétiques dont la fonction est le renforcement des sols.

Une géogrille est une structure plane à base de polymère, constituée par un réseau ouvert et régulier d'éléments résistants à la traction et pouvant être assemblés par extrusion, par collage ou par entrelacement, dont les ouvertures ont des dimensions supérieures à celles des constituants et permettant le confinement du sol.

La grandeur des mailles varie généralement de 1 et 10 cm pour permettre la pénétration des gros éléments du sol, et la création d'un effet d'imbrication de ces constituants dans la géogrille. Pour obtenir l'effet de renforcement il est nécessaire que les gros éléments s'imbriquent de la moitié de leur volume dans la maille. Les géogrilles sont le plus souvent utilisées pour le renforcement de sols peu cohérents avec un squelette de granulométrie élevés.

Les géogrilles sont aussi plus souvent utilisées pour le renforcement des sols incohérents et des corps du sol à gros grains.

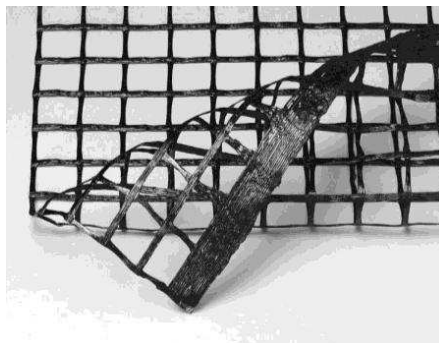


Figure I.31: Une géogrille.

B-1 : Géogrilles mono-axiales : La résistance à la traction est plus importante dans un sens (longitudinal ou transversal) que dans l'autre.

B-2 : Géogrilles bi-axiales : La résistance à la traction est sensiblement équivalente dans le sens longitudinal et transversal.

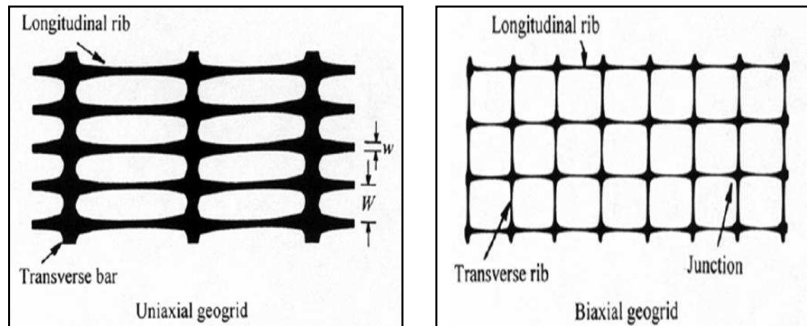


Figure I-32: Une géogrille.

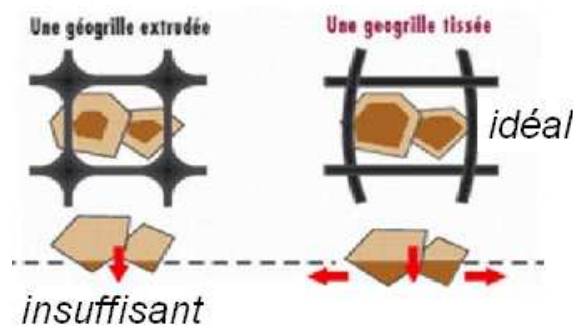


Figure I.33 : L'effet d'enchevêtrement dans une géogrille.

Elles sont utilisées en contact avec le sol pour renforcer les fondations, remblais...etc.

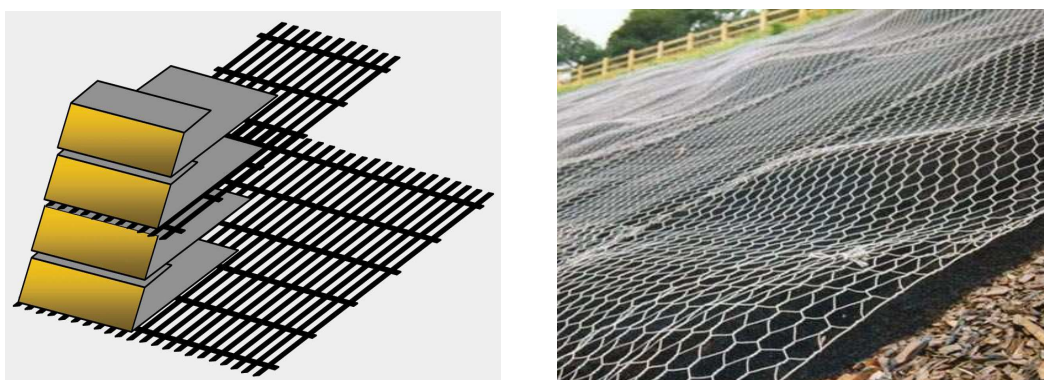


Figure I.34: Talus renforcé par géogrille.

D) Les Géocomposites

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



Figure I.35: Une géocomposite.



Figure I.36: Talus renforcé par géocomposites.

D-1 Les Mattes : Sont constitués de fils relativement rigides, liés thermiquement à leurs intersections, créent des structures (tridimensionnels) très ouvertes.



Figure I.37: Une matre.



Figure I.38 : Talus renforcé par des mattes.

I-4 Conclusion

Les techniques d'amélioration des sols sont très importantes. L'application d'une de ces méthodes nécessite une bonne connaissance du sol à traité (granulométrie, composition, teneur en eau).

Il existe un grand nombre de procédés différents, le but est de trouver la solution la plus efficace et la plus économique.

Les traitements peuvent avoir un caractère définitif ou provisoire pendant la phase d'exécution sur un chantier. Ces techniques restent assez onéreuses car il faut des entreprises spécialisées.

Chapitre II

*Synthèse bibliographique sur la capacité portante des sols
renforcés et non renforcés*

II-1 Les fondations

II-1-1 Introduction

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.

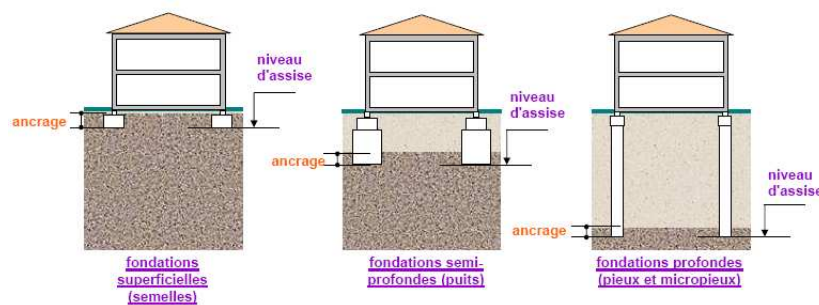


Figure II.1: Types de fondations.

Les éléments géométriques qui définissent une fondation superficielle sont:

- B, la largeur de la fondation ;
- L, la longueur de la fondation ;
- D, l'encastrement qui est la profondeur de la base de fondation.

II-1-2 Fondations superficielles

Les fondations superficielles sont des fondations faiblement encastrees 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 $D < 1,5 \cdot B$

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

II-1-3 Principaux Types De Fondations Superficielles

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

A- Les fondations filantes

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

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

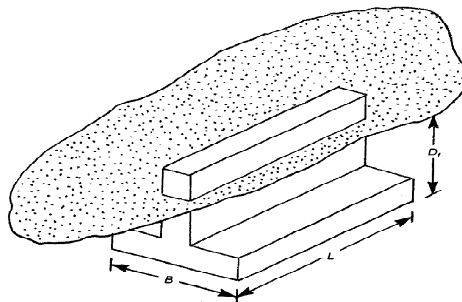


Figure II.2: Fondation filante.

B- Les fondations isolées

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

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

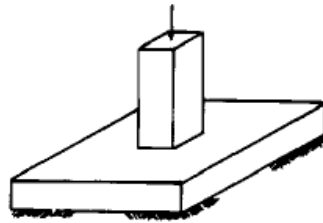


Figure II.3: Fondation isolée.

C- Les radiers ou dallages

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

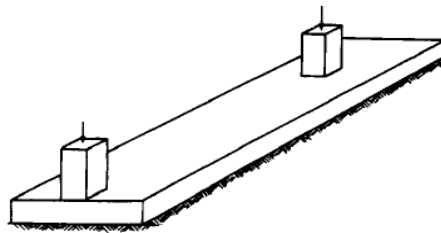


Figure II.4: Radier générale.

II-2 Fonctionnement Des Fondation Superficielles

II-2 -1 Comportement d'une semelle chargée

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.5)**.

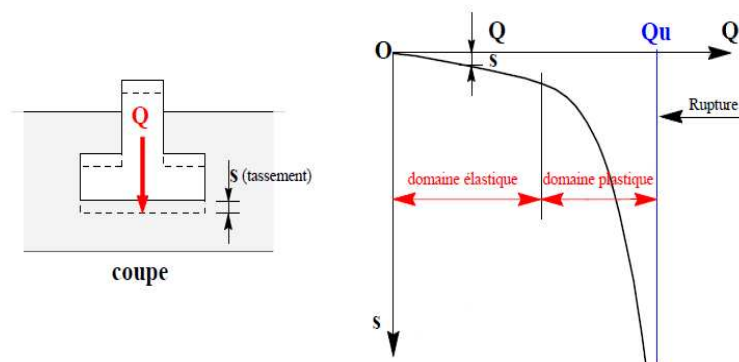


Figure II.5: Chargement d'une semelle superficielle.

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 :

$$q_r = Q_L / A$$

La contrainte admissible q_a , c'est la valeur de cette contrainte qui permettra au bureau d'étude de dimensionner les fondations.

On constate sur la **Figure (II.5)** 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.5**).

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-2 -2 Mécanismes de rupture d'une fondation superficielle

Les études théoriques relatives à l'état d'équilibre plastique sous les semelles filantes conduisent aux conclusions générales suivantes.

Au cours du passage d'un état à l'autre, la répartition des réactions du sol sur la base de la semelle et l'orientation des contraintes principales dans le sol, subissent des variations. La transition s'opère à partir des bords extérieurs de la fondation et s'étend comme il est indiqué sur la **Figure (II.6)** qui s'applique à une semelle continue (ou filante) reposant sur un massif homogène de sable.

Les résultats d'essais sur des semelles rigides montrent qu'il existe trois mécanismes potentiels de rupture mobilisant un volume limité de sol.

A- Un mécanisme général : Caractérisé par la formation d'un coin sous la base de la Fondation, qui refoule le sol latéralement selon des lignes de glissement débouchant à la surface. L'enfoncement de la fondation provoque généralement un soulèvement du sol d'autant plus net que la structure est moins déformable. C'est le cas pour les sols relativement résistants **Figure (II.6)**

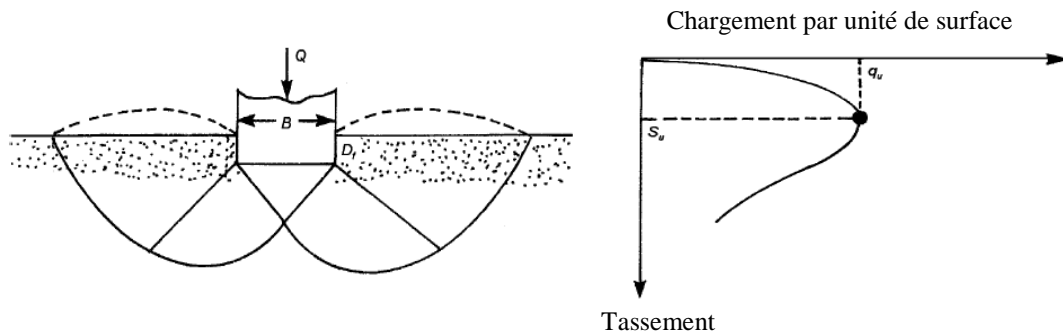


Figure II.6: Mécanisme général.

b- Un mécanisme de cisaillement localisé : qui ne s'étend qu'au voisinage immédiat de la fondation. Il y a également soulèvement du sol, mais après un enfoncement très important. C'est le cas pour les sols très compressibles, comme des sables lâches (Figure II.7).

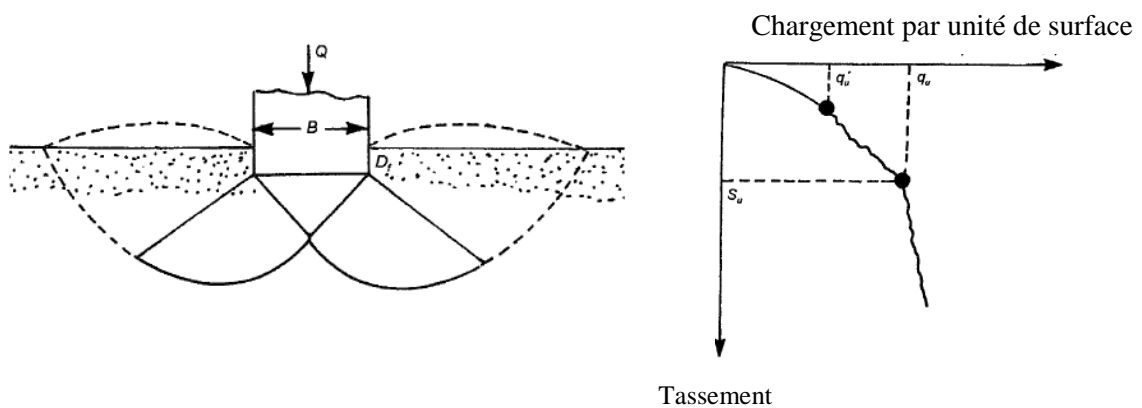


Figure II.7: Mécanisme de cisaillement localisé.

C- Une rupture par poinçonnement : La fondation pénètre verticalement dans le massif sans perturber le sol qui n'est pas directement sous la fondation.

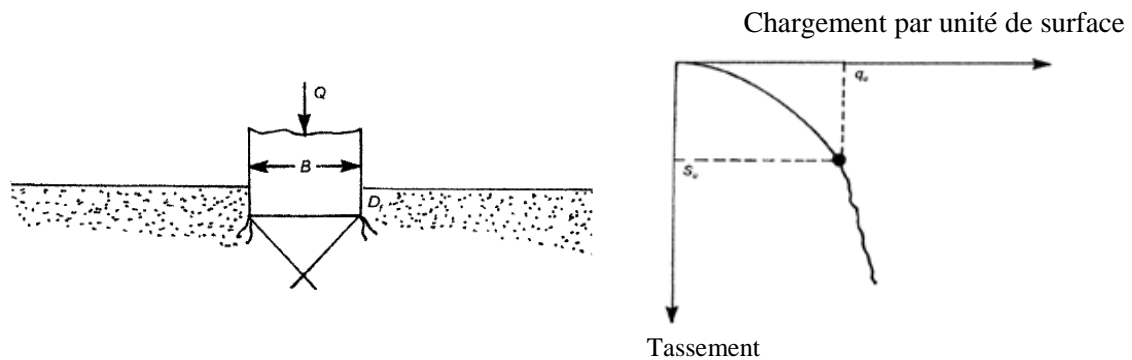


Figure II.8: Mécanisme de rupture par poinçonnement.

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 (dés enchevêtrement 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.).

La nature de rupture dans le sol à la charge ultime est en fonction de plusieurs facteurs tels que la rigidité et la compressibilité relative du sol, la profondeur d'encastrement D_f par rapport à la largeur de la fondation B , et le rapport de la largeur à la longueur B/L de la fondation. Ceci a été clairement expliqué par Vesic qui a conduit plusieurs essais réalisés sur modèles réduits au laboratoire dans le cas d'un sable. La conclusion de ses résultats est montrée dans la **Figure (II.9)**. Dans cette figure, D_f est la densité relative du

sable, et R et le rayon hydraulique de la fondation qui est défini comme suit : $R = A/P$

Ou : A : Surface de la fondation = $B.L$

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

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

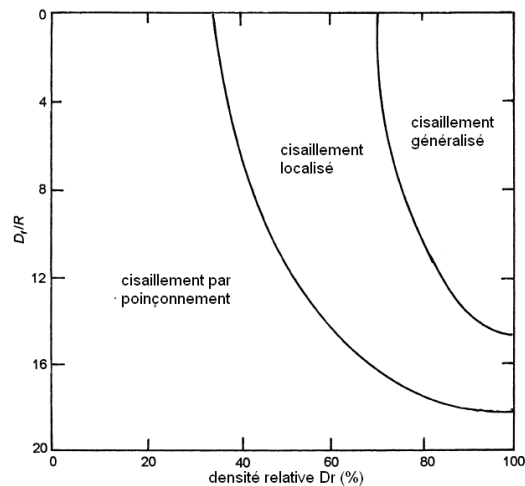


Figure II.9: Nature de rupture dans un sable en fonction de la densité relative D_r et D_f/R .

II-3 Calcul De La Capacité Portante Des Fondations Superficielles

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

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).

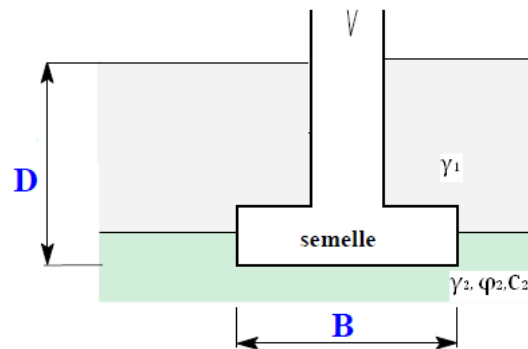


Figure II.10: Fondation filante encastrée.

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 contacte 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-3-2 Philosophies de conception des fondations

A- 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 :

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

B- Méthode d'état limite (utilisation du facteur partiel de sécurité)

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

Les exemples des états de limites incluent:

- Rupture par cisaillement.
- Rupture par glissement.
- Rupture par renversement.
- Tassement ou soulèvement 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. **Tableau (II.1).**

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 de leur degré de relâchement
sols cohérents	argile plus 'bold' très raides et argiles dures	< 300 à 600 kN/m ²
	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

Tableau II.1: Résultats à partir des essais in-situ.

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

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

En 1957, Meyerhof a proposé une théorie pour déterminer la capacité portante ultime d'une fondation superficielle située sur la surface d'un talus. La **Figure (II.11)** montre la nature de la zone plastique développée dans le sol.

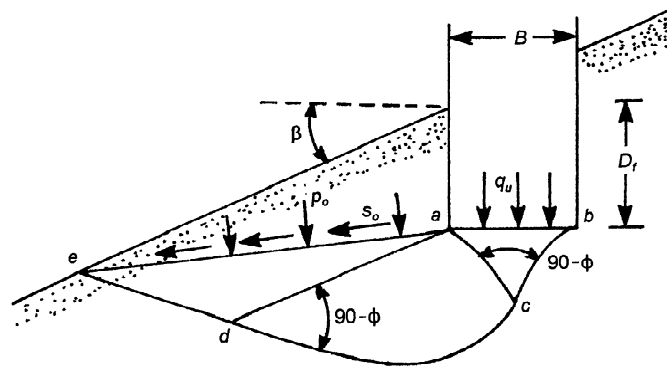


Figure II.11: Nature de la zone plastique sous une fondation filante Rugueuse située sur une pente.

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 **P₀** et **S₀** 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:

$$qu = C Nc + Po Nq + 1/2 \gamma B N\gamma \tag{II.2}$$

La relation peut également être exprimée comme suit :

$$qu = c Ncq + 1/2 \gamma B N\gamma q \tag{II.3}$$

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

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

$$qu = c Ncq \tag{II.4}$$

La **Figure (II.12)** 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 :

$$N_s = \frac{\gamma.H}{c} \tag{II.5}$$

Avec H : hauteur du talus.

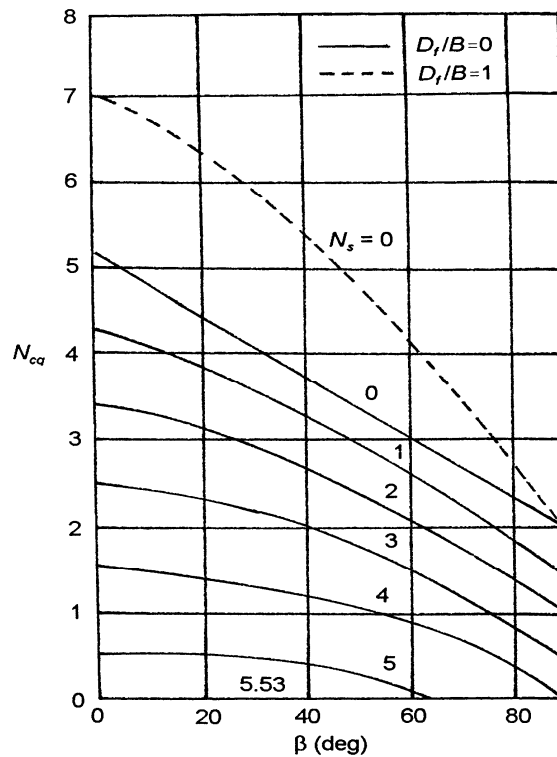


Figure II.12: Variation du facteur de la capacité portante de Meyerhof N_{cq} pour Un sol purement cohérent (fondation sur une pente).

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

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

La Figure (II.13) montre la variation de $N_{\gamma q}$ avec l'angle β du talus et le nombre de la stabilité du talus N_s ;

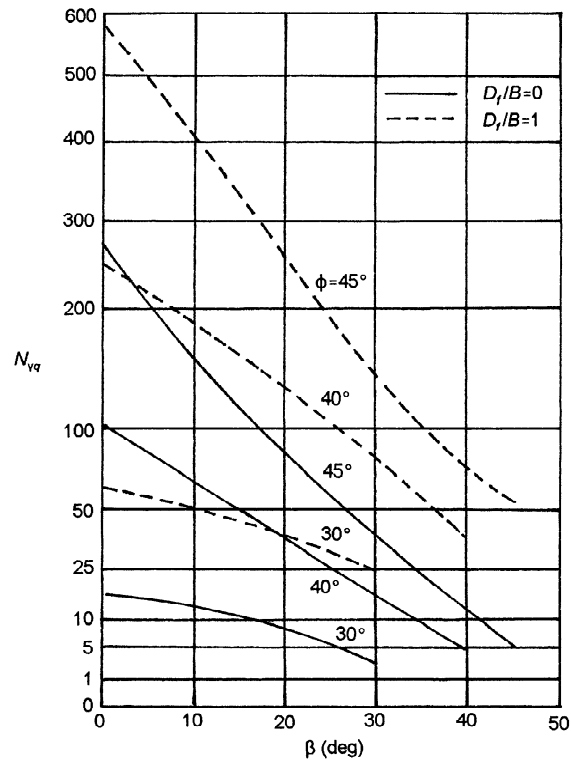


Figure II.13: Variation du facteur de la capacité portante de Meyerhof $N_{\gamma q}$ pour le sol grenu, (fondation sur une pente).

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

A- La solution de Meyerhof

Figure (II.14) 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.

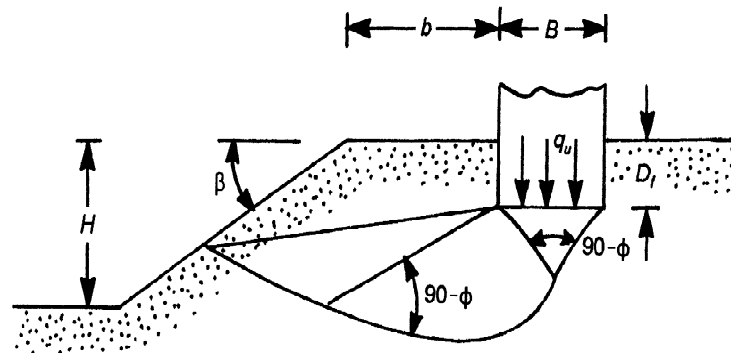


Figure II.14: Fondation filante au sommet d'un talus.

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 grenues ($C = 0$). Ces variations sont montrées sur les **Figure (II.15)** et **Figure (II.16)** respectivement.

On note aussi :

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

D'une façon semblable

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

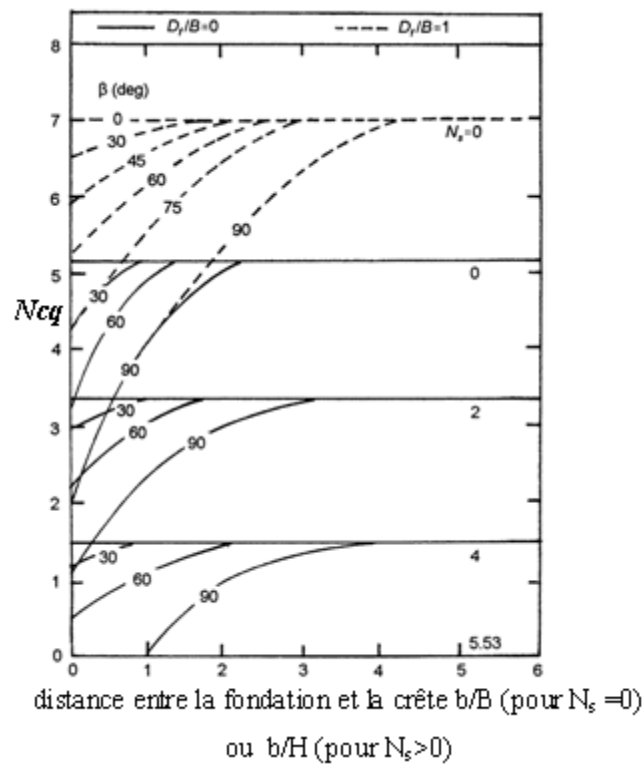


Figure II.15: Variation du facteur de la capacité portante de Meyerhof N_{cq} pour un sol purement cohérent (fondation sur une pente).

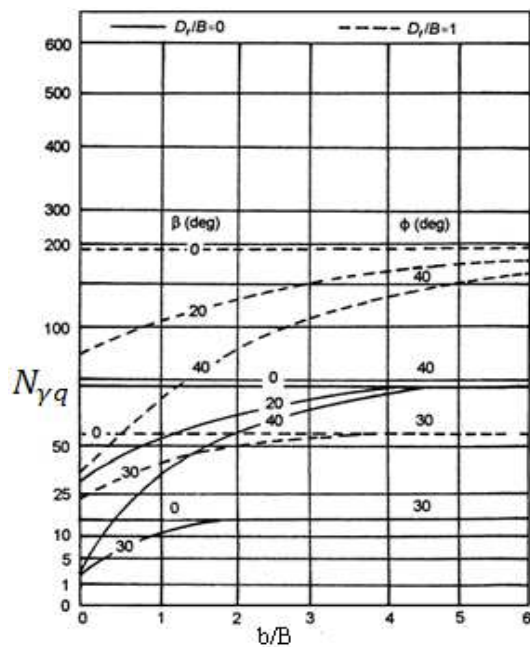


Figure II.16: Facteur de la capacité portante de Meyerhof $N_{\gamma q}$, pour le sol grenu, (fondation sur une pente).

En utilisant la **Figure (II.15)** le nombre **Ns** 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 **Ns** doit être utilisé.

B-Solutions de Hansen et Vesic

En ce réfère à la condition de $b = 0$ dans **figure (II.14)** (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-2)** et **(II-3)** 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.2: Variation des facteurs de la capacité portante N_c et N_q et N_γ .

Soil friction angle, ϕ (deg)	N_γ			
	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.3: Comparaison des valeurs de N_γ .

$\lambda_{c\beta}$, $\lambda_{q\beta}$, $\lambda_{\gamma\beta}$: 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 limitent 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.14)** 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.14)** les valeurs numériques de $Nc, Nq, N\gamma$ sont donner dans le **Tableau (II.4)**.

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.4: 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 ($c = 0$).

$$qu = 1/2. \gamma. B. N\gamma q$$

Graham, Andrews, et Shields ont fourni 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.17)** montre le mécanisme de rupture dans le sol pour (D_f / b) et (b/B) assumés dans cette analyse.

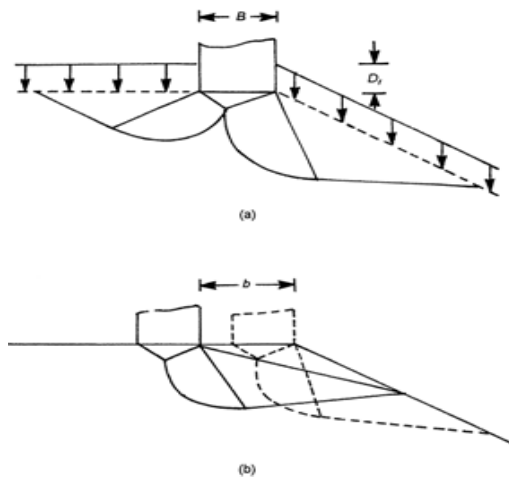


Figure II.17: Schéma du mécanisme de rupture pour
(a) : $D_f / B > 0$; **(b) :** $b / B > 0$

Les variations de $N\gamma q$ obtenues par cette méthode sont montrées sur **Figures (II.18), (II.19), et (II.20)**.

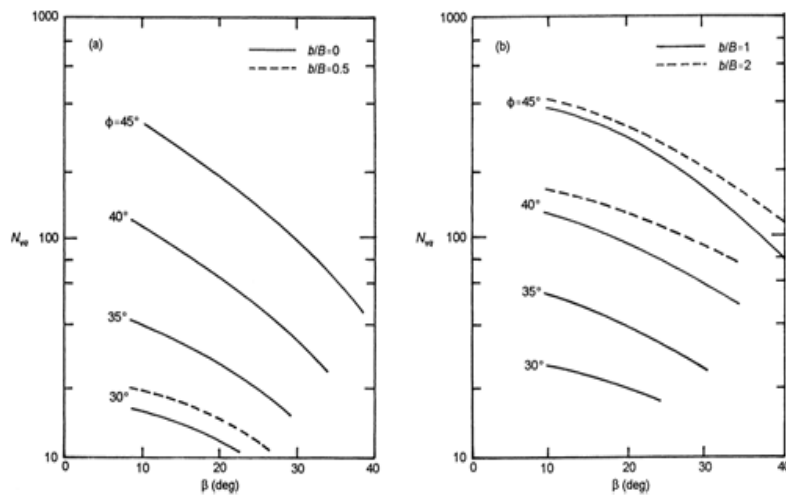


Figure II.18: Les valeurs théoriques de $N\gamma q$, $(D_f / B = 0)$, d'après Graham et al.

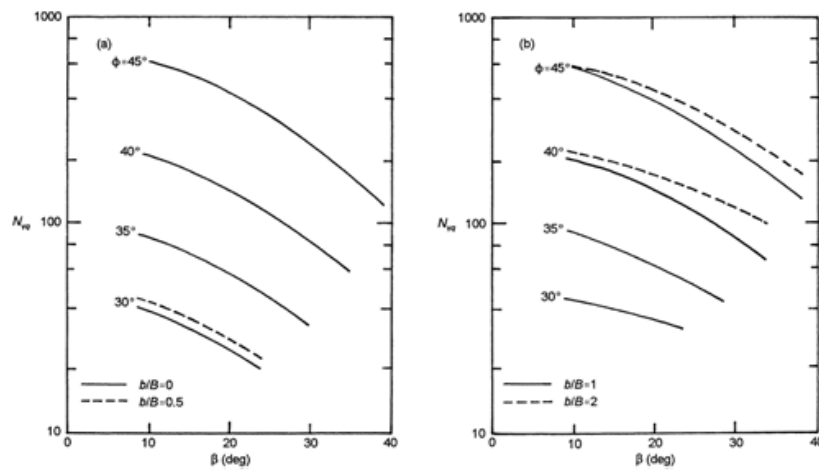


Figure II.19: Les valeurs théoriques de $N\gamma q$ ($D_f / B = 0,5$), d'après Graham et al.

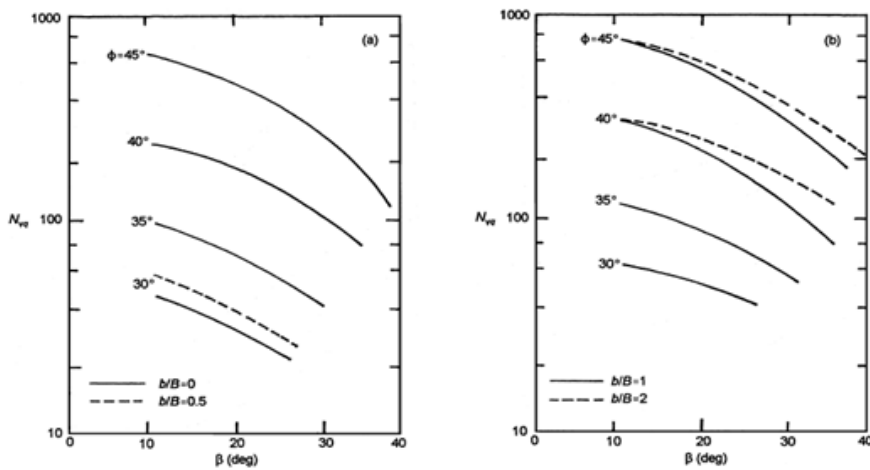


Figure II.20: Les valeurs théoriques de $N\gamma q$, ($D_f / B = 1$), d'après Graham et al.

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 :

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

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

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

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 :

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

Avec : φ (degré) et B (inche).

II.5 Calcul De La Capacité Portante Des Fondations renforcé par des géogrilles

II.5.1 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.21)** montre la nature générale des courbes chargement-tassement d'une fondation avec et sans renforcement.

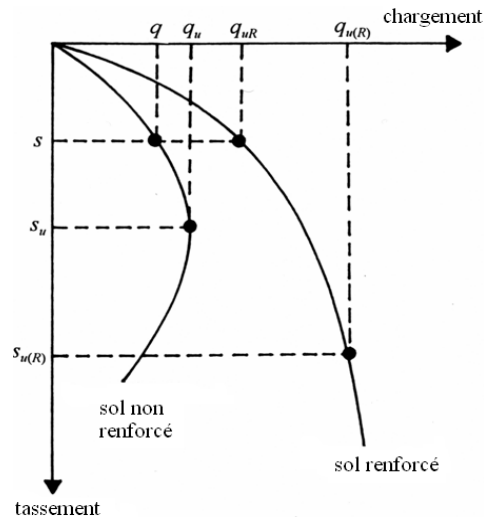


Figure II.21: Nature générale des courbes chargement- tassement avec et sans renforcement.

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.22)** indique les différents paramètres géométriques des sols renforcés.

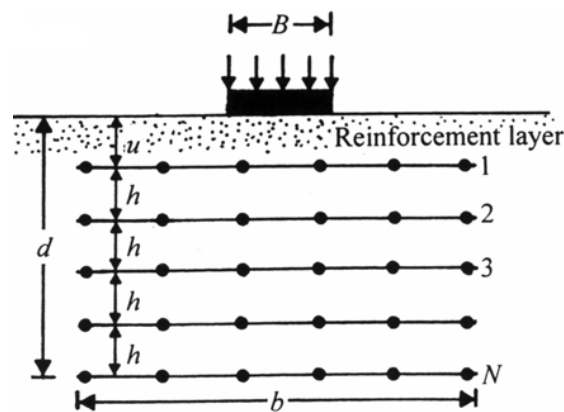


Figure II.22 : Différents paramètres géométriques des sols renforcés.

II.5.2 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.5.2 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 :

$$\frac{d_{cr}}{B} = \begin{cases} 2 - 1.4 \left(\frac{B}{L}\right) & \left(0 \leq \frac{B}{L} \leq 0.5\right) \\ 1.43 - 0.26 \left(\frac{B}{L}\right) & \left(0.5 \leq \frac{B}{L} \leq 1\right) \end{cases} \quad (II.17)$$

$$\frac{b_{cr}}{B} = 8 - 3.5 \left(\frac{B}{L}\right)^{0.51} \quad (II.18)$$

$$\frac{l_{cr}}{B} = 3.5 \left(\frac{B}{L}\right) + \frac{L}{B} \quad (II.19)$$

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 KN/m³ ($D_r=70-73$ %). 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 : 0,3x0,3 m ; 0,46x0.46 m ; 0,61x0,61 m ; et 0,91x0,91 m ; Le sable utilisé dans ces essais a un coefficient d'uniformité (C_u) égal à 1,7 et une taille moyenne de particules D_{50} de

0.25 mm. Les paramètres étudiés dans leurs essais sont : le nombre des nappes (N) ; la distance verticale entre les nappes (h), la distance entre la base de la fondation et la première nappe (u), la surface de renforcement ($b \times l$) et la densité relative du sol.

Les résultats ont montré que trois nappes de géogrilles peuvent augmenter la capacité portante de manière significative et que le BCR peut atteindre une valeur supérieure à 2,6 pour trois nappes de renforcement. Cependant l'amplitude du tassement requise pour cette augmentation est 20mm ($s/B=5\%$). Les résultats ont aussi indiqué que l'effet maximal de renforcement correspondant à un tassement minimal peut être obtenu quand $u/B= 0,25B$. L'augmentation de la capacité portante est aussi liée à la densité relative du sable. Une grande valeur de tassement est requise pour mobiliser les nappes de renforcement dans le cas d'un sable lâche. Adams et Collin (1997) ont recommandé des recherches futures orientées vers :1)- La détermination d'une relation entre les dimensions de la fondation et l'épaisseur de la zone renforcée, 2)- Faire une comparaison entre le comportement des différents sols renforcés.

Gabr et al. (1998) ont utilisé des essais de chargement à la plaque avec instrumentation pour étudier la distribution des contraintes dans un sable renforcé par géogrilles. (Ces essais ont été conduits dans une boîte métallique de 1.52m de largeur. 1.52m de longueur et d'une profondeur de 1.37 m. Une fondation de 0,33 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_f) égale à 70 %. L'angle de frottement déterminé par l'essai à la boîte de cisaillement direct est égal à 38^0 . La distance entre la base de la fondation et la première nappe de renforcement (u), la distance verticale entre les nappes de renforcement (h) et la longueur des nappes (l) ont été maintenues constantes respectivement selon les valeurs $0,4B$, $0,5B$, 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 : 152x 152mm 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.5.3 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.23)**.

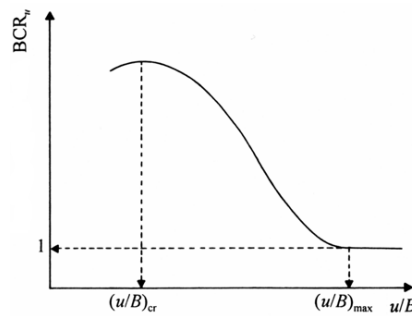


Figure II.23 : Nature générale de la variation de u/B .

D'après la **Figure (II.23)** 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.24)** 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.

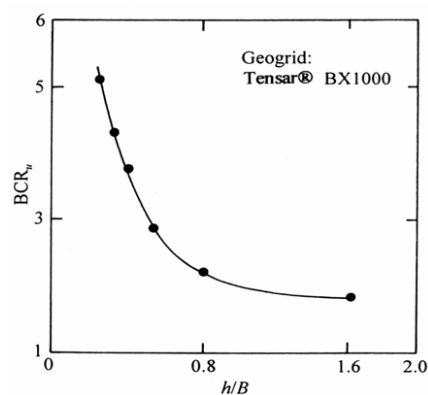


Figure II.24 : Variation BCR_u en fonction de : h/B .

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.25)**. $B/L=0$ correspond à une fondation filante.

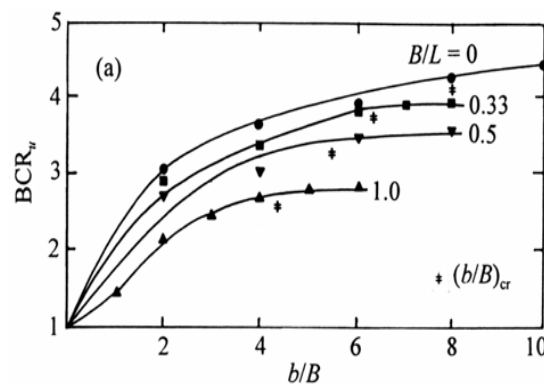


Figure II.25 : Variation BCR_u en fonction de d/B .

	Guido et al. (1986)	Khing et al (1993)	Omar et al. (19936)	Yetimoglu et al (1994)	Das et al. (1996)	Guido et al. (1986)	Binquet et Lee (1975a)	Hang et Tatsuoka (1990)	Qiming Chen (2007)
Type de fondation	carrée	filante	filante	rectangulaire	filante	carrée	filante	filante	rectangulaire
Type de renforcement	géogrid	géogrid	géogrid	géogrid	géogrid	géotextile	Feuilles en aluminium	phosphor bronze	géogrid
$(u/B)_{opt}$	-	-	-	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.5 : Valeurs critiques des paramètres géométriques d'après différents chercheurs.

II.5.3 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.26)** : 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.

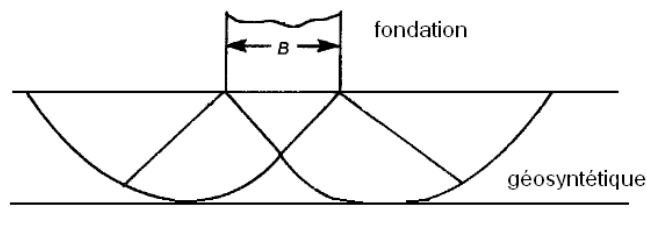


Figure II.26 : Frontière rigide.

(2) **Effet de membrane Figure (II.27)** : 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.

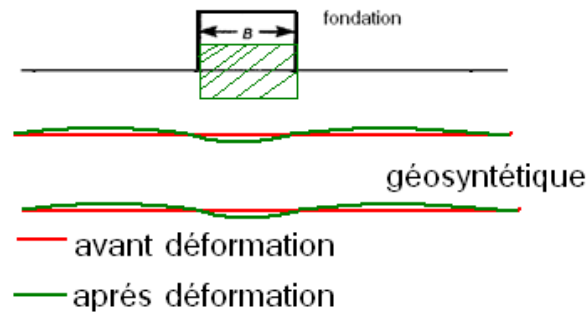


Figure II.27 : Effet de membrane.

(2) Effet de confinement (effet latéral de contrainte) **Figure (II.28)** : 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.

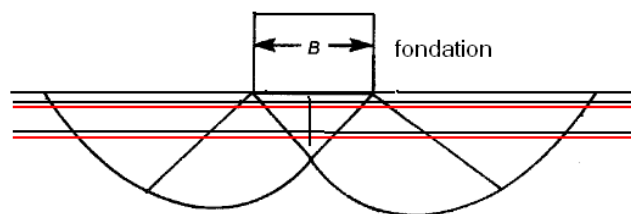


Figure II.28 : Effet de confinement.

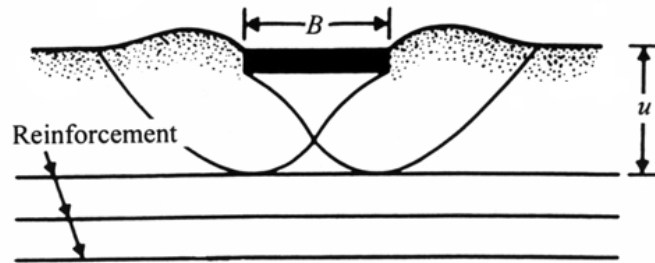
II.5.3.1 Méthode de Binquet et Lee

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

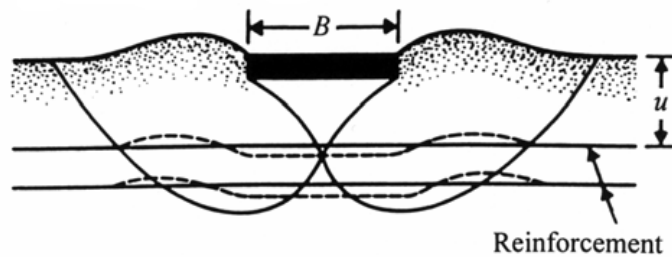
1- Rupture par cisaillement au-dessus de la première nappe de renforcement qui est susceptible de se produire quand la distance entre la première nappe et la base de la fondation (u) est supérieure à $2B/3$ **Figure (II.29.a)**.

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.29.B)**.

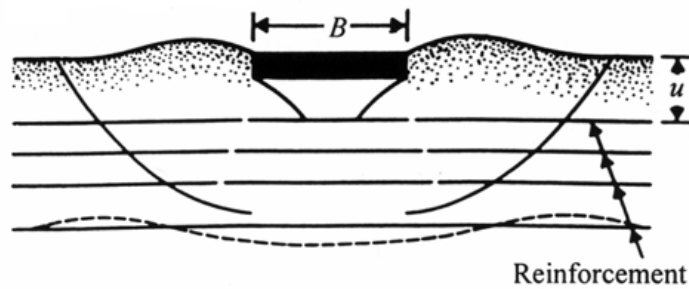
3- Rupture par traction (rupture des barres) qui se produit probablement quand la distance entre la première nappe de renforcement et la base de la fondation (u) est inférieur à $2B/3$, le nombre de nappes de renforcement étant égal ou supérieur à 4 et de longues nappes de renforcement **Figure (II.29.c)**



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 supérieures se cassent.

Figure II.29 : Les trois mécanismes possibles de rupture des sols renforcés. (D'après Binquet et Lee, 1975b).

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

Selon la méthode de Binquet et Lee, les distributions des contraintes dans le sol sont représentées sur la **Figure (II.30)**.

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

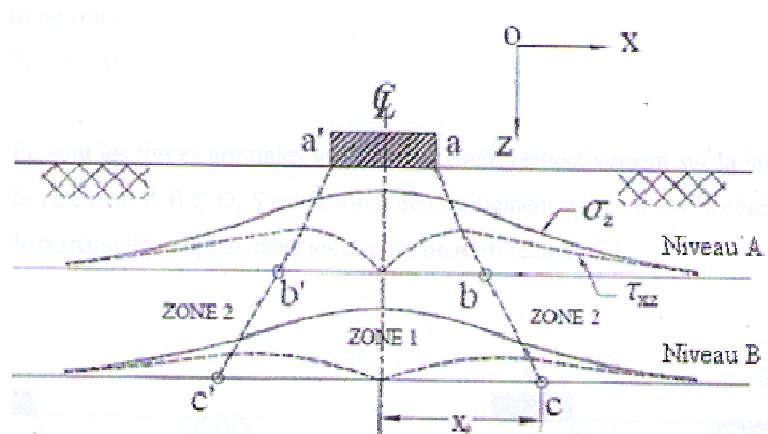


Figure II.30 : Distribution des contraintes au-dessous d'une fondation filante reposant sur un sol renforcé (D'après Binquet et Lee, 1975b).

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.31.b)**.

L'équilibre des forces sur l'élément ABCD, dans le cas du sol non renforcé **Figure (II.31.a)** peut s'écrire comme suit :

$$F_t - F_b - S = 0 \quad (\text{II.20})$$

Où :

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

L'équilibre des forces sur l'élément ABCD, dans le cas du sol renforcé **Figure (II.31.b)**, peut s'écrire comme suit :

$$F_{tr} - F_{br} - S_r - T_t = 0 \quad (II.21)$$

Où : F_{tr} 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_t la force de traction développée dans les nappes de renforcement.

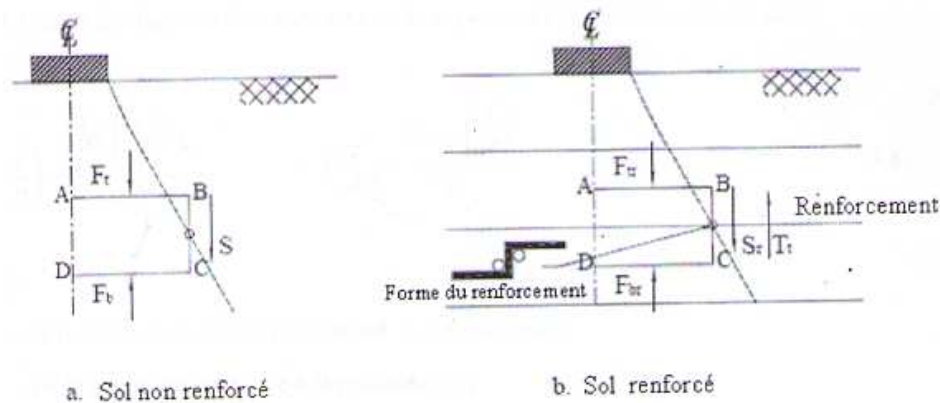


Figure II.31 : Composantes des forces dans le sol non renforcé et renforcé (D'après Binquet et Lee, 1975b).

Pour le même tassement $F_b = F_{br}$

$$(T_t = F_{br} - F_t - S_r + S) \quad (II.22)$$

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

$$T_t(z, N) = 1/N [j(z/B) B - I(Z/B) h] q_0 \cdot (q_r / q_0 - 1) \quad (II.23)$$

Où

z : est la profondeur de renforcement.

N : est le nombre de nappes de renforcement.

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

B : est la largeur de la fondation.

q_0 : est la capacité portante du sol non renforcé.

qr : est la capacité portante du sol renforcé.

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

$$j\left(\frac{z}{B}\right) = \frac{\int_0^{x_0\left(\frac{z}{B}\right)} dx}{qr \times B} \quad ; \quad I\left(\frac{z}{B}\right) = \frac{\tau_{xy \max} \frac{z}{B}}{qr} \quad (\text{II.24})$$

Où :

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

σ_z : est la contrainte vertical 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 :

$$R_y = \frac{W \cdot N_R \cdot t \cdot f_y}{F_{sy}} \quad (\text{II.25})$$

$$T_f(z) = 2 \cdot f \cdot LDR \cdot [M \cdot (Z/B) \cdot B \cdot q_0 \cdot (qr/q_0) + y \cdot (L_0 - X_0) \cdot (Z + D)] \quad (\text{II.26})$$

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.5.3.2 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.32.a)**
- 2- Une rupture locale au sein de la zone renforcée **Figure (II.32.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.

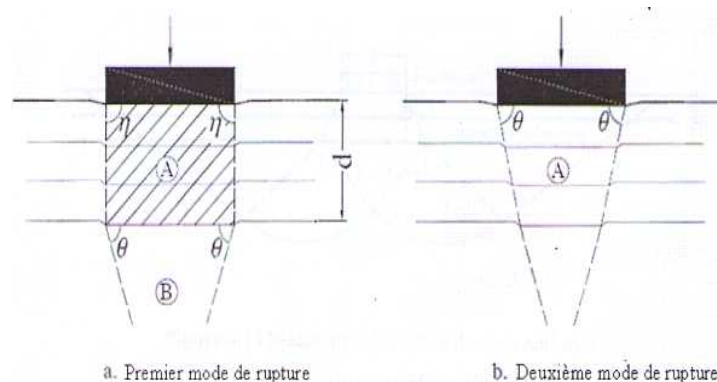


Figure II.32 : Les deux modes possibles de rupture des sables renforcés
(D'après Huang et Tatsuoka, 1990).

II.5.3.3 Méthode de HUANG et MENQ

Huang et Menq (1997) ont étudié un sol renforcé en ce basant sur les mécanismes de rupture proposés par Schlosser et al (1983) comme indiqué sur la **Figure (II.33)**. 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).

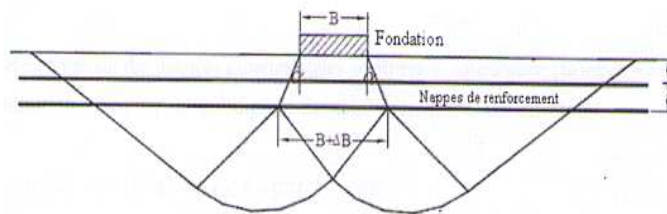


Figure II.33 : Mécanisme de rupture des sols renforcés (D'après Huang et Menq, 1997).

Pour le sol non renforcé

$$q_{u(D_f=0)} = n \times \gamma \times B \times N\gamma \quad (\text{II.27})$$

Pour le sol renforcé

$$q_{u(R)} = q_{u(D_f=d)} = n \times \gamma \times (B + \Delta B) \times N\gamma + \gamma \times d \times Nq \quad (\text{II.28})$$

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 de 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.

$$\tan \alpha = 0.680 - 2.071 \cdot h/B + 0.743CR + 0.3 \cdot l/B + 0.076N \quad (\text{II.29})$$

Où :

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

l : Longueur des nappes de renforcement.

N : Nombre de nappes de renforcement.

CR : Rapport de couverture.

$$CR = w/W \quad (\text{II.30})$$

w : largeur de la bande de renforcement.

W : Distance horizontale entre axes des bandes.

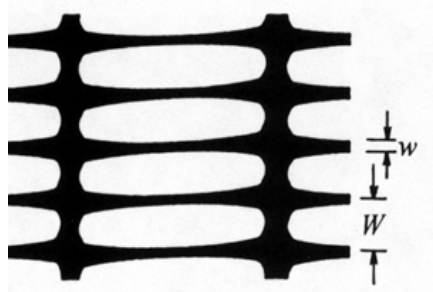


Figure II.34 : Dimensions de la géogridde.

II.5.3.4 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.35)**. 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.35.a)**. Ce genre de rupture peut être évité en plaçant la nappe supérieure près de la fondation.

Si l'espacement vertical entre les nappes de renforcement (h) est très grand, la rupture se produira entre les nappes de renforcement **Figure (II.35.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.35.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 renforcés **Figure (II.35.d)** se produit généralement avec un emplacement des nappes approprié .Pour ce type de rupture, le sol renforcé a été 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.31)**.

$$qu_{(R)} = q_b + 2c_t(B + L) \cdot \frac{d}{BL} + \gamma_t H^2 \left[1 + 2 \frac{D_f}{d} \right] K_s (B + L) \frac{\tan \phi_t}{BL} + 2(B + L) \frac{T}{BL} - \gamma_t \quad (\text{II.31})$$

Où :

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

c_t : Cohésion du sol de la couche supérieure.

γ_t : Poids volumique du sol de la couche supérieure.

d : Epaisseur de la couche supérieure.

B : Largeur de la fondation.

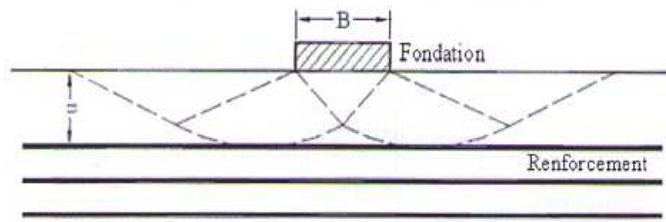
L : Longueur de la fondation.

D_f : Encastrement de la fondation.

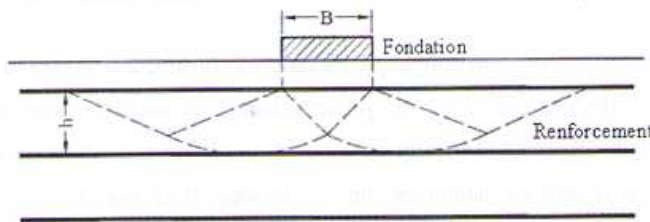
ϕ_t : Angle de frottement de sol de la couche supérieure.

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

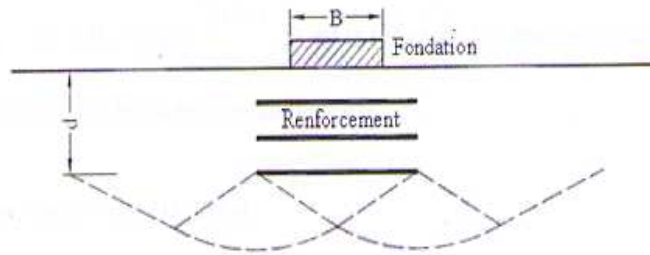
T : force de soulèvement ou force restrictive des éléments de renforcement.



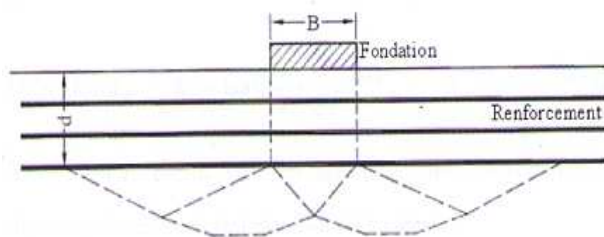
a-Rupture au-dessus des nappes de renforcement.



b-Rupture entre les nappes de renforcement.



c-Rupture le long de la zone renforcée.



d-Rupture à travers la zone renforcée.

Figure II.35 : Modes possibles de rupture des sols renforcés

(D'après Wayne et al, 1998).

II.5.3.5 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 :

$$p = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma + K_t M'_r \quad (\text{II.31})$$

$K_t = \frac{T_t}{h}$, $M'_r = (1 + \sin \phi) e^{(\frac{\pi}{2} + \phi) \tan \theta}$, 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**

$$p = 1/(1 - \mu u/B Mp) [c(N_c + f c M_c) + q(N_q + \mu M_q) + \gamma B (\frac{1}{2} N_\gamma + \mu \frac{d}{B} M_\gamma)] \quad (\text{II.31})$$

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

$$p = \frac{1}{1 - \mu M_p \sum_{i=1}^n \frac{d_i}{B}} \left\{ c(N_c + n f_c M_c) + q(N_q + n \mu M_q) + \gamma B \left(\frac{1}{2} N_\gamma + \mu M_\gamma \sum_{i=1}^n \frac{d_i}{B} \right) \right\} \quad (\text{II.32})$$

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.36)** 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.6)**.

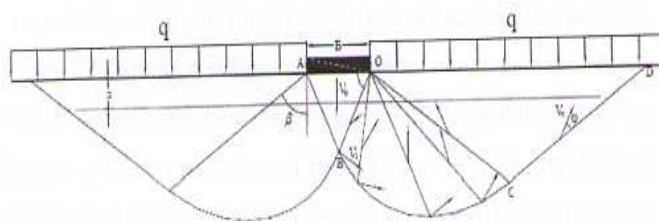


Figure II.36: Mécanisme de rupture des sols renforcés (D'après Michalowski, (2004)).

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.6 : coefficients de la capacité portante dus au renforcement (Michalowski ,2004).

II.5.4 Etudes numériques

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

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

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

La performance des sols renforcés ne dépend pas seulement des propriétés du sol de renforcement mais également de l'interaction entre le sol et le renforcement. Pour cette raison la méthode des éléments finis devient complexe par rapport à la simulation des sols non renforcés.

Dans le passé, plusieurs travaux de recherche ont été conduits pour simuler les sols renforcés.

Des analyses par éléments finis pour étudier le comportement des sols renforcés peuvent être trouvées dans la littérature (par exemple, Yetimoglu et al 1994 ; Kurian et al, 1997 ; Yamamoto et Otani, 2002, Maharaj, 2002). Les modèles numériques des sols renforcés présentés par plusieurs chercheurs peuvent être classés en deux groupes :

Le premier groupe de modèles considère que le renforcement et le sol sont deux composants séparés (par exemple, Yetimoglu et al 1994 ; Kurian et al, 1997 ; Maharaj, 2002).

Dans ces études, le renforcement a été considéré comme un matériau élastique linéaire. Les modèles de sols utilisés par ces chercheurs incluent le modèle de Duncan-Chang (Kurian et al, 1997), le modèle de Drucker-Prager (Maharaj, 2002) et le modèle hyperbolique modifié de Duncan (Yetimoglu et al 1994).

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

Kurian et al (1997) ont étudié le tassement d'une fondation reposant sur un sable renforcé en utilisant une simulation par éléments finis en 3 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 élastiques. 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 donnée par Kurian et al (1997) est que la charge normale est très petite pour mobiliser assez de frottement entre le sol et les nappes de renforcement. Le déplacement relatif entre le sol et les nappes de renforcement augmente quand la charge augmente et diminue avec l'augmentation de la profondeur de renforcement. L'effort maximum du cisaillement à l'interface sol-renforcement s'est produit à une distance relative (x/B) environ de 0,5 du centre de la fondation. L'effort de traction développé dans les nappes de renforcement est maximum au centre de la fondation puis diminue graduellement en allant vers les extrémités des nappes de renforcement.

Maharaj (2002) a étudié l'influence de la distance entre la première nappe et la base de la fondation (u), la distance verticale entre les nappes de renforcement (h), la largeur des nappes de renforcement (b) et le nombre de nappes de renforcement (N) sur le tassement des fondations filantes reposant sur une argile renforcée en utilisant une simulation bidimensionnelle non-linéaire par éléments finis. La fondation et le sol ont été discrétisés avec des éléments isoparamétriques de quatre nœuds tandis que les nappes de renforcement ont été discrétisées 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 suivant 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.5.5 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

Aperçu sur 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 off-shore, ... etc. [IMBE, 79].

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 permettant 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 gérant 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 : [Annexe A]

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).

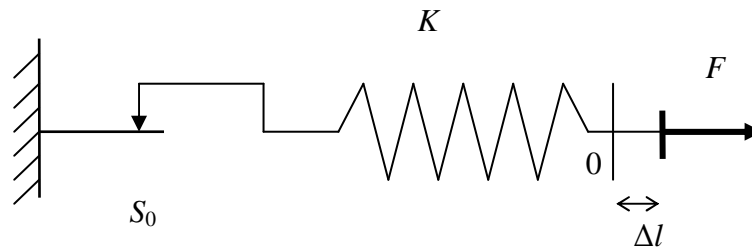


Figure III.1 : Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique.

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

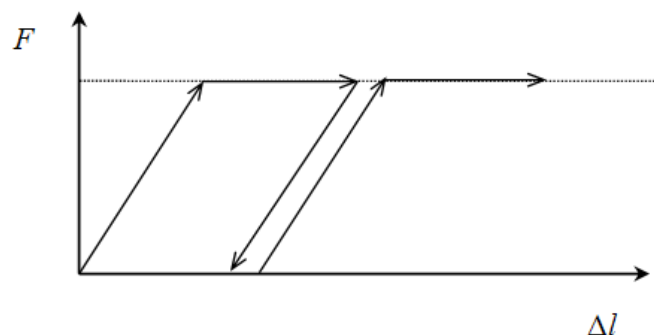


Figure. III.2 : Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.

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].

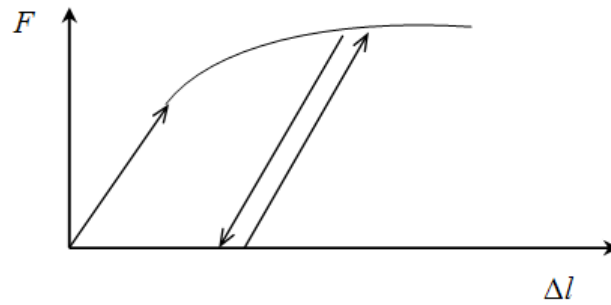


Figure. III.3 : Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage.

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)**

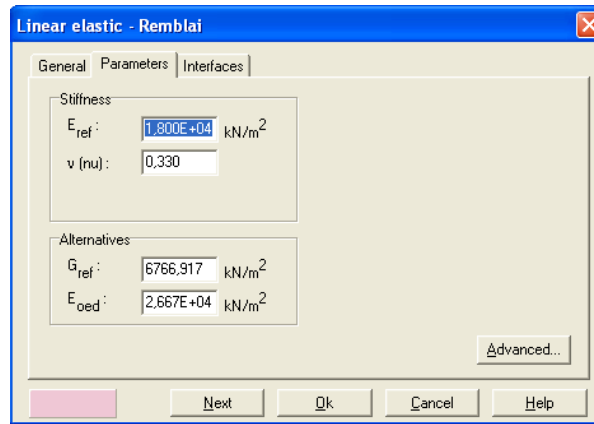


Figure. (III.4) : Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.

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

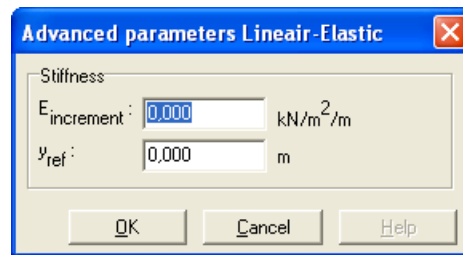


Figure. (III.5) : Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire.

Les paramètres avancés sont reliés par l'équation :

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

$E_{increment}$: 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 (3.6)**.

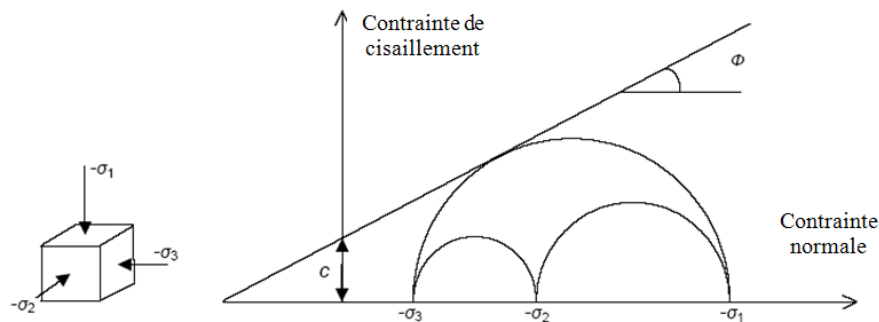


Figure III.6 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

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.

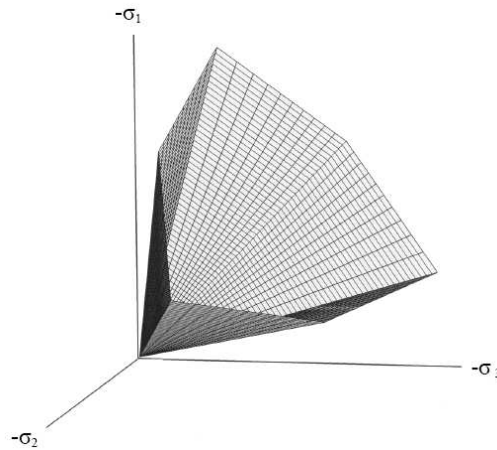


Figure III.7 : Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$.

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.

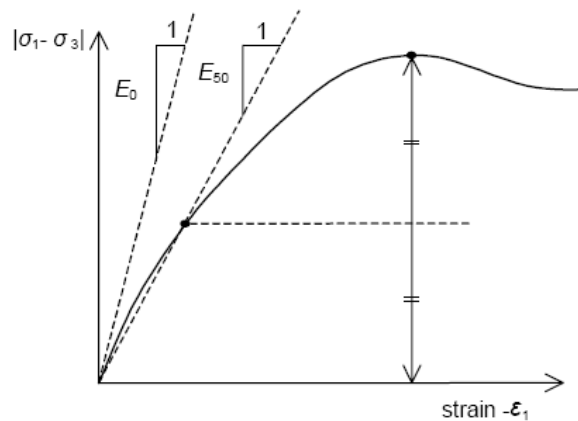


Figure III.9 : Définition du module à 50 % de la rupture.

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)**.

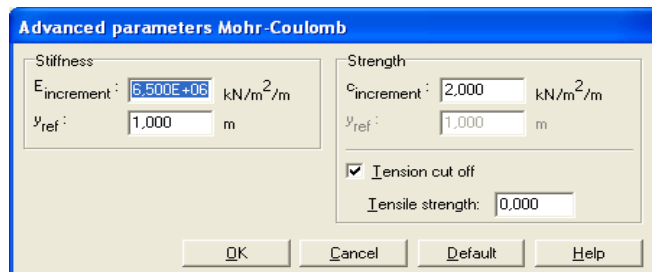


Figure III.10 : Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb.

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)**

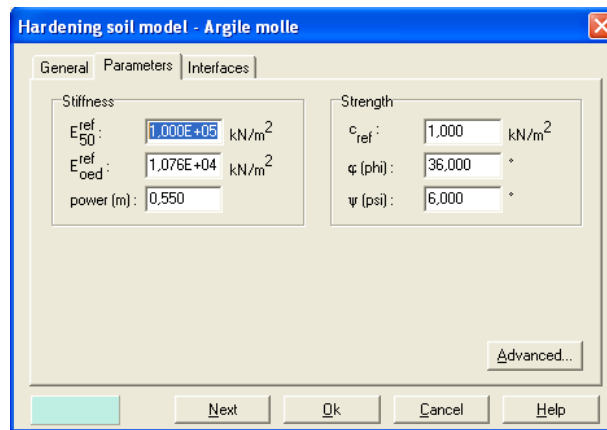


Figure III.11 Fenêtre des paramètres du Hardening Soil Model.

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 $K_0^{NC} = 1 - \sin\varphi$)	[-]
$c_{increment}$: Cf. modèle de Mohr-Coulomb (par défaut $c_{increment}=0$)	[kN/m ³]
y_{ref}	: Unité de profondeur	[m]
R_f	: Coefficient à la rupture q_f/q_a (par défaut $R_f = 0,9$)	[-]
$\sigma_{tension}$: Résistance à la traction (par défaut $\sigma_{tension}=0$)	[kN/m ²]

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

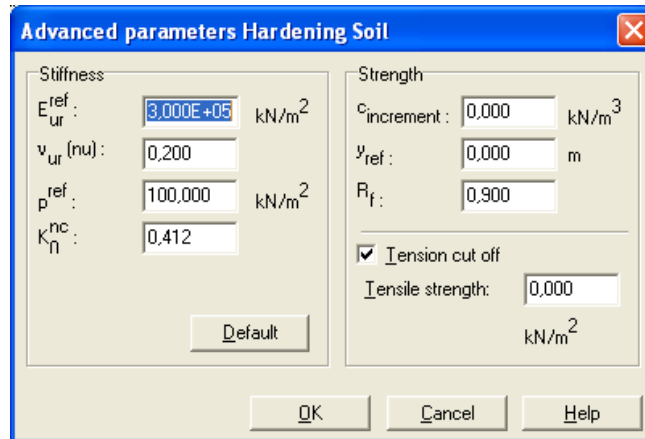


Figure III.12 : Fenêtre des paramètres avancés du Hardening Soil Model.

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 deviatoric q , dans le chargement à trois axes primaire. Ici les essais triaxial drainer standard tendent aux courbes de rendement qui peuvent être décrites par :

$$-\varepsilon = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a} \quad \text{pour} \quad q < q_f \quad \left. \vphantom{-\varepsilon} \right\} \quad \text{(III.9)}$$

Avec :

$$q_f = (c \cot \varphi - \sigma_3') \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad \text{et} \quad q = q_f / R_f$$

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

c) Les modules

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

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

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

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

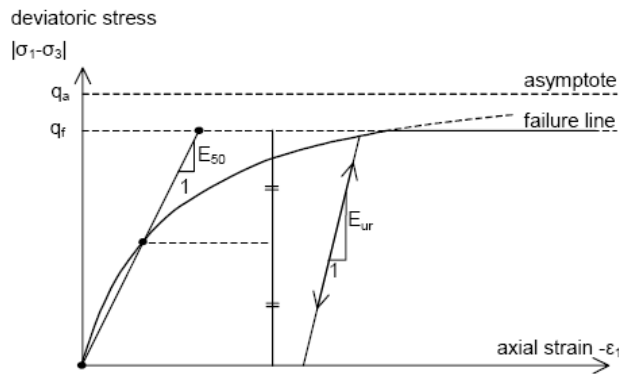


Figure III.13 : Représentation du HSM dans le repère contrainte-déformation.

Le module oedométrique tangent est donné par :

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

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

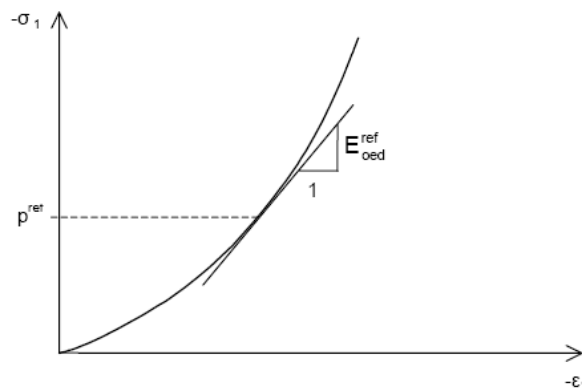


Figure III.14 : Définition du module oedométrique tangent.

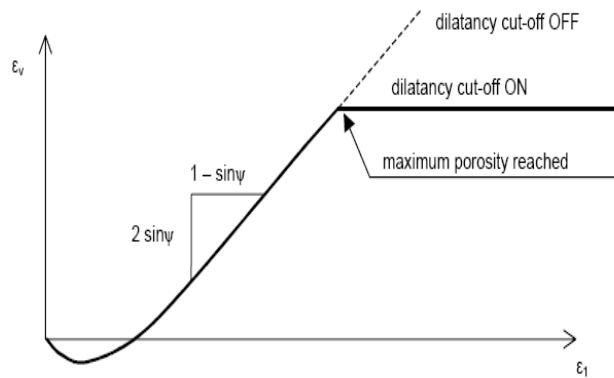


Figure III.15 : Définition de l'angle de dilatance.

d) Surface de charge

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

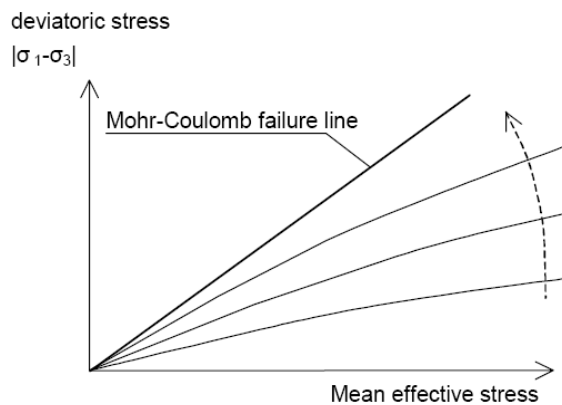


Figure III.16 : Forme des surfaces de charge du HSM.

e) Surface de rupture

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

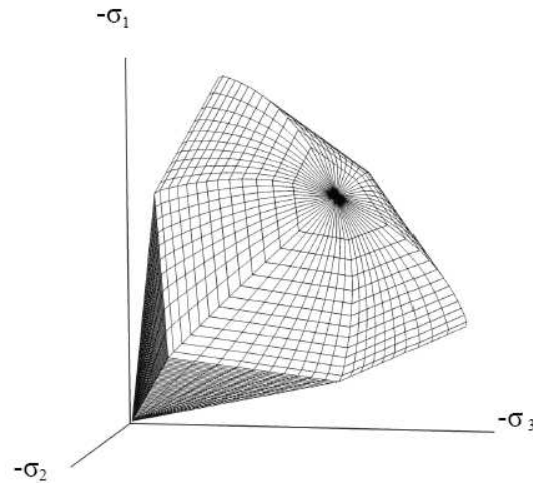


Figure III.17 : Surface de rupture pour le HSM cas d'un sol non cohérent.

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, Schofield et al.. L'idée de base de ce modèle est de prendre en compte l'effet d'écroutissage que provoque sur les argiles la pression moyenne. Sous l'effet d'une pression moyenne, la teneur en eau diminue et l'argile devient plus résistante. 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 :

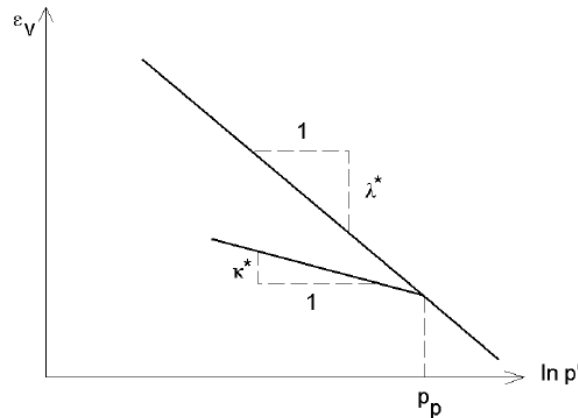


Figure III.18 : Différentes représentations lors d'un essai oedométrique.

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 surconsolidation

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

e) En résumé :

Les paramètres nécessaires au SSM sont les suivants :

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} .	[-]

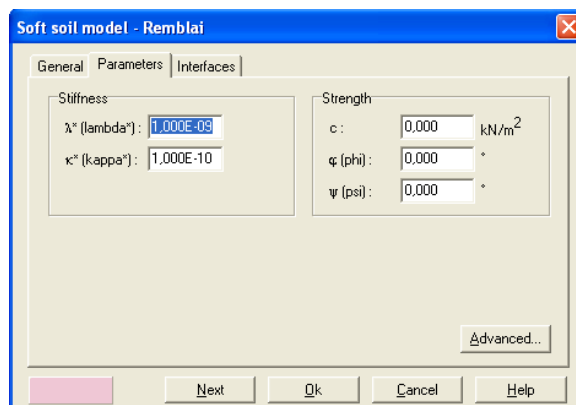


Figure III.19 Fenêtre des paramètres du SSM.

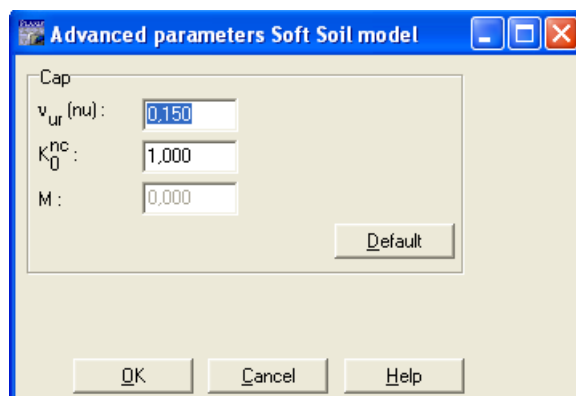


Figure III.20 Fenêtre des paramètres avancés du SSM.

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

Le SSCM permet de prendre en compte l'érouissage 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.

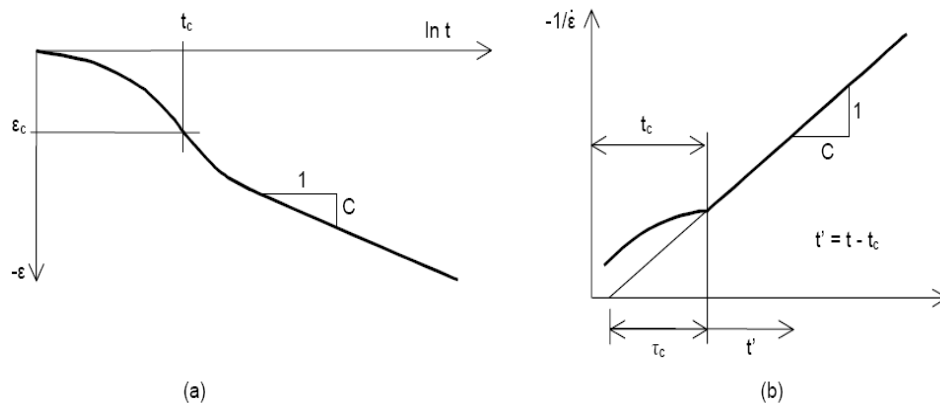


Figure III.21 Effet du temps sur les essais oedométriques.

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.

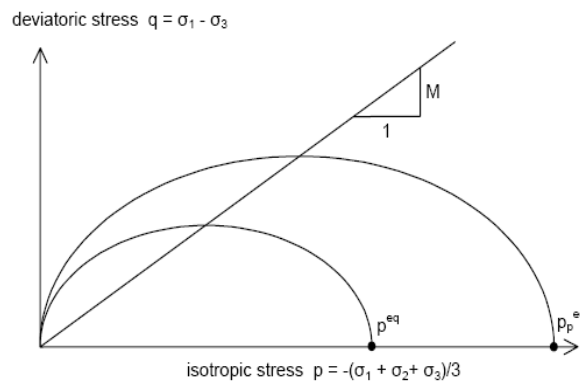


Figure III.22 : Diagramme des cercles p^{eq} dans le plan p-q.

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} .	[-]

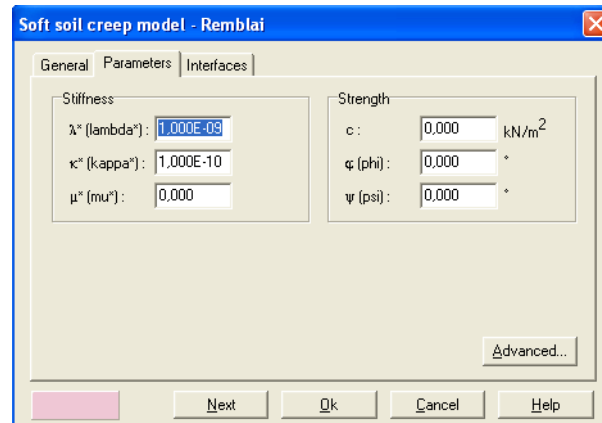


Figure III.23 Fenêtre des paramètres du SSCM.

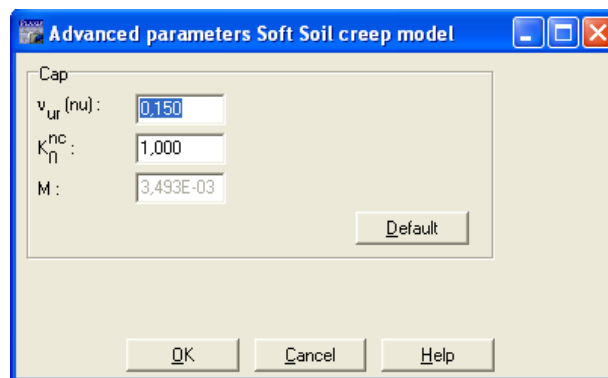


Figure III.24 Fenêtre des paramètres avancés du SSCM.

III.5 Conclusion

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

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

Chapitre IV

*Etude du comportement d'une semelle filante
sur un sable en pente renforcé par des
géogrilles supportant des ancrages*

IV.1 INTRODUCTION

La majorité des travaux qui ont été réalisés ont été penchés sur l'étude du comportement des fondations construites sur des sables en pente : Huang et al (1994), (2001).

Cependant, peu de travaux ont été consacrés à l'analyse du comportement d'une fondation filante reposant sur un sol frottant renforcé par des géogrilles supportant des ancrages en grilles. A cette effet ; depuis 1981 un certain nombre de travaux de recherche traitant l'amélioration de la capacité portante de fondation reposant sur du sable renforcé par une multitude de nappes de géogrilles ont été publiés. Par exemple : Basudhar et al (2007); El Sawwaf (2007), Ghazavi et Lavasan (2008), Dash et al (2003), Boushehrian et Hataf (2003), Ghosh et al (2005); Bera et al (2005); Patra et al (2005), (2006). Akinmusuru et Akinbolade(1981), Frigaszy et Lawton(1984), Das et al (1994), etc...).

Donc, ce travail s'intéresse aux quelques situations relatives à la construction des fondations sur un sable en pente renforcé. L'étude portera sur la variation des paramètres incluant la profondeur du sable renforcé, la position et les nombres des nappes des géogrilles et enfin l'introduction des ancrages en grilles au niveau des géogrilles.

IV.2 PROCEDURE DE LA SIMULATION NUMIRIQUE

IV.2.1 Présentation du modèle

PLAXIS est un logiciel courant de modélisation par éléments finis des problèmes d'interaction sol/ouvrages géotechniques. Il a été utilisé dans la présente étude pour concevoir un modèle des contraintes planes.

On souhaite d'étudier le comportement d'une fondation filante reposant à la surface d'une couche de sable et d'analyser l'effet des inclusions de géogrille sur la portance de la semelle construite sur la pente de sable.

La fondation est supposée rigide (alors on impose un déplacement uniforme en surface).

La définition géométrique retenue pour cette étude est représentée sur les **figures (IV.1) et (IV.2)** pour le sol non renforcé et renforcé respectivement. Le problème est modélisé par un modèle

géométrique plan (2D) de 1.30 m de largeur et 0.6 m de hauteur avec un angle d'inclinaison de la pente $\alpha=32^\circ$.

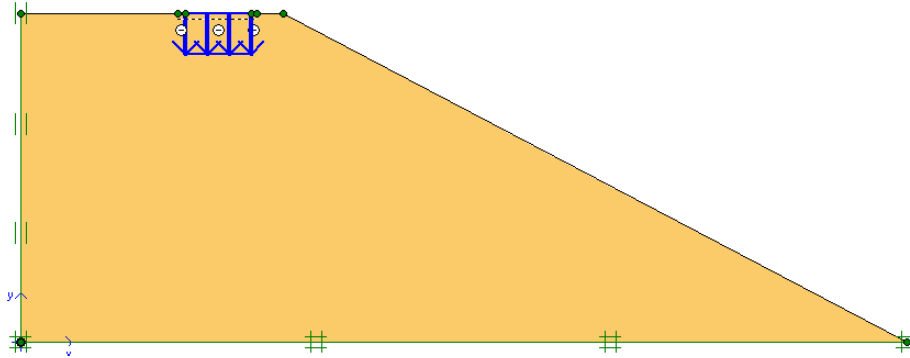


Figure (IV.1) : Géométrie du problème pour le sol non renforcé.

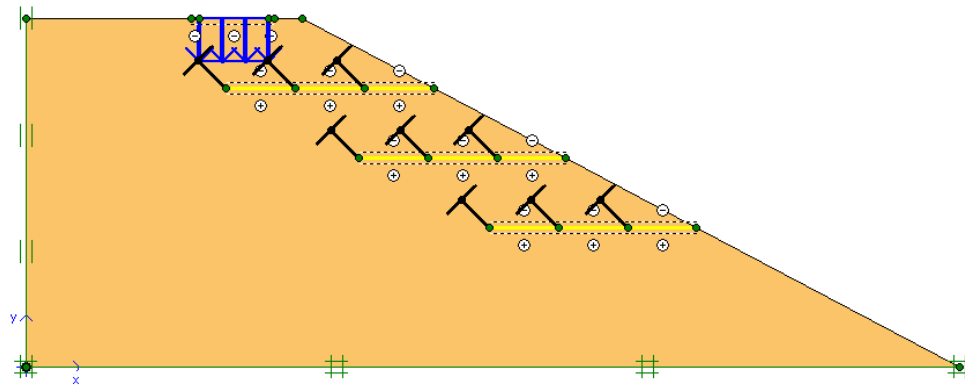


Figure (IV.2): Géométrie du problème pour le sol renforcé.

IV.2.2 Caractéristiques des matériaux

A) Propriétés de la couche de sol

Pour modéliser le sable on a décidé d'utiliser le critère non linéaire de **Mohr-coulomb** due à sa simplicité et la disponibilité des paramètres dont on a besoin.

Les propriétés du sol sont résumées dans le tableau suivant :

Paramètres	Désignation	valeurs
Cohésion	c [kpa]	1
Angle de frottement interne	ϕ°	38
Angle de dilatance	Ψ°	8
Poids volumique apparent	γ [kn/m ³]	16,9
Module élastique	E [kn/m ²]	20000
Coefficient de poisson	ν	0,3
Poids volumique sature	γ_{sat} [KN/m ³]	20

Tableau (IV.1): Propriété de la couche de sol.

B) Propriétés des éléments de renforcement

Les géogrilles et les ancrages en grilles utilisés dans la présente étude sont illustrés sur la **figure (IV.3)**.

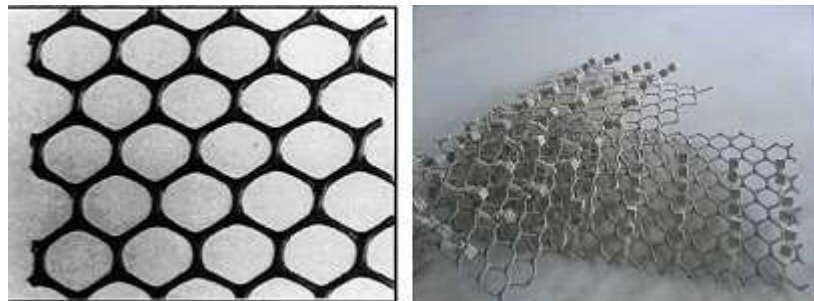


Figure (IV.3): Types des Géogrilles et des ancrages en grilles utilisés dans cette étude.

Les deux géogrilles et les ancrages en grilles ont été faits de polyéthylène à haute densité.

Le géogrille testé dans cette étude est le **CE 131**, le même géogrille testé par Lee et Manjunath (2000). Il a une taille d'ouverture de maille de 27×27 mm et une résistance à la traction maximum de 5,80 kN/m.

Les ancrages en grilles ont également une taille d'ouverture de maille de 8×6 mm et d'une résistance à la traction de 5,8 kN/m au maximum.

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

Description	Géogrille 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 géogrille	28 kN/m
Rigidité axiale des ancrages (EA)	0,18 kN
Longueur d'ancrage (mm)	50 mm

Tableau (IV.2) : Propriétés des éléments du renforcement.

d) Maillage et conditions aux limites

d.1 Conditions aux limites

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).

d.2 Maillage

Plaxis offre un choix d'utiliser des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds 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.

Le maillage de référence (adapté pour cette étude) a été testé sur un cas classique représentant l'effet des inclusions de géogrille sur la portance d'une semelle filante rigide construite sur une pente en sable. Cité dans la littérature ; Saeed Alamshahi, Nader Hataf (2008). Les dimensions suivantes du maillage ont été ensuite appliquées au cas de la présente étude.

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 et autour du géogrille comme il est indiqué sur la **figure (IV.4)**.

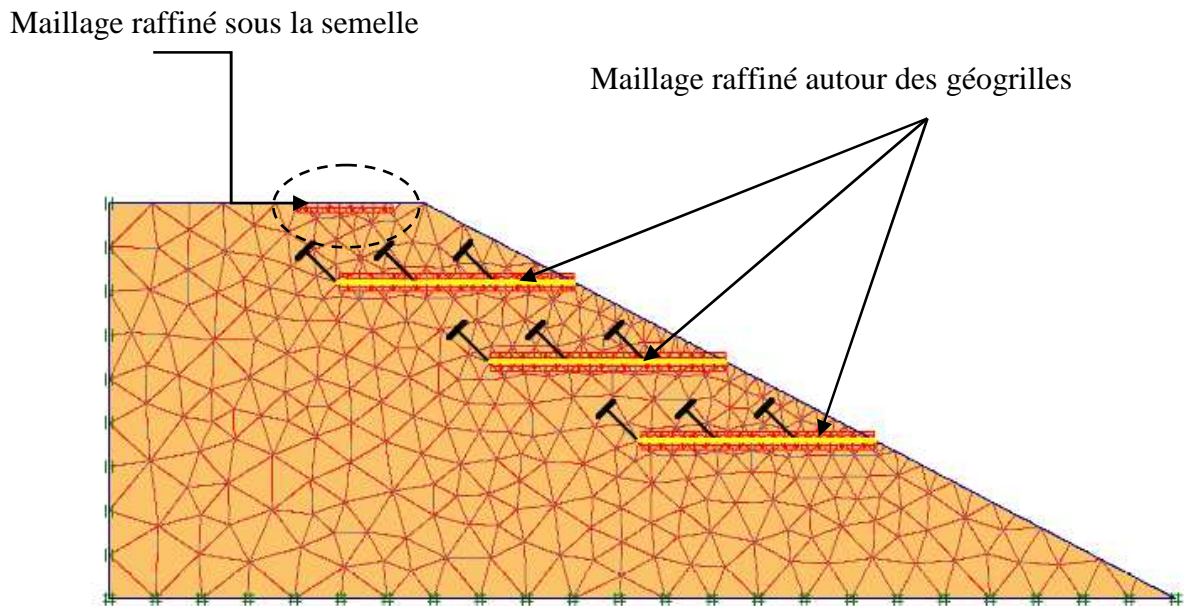


Figure (IV.4): Maillage du modèle.

e) Définition des conditions initiales

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

e.1 Les pressions interstitielles

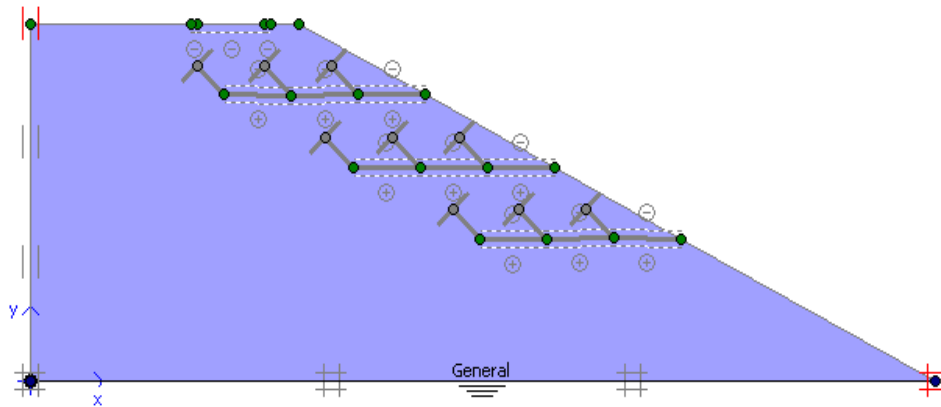
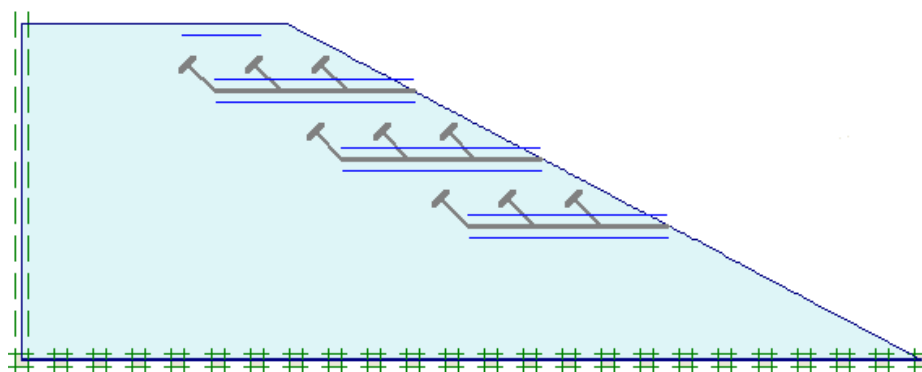


Figure (IV.5): Position de la nappe.



Active pore pressures
 Extreme active pore pressure 0,00 kN/m²
 (pressure = negative)

Figure (IV.6): Calcul des pressions interstitielles.

e.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 lui sont parallèles.

Dans tous les autres cas, on utilisera le chargement gravitaire

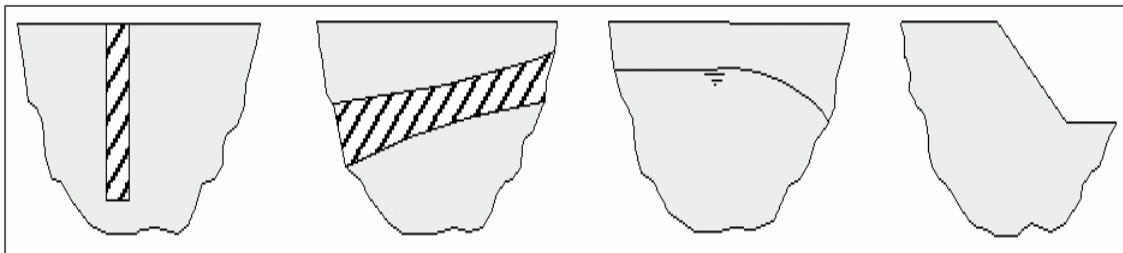


Figure (IV.7): Surfaces non horizontales et stratifications non horizontales.

Comme la surface du talus n'est pas horizontale, les contraintes initiales ne peuvent pas être générées en utilisant le coefficient K_0 : donc il faut recourir à une étape de chargement préalable pour appliquer la gravité au modèle.

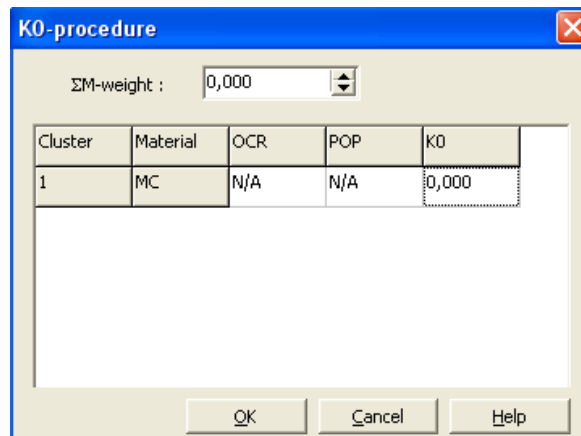
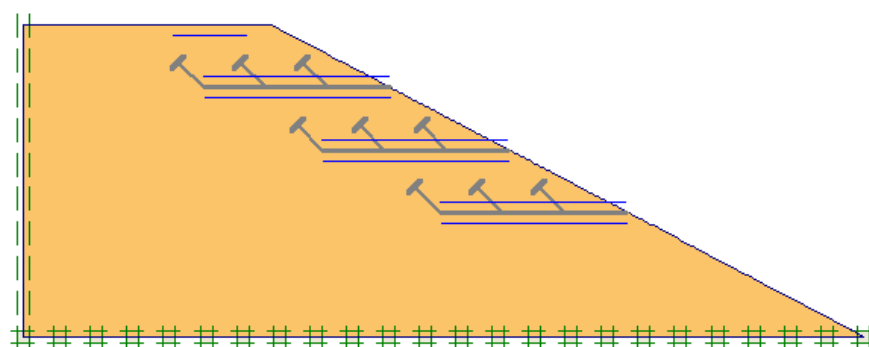


Figure (IV.8) : Choix de K₀.

Après le choix de K₀ les contraintes initiales seront calculées comme suit :



Effective stresses
Extreme effective principal stress 0,00 kN/m²

Figure (IV.9) : Valeurs des contraintes initiales.

IV .3 Procédure De Calcul

Après la définition du modèle les calculs se font sur deux étapes :

- **Phases 1 :** Application De La Gravite.
 - ✓ Calcul plastique.
 - ✓ Total multipliers puis on va sélectionner (Σ -Mweight=1).
- **Phases 2 :** Calcul De La Force Portante.
 - ✓ Calcul plastique.
 - ✓ Remettre les déplacements à zéro.
 - ✓ On choisit la construction par étape (Staged Construction).
 - ✓ Activer le déplacement imposé

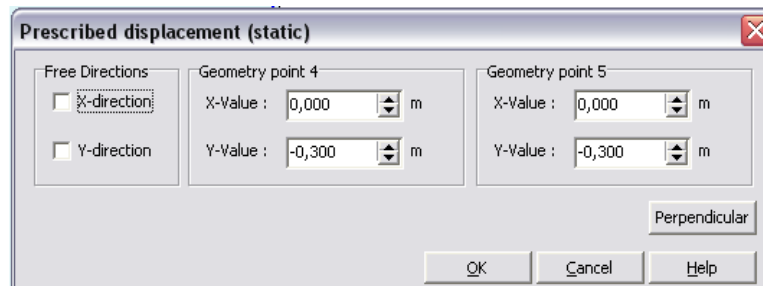


Figure (IV.10) : Valeur du déplacement imposé.

- ✓ Activer les nappes de géogrilles ou les ancrages en grilles selon leurs nombres.
- ✓ Lancer le calcul.

Il est nécessaire de définir les points de contrôle car on ne peut pas tracer des courbes que pour ces points .Il est à noter que l'on peut choisir soit des point de déplacements ou des point de contraintes .Pour notre cas ces points ont été définis au milieu de la fondation.

IV.4 Influence des paramètres géométriques critiques

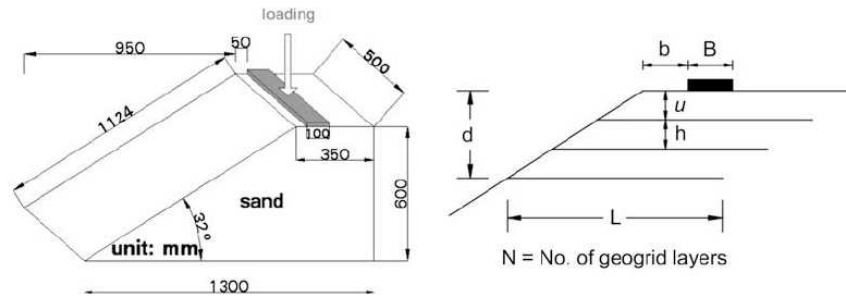


Figure IV.11 Présentation du cas étudié.

Pour déterminer l'effet des paramètres critiques (N , h , U , L , B et b). On doit réaliser une étude paramétrique montrant l'effet de ces derniers sur la capacité portante du sol renforcé. On va prendre les mêmes données et changer à chaque fois le paramètre concerné.

Le tableau (IV.3) illustre le programme d'essais réalisé :

b/B	N	U/B	h/B	L/B
0,5	1	0,5	/	3
		0,75	/	3
		1	/	3
	2		0,5	3
		0,5	0,75	3
			1	3
			0,5	3
		0,75	0,75	3
			1	3
			0,5	3
		1	0,75	3
			1	3
	3		0,5	3
		0,5	0,75	3
			1	3
			0,5	3
		0,75	0,75	3
			1	3
			0,5	3
		1	0,75	3
			1	3

Tableau (IV.3): Programme d'essais réalisé.

Sachant que :

- b : distance entre la semelle et la crête.
- N : Nombre des couches des géogrilles.
- L : Longueur du géogrille.
- U : Distance entre la semelle et la première couche du géogrille.
- h : Distance entre les couches du géogrille.
- B : Largeur de la semelle.

IV.4.1 Résultats Et Interprétations

IV.4.1.a Effet de la position du renforcement pour $N=1$:

Pour pouvoir distinguer l'effet de la position des inclusions dans le sol, on va tracer une série de courbes $q=f(y)$ sur lesquelles on va montrer l'amélioration de la valeur de la capacité portante par la présence des géogrilles ainsi que les ancrages en grille.

Figure IV.12: Courbes chargement-tassement avec $N=1$.

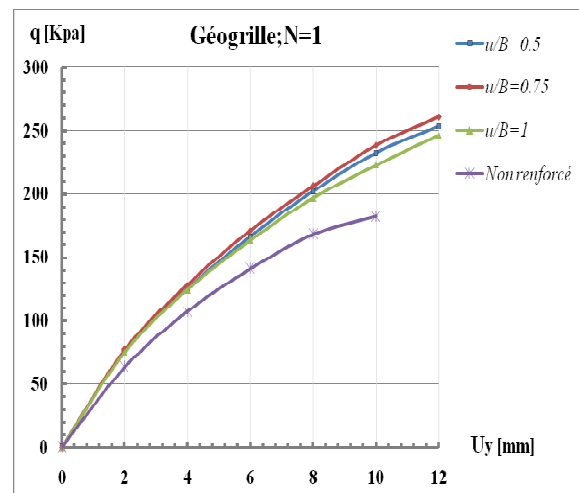
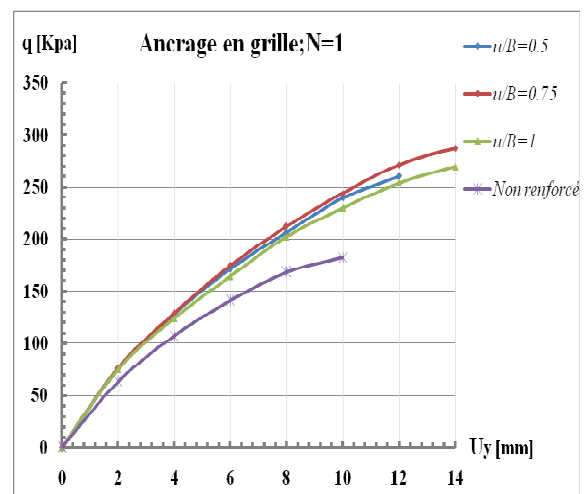


Figure IV.13: Courbes chargement-tassement avec $N=1$.



- D'après un premier temp et d'après la figure (IV.12) ; on constate que l'inclusion d'une géogrille dans le matériau fait augmenter sa capacité portante ;
- Dans un second lieu, voir figure (IV.12) on constate que la valeur maximale de la capacité portante est obtenue lorsque la nappe de géogrille se situe à une distance $u/B=0.75$. Ces résultats se concordent énormément avec les résultats de la littérature : [S.Alamshahi ; N Hataf (2008)] ;
- La **figure (IV.13)** illustre l'effet de la présence des ancrages en grille sur la valeur de la capacité portante du matériau utilisé d'une part ; d'autre part il est clair d'après cette même figure que la capacité portante devienne importante lorsque « $u/B=0.75$ ».

Pour distinguer la différence entre l'effet des ancrages en grille et des géogrilles ; trois courbes ont été tracées.

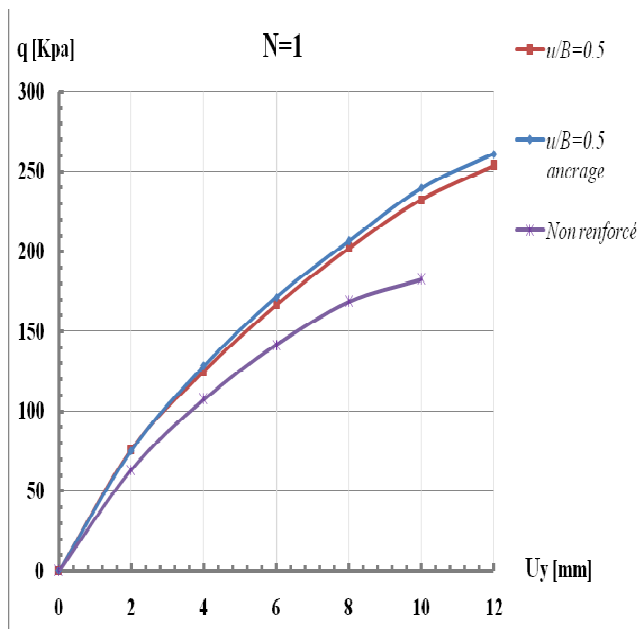


Figure IV.14: Courbes chargement-tassement Pour $u/B=0.5$ (GG) ; $u/B=0.5$ (AG)

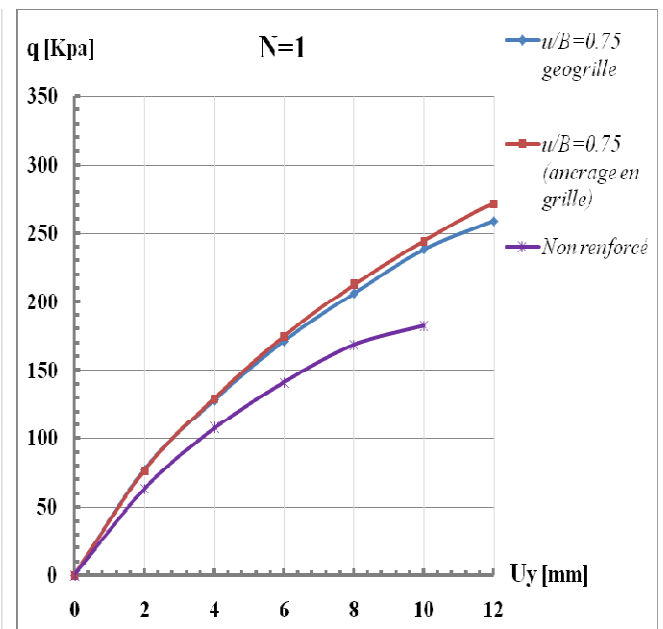


Figure IV.15: Courbes chargement-tassement Pour $u/B=0.75$ (GG) ; $u/B=0.75$ (AG)

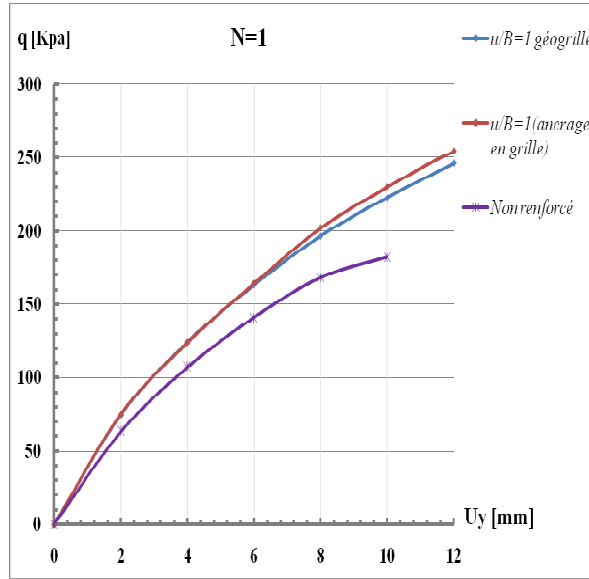


Figure IV.16: Courbes chargement-tassement
Pour $u/B=1$ (GG) ; $u/B=1$ (AG)

- Les figures (IV.14), (IV.15), (IV.16) illustrent la variation de la capacité portante en fonction des déplacements pour les trois cas du sol (non renforcé, renforcé par des géogrilles (GG), renforcé par des ancrages en grilles (AG))
- D'après ces figures il est clair que la capacité portante du sol augmente ; cela est vrai quelque soit le type du renforcement utilisé (géogrille, ancrages en grille), mais cette augmentation demeure assez importante avec un renforcement de type ancrage en grille (AG).

Pour bien démontrer cette constatation on a tracé la courbe BCR en fonction de : u/B .

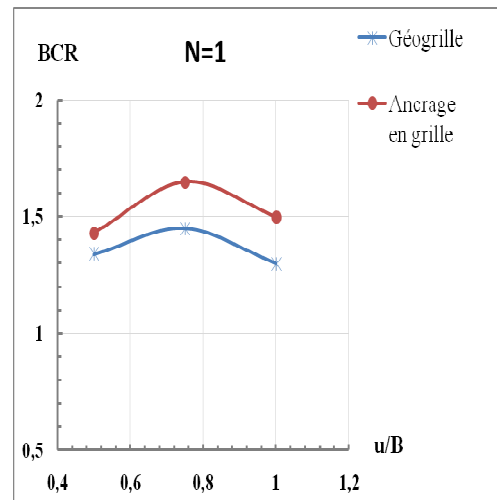


Figure IV.17: variation de BCR en fonction de u/B

- Cette dernière illustre clairement que la capacité portante du sol renforcé par des ancrages en grilles est assez importante que celle du sol renforcé par des géogrilles.
- D'après cette même figure on confirme que le maximum de la capacité portante est obtenu lorsque « $u/B=0.75$ » et cela pour les deux types du renforcement.

IV.4.1.b Effet de la position du renforcement pour $N=2$:

Dans le but d'étudier l'effet de la seconde nappe du renforcement par géogrille ainsi que par des ancrages en grilles sur la capacité portante du sol, trois cas ont été étudiés pour les valeurs de « $u/B=0.5$; 0.75 et 1 » et chaque cas contient trois sous cas voir **tableau (IV.3)**.

On a fixé u/B à ($0.5-0.75$ et 1) respectivement et faisant varier H/B . On a tracer une série de courbes représentant les variations de la capacité portante en fonction des déplacements « $q=f(u_y)$ ».

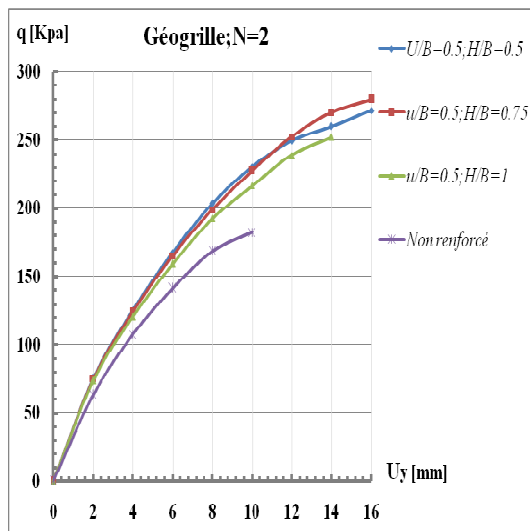


Figure IV.18: Courbes chargement-tassement avec $N=2$; $u/B=0.5$

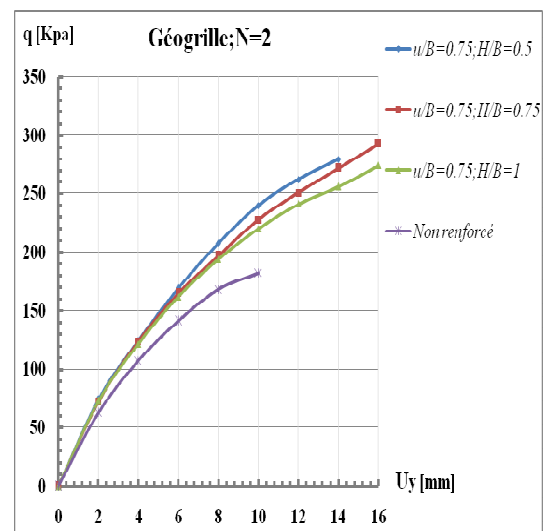
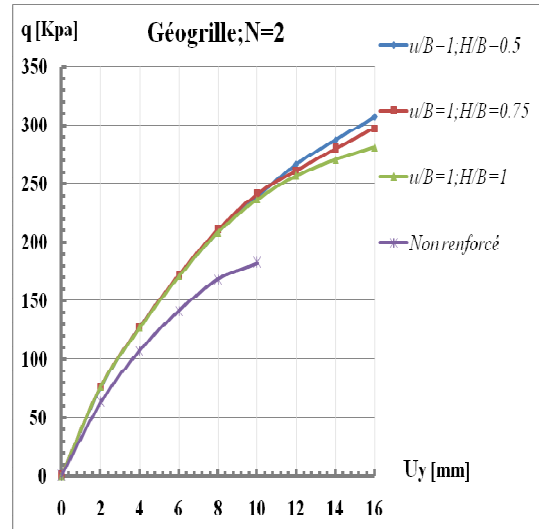


Figure IV.19: Courbes chargement-tassement avec $N=2$; $u/B=0.75$

Figure IV.20: Courbes chargement-tassement avec $N=2$; $u/B=1$



- Il est très clair d'après ces figures que le maximum de la capacité portante est obtenu lorsque la seconde nappe se situe à une distance de $h/B=0.75$ et cela pour les valeurs de $u/B=0.5$ et 0.75 voir **figures (IV.18) et (IV.19)** ; par contre lorsque $u/B=1$ la valeur maximale de la capacité portante est obtenue pour la première position de h/B c'est-à-dire « $u/B=1$ $h/B=0.5$ » voir **figure (IV.20)**. Cela nous conduit à conclure que plus que les nappes s'éloignent plus que la valeur de la capacité portante diminue

Même chose que précédemment, dans le but d'illustrer la différence entre le renforcement par les géogrilles (GG) et celui des ancrages en grille (AG) ; trois courbes $BCR=f(h/B)$ ont été tracées pour ce cas.

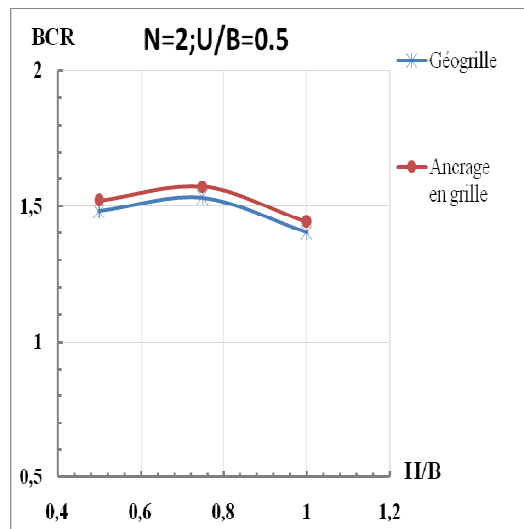


Figure IV.21: variation de BCR en fonction de h/B avec $u/B=0.5$

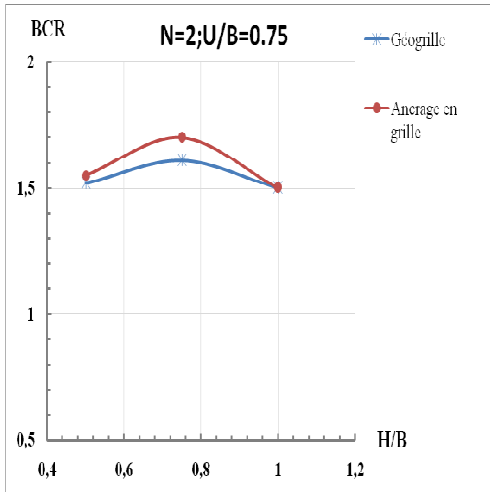


Figure IV.22: variation de BCR en fonction de h/B avec u/B=0.75

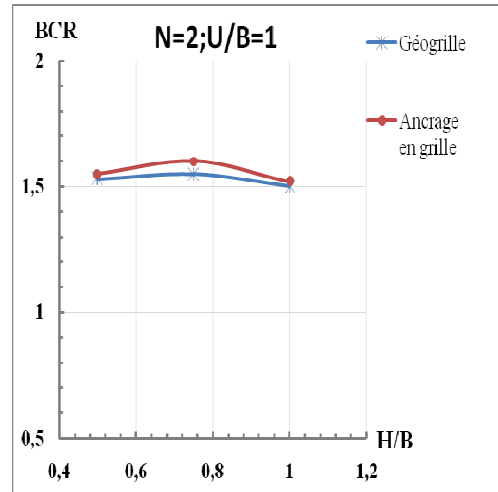


Figure IV.23: variation de BCR en fonction de h/B avec u/B=1

- Ces figures montrent clairement que le renforcement par ancrage en grille est beaucoup mieux que celui du renforcement par géogridde. Ce qui nous conduit à déduire que la meilleure position de la seconde nappe est celle de « $u/B=0.75$; $H/B=0.75$ ».

IV.4.1.c Effets de la position du renforcement pour N=3 :

Même chose que précédemment ; on va tracer les mêmes courbes pour qu'on puisse faire les interprétations nécessaires.

❖ Courbes chargement-tassement pour les cas des géogrilles-ancrages en grille :

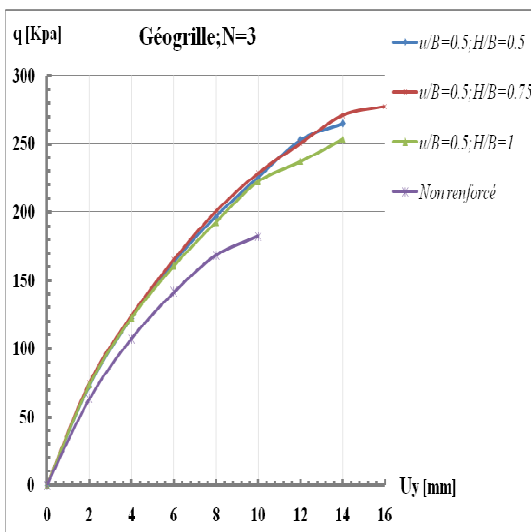


Figure IV.24: Courbes chargement-tassement avec N=3(cas GG)

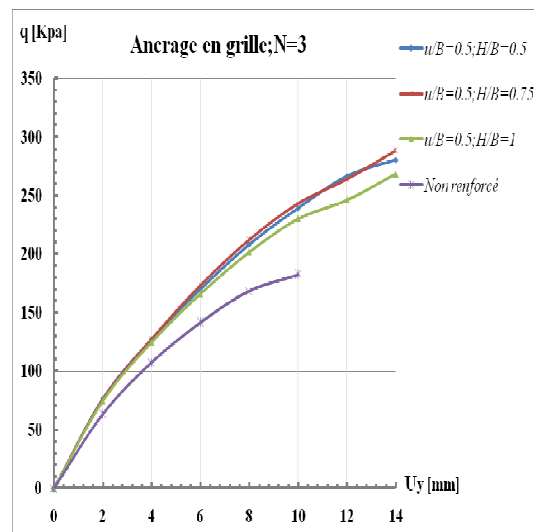


Figure IV.25: Courbes chargement-tassement avec N=3(cas AG)

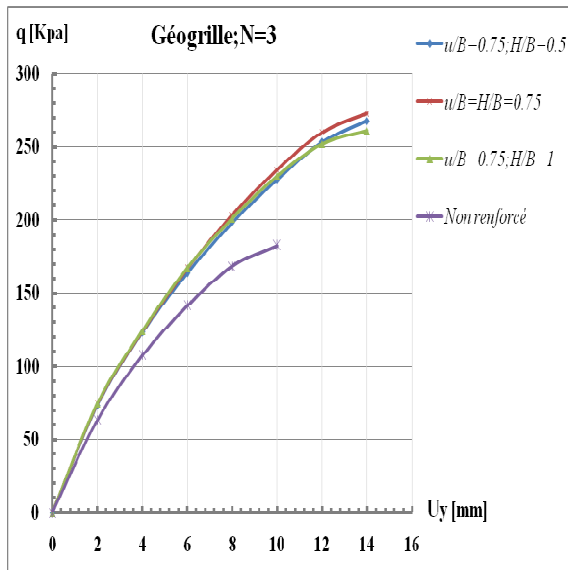


Figure IV.26: Courbes chargement-tassement avec N=3(cas GG)

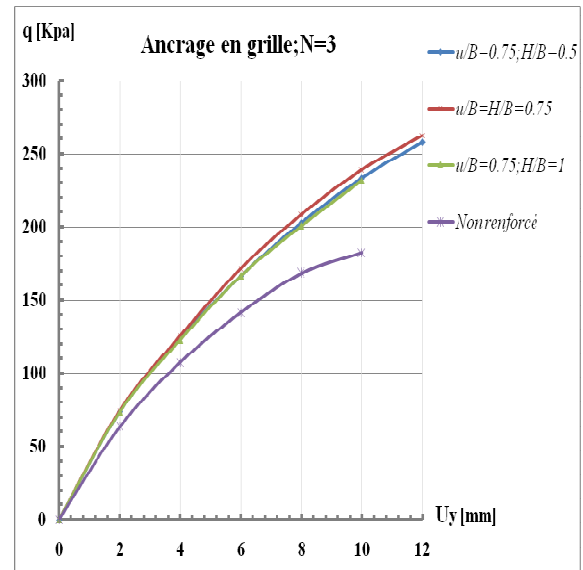


Figure IV.27: Courbes chargement-tassement avec N=3(cas AG)

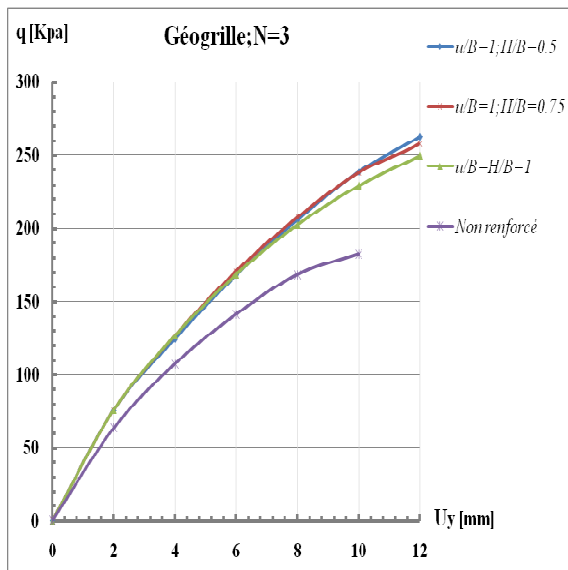


Figure IV.28: Courbes chargement-tassement avec N=3(cas GG)

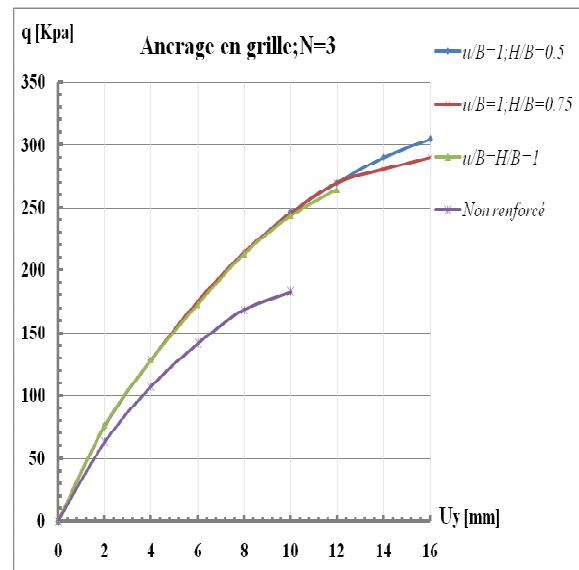


Figure IV.29: Courbes chargement-tassement avec N=3(cas AG)

- D'après les tracés des courbes des figures IV.24 au IV.29, on remarque que les constatations obtenues dans le cas de deux nappes (N=2) sont quasiment identiques à celles obtenues dans le cas de trois nappes (N=3) ; cela nous mène à conclure que l'effet de la troisième nappe est négligeable

❖ Variation du BCR en fonction de h/B :

Figure IV.30: variation de BCR en fonction de h/B avec $u/B=0.5$

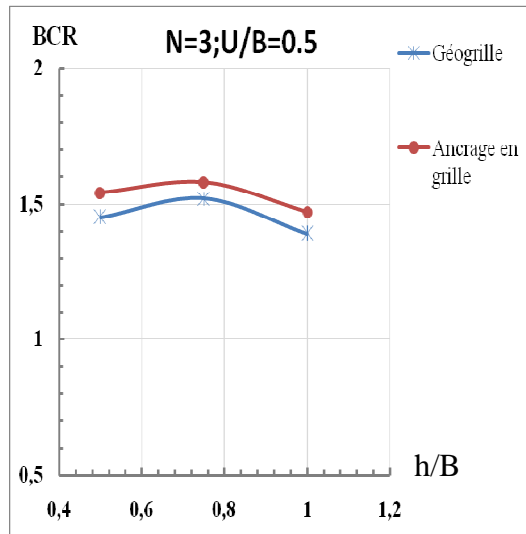


Figure IV.31: variation de BCR en fonction de h/B avec $u/B=0.75$

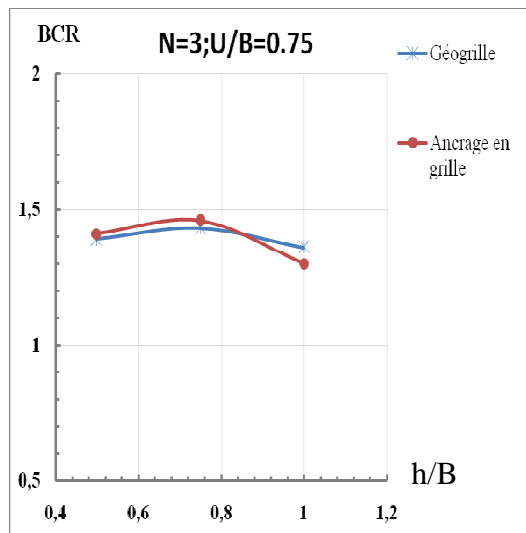
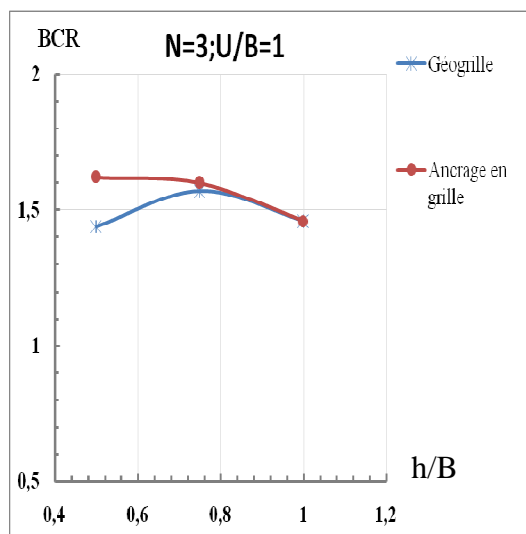


Figure IV.32: variation de BCR en fonction de h/B avec $u/B=1$



- Ces derniers illustrent que le renforcement par les ancrages en grilles donne des capacités portantes plus au moins importante par rapport à celles obtenues par le renforcement en géogrille à l'exception des cas où $u/B=1$ et $h/B=1$ ainsi que pour $u/B=1$ et $H/B=0.75$ où on remarque que les valeurs des capacités portantes prennent des valeurs presque égales ;Cependant on peut déduire pour ces deux cas que les ancrages en grilles n'ont aucun effet du point de vue renforcement par apport à celui des géogrilles.

IV.4.1.d Effet du nombre de nappe :

Pour les deux types de renforcement (GG) et (AG) l'effet du nombre des nappes à fait l'objet d'une étude à partir des figures (IV.33), (IV.34) et (IV.35).

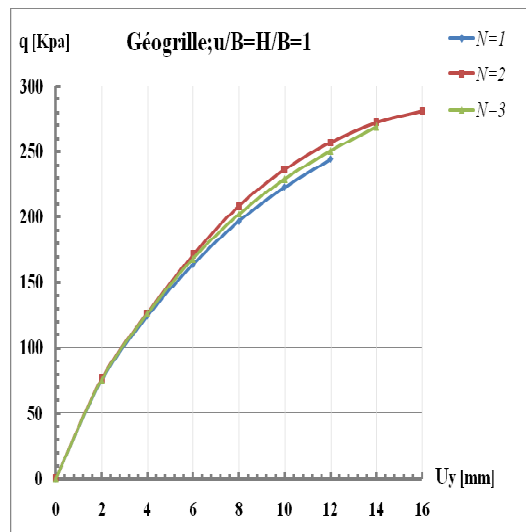


Figure IV.33: Courbes charge-tassement $u/B=h/B=1$

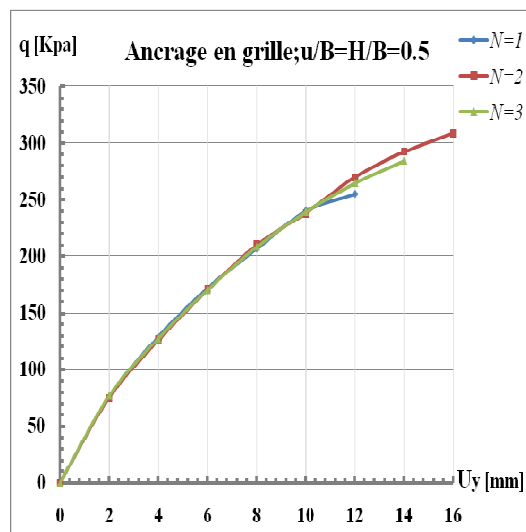


Figure IV.34: Courbes charge-tassement $u/B=h/B=0.5$

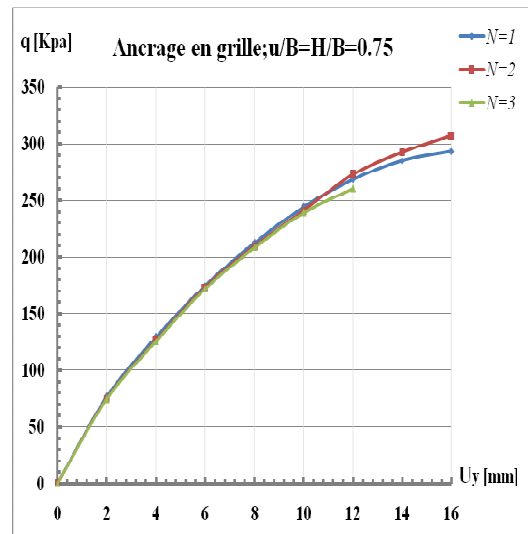


Figure IV.35: Courbes chargement-tassement $u/B=h/B=0.75$

- Les résultats obtenus illustrent que le maximum de la capacité portante est obtenu lorsque $N=2$; pour $u/B=0.5$; $h/B=0.5$ et cela pour les deux types du renforcement.

Dans le but de mener une étude comparative entre les résultats obtenus par les deux types de renforcements concernant le nombre de nappe utilisée on a préféré de tracer les courbes représentées par les figures (IV.36), (IV.37) et (IV.38) illustrant la variation du $BCR=f(N)$.

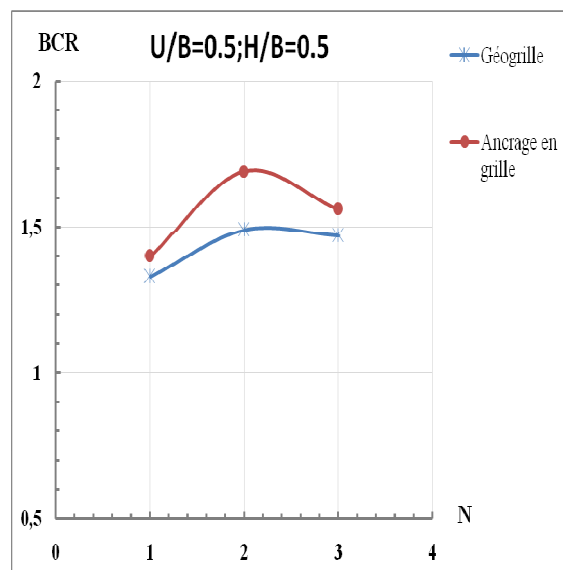


Figure IV.36: Variation de BCR en fonction de N avec $u/B=h/B=0.5$

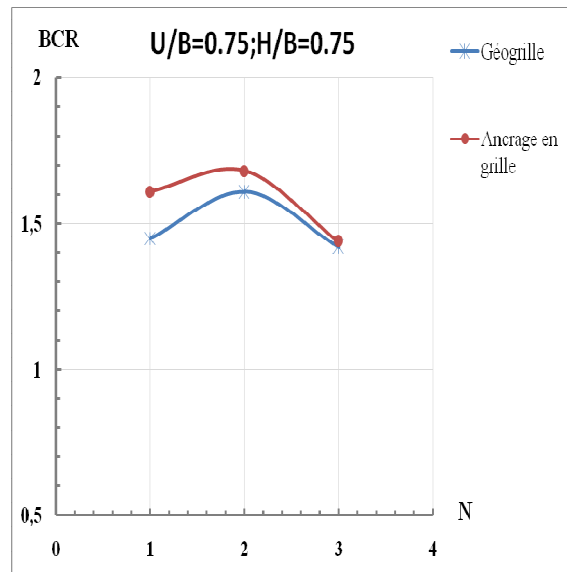


Figure IV.37: Variation de BCR en fonction de N avec $u/B=h/B=0.75$

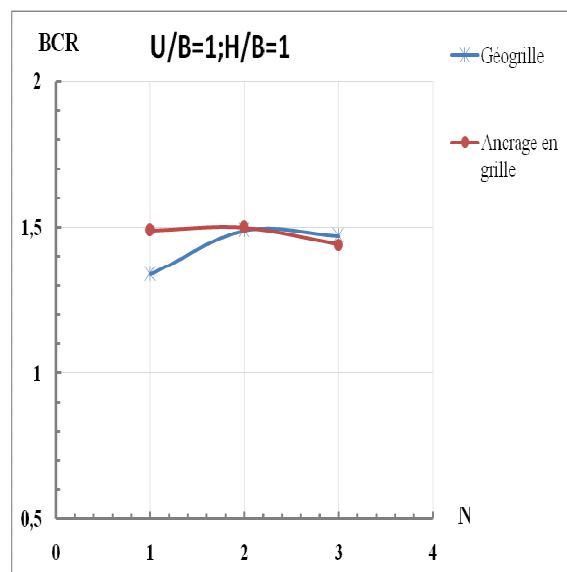


Figure IV.38: Variation de BCR en fonction de N avec $u/B=h/B=1$

- D'après ces figures on constate que les valeurs de la capacité portante sont assez importantes dans le cas du renforcement du sol par des ancrages en grilles ; cela est vrai pour $u/B=0.5, h/B=0.5$ et $u/B=0.75 ; h/B=0.75$; par contre pour le cas où $u/B=1$ et $h/B=1$ l'effet des ancrages devient négligeable pour $N=2$ et $N=3$.

IV.4.2 Validation des résultats :

Pour valider les résultats obtenus à partir de la présente étude ; une comparaison de ces derniers à fait l'objet avec ceux de la littérature « S.Alamshahi, N.Hataf (2008) » voir **Figure (IV.39), (IV.40), (IV.41). et (IV.42).**

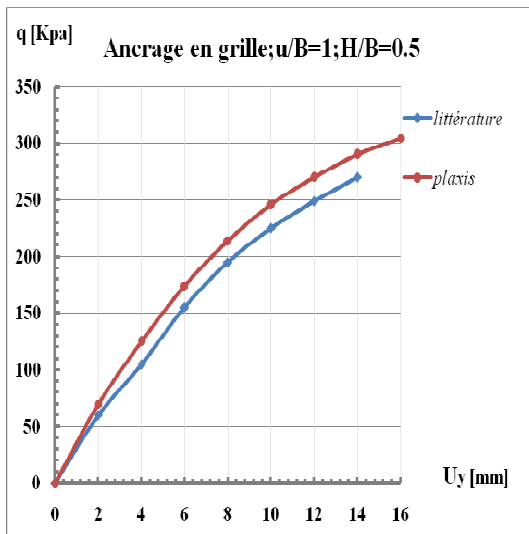


Figure IV.39: Courbes chargement-tassement
Pour $u/B=1, h/B=0.5$

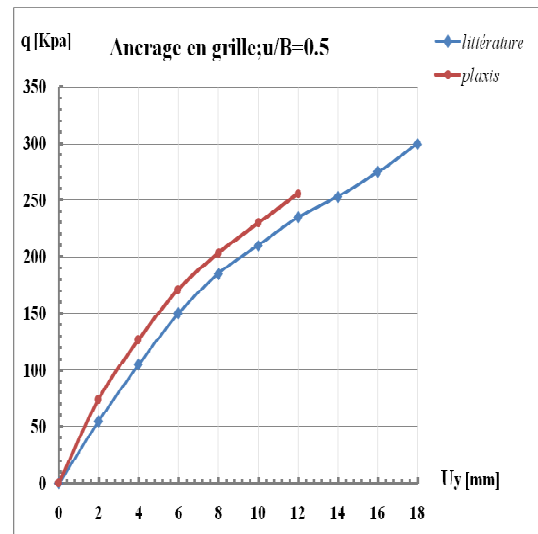


Figure IV.40: Courbes chargement-tassement
Pour $u/B=0.5$

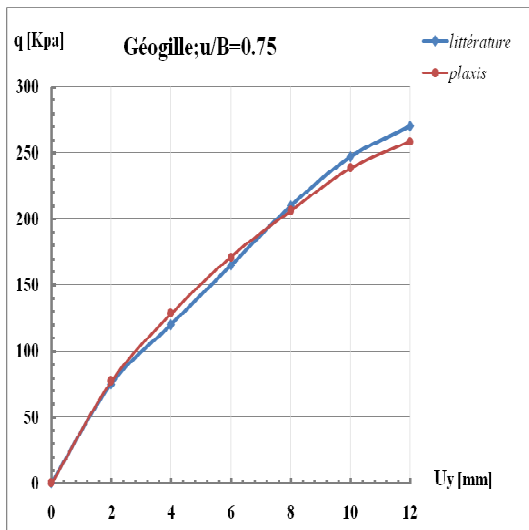


Figure IV.41: Courbes chargement-tassement
Pour $u/B=0.75$

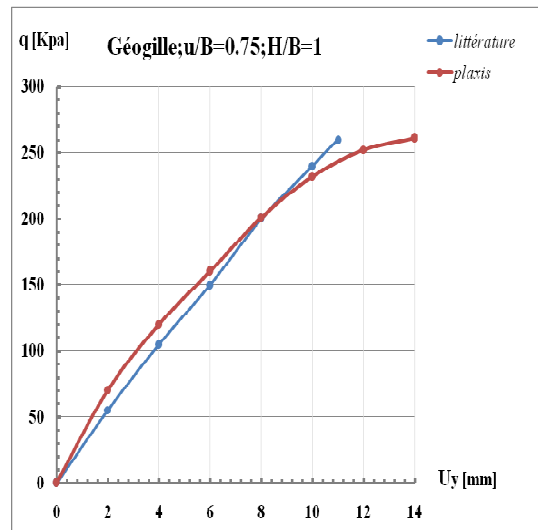


Figure IV.42: Courbes chargement-tassement
Pour $u/B=0.75 ; h/B=1$

- Ces figures illustrent clairement que les résultats obtenus se convergent énormément avec ceux de la littérature ; ce qui justifie le programme d'essai utilisé d'une part et le choix du modèle utilisé dans cette étude d'autre part.

IV.4.3 Conclusion générale

Des tests numériques ont été menés afin d'évaluer la capacité portante d'une semelle filante reposant sur un terrain sableux en pente renforcé par des géogrilles et des ancrages en grilles.

Donc l'étude a pour but de déterminer l'effet des renforcements de la géogrille ainsi des ancrages en grille et leurs positionnements.

Les conclusions suivantes ont été observées :

- ✓ Une augmentation significative de la capacité portante due au renforcement et de sa position dans le massif sableux.
- ✓ Une profondeur critique et un espacement vertical des couches renforcées qui résulte une capacité portante de la géogrille et des ancrages en grille d'environ $u/B=0.75$ ainsi qu'on peut conclure que le nombre optimale des couches est $N=2$.
- ✓ Les résultats montrent clairement que l'effet de la géogrille ordinaire est moindre que celle des ancrages en grille ; cette dernière qui fournit une force d'éjection plus élevée (pull-out) ; cette force est obtenue à l'aide de la résistance des ancrages qui sont supportés par cette grille. donc on peut dire que la forme et le type de la géogrille est un des facteurs les plus importants liés à l'amélioration des sols renforcés.
- ✓ La différence entre les résultats expérimentaux et les résultats de la littérature peuvent être dues aux paramètres du sol, ou bien à cause de la loi de comportement adaptée (Modèle de Mohr Coulomb) utilisé dans cette analyse numérique.
- ✓ Enfin on peut dire que le code de calcul par élément fini « plaxis » confirme les résultats obtenus par la littérature on observe celle de « S.Alamshahi, N.Hataf (2008) » cela nous mène à conclure que plaxis nous a donné des résultats satisfaisantes par rapport à ceux de la littérature.

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.

Éléments 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.



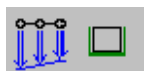
Ancrages : Des éléments de ressort élastoplastique servent à représenter les ancrages et les butons. Ils sont définis par leur raideur normale et la valeur maximale de l'effort normal. Une option spéciale permet d'analyser les ancrages ou appuis précontraints.



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.

Surpressions interstitielles : PLAXIS distingue les comportements drainés ou non drainés des sols, pour modéliser les sables perméables comme les argiles quasi-imperméables. Les surpressions 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 surpressions 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

- Sol non renforcé

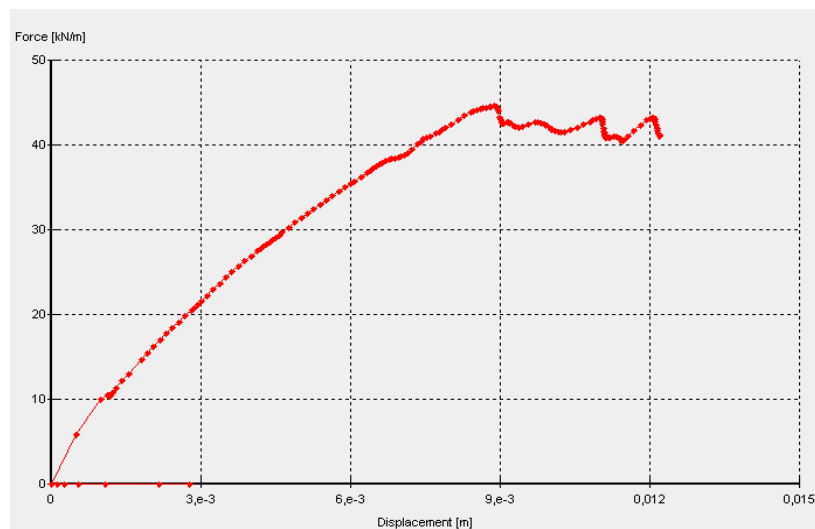


Figure A.1 Courbe chargement-déplacement

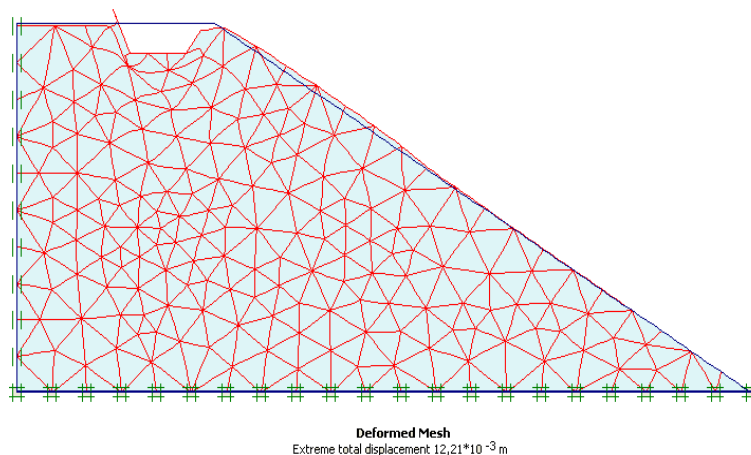


Figure A.2 Déformation du maillage

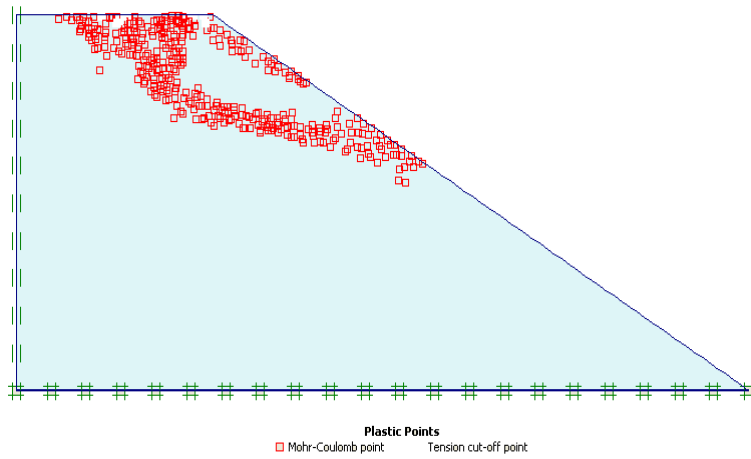


Figure A.3 Points plastiques

- Sol renforcé par des ancrages

Cas : $U/B=0.5$.

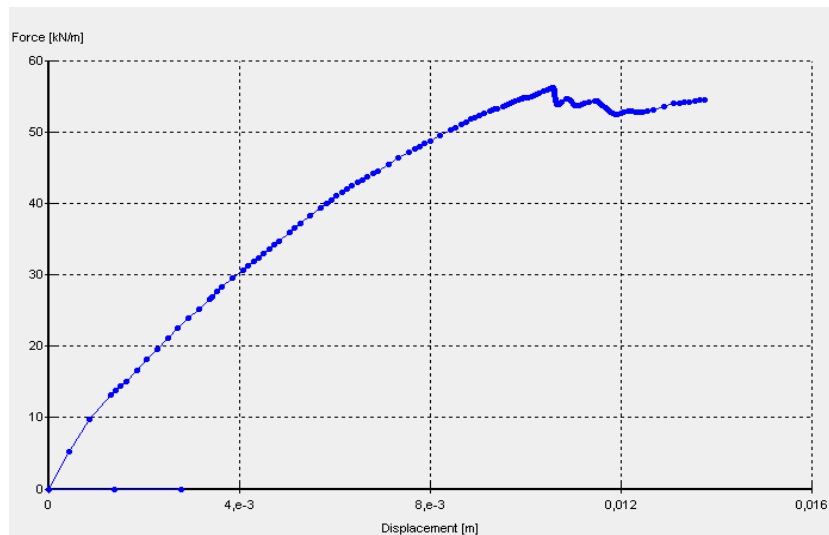


Figure A.4 Courbe chargement-déplacement.

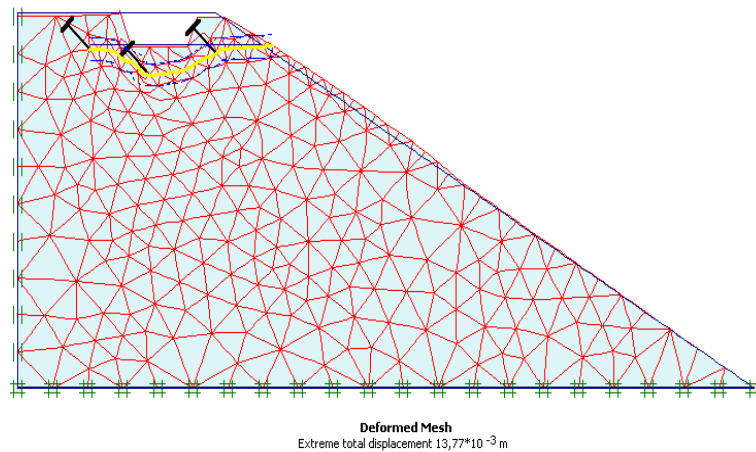


Figure A.5 Déformation du maillage

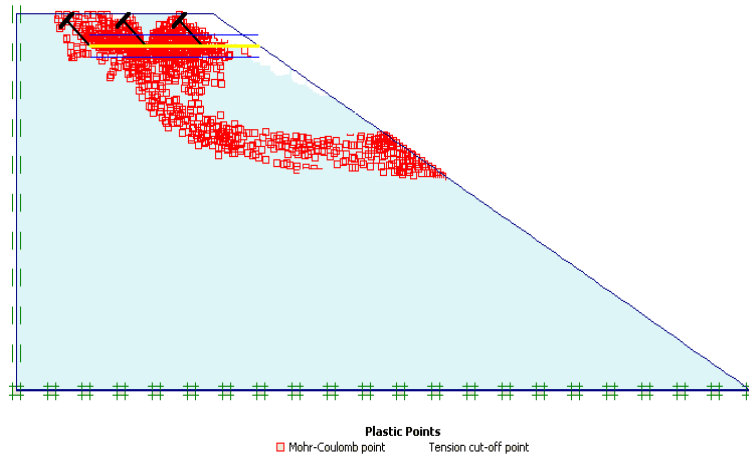


Figure A.6 Points plastiques

Cas : $U/B=0.75$

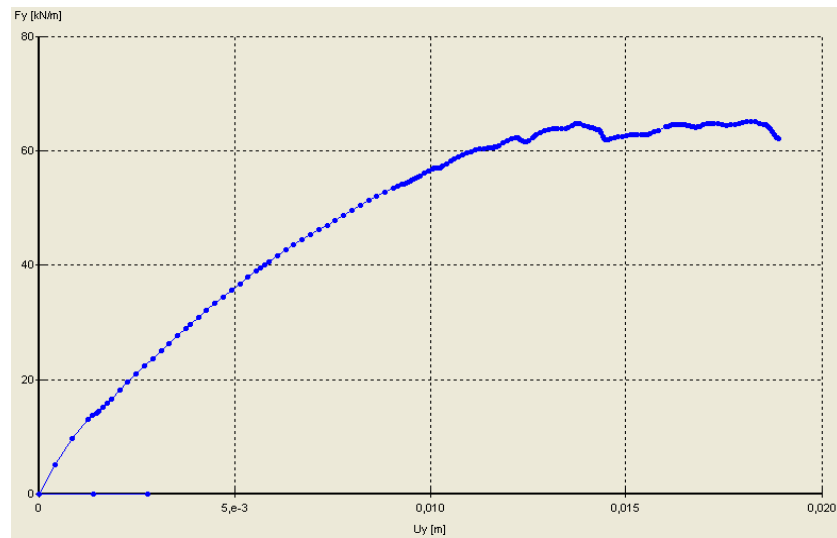


Figure A.7 Courbe chargement-déplacement.

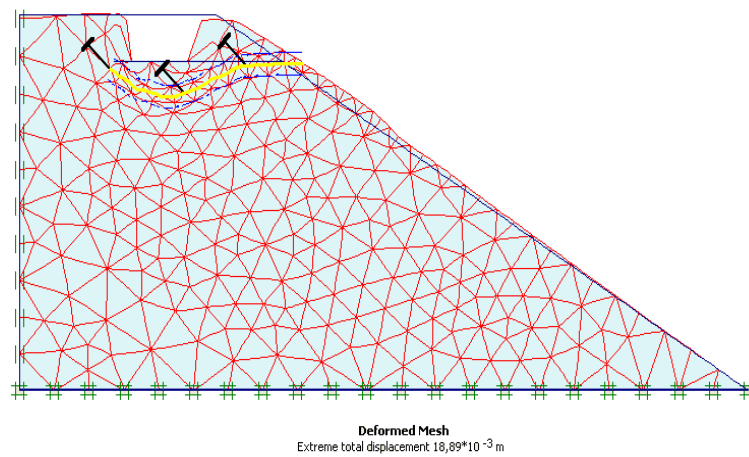


Figure A.8 Déformation du maillage

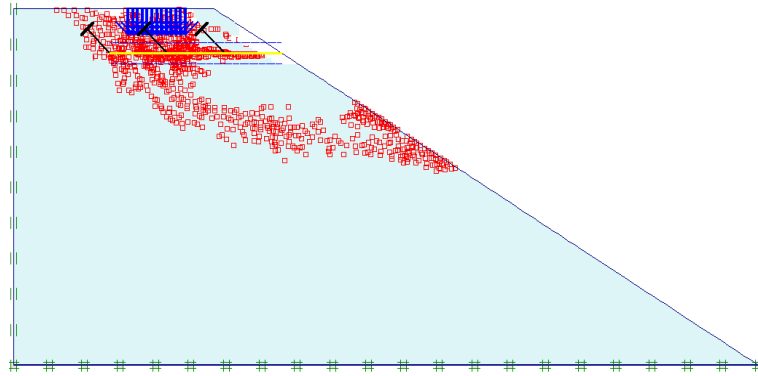


Figure A.9 Points plastiques

Cas : $U/B=1$

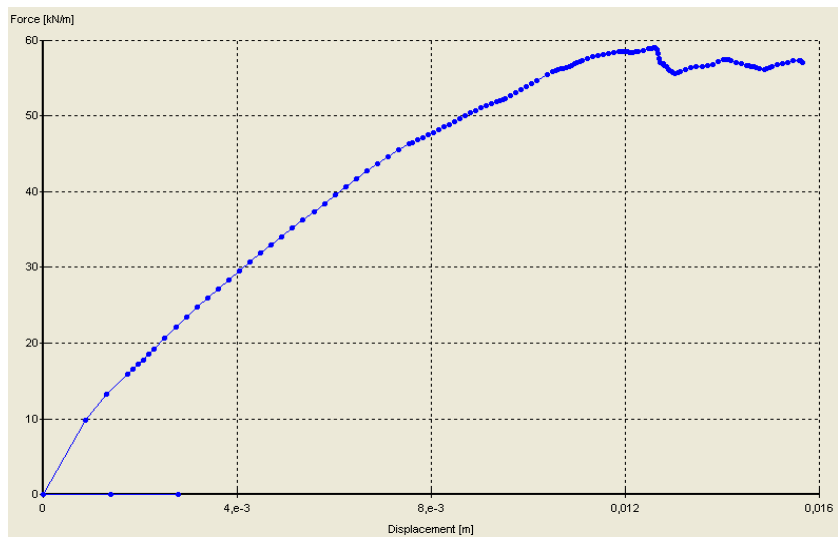


Figure A.10 Courbe chargement-déplacement.

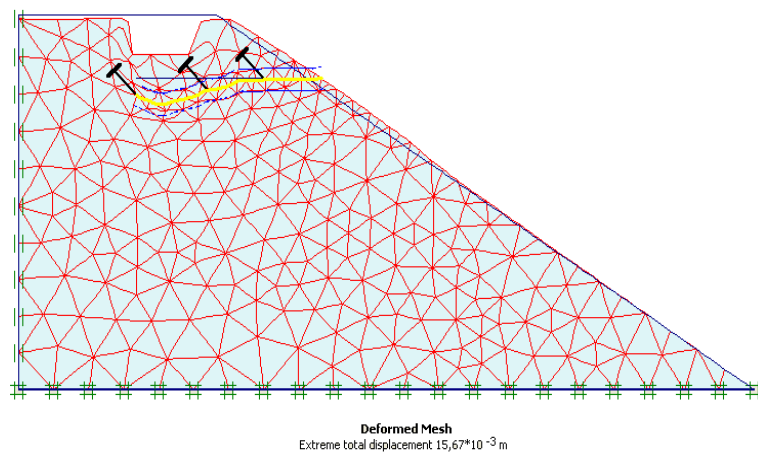


Figure A.11 Déformation du maillage

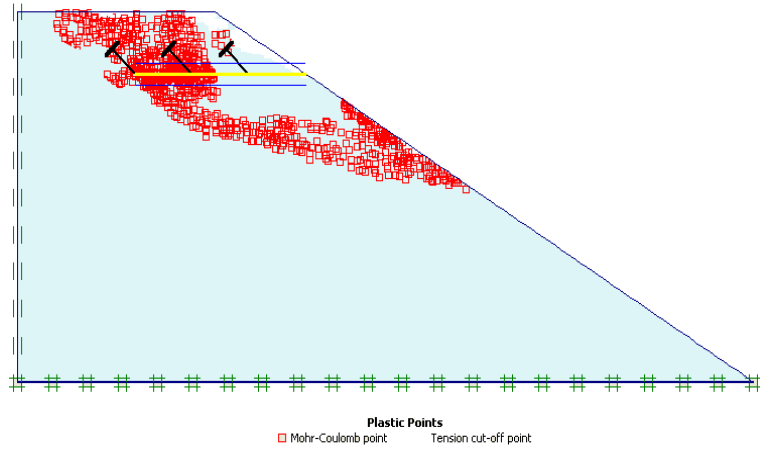


Figure A.12 Points plastiques

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- *Dhouib A et Blondeau F 2003.colonne ballastées. Technique de mise en œuvre, domaine d'application, Comportement, Justification, contrôle, Axe de recherche et développement, presses de L'ENPC, ISBN 2-85978-401-2,2644P*
- *Aboshi H, Mizumo Y, kuwabara M, 1991 present state of sand compaction pile in japan.Deep foundation improvements: Design, construction and testing ASTM STP 1089,32-46.*
- *Barksdale R.D et Takefumi T., 1991.Design, construction and testing of sand compaction piles. Deep foundation improvements: Design, construction and testing ASTM STP 1089, 4-18.*
- *Schlosser f. Vidal, la terre armée, bull. Liaison labo. Routier p, et ch., 4Inov1969.*
- *Meyerhof, G. G., The ultimate bearing capacity of foundations on slopes, in Proc., IV Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., London England, 1, 1957, 384*
- *Hansen, J. B., A revised and extended formula for bearing capacity, Bulletin 28, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, 1970.*
- *Vesic, A. S., Bearing capacity of shallow foundations, in Foundation Engineering Hand-book, Winterkorn, H. F., and Fang, H. Y., Eds., Van Nostrand Reinhold Co., 1975, 121.*
- *Saran, S., Sud, V. K., and Honda, S. C., Bearing capacity of footings adjacent to slopes, J. Geotech. Eng., ASCE, 115(4), 553, 1989.*
- *Graham, J., Andrews, M., and Shields, D. H., Stress characteristics for shallow footings in cohesionless slopes, Canadian Geotech. J., 25(2), 238, 1988.*
- *Gemperline, M. C., Centrifuge modeling of shallow foundations, in Proc., ASCE Convention, 1988.*
- *Shields, D., Chandler, N., and Garnier, J., Bearing capacity of foundations in slopes, J. Geotech. Eng., ASCE, 116(3), 528, 1990.*
- *Binquet. j.. and Lee. K.L... 1975 a. "Bearing capacity tests on reinforced earth slabs - Journal of geotechnical engineering division .ASCE. Vol. 101. No. GT12. pp. 1241-1255*
- *Binquet, J... and Lee. K.L 1975b. °bearing capacity analysis on reinforced earth slabs." Journal of Geotechnical Engineering Division. ASCE. Vol. 101, No.GT12. Pp.1257-1276.*
- *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.*
- *Fragaszy. JR... And Lawton. E 1984. "Bearing capacity of reinforced and subgrades. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE. Vol. 110. No.10, pp. 1500-1517.*
- *Guido. V.A... Biesiadecki. GA- and Sullivan M.J., 1985. "Bearing capacity of a géoextile Reinforced foundation." Proceedings of the 11th International Conference on Soil –Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, Vol. 3, pp. 1 777-1780.*

- Guido. VA... Chang D.K., and Sweeny. M.A., 1986. "Comparison of geogrid and géolectile reinforced slabs (*Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 20, pp. 435-440.).
- Huang. C.C... And Tatsuoka. F... 1990. "Bearing capacity reinforced horizontal sandy ground." *Géolectile and geomembranes*. Vol. 9, pp. 51-82.
- Khing. K.H... Das. B.M., Puri, V.K., Cook, EE. And Yen, S.C- 1993. "The Bearing capacity of a strip foundation on geogrid reinforced sand:" *Géolectile and Geomembranes*. Vol. 12, pp. 351-61
- Omar. M.T... Das. B.M Yen, S.C... PURI. V.K. and Cook. E.E... 1993a. "Ultimate bearing capacity' of rectangular foundations on geogrid-reinforced sand." *Geotechnical testing Journal*. ASTM Vol. 16, No. 2, pp. 246-252.
- Omar. M.T. Das. B.M Puri. V.K... And Yen. S.C., 1993b. "Ultimate bearing capacity of shallow foundations on sand with geogrid reinforced." *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 20, No.3 pp 435-440.
- Shin. E.C... Das. B.M... Puri, V.K., Yen, S.C., and Cook. E.E., 1993. "Bearing capacity of strip Foundation on geogrid-reinforced clay." *Geotechnical Testing. Journal*, ASTM, Vol. 16, No. 4, pp.534-541
- Das. B.M., and OMAR M.T 1994 "the effects of foundation with on 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.
- 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.
- Gabr. M.A... Dodson. R... and Collin, J.G, 1998. -A study of stress distribution in geogrid Reinforced sand:' *Proceedings of geosynthetic in foundation reinforcement and erosion control system ASCS Geotechnical Special Publication*, 76, pp. 62-76
- Gabr. M.A... And Hart. J.H 2000. '-Elastic modulus of geogrid-reinforced sand using plate load tests." *Geotechnical testing. Journal*, ASTM. Vol. 23, No.2. pp. 215-220.
- Selvadurai, A., Gnanendran, C., 1989. An experimental study of a footing located on, a sloped fill: influence of a soil reinforcement layer. *Canadian Geotechnical Journal* 26 (3), 467-473.
- Michalowski, R.L., 1997. Stability of uniformly reinforced slopes. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 123 (6), 546-556.
- Bera, A.K... Ghosh. A... and GHOSH A.2005 «Regression model for bearing capacity of a square footing -on reinforced pond ash." *géolectile and Geomembranes*, Vol. 23. No.3, pp. 261-285.

- Mandal, J.N. and Sah, H.S...1992. "Bearing capacity tests on geogrid-reinforced clay. » *Géotextile and geomembranes*. Vol. 11. No. 3, pp. 127-313.
- GHOSH, A., CHOSH and Bera, A.K., 2005. "Bearing capacity of square footing on pond ash Reinforced with jute-géotextile." (*Géotextile and Geomembranes*, Vol. 23. No.2. pp. 144-173.
- Huang, C.C... And Tatsuoka, F... 1 990. "Bearing capacity reinforced horizontal sandy ground." *Géotextile and geomembranes*. Vol. 9, pp. 51-82.
- Huang, C.C., and Neng F.Y, 1 997. "Deep-footing and wide-slab effects in reinforced sandy round." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 123, N°, 1 pp 30-36.
- Huang, C., Tatsuoka, F., Sato, Y., 1994. Failure mechanisms of reinforced sand slopes loaded with a footing. *Soils and Foundations* 24 (2), 27–40.
- Basudhar, P.K., Saha, S., Deb, K., 2007. Circular footings resting on géotextile-reinforced sand bed. *Géotextile and Geomembranes* 25 (6), 377–384.
- El Sawwaf, M., 2007. Behavior of strip footing on geogrid-reinforced sand over a soft clay slope. *Geotextiles and Geomembranes* 25 (1), 50–60.
- Ghazavi, M., Lavasan, A.A., 2008. Interference effect of shallow foundations constructed on sand reinforced with geosynthetic. *Geotextiles and Geomembranes* 26 (5), 404–415
- Dash, S., Sireesh, S., Sitharam, T., 2003. Model studies on circular footing supported on geocell reinforced sand underlain by soft clay. *Geotextiles and Geomembranes* 21 (4), 197–219.
- Boushehrian, J.H., Hataf, N., 2003. 241 Experimental and numerical investigation of the bearing capacity of model circular and ring footings on reinforced sand. *Geotextiles and Geomembranes* 21 (4), 241–256.
- Bera, A.K., Ghosh, A., Ghosh, A., 2005. Regression model for bearing capacity of a square footing on reinforced pond ash. *Geotextiles and Geomembranes* 23 (2), 261–286.
- Patra, C.R., Das, B.M., Atalar, C., 2005. Bearing capacity of embedded strip foundation on geogrid-reinforced sand. *Geotextiles and Geomembranes* 23 (5), 454–462.
- Patra, C.R., Das, B.M., Bhoi, M., Shin, E.C., 2006. Eccentrically loaded strip foundation on geogrid-reinforced sand. *Geotextiles and Geomembranes* 24 (4), 254–259.
- Akinmusuru, J.O., Akinbolade, J.A., 1981. Stability of loaded footings on reinforced soil. *Journal of Geotechnical Engineering*. ASCE 107, 819–827.
- Fragaszy, R.J., Lawton, E., 1984. Bearing capacity of reinforced sand subgrades. *Journal of Geotechnical Engineering*. ASCE 110 (GT10), 1500–1511.
- Lee, K.M., Manjunath, V.R., 2000. Experimental and numerical studies of geosynthetic-reinforced sand slopes loaded with a footing. *Canadian Geotechnical Journal* 37, 828–842.