

République Algérienne Démocratique Et Populaire

Ministère De l'Enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique

Université Echahid Hamma Lakhdar d'El-Oued



Faculté de Technologies

Département D'hydraulique et de Génie Civil

Mémoire fin d'études

Présenté En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Filière : Génie Civil

Spécialité : Matériaux de Construction

Thème

**Etude numérique de l'amélioration de la portance
des sols par différentes techniques**

Encadreur :

- Dr Ali Farik

CO-encadreur :

- Aouadj Abdelfattah

Présenté Par :

- Chekima Djihane
- Chikha Asma
- Beya Alia
- Didi Maroua

Membres du Jury

- | | | |
|-------------|-------------------------|--------------|
| - Président | Dr. kaab mohamed zohair | Univ.El-oued |
| - Examineur | Dr. bedadi laid | Univ.El-oued |

Promotion: juin 2023

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

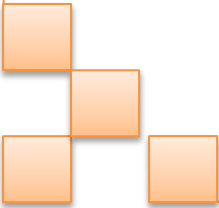


Remerciements

Tout d'abord, je remercie dieu -ALLAH- de tout puissant de m'avoir donné le courage et la patience durant toutes ces années d'études. Je tiens à exprimer toute ma gratitude et mes sincères remerciements à Monsieur **Dr : FRIK Ali**, Docteur à L'Université Echahid Hamma Lakhdar d'El Oued, pour avoir dirigé ce travail. Et l'assistant qui a été recruté parmi les soldats de l'invisibilité, le professeur **YOUSFI MOHAMMED AMIN**. Mes sincères remerciements aux messieurs les membres du jury pour l'honneur qu'ils me font en participant au jugement de ce travail.

Nous tenons à remercier vivement toutes personnes qui nous ont aidés à élaborer et réaliser ce mémoire, ainsi à tous ceux qui nous aidés de près ou de loin à accomplir ce travail.

En fin je remercie tout particulièrement mes parents ; pour leur soutien inconditionnel tout au long de ces longues années d'études



Dédicaces

Dieu ne prend plaisir à la nuit qu'en vous remerciant et non par l'obéissance du jour...
et ne repentez pas les moments, sauf en vous mentionnant... Et seulement en voyant
Dieu la plupart de Sa Majesté à ceux qui ont atteint le message et effectué l'honnêteté
... Conseiller la nation... Au prophète de la miséricorde et de la lumière des mondes...

Que la paix de notre Maître Muhammad Allah soit

Qui m'a appris à donner sans attendre... A qui je porte fièrement son nom... Je demande
à Dieu de s'étendre à votre âge pour voir les fruits de sa cueillette après une longue
attente et les paroles des étoiles resteront pour la guider aujourd'hui, demain et pour
toujours...

Chers parents d'entre eux et la miséricorde de Dieu mort

À mon ange dans la vie... Au sens de l'amour, de la tendresse et du dévouement...
Au trait de vie et au secret de l'existence... Au cœur blanc... À la source de la patience,
de l'optimisme et de l'espoir... à Sindhi, à ma force et à mon sanctuaire après Dieu..

Ma mère bien-aimée

À ceux qui m'ont enseigné les sciences de la vie... À ceux qui m'ont montré ce qui était
plus beau que la vie... à ceux qui m'ont touché...

frères et sœurs

A ceux qui ont été mon sanctuaire et mon refuge... à ceux avec qui j'ai eu les plus
beaux moments... à ceux qui me manqueront... et j'espère qu'ils me manqueront...
à ceux que Dieu a fait mes frères à Dieu... et à ceux que j'ai aimés en Dieu.

Étudiants du département de génie civil

Résumé

Dans beaucoup de cas de construction de fondations, des couches de sol de faible portance peuvent être rencontrées, ce qui se pose de réels problèmes pour la construction des ouvrages de génie civil. Actuellement il existe de nombreuses solutions pour améliorer la capacité portante de ces sols tels que la technique de renforcement par géosynthétiques, renforcement par compactage, renforcement par des colonnes ballastées...

Le présent mémoire s'intéresse à l'étude numérique et à la comparaison entre les différentes techniques de l'amélioration de la capacité portante. Pour cela nous avons créé un modèle numérique d'une fondation carré reposant sur une couche d'argile de faible portance, à l'aide du code de calcul Plaxis 3D qui est basé sur la méthode des éléments finis.

Ensuite une étude paramétrique basée sur les paramètres du modèle de référence a été faite pour comparer entre trois méthodes d'amélioration de la capacité portante des sols : le renforcement par reconstitution le sol support, le renforcement par des nappes géogrilles et le renforcement par des colonnes ballastées.

Enfin, on a créé avec le programme (MATLAB) un modèle d'intelligence artificielle (méthode de réseaux de Neurones) pour la prédiction de la portance d'un sol renforcé par géogrilles pour le cas d'une semelle carrée.

Mots clés : Fondation superficielle, capacité portante, sol renforcé, modélisation numérique, PLAXIS 3D, intelligence artificielle.

Abstract

In many cases of construction of foundations, soil layers of low bearing capacity can be encountered, which poses real problems for the construction of civil engineering works. Currently there are many solutions to improve the bearing capacity of these soils such as the technique of reinforcement by geosynthetics, reinforcement by compaction, reinforcement by stone columns...

This thesis focuses on the numerical study and the comparison between the different techniques for improving the bearing capacity. For this we have created a digital model of a square foundation resting on a layer of low bearing clay, using the Plaxis 3D calculation code which is based on the finite element method.

Then a parametric study based on the parameters of the reference model was made to compare between three methods of improving the bearing capacity of soils: reinforcement by reconstitution of the supporting soil, reinforcement by geogrid sheets and reinforcement by stone columns.

Finally, we created with the program (MATLAB) an artificial intelligence model (neural network method) for the prediction of the bearing capacity of a soil reinforced by geogrids for the case of a square footing.

Keywords: Shallow foundation, bearing capacity, reinforced soil, numerical modeling, PLAXIS 3D, artificial intelligence.

الملخص

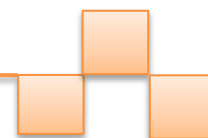
في كثير من حالات بناء الأسس، يمكن مواجهة طبقات التربة ذات قدرة التحمل المنخفضة، مما يشكل مشاكل حقيقية لبناء هياكل الهندسة المدنية. حاليًا يوجد العديد من الحلول لتحسين قدرة التحمل لهذا النوع من التربة مثل تقنية التعزيز بواسطة طبقات من الجيوسنتيتيك ، والتعزيز بالرص ، والتعزيز بالأعمدة الحجرية ...

تركز هذه المذكرة على الدراسة العددية والمقارنة بين التقنيات المختلفة لتحسين قدرة التحمل. لهذا تم إنشاء نموذج رقمي لأساس مربع يركز على طبقة طينية ذو قدرة تحمل منخفض، باستخدام برنامج Plaxis 3D الذي يعتمد على طريقة العناصر المحدودة.

ثم أجريت دراسة بارامترية اعتمادا على معاملات النموذج المرجعي للمقارنة بين ثلاث طرق لتحسين قدرة تحمل التربة و التي هي: التعزيز بإعادة تشكيل التربة الموجودة تحت الاساس، التعزيز بطبقات جيوجريدية، والتعزيز بالأعمدة الحجرية.

أخيرًا ، أنشأنا باستخدام برنامج (MATLAB) نموذجًا للذكاء الاصطناعي (طريقة الشبكات العصبية) للتنبؤ بقدرة تحمل التربة المعززة بواسطة طبقات جيوجريدية لحالة أساس مربع.

الكلمات المفتاحية : أساس سطحي ، قدرة التحمل، تربة المسلحة، نمذجة رقمية، بلاكسيس ثلاثي الأبعاد، الذكاء الاصطناعي.



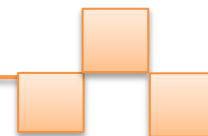
Liste des Figures	
Liste des Tableaux	
Abréviations.....	
Introduction Général.....	

Chapitre I : Généralités sur les fondation et les Techniques de l'amélioration du sol

I.1. Introduction.....	4
I.2 Différents types de fondations.....	5
1.3 choix du type de fondation.....	6
1.4 Types de charges sur les fondations.....	6
1.5 Sources de charges sur les fondations.....	7
1.6 Facteurs de choix du type de fondation.....	8
1.7 Fondations superficielles.....	8
1.7.1 Principaux types de fondations superficielles.....	9
1.7.2. Fonctionnement des fondations superficielles.....	11
1.7.2.1. Comportement d'une semelle chargée.....	11
1.7.2.2. Mécanismes de rupture d'une fondation superficiell.....	12
1.8 Fondations profondes.....	15
1.8.1 Principaux types de fondations profondes.....	16
1.8.2 Exigence pour les fondations profondes.....	18

Parte 2: Technique d'amélioration des sols

I.2.1 Introduction.....	19
I.2.2. Méthodes mécaniques.....	20
I.2.2.1 Compactage de surface.....	20
I.2.2.2 Compactage dynamique.....	21
I.2.2.3 Vibrocompactage.....	22



I .2.3 Méthodes hydromécaniques.....	23
I .2.3.1 Pré chargement ou Pré-compression.....	23
I .2.3.2 Accélération de la consolidation par l’installation des drains verticaux	24
I .2.4 Méthodes thermiques.....	24
I .2.4.1 Déshydratation.....	24
I .2.4.2 Congélation.....	25
I .2.5 Méthodes chimiques.....	26
I .2.5.1 Utilisation de la chaux.....	26
I .2.5.2 Utilisation du ciment.....	27
I .2.5.3 Utilisation des ajouts cimentaires.....	28
I .2.5.4 Utilisation des fibres de plastique.....	29
I .2.6.Renfoisement par des sol de géosynthétique.....	30
I.2.6.1.Définition.....	30
I.2.6.2. Les fonctions des géosynthétiques.....	30
I.2.6.3. Caractéristiques des géosynthétiques.....	31
I.2.6.4.Les différents domaines.....	32
I.2.6.4.1: Les routes et les chemins de fer.....	32
I.2.6.4.2.Les fondations.....	33
I.2.6.4.3.Renforcements horizontaux	33
I.2.6.4.4.Mur de soutènement en remblai.....	35
I.2.6.5. Différent types de géosynthétiques.....	36
I.2.6.5.1: Les tissés.....	37
I.2.6.5.2. Les non tissés.....	37
I.2.6.5.2.1.Les non tissés aiguilletés	37
I.2.6.5.2.2Les non tissés thermo-liées.....	37
I.2.6.5.3.Les tricotés	37
I.2.6.5.4.Les tissés tricotés.....	37

I.2.6.5.5.Les géotextiles	37
I.2.6.5.6.Les géogrilles	38
I.2.6.5.7Géospaceur	38
I.2.6.5.8.Géocomposites.....	38
I.2.6.5.9.Géoconteueurs	38
I.2.6.6. Avantage de l'utilisation de géosynthétique pour le renforcement.....	38
I.2.7.Renforcement par de colonne pallastée.....	39
I.2.7.1. Définition	39
I.2.7.2. Le but de l'amélioration des sols par colonnes ballastées.....	39
I.2.7.3. Objectif de traitement	40
I.2.7.4. Technique de renforcement par colonnes ballastées.....	40
I.2.8.Conclution	42

Chapitre II : Différentes méthodes de calcul de la capacité portante des sols

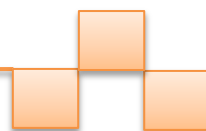
II.1 Introduction.....	44
II.2 Définition de la capacité portante et contrainte admissible.....	44
II.3.Méthode de calcul de la capacité portante	45
II.3.1.Méthodes statique (méthode "C-Q")	45
II.3.1.1.Capacité portante statique du sol selon Terzaghi (1943)	46
II.3.1.2.La capacité portante statique du sol selon Meyerhof (1963).....	48
II.3.1.3.Capacité portante statique du sol selon Hansen (Hanzen,1970).....	49
II.3.1.4.Capacité portante statique du sol selon votre physique (Vesic,1973)..	51
II.3.2.Calcul de la capacité portante à partir des résultats des essais in-situ.....	51
II.3.2.1.Calcul de la capacité portante à partir de l'essai au pressiomètre.....	52
II.3.2.2.Calcul de la capacité portante à partir de l'essai de pénétration statique (CPT)...	56
II.3.2.3.Essai de la plaque.....	58
II.3.2.3.1.Calcul de la capacité portante.....	58
II.3.3.Méthodes numériques.....	59
II.3.3.1.Méthodes element fini (MEF).....	59

II.3.3.1.1.Introduction.....	59
II.3.3.1.2.Bref aperçu sur la method des elements finis.....	60
II.3.3.1.3.Concepts de base.....	60
II.3.3.1.4.calcul de element fini.....	61
II.3.3.2. Méthode de differences finies (MDF).....	62
II.3.3.2.1.Principe de calcul.....	63
II.3.3.3.Méthodes l'intelligence artificielle (AI).....	65
II.3.4. Normes de calcul de la capasite portante.....	67
II.3.4.1.Méthode Normes Françaises (DTU 13-12).....	67
II.3.4.2.Méthode de normes allemandes.....	67
II.3.4.3.Méthode Eurocode 7.....	68
II.3.5 Calcul du tassement des fondations superficielles.....	71
II.3.5.1 Calcul par l'essai au laboratoire « essai œdométrique ».....	73
II.3.5.2. Calcul par la méthode pressiométrique.....	73
II.3.5.2.1 Détermination de Ed.....	75
II.3.5.3. Calcul par la méthode pénétrométrique.....	76
II.3.5.4. calcul par l'essai de la plaque.....	77
II.3.6.Conclusion.....	78

Chapitre III: Présentation des outils de simulation numérique

III.1. Introduction.....	80
III.2.Concepts de base.....	81
III.3 . Le code de calcul PLAXIS.....	82
III.3.1. Unité et convention de signe.....	83
III.3.2 Convention de signe.....	84
III.4.Les sous-programmes de Plaxis.....	85
III .4.1.Le programme d'entrée de données(Input).....	85

III.4.1.1.Barre de menue (bar menu).....	85
III.4.1.2. Mode de géométrie.....	86
III.4.2.Le programme de calcul (Calculations).....	86
III.4.2.1. .Programme de calcul.....	86
III.4.2.1.1. Maillage et calculs.....	86
III.4.3.Le programme de résultats (Output).....	92
III.4.4.Le programme courbe (Curves).....	93
III.5. Les modèles de comportements utilisés dans PLAXIS.....	93
III.5.1. Comportement élastoplastique.....	94
III.5.2.Modèle élastique linéaire.....	95
III.5.3.Le modèle de Mohr-Coulomb(MC).....	96
III.5.3.1. Le module de Young.....	96
III.5.3.2. Le coefficient de poisson.....	96
III.5.3.3. L'angle de frottement interne ϕ	97
III.5.3.4. La cohésion.....	97
III.5.3.5. L'angle de dilatance ψ	97
III.5.3.6. Les contraintes de traction.....	98
III.5.3.7. Paramètres avancés.....	98
III.6. Modèle de sol durcissant (Hardening Soil model - HS).....	99
III.6.1. Modèle de sol durcissant avec une rigidité à faible déformation.....	99
III.6.2. Modèle pour sols mous (soft soil model-ss).....	100
III.6.3. Modèle pour sols « mous » avec effet du temps (Soft Soil Creep Model-ssc)....	100
III.6.4.Modèle de Jointed Rock (The Jointed Rock model).....	100
III.6.5.Modèle de Cam-Clay modifié (Modified Cam-Clay model -MCC).....	100
III.6.6.Le Modèle (NGI-ADP).....	100
III.6.7.Le Modèle Hoek-Brown(HB).....	101
III.6.8.Modèles de sol définis par l'utilisateur	101
III.7.Conclusion.....	101

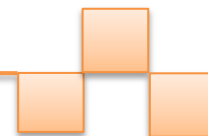


Chapitre IV : Etude de cas

IV.1. Introduction	103
IV.2. Présentation du modèle de référence	104
IV.2.1 Géométrie.....	104
IV.2.2 Caractéristiques de sol de fondation et la semelle.....	104
IV.2.3. Processus de simulation numérique.....	105
IV.2.4. Maillage et conditions aux limites.....	106
IV.2.5. Les résultats	107
IV.2.5.1. Déplacement verticale	107
IV.2.5.2. Contrainte verticale	108
IV.2.5.3. Capacité portante.....	108
IV.2.5.4. Validation du modèle de référence.....	109
IV.3. Etude paramétrique	109
IV.3.1. Amélioration de la portance du sol par une couche compactée (reconstitution de sol).....	109
IV.3-1.1. L'effet de l'épaisseur de la couche compactée.....	110
IV.3-1.2. L'effet de la densité relative de compactage.....	113
IV.3-2. Amélioration de la portance du sol par des nappes géogrilles.....	114
IV.3-2.1. L'effet du nombre de géogrilles.....	115
IV.3-2.2. L'effet de la longueur de géogrilles.....	117
IV.3-2.3. L'effet de l'espacement entre la 1 ^{ère} nappe et la base de la semelle.....	118
IV.3-2.4. L'effet de l'espacement entre les géogrilles.....	119
IV.3-3. Amélioration de la portance du sol par des colonnes ballastées.....	119
IV.4. Elaboration d'un modèle d'intelligence artificielle pour la prédiction de la portance d'un sol renforcé par géogrilles (cas d'une semelle carrée)	123
IV.4.1. Bref résumé du Principe des Réseaux de Neurones Artificiels	123
IV.4.1.1. Introduction.....	123
IV.4.1.2. Structure des réseaux de neurones artificiels.....	124
IV.4.1.3. Apprentissage.....	124
IV.4.1.4. Conception d'un réseau de neurones.....	125



IV.4.2. Application.....	125
IV.4.2.1. Collecte des données.....	125
IV.4.2.2. Architecture de RNA.....	130
IV.4.2.3. Optimisation de la configuration du réseau de neurones artificiels.....	131
IV.4.2.4. Résultats.....	132
IV.4.3.. CONCLUSIONS.....	134
Conclusion générale	135



LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Généralités sur les fondation et les Techniques de l'amélioration du sol

Figure I. 1: Types de fondations

Figure I.2: Les types de charges sur les fondations

Figure I.3: Les trois types de fondations

Figure I.4: Types de fondation en fonction de D et B

Figure I.5: les semelles filantes (ou continues).

Figure I.6: les semelles isolées

Figure I.7: semelles en radier

Figure I.8: Chargement d'une semelle superficielle

Figure I.9: Mécanisme de rupture théorique d'un sol homogène supportant une semelle filante

Figure I.10: Mécanisme de rupture d'une semelle rigide adopté par Vesic (1968), Coduto (2001), Merifield (2005)

Figure I.11: : Nature de rupture dans un sable en fonction de la densité relative D_r et D_f/R . (Vesic 1963 modifié par DeBeer 1970)

Figure I.12: Les fondations profondes

Figure I.13: Les parametres d'un pieu

Figure I.14: Les pieux battus

Figure I.15: Vibrofonçage

Figure I.16: Les pieux moulés

Figure I.17: Dimension moyenne des grains (mm)

Figure I.18: Types de compactage de surface [Lawton, 2004].

Figure I.19: Chantier d'un compactage dynamique profond

Figure I.20: Vibrocompactage

Figure I.21: Principe du pré-chargement pour le contrôle des tassements

Figure I.22: Principe Installation des drains

Figure I.23: Chantier utilisant la congélation du sol

Figure I.24: . Chantier de traitement d'un sol à la chaux

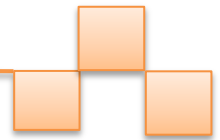


Figure I.25: Chantier de traitement du sol au ciment

Figure I.26: fibre plastique

Figure I.27: L'utilisation du géotextile en jouant un double rôle le drainage et le renforcement du talus

Figure I.28: Comportement simplifié d'une inclusion à la traction

Figure I.29: Variation de la capacité portante après utilisation du géosynthétiques (Das, 1988).

Figure I.30: Différentes dispositions du renforcement horizontal dans la plateforme de transfert

Figure I.31: Différents mécanismes de renforcements horizontaux

Figure I.32: Ouvrage en remblai renforcé par nappes de géotextile à parements verticaux et indépendants

Figure I.33: Ouvrage en remblai renforcé par nappes de géotextile à parement incliné

Figure I.34: Disposition et domaine d'influence de la colonne ballastée. (Remadna, 2019).

Chapitre II : Différentes méthodes de calcul de la capacité portante des sols

Figure 2.1: Schématisation de l'évolution des déplacements verticaux sous une fondation superficielle en fonction de l'augmentation de la charge (d'après R.Frank

Figure 2-2: prisme d'effondrement proposé par (Terzaghi)

Figure 2.3. Effondrement du prisme proposé par (Hanzen , Meyerhof and Terzaghi)

Figure 2.4– Analogie entre les modes de rupture

Figure 2.5– Définition de la pression limite nette équivalente dans le cas d'une couche porteuse homogène (Frank, 1999)

Figure 2.6–Définition de la résistance de pointe (ou de cône) équivalente pour les fondations superficielles et profondes (Frank, 1999)

Figure 2.7 Graph chargement-tassement

Figure 2.8 : Géométrie de problème et maillage utilisé (Puła et Zaskórski, 2015).

Figure 2.9: Distribution de Weibull pour la PDF de la capacité portante, pour $B = 1.6m$ et $h_z = 1.0m$ (Puła et Zaskórski, 2015)

Figure 2.10: Cycle élémentaire du calcul explicité par différences finies, d'après Itasca.

Figure 2.11 : Modèle numérique (Srivastava et Babu, 2009).

Figure 2.12 Configuration du réseau de neurones du tassement

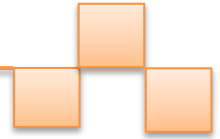


Figure 2.13 Calcule de tassement par l'essai œdométrique.

Figure 2.14: Modules pressiométriques à considérer

Figure 2.15: Abaque de la fonction

Chapitre III: Présentation des outils de simulation numérique

Figure III.1 : Système de coordonnées et définition des composantes de contrainte Positive

Figure III.2 : Fenêtre principale du programme input.

Figure III.3. Fenetre de calculations

Figure III.4 : Vue de tous les panneaux de la fenêtre Phases.

Figure III.5 : Fenêtre principale du programme Output

Figure III.6 : Courbes dans le programme output

Figure III.7. Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique

Figure III.8 : Représentation du comportement élastique parfaitement plastique

Figure III.9 Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage

Figure III.10: Définition des modules E_0 et E_{50}

Figure III.11: Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$

Figure III.12: fenêtre des paramètres avancés du Mohr-Coulomb

Chapitre IV : Etude de cas

Figure IV.1 : Présentation du cas étudié

Figure IV.2. Génération du maillage

Figure IV.3. déformation verticale du sol cohésive (sans renforcement)

Figure IV.4. Contrainte verticale dans le sol cohésive (sans renforcement)

Figure IV.5. Capacité portante du sol cohésive (sans renforcement)

Figure IV.6: Déformation verticale du sol renforcé par une couche compactée d'épaisseur

Figure IV.7: Déformation verticale du sol renforcé par une couche compactée d'épaisseur 5m

Figure IV.8: contrainte verticale du sol renforcé par une couche compactée d'épaisseur 5m

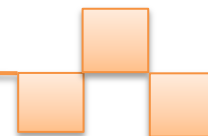


Figure IV.9 : Variation de capacité portance en fonction de l'épaisseur de la couche compactée.

Figure IV.10 : Variation de capacité portance en fonction de densité relative de compactage.

Figure IV.11 : Présentation de la géométrie du modèle (cas d'un sol renforcé par géogrilles)

Figure IV.12: déformation verticale du sol renforcé par 4 nappes de géogrille

Figure IV.13: contrainte verticale du sol renforcé par 4 nappes de géogrille

Figure IV.14: Variation de capacité portance en fonction du nombre de géogrilles N.

Figure IV.15: Variation de capacité portante en fonction de la longueur de géogrilles

Figure IV.16: Variation de capacité portante en fonction de l'espacement entre la 1ère nappe et la base de la semelle

Figure IV.17: Variation de capacité portante en fonction de l'espacement entre les géogrilles

Figure IV.18 : Présentation de la géométrie du modèle (cas de 25 colonnes ballastées)

Figure IV.19: déformation verticale du sol renforcé par 25 colonnes ballastées

Figure IV.20: contrainte verticale du sol renforcé par 25 colonnes ballastées

Figure IV.21: Variation de capacité portance en fonction du nombre de colonnes ballastées.

Figure IV.22: Mise en correspondance neurone biologique / neurone artificiel [27].

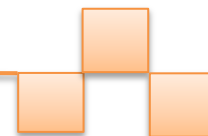
Figure IV.23: Mise en correspondance neurone biologique / neurone artificiel

Figure IV.24: Architecture adoptée du RNA

Figure IV.24: Evolution de l'erreur en fonction de nombre d'itération

Figure IV.25: Corrélation entre les valeurs de capacité portante cibles et simulées pour la phase de d'apprentissage, de validation et de test et pour toute la base de données

Figure IV.25: Comparaison entre les valeurs réelles (plaxis3D) et prédites par notre modèle neuronal pour toute la base de données



LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Généralités sur les fondation et les Techniques de l'amélioration du sol

Tableau 1.1. Composition chimique des deux classes en comparaison avec le ciment Portland

Chapitre II : Différentes méthodes de calcul de la capacité portante des sols

Tableau (2-1) :coefficients de forme de (Terzaghi).

Tableau (2.2) : Les coefficients de forme, de profondeur et de pente du Meyerhof

Tableau(2.3) : Coefficients Hanzen de calcul de la capacité portante du sol statique

Tableau (2.4) :Définition des catégories conventionnelles des sols, d'après Frank(1999)

Tableau (2.5)– Facteur de portance pressiométrique (Frank, 1999)

Tableau (2.6)– Facteur de portance pénétrométrique (Frank,1999)

Tableau (2.7) rassemble les valeurs de ces facteurs et les expressions des coefficients correcteurs
Correspondants

Tableau 2.8 Coefficients de forme

Tableau2.9 Coefficients rhéologique α

Chapitre III: Présentation des outils de simulation numérique

Tableau .III : Différents paramètres et unités

Chapitre IV : Etude de cas

Tableau IV.1.Caractéristiques de sol de fondation et de la semelle

Tableau IV.2. Capacité portante calculées pour différentes méthodes.

Tableau IV.3.Caractéristiques du sol compacté

Tableau IV.4 : Variation de capacité portance en fonction de l'épaisseur de la couche compactée

Tableau IV. 5: Paramètres de la loi matérielle des sols grossiers pour différentes densités relatives

Tableau IV.6 Variation de capacité portante en fonction de densité relative de compactage.

Tableau IV.7: Variation de capacité portante en fonction de nombre des nappes géogrilles

Tableau IV.8: Variation de capacité portante en fonction de la longueur de géogrilles

Tableau IV.9: Variation de capacité portante en fonction de l'espacement entre la 1ère nappe
et la base de la semelle

LISTE DES TABLEAUX

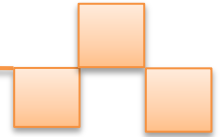


Tableau IV.10 Caractéristiques de la colonne ballastée

Tableau IV.11: Variation de capacité portance en fonction du nombre de colonnes ballastées

Tableau IV.12: Analogie entre le neurone biologique et le neurone artificiel

Tableau IV.13 tableau de la base de données.

Liste des Abréviations

σ_h : Contrainte horizontale.

σ_v : Contrainte verticale.

σ_a : Contrainte de poussée.

σ_p : Contrainte de butée.

σ_1 : Contrainte principale.

τ : Contrainte tangentielle.

Υ : Distorsion.

Υ : Poids volumique.

K_0 : Coefficient de pression de terre au repos.

K_a : Coefficient de poussée.

K_p : Coefficient de butée.

K_q : Coefficient de pression due à la surcharge.

K : Matrice de rigidité.

R_0 : Rapport de sur consolidation.

C : La cohésion.

ν : Coefficient de poisson.

E : Module d'Young.

φ : Angle de frottement.

ψ : Angle de dilatance.

δ : Angle de frottement sol - Mur.

θ : Angle de rupture.

λ : Angle du parement incliné.

β : l'inclinaison du remblai d'arrière le mur.

e : Excentricité.

F_a : Force de poussée.

F_p : Force de butée.

q : Surcharge uniformément répartie.

F_r : Coefficient de sécurité au renversement.

Fg : Coefficient de sécurité au glissement.

Rp : Résistance à la pointe.

qs : Frottement latérale unitaire.

μ : Coefficient de frottement réel.

τ^* : Frottement limite.

U^* : Déplacement relative.

$f\varphi$: Coefficient de frottement.

Wn : Teneur en eau naturelle.

Sr : Degré de saturation.

Wl : Teneur en eau de liquidité.

Wp : Teneur en eau de plasticité.

Ip : Indice de plasticité.

γ_d : Densité sèche.

γ_h : Densité humide.

EI : Rigidité de flexion.

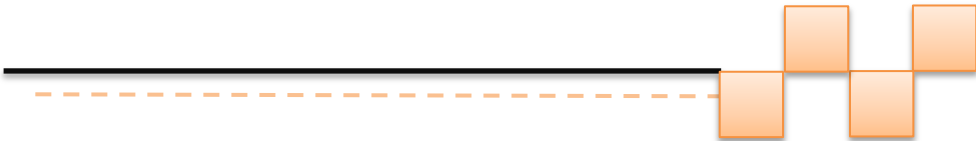
Sv : Espacement vertical.

L : Longueur de géogridde.

U : Déplacement total.

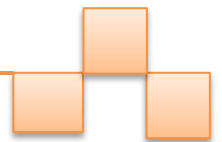
Uh : Déplacement horizontal.

Fs : Coefficient de sécurité.



Introduction General





Introduction General

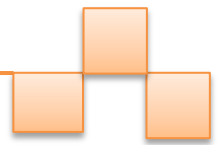
La pose des fondations pour la construction est le problème géotechnique le plus ancien et le plus courant. L'étude et la réalisation des travaux de fondations sont d'une importance primordiale dans tous les types d'ouvrages, car elles jouent le rôle des liaisons entre la structure et le sol, en particulier l'estimation de la force portante des fondations. La contrainte admissible est la pression ou la contrainte maximale qu'une structure peut appliquer au sol, sans tassement excessif ni risque de rupture du sol.

Dans plusieurs cas, nous rencontrons le problème de la mauvaise portance des sols qui nous oblige souvent à construire les ouvrages sur des fondations profondes pour assurer la stabilité des structures ou chercher un autre endroit pour faire le projet. Afin d'éviter ces choix coûteux, on est obligé de trouver une ou plusieurs techniques pour l'amélioration de la portance des sols.

Les techniques de renforcement utilisées pour l'amélioration des sols ont été largement développées au cours des dernières décennies, en particulier celles applicables à la construction de murs en terre renforcée, de pentes renforcées et de remblais sur des sols meubles et des planchers de sous-sol.

L'utilisation de divers renforcements fournira une contrainte de cisaillement supplémentaire dans la masse de sol grâce à la résistance à la traction du renforcement, ce qui augmentera la résistance de la masse de sol renforcée, réduisant ainsi les déformations horizontales en augmentant la stabilité globale de la structure.

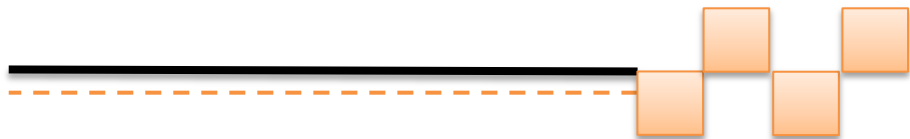
Le présent travail a pour objectif de présenter quelques théories utilisées pour l'estimation de la capacité portante des fondations superficielles, par la suite des études numériques au moyen d'analyse en éléments finis sont effectuées, à l'aide du code PLAXIS 3D pour étudier l'influence de méthode de renforcement du sol sur l'amélioration de la capacité portante.



Le présent mémoire vise à étudier une technique d'amélioration de la capacité portante des sols par différentes méthodes et à présenter quelques théories utilisées pour estimer la capacité portante des fondations superficielles. L'objectif de cette étude est d'analyser et d'améliorer la capacité du sol à supporter les charges mécaniques et les charges des fondations. Ensuite, des études numériques sont réalisées par analyse par éléments finis, en utilisant le code PLAXIS 3D pour étudier l'effet de la méthode de renforcement du sol sur l'amélioration de la portance du sol.

Nous avons divisé cette mémoire en quatre chapitres :

- Le premier chapitre est consacré à une recherche bibliographique sur les fondations superficielles, leur fonctionnement, les différents mécanismes de rupture ainsi que des généralités sur les fondations et certaines méthodes d'amélioration de la capacité portante du sol.
- Le deuxième chapitre présente les différentes méthodes développées pour le calcul de la capacité portante des fondations superficielles, qui dépendent de plusieurs paramètres tels que les types de chargement, la forme des fondations, etc.
- Chapitre III : Dans ce chapitre, nous passerons en revue un aperçu du logiciel Plaxis 3D (2013). Nous explorerons les fonctionnalités et les capacités du logiciel en matière de modélisation et d'analyse des fondations et des sols. Nous nous familiariserons avec les outils et l'interface utilisateur et verrons les paramètres de base et les entrées nécessaires à l'analyse du sol, puis nous présenterons les lois de comportement utilisées dans le code PLAXIS 3D.
- Le quatrième chapitre de ce mémoire est consacré à la création d'un modèle de référence avec le programme Plaxis3D pour une fondation carrée repose sur un sol argileux à faible capacité portante. Ensuite, une étude paramétrique a été menée sur la base de modèle de référence pour vérifier l'effet de la méthode de renforcement du sol sur l'amélioration de la capacité portante. La troisième partie de ce chapitre est consacrée à l'élaboration d'un modèle d'intelligence artificielle pour la prédiction de la portance d'un sol renforcé par géogrilles (cas d'une semelle carrée)



**Chapitre I : Généralités sur les fondation et les
Techniques de l'amélioration du sol**



Parte 1: Généralités sur les fondations

I.1. Introduction :

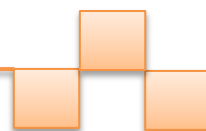
Tous les ouvrages, quel que soit leurs natures, utilisent le sol comme un organe de support. Pour que les sols résistent mieux aux charges apportées par les structures, les constructeurs et les projeteurs ont admis la nécessité d'établir des fondations capables de distribuer ces charges à travers le sol dans des bonnes conditions. Fonder une construction est une des plus anciennes activités géotechnique du bâtiment et des travaux publics, et le problème le plus courant de Génie Civil à nos jours.

A travers les âges, on a construit des édifices importants et certains de ces ouvrages sont restés en service pendant des siècles. Il était par la suite inévitable que les travaux de terrassement et de fondations se soient développés, pour l'essentiel, comme un art s'appuyant sur des pratiques et des usages issus des expériences satisfaisantes.

Pendant les soixante dernières années, des développements considérables ont été accomplis dans le domaine des investigations et dans l'appréciation de la validité des théories sur le comportement des sols. Les méthodes d'études et de construction ont subi des progrès significatifs, bien que l'expérience demeure toujours le critère essentiel, les méthodes rationnelles d'étude ont largement remplacées les règles empiriques.

Dans son sens le plus strict, une fondation est l'élément qui sert de support à l'ouvrage et les charges de service. Elle comprend la couche superficielle de l'écorce terrestre et la partie de l'édifice destinée à reporter les efforts sur le sol. Une fondation représentent un enjeu fondamental d'une construction, car elles forment la partie structurelle qui assure sa portance et permet de contrôler les tassements. Selon la nature du sol ou de la roche à supporter les structures, les fondations peuvent être superficielles ou profondes.

Lorsque le sol de surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter l'ouvrage, des fondations profondes sont mises en place. Ce type de fondation permet de reporter les charges dues à l'ouvrage qu'elles supportent, sur des couches de solsituées à une profondeur variante de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres.



I.2 Différents types de fondations

Selon la capacité du sol ou de la roche à supporter les structures telles que bâtiments, usines, barrages et ponts, on distingue deux (02) types de fondations suivant le mode de transmission des charges des constructions aux couches de sol sous-jacentes :

- Fondations superficielles
- Fondations profondes

Les fondations superficielles sont, par définition, des fondations qui reposent sur le sol ou qui n'y sont que faiblement encastrées.

Les charges qu'elles transmettent ne sollicitent que les couches superficielles et peu profondes. Les fondations profondes (pieux et barrettes) reportent, quant à elles, les charges sur des couches plus profondes que celles qu'elles traversent.

Entre les deux extrêmes, fondations superficielles et fondations profondes, on trouve un autre type de fondations appelé fondations semi-courtes.

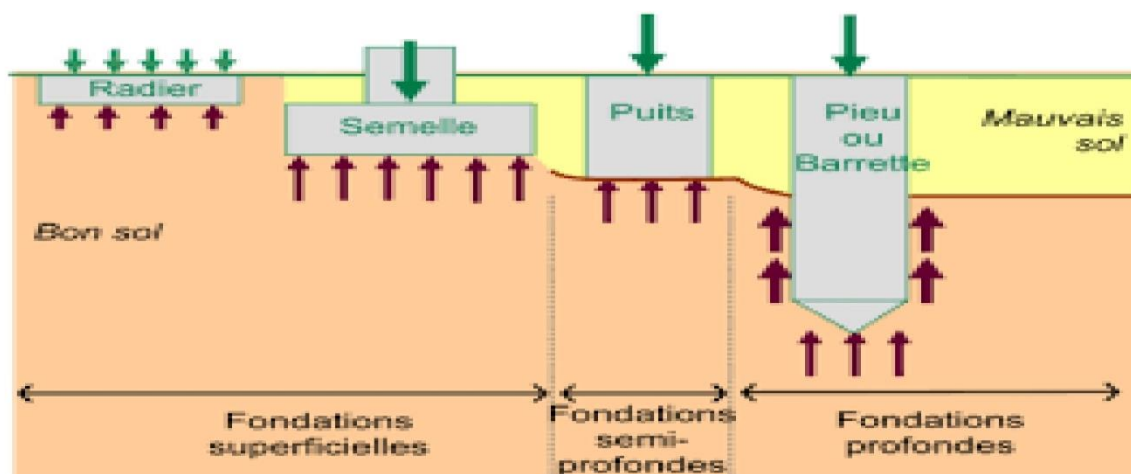
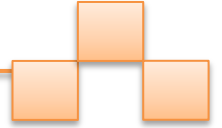


Figure I.1: Types de fondations



1.3 choix du type de fondation :

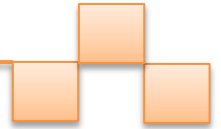
Le choix du type de fondation la plus appropriée est gouverné par certains facteurs importants tels que :

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

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

1.4 Types de charges sur les fondations

1. Forces normales
2. Forces de cisaillement
3. Moments
4. Torsion



La figure 1.2 montre les types de charges sur les fondations.

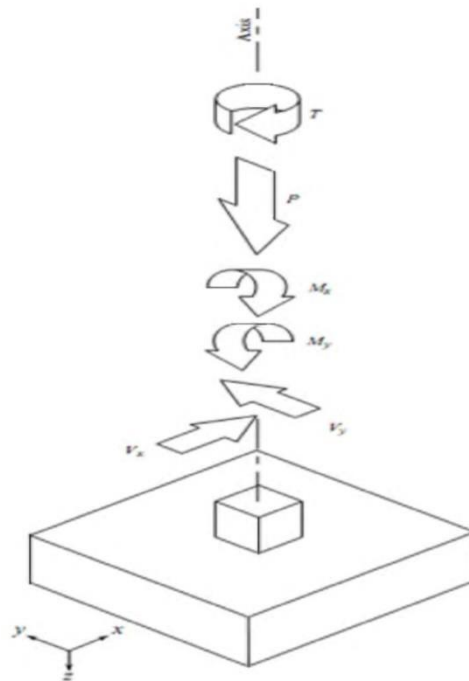


Figure 1.2 Les types de charges sur les fondations

1.5 Sources de charges sur les fondations

- 1- Charges Permanentes
- 2- Charges de neige
- 3- Pression de la terre
- 4- Pression de l'eau (fluide)
- 5- Charges du vent
- 6- Charges dues au séisme
- 7- Charges d'impact
- 8- Charges induites par la temperature
- 9- Charges Flux /glace
- 10- Centrifuge / freinage
- 11- Charges de cisaillement



1.6 Facteurs de choix du type de fondation

- 1- La nature de l'ouvrage à fonder : pont, bâtiment industriel, bâtiment, d'habitation,
- 2- La nature du terrain : connaissance du terrain par sondages et définition des caractéristiques.
- 3- Le site : urbain, campagne, montagne, bord de mer, ...
- 4- La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau, ...
- 5- Le type d'entreprise : matériel disponibles com pétences,.
- 6- Le cout des fondations : facteur important non décisif

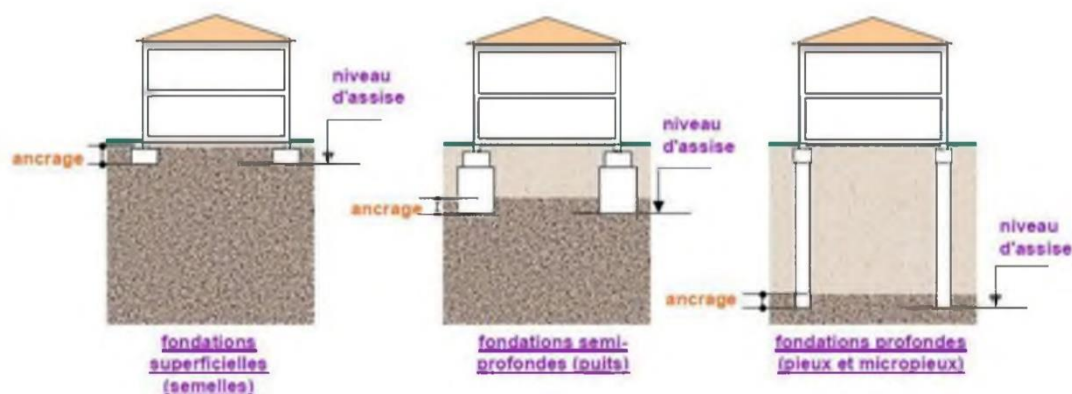


Figure 1.3 Les trois types de fondations.

1.7 Fondations superficielles:

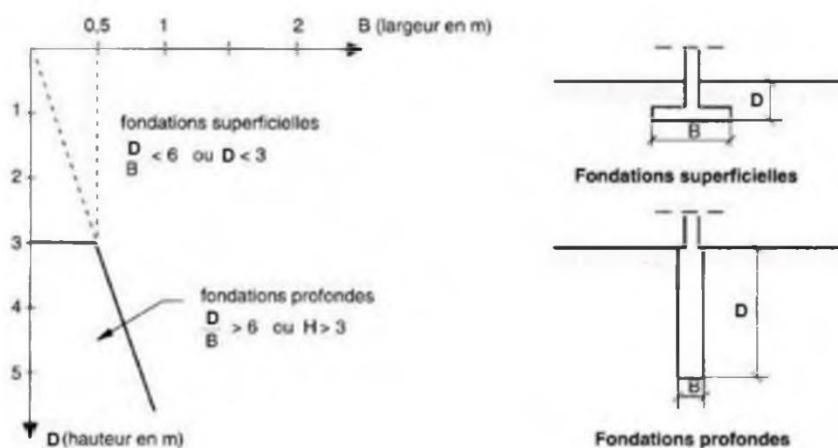
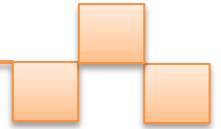


Figure 1.4 Types de fondation en fonction de D et B



Les fondations superficielles sont des fondations faiblement encastrées qui reportent les charges au niveau des couches superficielles de terrains. 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.

1.7.1 Principaux types de fondations superficielles

On distingue trois types de fondations superficielles : les semelles isolées, les semelles filantes, et les radiers ou dallages, sont la solution idéale pour les fondations superficielles.

- **Les semelles filantes**, de longueur L importante devant la largeur B ($L/B > 5$) ;

Les semelles filantes (continues) peuvent être employées si :

- Colonnes trop rapprochées
- Capacité de portance du sol est variable
- Avantage : éviter le tassement différentiel

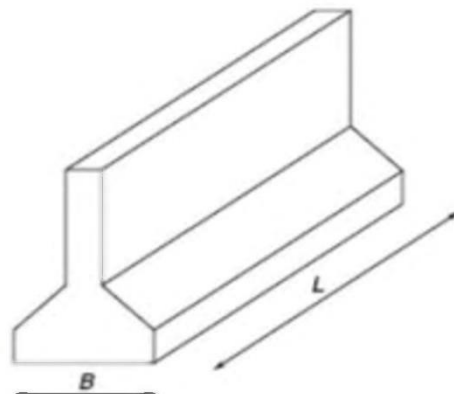
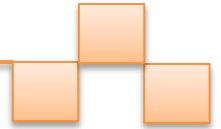


Figure 1.5 les semelles filantes (ou continues).



- Les semelles isolées

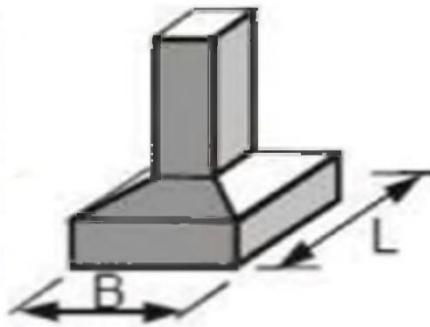


Figure 1.6 les semelles isolées.

- Les radiers ou dallages

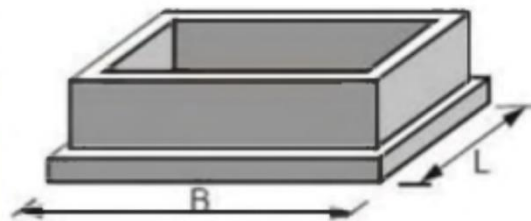
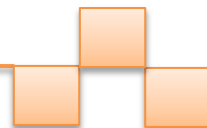


Figure 1.7 semelles en radier.

- les **semelles isolées**, dont les dimensions en plan B et L sont toutes deux modestes ; entre autres les semelles carrées ($L/B = 1$) et les semelles circulaires (de diamètre B) ;
- les **radiers ou dallages**, de dimensions B et L importantes.



I.7.2. Fonctionnement des fondations superficielles

I.7.2.1. 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 en général l'allure de la courbe illustrée sur de la Figure (I.8).

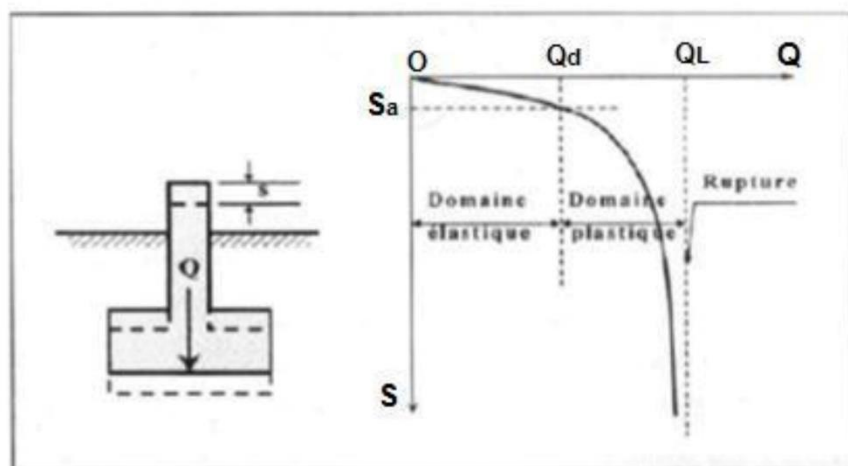


Figure I.8 : Chargement d'une semelle superficielle

QL: est la charge limite de la semelle : c'est la charge maximale que peut supporter au moment de rupture. Comme cette valeur n'est pas très bien définie, on considère souvent que QL est la charge correspondant à un certain enfoncement dans le sol.

La contrainte de rupture ou limite de la semelle est donnée par l'expression :

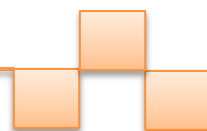
$$q_l = \frac{Q_L}{A} \quad (1.1)$$

La contrainte admissible q_a , c'est la valeur de cette contrainte qui permettra au bureau d'étude de dimensionner les fondations avec une marge de sécurité. On constate sur la Figure(I.6) 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, 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_a (Figure I.8).

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 de l'ordre de millimètre (antennes spatiales) à l'ordre d'un mètre (réservoirs de pétrole de très grands diamètres).

I.7.2.2. Mécanismes de rupture d'une fondation superficielle

Les résultats d'essais sur des semelles rigides (Vesic 1963) montrent qu'il existe trois mécanismes potentiels de rupture mobilisant un volume limité de sol (Figure I.10).

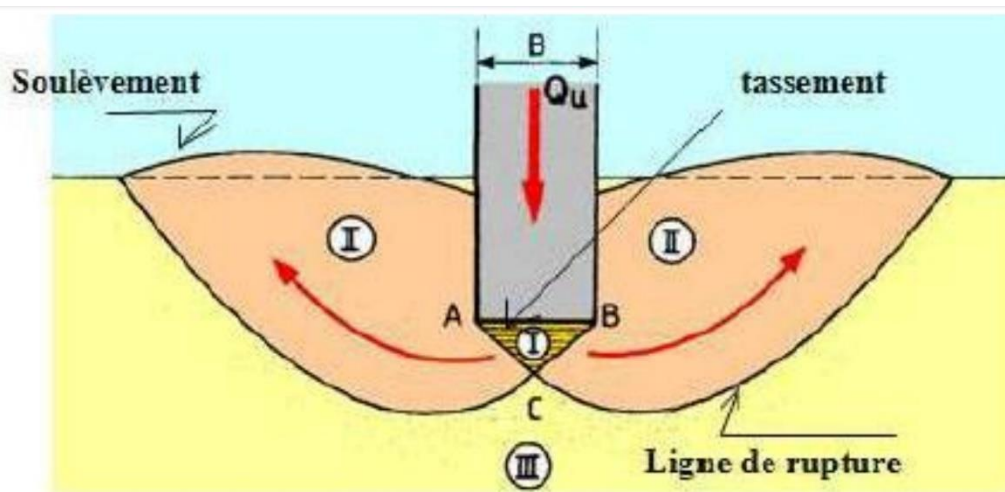


Figure I. 10: Mécanisme de rupture théorique d'un sol homogène supportant une semelle filante.

- ❖ 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 qui se propagent jusqu'à la surface de sol. 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 I.11.-a). Dans le sol, on constate trois zones de perturbation :



- **Zone I:** Il se forme sous la base de la semelle un poinçon rigide qui s'enfonce dans le sol en le refoulant de part et d'autre jusqu'à la surface. Le sol de cette zone est dans un état surabondant ;
- **Zone II:** Le sol de ces parties est complètement plastifié et il est refoulé vers la surface. Les déplacements et les efforts de cisaillement sont importants, donc la rupture est généralisée;
- **Zone III:** Les zones externes sont peu perturbées et ne sont soumises qu'à des contraintes beaucoup plus faibles qui ne le mettent pas en rupture.

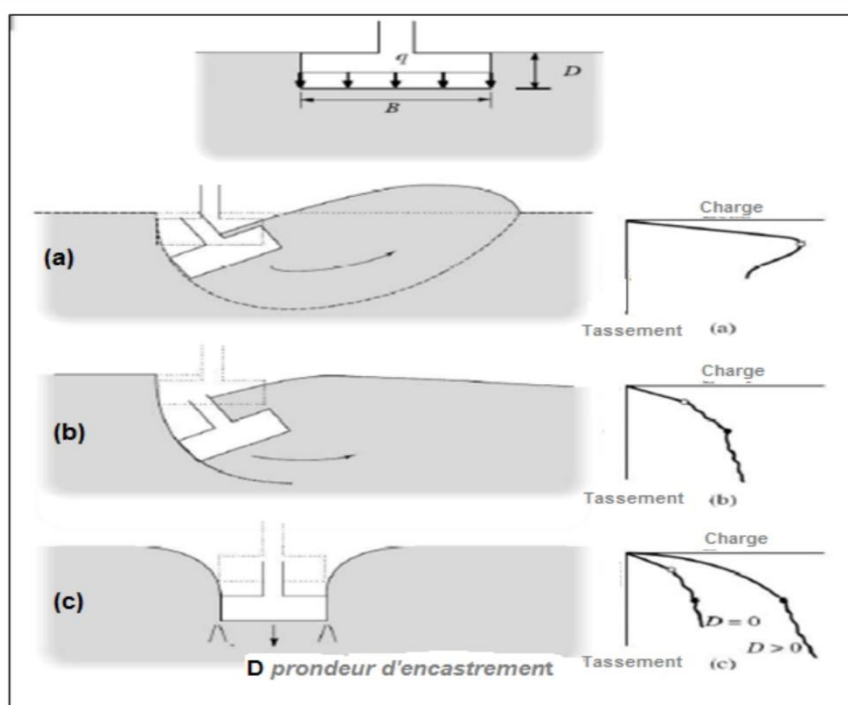
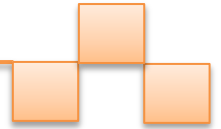


Figure I.11: Mécanisme de rupture d'une semelle rigide adopté par Vesic (1968), Coduto (2001), Merifield (2005)

- ✓ 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 I.9-b).



- ✓ Un mécanisme de rupture par poinçonnement : La fondation pénètre verticalement dans le massif, sans perturber le sol adjacent à la fondation (Figure I.9-c). Pour les sols cohérents et saturés, 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 (des enchevêtrements 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.

Vesic (1973) a proposé une distribution du mécanisme de rupture suivant la densité du sol et le rayon hydraulique comme il est indiqué sur la Figure I.3. La nature de la rupture du sol sous charge ultime est une fonction de plusieurs facteurs tels que la résistance et la compressibilité relative du sol, la profondeur d'encastrement (D_f) par rapport à la largeur de la fondation B , et le rapport largeur - longueur (B/L) de la fondation. Cela a été expliqué clairement par Vesic (1973), qui a mené plusieurs essais réalisés sur modèles réduits au laboratoire dans le cas d'un sable. La conclusion de ses résultats est montrée dans la Figure (I.8) Dans cette figure D_r est la densité relative du sable, et R le rayon hydraulique de la fondation qui est défini comme suit : $R = A / P_r$

Où : A : Surface de la fondation = $B.L$ P_r : Périmètre de la fondation = $2.(B+L)$.

On remarque, pour $D_f / R > 18$ la rupture par poinçonnement se manifeste quelle que soit la valeur de la densité relative du sable.

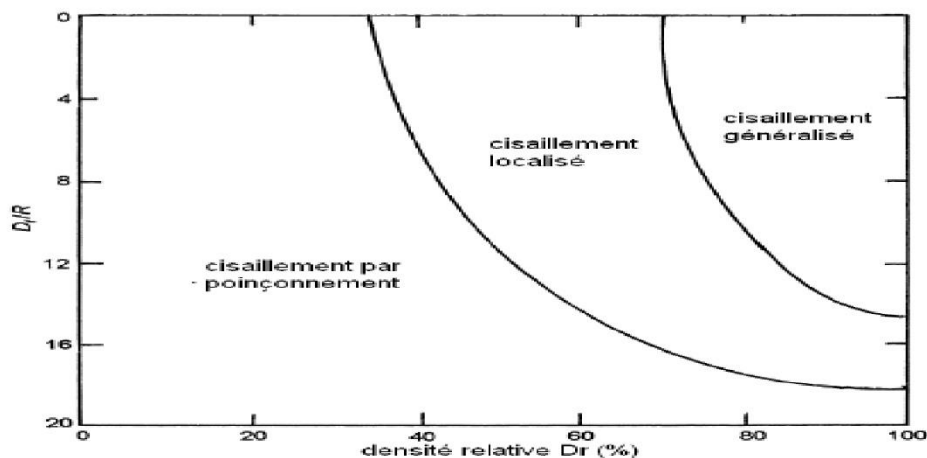
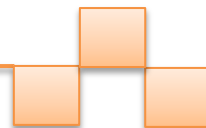


Figure I.12: Nature de rupture dans un sable en fonction de la densité relative D_r et D_f/R . (Vesic 1963 modifié par DeBeer 1970)

1.8 Fondations profondes

Des fondations profondes sont prévues lorsque le sol immédiatement au-dessous de la structure n'a pas la capacité portante adéquate. Pieu, piliers ou puits sont les options pour les fondations profondes.

Sont celles qui permettent de reporter les charges dues à l'ouvrage qu'elles supportent sur des couches situées depuis la surface jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres, à plusieurs dizaines de mètres, lorsque le terrain superficiel n'est pas susceptible de résister aux efforts qui sont en jeu, constitué par exemple par de la vase, du sable bouillant, de la tourbe ou d'une façon générale d'un terrain très compressible.

Un pieu est un élément structural mince et profilé mis en place par fonçage ou battage et utilisé pour transmettre des charges en profondeur lorsque l'utilisation de fondations superficielles n'est pas économique ou impossible. Couramment les éléments utilisés peuvent varier d'un diamètre de 300 mm à 900 mm.

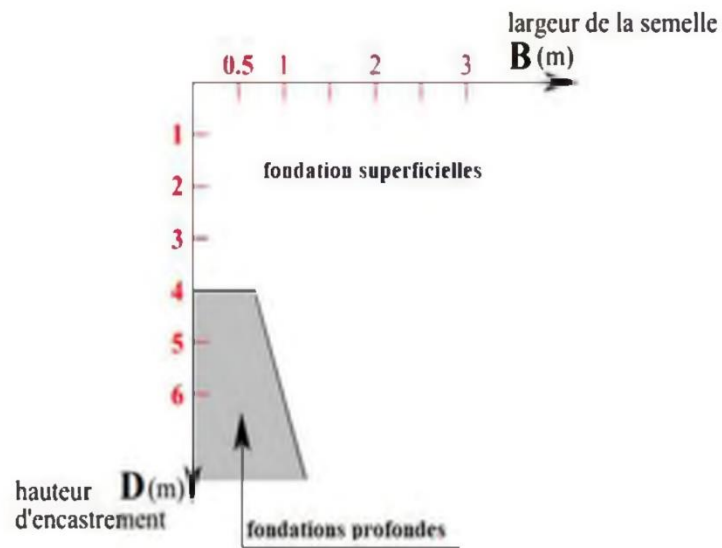
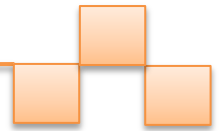


Figure 1.13 Les fondations profondes.

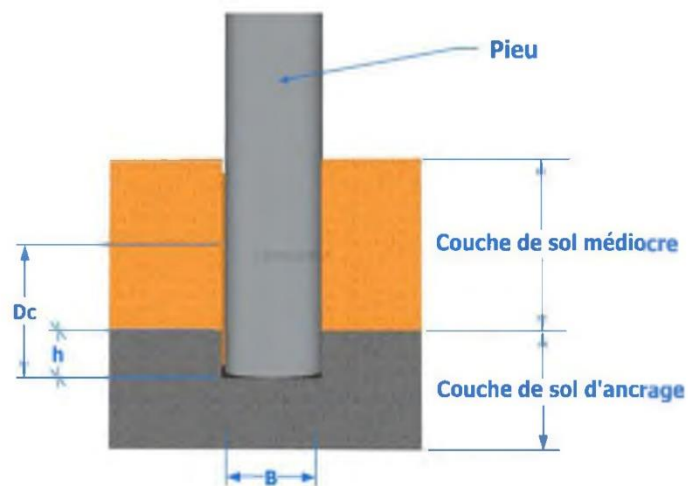
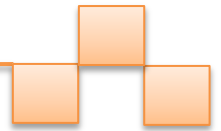


Figure 1.14 Les paramètres d'un pieu

1.8.1 Principaux types de fondations profondes

En fonction de leur mode de réalisation, on distingue plusieurs types de pieux, qui sont différents également dans leur comportement :



- **Les pieux battus ou vibro - foncés** : sont des pieux préfabriqués en béton armé ou en **acier** ; ils sont mis en place par battage avec un mouton ou par **vibrofonçage**, ce qui remanie profondément le sol environnant ;

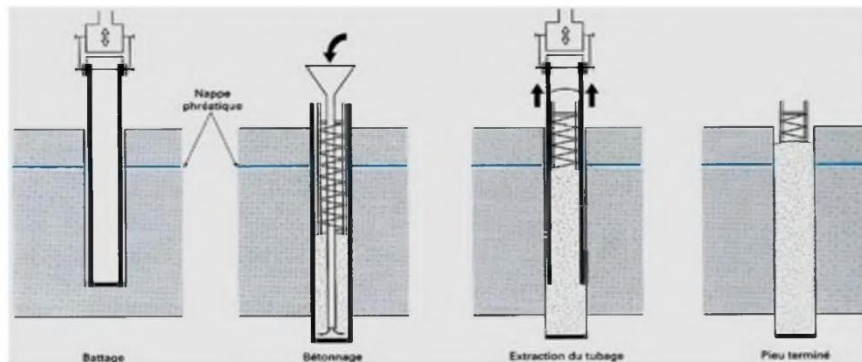


Figure 1.15 Les pieux battus

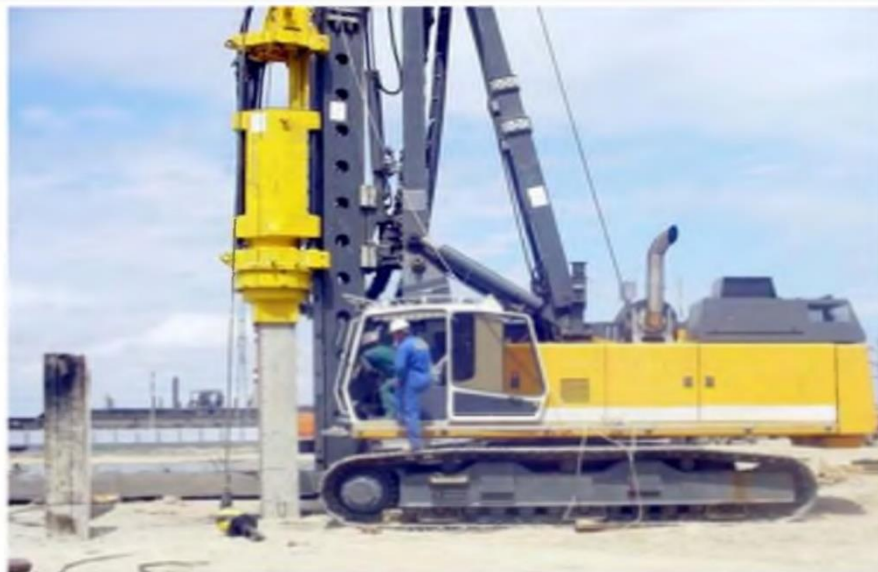
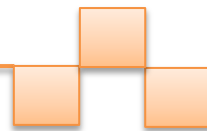


Figure 1.16 Vibrofonçage..



- **Les pieux moulés** : sont réalisés par forage préalable d'un trou dans lequel on coule du béton ; le sol environnant est donc très peu remanié



Figure 1.17 Les pieux moulés.

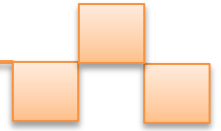
Afin de résoudre le problème de fondation d'un ouvrage quelconque, on doit s'assurer que la capacité portante du sol de fondation est bien compatible avec les charges transmises par la fondation.

1.8.2 Exigence pour les fondations profondes

Généralement pour les structures avec une charge $> 10 \text{ t/m}^2$, nous optons pour des fondations profondes. Les fondations profondes sont utilisées dans les cas suivants :

- Charge verticale énorme par rapport à la capacité du sol.
- Sol très faible ou sol problématique
- . Énormes charges latérales, par exemple. Tour, cheminées.
- Pour les remblais ayant une très grande profondeur

Lorsque le sol est soumis à une contrainte due à la charge, il a la tendance à se déformer. La résistance à la déformation du sol dépend de facteurs tels que la teneur en eau, la densité apparente, l'angle de frottement interne et la manière dont la charge est appliquée sur le sol. La charge maximale par unité de surface que le sol peut supporter sans céder ou se déplacer est appelée capacité portante des sols. Donc la détermination de la capacité portante du sol est très importante pour les géotechniciens.



Les propriétés du sol telles que la résistance au cisaillement, la densité, la perméabilité, etc. affectent la capacité portante du sol. Le sable dense aura plus de capacité portante que le sable meuble, car le poids volumique du sable dense est plus important que le sable meuble.

Si la capacité portante du sol à faible profondeur est suffisante pour prendre la charge de la structure en toute sécurité, une fondation superficielle est prévue

Parte 2: Technique d'amélioration des sols

I.2.1 Introduction: Les méthodes d'amélioration des sols sont l'un 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 20ème 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 en bois dans les sols de faible portance, d'autres sont plus récentes,

- augmenter la capacité portante et/ou la résistance au cisaillement
- diminuer les tassements, tant absolus que différentiels, et le cas échéant les accélérer,
- diminuer ou éliminer le risque de liquéfaction en cas de tremblement de terre ou de vibrations importantes.

tes, 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.

Les techniques d'amélioration des sols consistent à modifier les caractéristiques d'un sol par une action physique (vibrations par exemple) ou par l'inclusion dans le sol ou le mélange au sol d'un matériau plus résistant, dans le but de : Les champs d'application des différentes techniques dépendent essentiellement de la nature et de la granulométrie des terrains que l'on désire améliorer

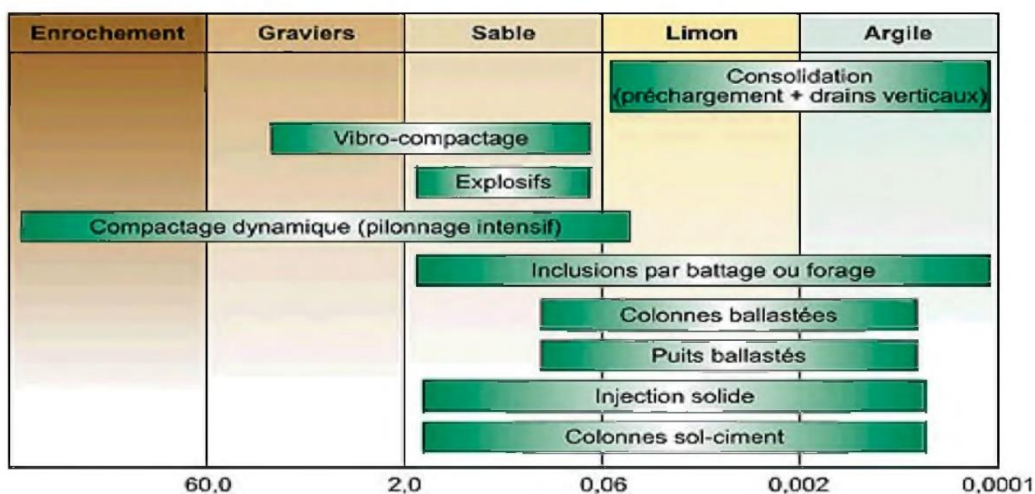


Figure 1.18 Dimension moyenne des grains (mm)

I.2.2. Méthodes mécaniques

Nous citerons trois méthodes de stabilisation mécanique:

I.2.2.1 Compactage de surface

Le compactage est un procédé de densification des sols en place (Lawton, 2004). Ce procédé mène à une diminution des vides du sol par des moyens mécaniques aboutissant ainsi à une augmentation de la densité et de la résistance ainsi qu'une réduction de la compressibilité.

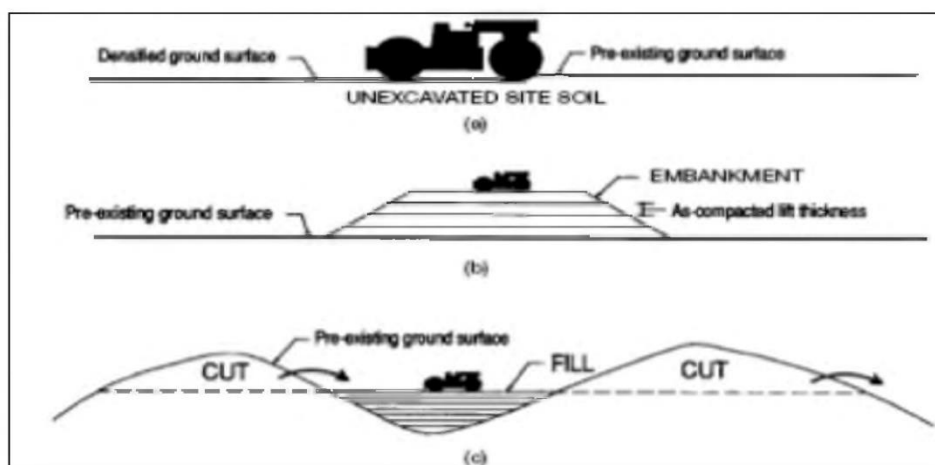
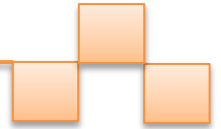


Figure 1.19. Types de compactage de surface [Lawton, 2004].



L'application des charges sur le sol à compacter par le biais de certains rouleaux de compactage statiques ou vibratoires induisent une densification dans le sol qui sera proportionnelle à l'énergie mécanique appliquée. Le compactage de surface peut être accompli sur différents types de sites.

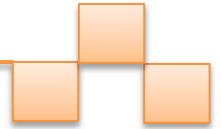
I.2.2.2 Compactage dynamique

Le compactage de surface peut être utilisé pour une profondeur maximale de 3m. Au-delà de cette profondeur un autre type de compactage existe connu sous le nom de compactage dynamique profond (voir figure 1.20). C'est un procédé qui consiste à pilonner le sol en surface avec une dame en chute libre. L'énergie transmise par chaque impact pénètre dans le sol et produit une déstructuration. Au bout de quelques jours ou semaines, une restructuration s'opère qui aboutit à des caractéristiques de portance améliorées.



Figure 1.20. Chantier d'un compactage dynamique profond.

Le procédé s'applique aux sols sablo-graveleux, et aux matériaux argilo-limoneux saturés à condition qu'il y ait présence d'air occlus. Son emploi peut être intéressant pour consolider des couches sous l'eau.



I.2.2.3 Vibrocompactage

Le procédé de vibrocompactage, développé à la fin des années trente, permet de compacter localement ou dans la masse, les sols grenus sans cohésion (sables, graviers, cailloux) en place ou mis en remblai au-dessus ou en-dessous de la nappe et ceci jusqu'à des profondeurs maximum de plus de 50 m .C'est une technique d'amélioration des sols pulvérulents de type sablo-graveleux permettant de les densifier sous l'effet de la vibration.

Ces vibrations, émises par l'outil, se propagent de grains en grains et provoquent un réarrangement optimal du volume initial occupé. La réduction de la porosité du matériau permet aussi d'augmenter sa capacité portante de manière significative.

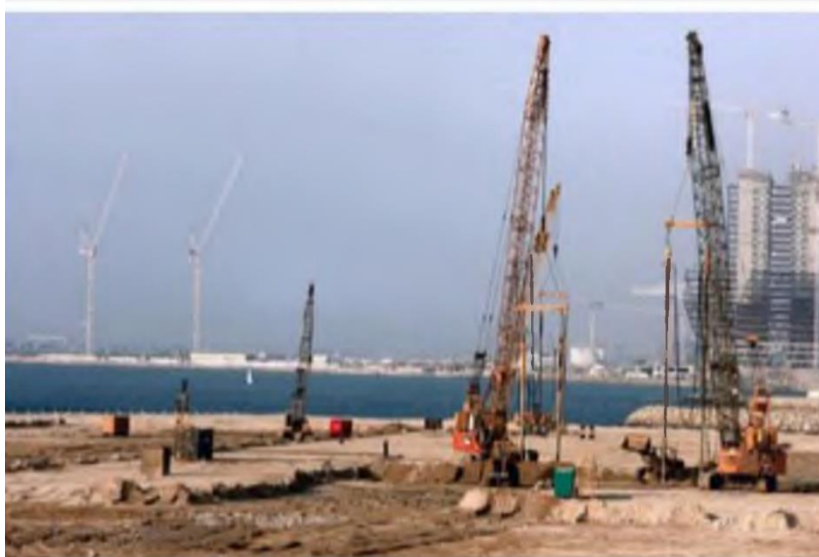
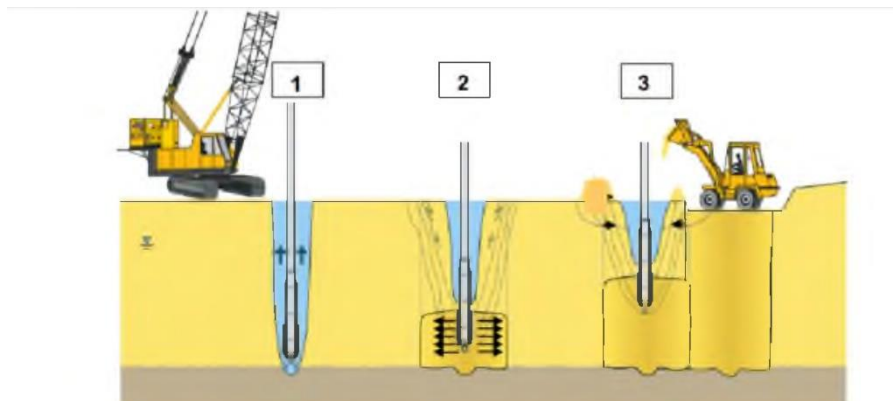
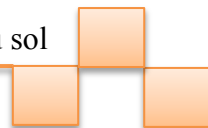


Figure 1.21. Vibrocompactage.



Ce procédé de vibrocompactage est appelé aussi la vibroflotation. Cette méthode trouve son application dans les sols granulaires particulièrement les sables propres et les sables



silteux avec une teneur en fines inférieure à 20%. Les vibrations engendrent un phénomène localisé de liquéfaction sous l'effet des surpressions interstitielles qui met les grains du sol dans un état liquéfié. Les grains se réarrangent en un état plus dense.

I.2.3 Méthodes hydromécaniques

I.2.3.1. Pré chargement ou Pré-compression

La pré-compression nécessite la compression du sol sous une pression appliquée avant l'application des charges. 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 pré chargement 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 fins et surtout argileux. La figure 1.22 présente le Principe du pré-chargement pour le contrôle des tassements [Bell, 1993].

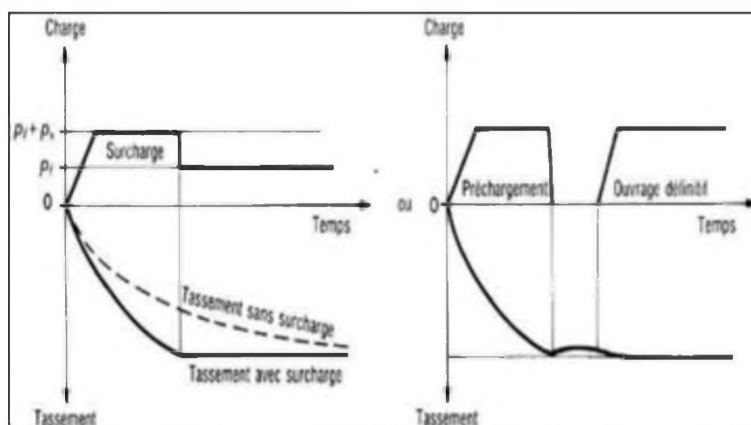


Figure 1.22. Principe du pré-chargement pour le contrôle des tassements.

Les effets bénéfiques de ce procédé incluent une augmentation considérable de la capacité de portance par la réduction des pressions interstitielles excessives et de plus la réduction de la compressibilité des sols mous par l'accélération de la consolidation.



I.2.3.2. Accélération de la consolidation par l'installation des drains verticaux :

Les drains verticaux peuvent donc être utilisés dans beaucoup de cas pour accélérer le taux du tassement de la consolidation primaire à l'intérieur de la zone pré-chargée avec ou sans la surcharge ajoutée. Ce procédé est inefficace dans les sols tels que les argiles très organiques et les tourbes où leur comportement de tassement est beaucoup plus dominé par la compression secondaire. Les drains verticaux permettent donc au drainage de s'effectuer horizontalement et verticalement (voir Figure 1.23).



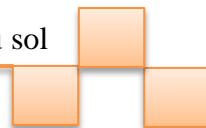
Figure 1.23. Principe Installation des drains.

Durant les années 1980, les drains verticaux sont constitués généralement de sable réalisés par différents procédés tels que le battage et le vibro-fonçage. A partir des années 1980, une nouvelle génération de drains qui sont les drains préfabriqués en forme de bande a fait son apparition. La part de ces drains a augmenté de façon très rapide.

I.2.4. Méthodes thermiques

I.2.4.1 Déshydratation

La déshydratation par la chaleur est très rarement appliquée en géotechnique, elle permet de durcir certaines argiles par exemple. En pratique, la méthode consiste à brûler un carburant dans un forage en utilisant un forage voisin communiquant avec le premier et servant de cheminée de tirage.



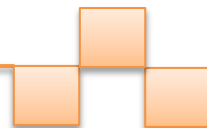
I.2.4.2. Congélation

La congélation des terrains instables est un procédé ancien à caractère provisoire (voir figure 1.24), employé pour le creusement des fouilles de puits ou de galeries. Cette technique rend le sol étanche et résistant provisoirement. Ce procédé est généralement développé pour les sols grenus mais il peut être appliqué aux argiles molles et aux limons. 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 a également pour effet de rendre imperméable le sol 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.



Figure 1.24. Chantier utilisant la congélation du sol.

Les techniques de congélation utilisées sont basées sur la circulation d'un fluide froid dans des tubes enfoncés dans le massif de sol. Une saturation complète du sol est souhaitée. La congélation du sol s'effectue d'habitude en deux étapes à savoir les étapes active et passive de congélation. L'étape active est la plus importante et l'appareillage de réfrigération marche avec sa grande capacité que durant l'étape passive nécessaire pour maintenir l'épaisseur du front de gel contre le dégel.



I.2.5.Méthodes chimiques

La stabilisation chimique est une technique intéressante pour améliorer les propriétés physiques et mécaniques des sols argileux. Aujourd'hui les divers produits et techniques font partie d'une pratique courante des grands ouvrages du Génie Civil à l'échelle mondiale.

Le recours massif à cette technique qui valorise les matériaux en place ce qui entraîne une diminution notable des coûts est due principalement aux facteurs suivants tels que la raréfaction des gisements naturels de matériaux nobles ; le souci écologique croissant imposant de préserver d'une part les ressources naturelles existantes et de limiter d'autre part la mise en dépôt des matériaux impropres à la réutilisation en remblais ou en couches de forme. Les ajouts cimentaires et les produits chimiques les plus utilisés sont le ciment, la chaux, les cendres volantes, L'objectif principal du malaxage des ajouts cimentaires avec le sol est l'amélioration de ses propriétés physico-mécaniques ainsi que sa durabilité.

Les différentes propriétés qui peuvent être améliorées sont la résistance, la plasticité, la compressibilité, la perméabilité, le potentiel de gonflement et le potentiel d'effondrement. L'amélioration de ces propriétés s'effectue soit par l'augmentation de certaines d'entre elles telle que la résistance, soit par la réduction d'autres telles que la plasticité, la perméabilité et l'érosion. Un bon malaxage des ajouts cimentaires avec le sol à traiter est un facteur important affectant d'une façon significative la qualité des résultats.

I.2.5.1.Utilisation de la chaux

Depuis plusieurs décennies, l'utilisation de la chaux pour stabiliser les argiles a connu beaucoup de succès. En effet, plusieurs études ont démontré que les propriétés mécaniques d'un sol traité à la chaux peuvent être modifiées de façon permanente. Dans certains cas par exemple, un sol stabilisé à la chaux fournit une performance structurelle équivalente à celle d'une fondation en gravier naturel ou en concassé (Bell, 1978). L'utilisation de la chaux se fait

par l'addition des produits calcaires calcinés de monoxyde de calcium (chaux vive, CaO) ou d'hydroxyde de calcium (chaux hydratée, Ca(OH) 2).

Généralement, la chaux vive est plus efficace que la chaux hydratée pour l'amélioration des sols. La chaux est plus efficace aux sols argileux que les sols granulaires. Par conséquent, les sols présentant des indices de plasticité au-delà de 10 sont les plus ciblés par ce procédé. La figure 1.25 ci-dessous montre un chantier de traitement d'un sol à la chaux [France ,2009]



(a) Epandage

(b) Malaxage

Figure 1.25. Chantier de traitement d'un sol à la chaux.

De plus, la réussite de stabilisation à la chaux d'un sol nécessite d'une part une source de silice et/ou d'alumine et d'autre part des particules de petites dimensions susceptibles à l'échange cationique ainsi que la durée de cure.

I.2.5.2.Utilisation du ciment

Le ciment Portland est un autre produit envisageable pour la stabilisation de certaines catégories de sols utilisés pour les routes et les revêtements de pistes d'aéroports. Alors qu'il existe plusieurs similarités entre la chaux et le ciment Portland comme stabilisants, le ciment Portland fournit en plus la chaux et la source de silice.

Lorsque le ciment Portland est mélangé à l'eau, l'initiation de l'hydratation occasionne une augmentation rapide de la concentration de calcium dans le sol. A mesure que les ions de calcium sont libérés, ils deviennent disponibles pour stabiliser l'argile. La figure 1.26 ci-dessous montre un chantier de traitement du sol au ciment.



Figure 1.26. Chantier de traitement du sol au ciment.

Comme indiqué ci-dessus, le processus de stabilisation initié par l'ajout du ciment Portland à l'argile engendre quatre étapes distinctes à savoir l'échange cationique, la floculation et l'agglomération de l'argile, l'hydratation par cimentation et les réactions pouzzolaniques.

Le ciment Portland possède donc des propriétés lui permettant d'initier une étape de plus que la chaux soit celle de l'hydratation par cimentation. Les sols possédant un faible pourcentage d'argile, donc moins de silice et d'alumine ont besoin d'un apport de ciment si les réactions pouzzolaniques sont désirées. Par conséquent, le ciment Portland peut généralement être utilisé dans les mêmes types de sols que la chaux.

I.2.5.3 Utilisation des ajouts cimentaires

Parmi les ajouts cimentaires les plus utilisés il y'a les cendres volantes, le laitier, la fumée de silice, les cendres volcaniques et le calcaire. Les coûts élevés de la chaux et du ciment ont poussé les chercheurs à trouver d'autres types de liants dans le but d'améliorer les sols instables à faible coût tout en respectant l'environnement. Les cendres volantes sont intimement liées quant à leur processus de stabilisation. Elles sont souvent utilisées conjointement avec la chaux dans les travaux de stabilisation. Deux types de cendres volantes sont produits par la combustion du charbon à savoir la cendre volante et la cendre basse. Les cendres basses relativement grossières se récupèrent en bas de la fournaise tandis que les cendres volantes sont séparées des gaz d'échappement par un dépoussiéreur électrostatique. Les cendres volantes ont une composition très semblable à celle du ciment.



Comme les cendres volcaniques, elle présentent des propriétés pouzzolaniques car elles fixent lentement la chaux présente dans le mélange pour donner naissance à des composés stables ayant des propriétés hydrauliques. Elles peuvent être siliceuses ou calciques. Selon leur teneur en chaux libre, les cendres volantes se comportent différemment en présence d'eau. Il existe deux classes de cendre volante à savoir la cendre silico-alumineuse (classe F) et la cendre sulfo-calcique (classe C). Le tableau (1.1) indique la composition chimique des deux classes en comparaison avec le ciment Portland (Lav et al. 1997).

Composés Chimiques	Classe F Silico-alumineuse (%)	Classe C Sulfo-calcique (%)	Ciment Portland (%)
SiO ₂	55	29	23
Al ₂ O ₃	26	13	4
Fe ₂ O ₃	7	9	4
CaO (chaux)	9	41	65
MgO	2	1	2
SO ₂	1	7	2

Tableau 1.1. Composition chimique des deux classes en comparaison avec le ciment Portland.

I.2.5.4 Utilisation des fibres de plastique :

La bouteille plastique d'eau est la plus forte croissance de l'industrie des boissons dans le monde. Au cours de la dernière décennie 1,5 millions de tonnes de plastique sont utilisées pour la mise en bouteille de l'eau chaque année.

Les études montrent que 1500 bouteilles sont sous-évaluées comme déchets chaque seconde. D'autre part, le nombre de bouteilles recyclées ou retourné est très faible.

La fibre plastique, est un mélange contenant une matière de base (un polymère) qui est susceptible d'être moulé, façonné, en général à chaud et sous pression, afin de conduire à un semi-produit ou à un objet. La matière de base (la résine) est un polymère. Les résines des matières plastiques sont issues de produits intermédiaires (éthylène, propylène, acétylène, benzène, etc.) dont les matières premières sont le pétrole.

Le type de ce matériel est en polyéthylène, les fibres plastiques sont coupées en morceaux formes 1mm de diamètre et 20 mm d'épaisseur.



Figure. 1.27 fibre plastique

I.2.6. Renforcement par des sol de géosynthétique:

I.2.6.1. Définition:

Le nom "géosynthétiques" désigne les nappes synthétiques utilisées en contact avec le sol.

Mis en application depuis des années dans le domaine du Génie civil.

Ce sont des produits manufacturés en usine disposant d'une qualité industrielle, de caractéristiques précises et régulières dont au moins l'un des constituants est à base de polymère synthétique ou naturel (polypropylène, polyester, polyéthylène).

Les géosynthétiques sont principalement utilisés sous forme de nappe pour assurer bien un rôle de drain, de filtre de séparation ou de renforcement.

I.2.6.2. Les fonctions des géosynthétiques

❖ Le renforcement :

Le géosynthétique agit comme élément de renfort au sein d'une masse de sol ou en combinaison avec le sol pour produire un composite ayant des propriétés en déformation et résistance améliorées par rapport à un sol non renforcé. Par exemple, des géotextiles et géogrilles sont utilisés pour augmenter la résistance à la traction d'une masse de sol afin de créer des pentes verticales ou sub-verticales (murs en sol renforcé).

Le renforcement permet la construction de remblais sur sols de fondation très mous et la réalisation de pentes de talus de remblais plus raides qu'avec des sols non renforcés. Des géosynthétiques (habituellement des géogrilles) sont également utilisés pour le franchissement de cavités qui peuvent se développer sous des couches support en matériau granulaire (routes et voies ferrées) ou sous les systèmes de couverture dans les installations de stockage de déchets.



Figure 28: L'utilisation du géotextile en jouant un double rôle le drainage et le renforcement du talus

I.2.6.3. Caractéristiques des géosynthétiques :

Une inclusion géosynthétique de renforcement doit remplir les deux fonctions suivantes :

- ✓ Avoir une bonne résistance à la rupture
- ✓ Mobiliser le frottement du sol

Le fonctionnement à la traction est caractérisé par son module de raideur en traction (J)

Le comportement à l'interface est caractérisé par la loi de frottement élastoplastique à l'interface sol / géosynthétique.

Ces deux aspects (comportement à la traction et interaction sol/inclusion) sont par exemple pris en compte dans le programme de calcul de stabilité Cartage.

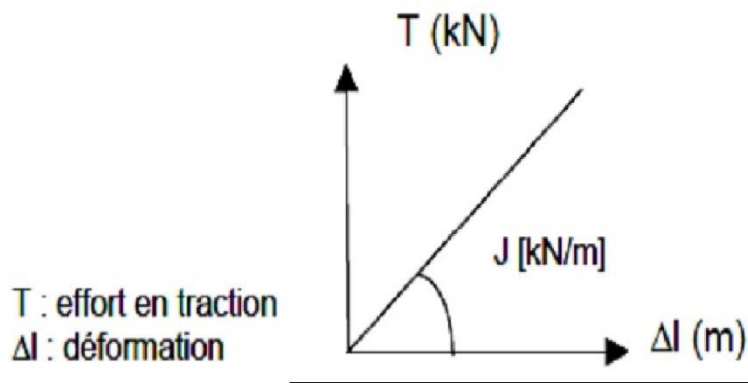
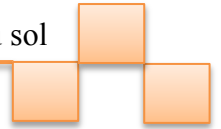


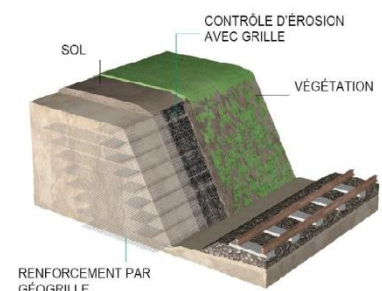
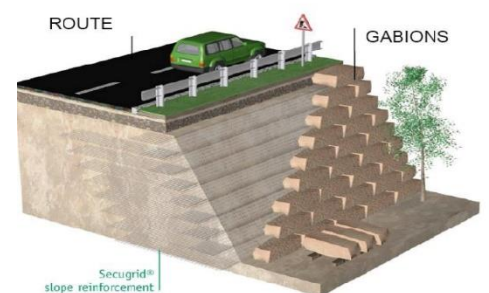
Figure 29: Comportement simplifié d'une inclusion à la traction

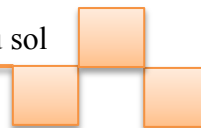
I.2.6.4. Les différents domaines

I.2.6.4.1: Les routes et les chemins de fer

Les routes et chemins de fer sont souvent construits à travers des couches de sols faibles et compressibles. Pour distribuer les charges du trafic afin de diminuer les contraintes sur le sol d'assise, on place une couche d'agrégats avec de bonnes propriétés mécaniques. A long terme, l'interaction entre les agrégats et le sol de fondation sous chargement dynamique, va causer l'érosion du sol porteur et la pénétration des agrégats qui donne à la fin des déflexions et éventuellement la rupture.

Pour réduire les déflexions et obtenir une meilleure performance du système, on introduit une couche de géosynthétiques entre la couche d'agrégats et le sol support. Cette couche de géosynthétiques ne joue pas seulement le rôle de séparation entre les deux matériaux mais aussi un rôle de renforcement.





I.2.6.4.2. Les fondations :

Les fondations superficielles qui sont construites sur un mauvais sol ont une capacité portante très basse et enregistrent des tassements importants. Pour améliorer cette situation, ces fondations peuvent être placées dans un sol granulaire de bonnes caractéristiques et le séparer du mauvais sol par une nappe de géosynthétiques qui permet de bien répartir les efforts venant de la superstructure, qui s'applique uniquement dans le cas des ouvrages souples (dallage industriel, fond métallique d'un bac de stockage,....etc.)

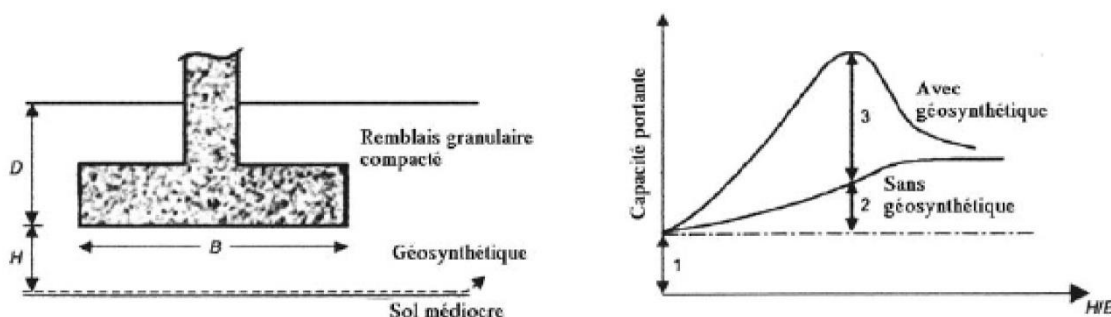


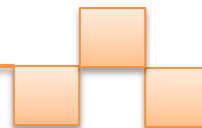
Figure I.30 : Variation de la capacité portante après utilisation du géosynthétiques (Das, 1988).

I.2.6.4.3. Renforcements horizontaux :

Le renforcement horizontal de la plateforme de transfert de charge, lorsqu'il existe, est le plus souvent de nature synthétique ou de type treillis.

Parmi les géosynthétiques utilisés pour ce renforcement, on rencontre soit des géotextiles soit des géogrilles. Selon leur disposition dans le matelas granulaire, ils peuvent avoir des rôles différents :

- Le géosynthétique est mis en œuvre directement sur les têtes d'inclusions : il assure, par effet membrane, le transfert de la charge q_s appliquée sur le sol compressible vers les têtes d'inclusions ; le géosynthétique peut être dans ce cas, soit une géogrilles, soit un géotextile ;
- La ou le géosynthétique est mise en œuvre à l'intérieur du matelas granulaire par enchevêtrement, cette configuration assure une meilleure rigidité du matelas granulaire ayant un comportement semblable à une poutre rigide, il est nécessaire dans ce cas de mettre une géogrille.



En plus de son rôle dans le renforcement, le géosynthétique empêche l'extension latérale du remblai, cet étalement étant souvent la cause de tassement (voies de chemin de fer par exemple) ; ce processus se fait par frottement sol/géosynthétiques lorsque le géosynthétique est un géotextile ou par enchevêtrement des granulates dans le géosynthétique lorsque celui-ci est une géogrilles.

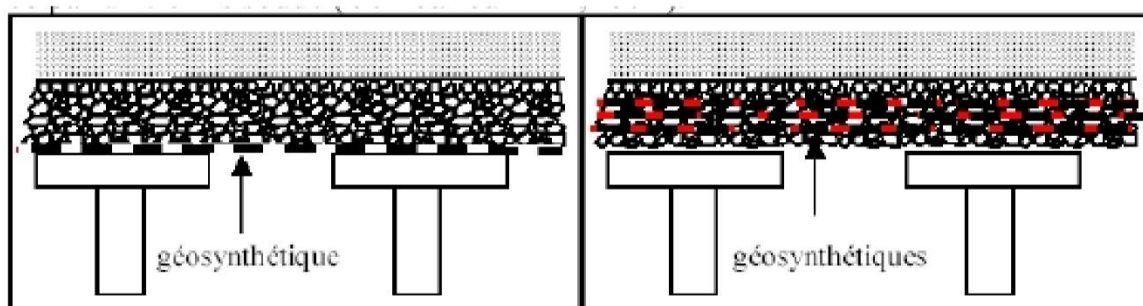
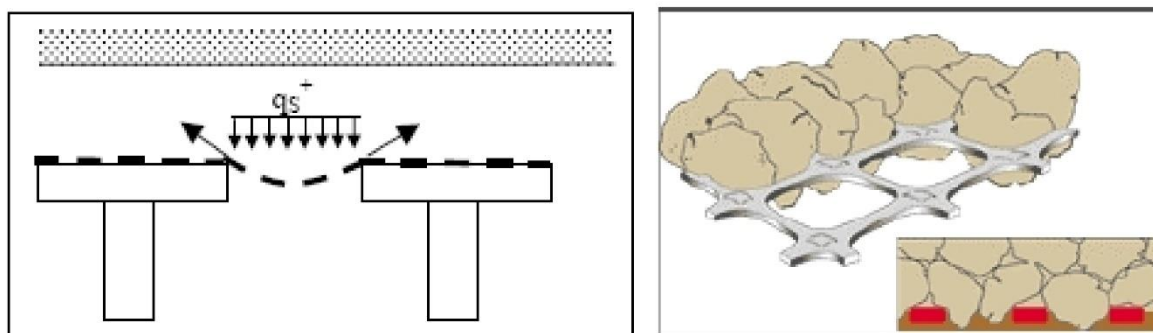


Figure I.31 : Différentes dispositions du renforcement horizontal dans la plateforme de transfert.

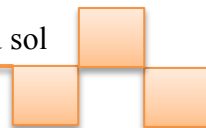


a : Effet membrane

b : Enchevêtrement

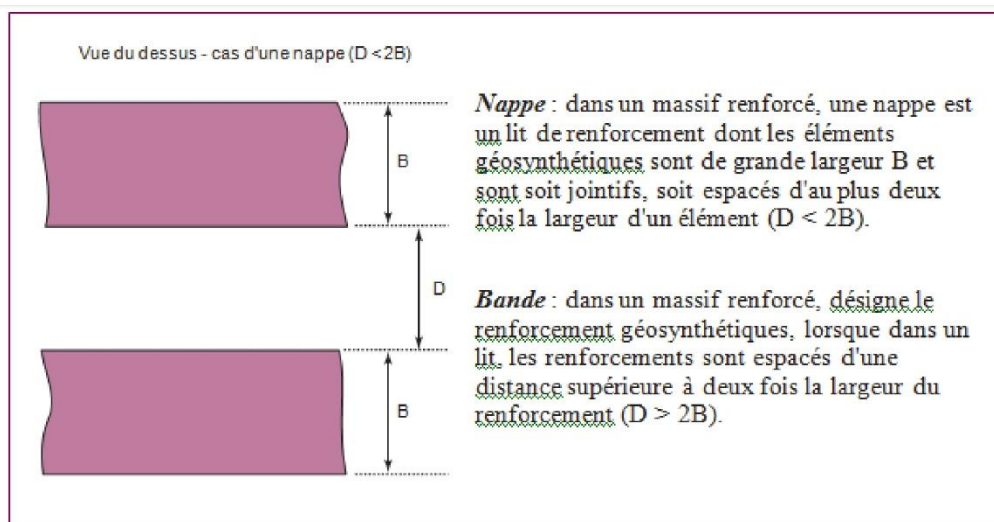
Figure I.32 : Différents mécanismes de renforcements horizontaux

L'augmentation de rigidité par la mise en place d'une géogrille a été démontrée par les autorités allemandes des rails (Seiler, 1995), en effet pour une même épaisseur de ballast, l'apport d'une géogrille double le module EV2 déterminé à la plaque et une couche de ballast renforcée de 400 mm d'épaisseur à la même raideur qu'une couche de ballast non renforcée de 600 mm d'épaisseur.



I.2.6.4.4. Mur de soutènement en remblai :

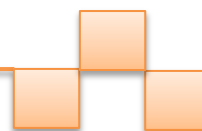
Les ouvrages de soutènement en remblai renforcé par inclusions géosynthétique sont constitués d'un massif de remblai mis en place par couches successives compactées, entre lesquelles sont disposés des éléments de renforcement géosynthétiques : les nappes de géotextile, de géogrille ou de bandes.



Les longueurs des éléments de renforcement (bandes ou nappes) et les espacements verticaux entre lits ne sont pas forcément constants sur toute la hauteur de l'ouvrage. Les éléments de renforcement sont disposés horizontalement. De plus, la pente longitudinale doit être nulle.

Comme le montrent les figures I.33 et I.34, le parement aval peut être vertical ou assez fortement incliné et de nature très variée selon les procédés de construction. Différentes technologies peuvent être utilisées pour constituer le parement. On peut mettre en place, par exemple :

- Un parement constitué de panneaux de pleine hauteur, généralement non liaisonnés aux éléments de renforcement géosynthétique et servant uniquement de protection (Figure I.33) ;
- Un parement constitué d'écailles où sont fixés les éléments de renforcement (bandes géosynthétiques) ;
- Un parement cellulaire, constitué d'éléments empilés (généralement, des blocs préfabriqués). Les renforcements sont fixés au parement par un dispositif d'accrochage ou simplement pincés entre deux blocs ;



- Une protection par végétalisation (Figure I.34).

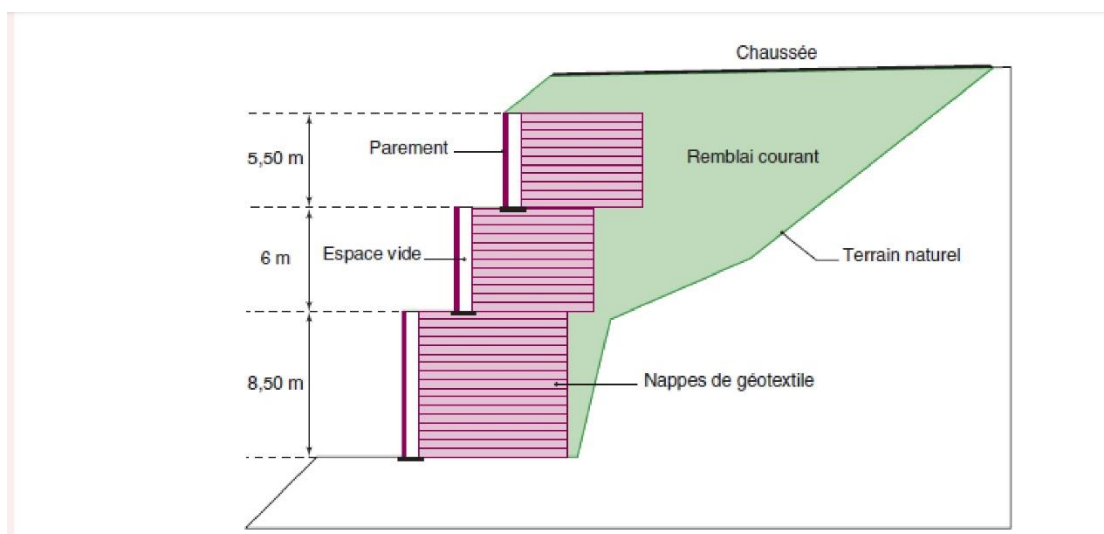
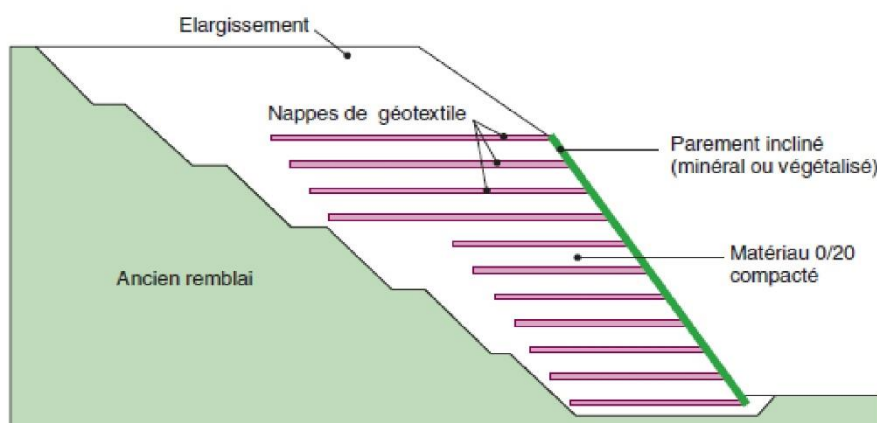


Figure I.33: Ouvrage en remblai renforcé par nappes de géotextile à parements verticaux et indépendants

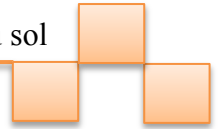


. Figure II.34: Ouvrage en remblai renforcé par nappes de géotextile à parement incliné.

I.2.6.5. Différent types de géosynthétiques :

Parmi les géosynthétiques voués au renforcement de sol, on distingue les géotextiles : tissés, non tissés, tricotes, composés de fibres, des géotextiles, des géogrilles et Géospaceur redises à partir de plaques de polymères.

Le mode d'assemblage des fils entre eux permettra d'obtenir différents types de nappes géotextiles.



I.2.6.5.1: Les tissés :

Ils sont obtenus par l'entrecroisement de deux nappes perpendiculaire de fils ou de bandelette, il en existe de différents types. Assemblés entre elle, les fibres textiles sont maintenues par torsion pour former des fils d'épaisseurs voulue. Le mode d'entrelacement s'appelle "armure", il en existe trois principales : la toile, le croisé, et le satin

I.2.6.5.2. Les non tissés :

Sont constitués de fibres disposés de façon désordonnées et liées par différents procédés et on distingue principalement :

I.2.6.5.2.1. Les non tissés aiguilletés :

L'aiguilletage est un procédé purement mécanique dans lequel des aiguilles hérissées d'ergot traversant la nappe dans un mouvement alternatif rapide.

I.2.6.5.2.2 Les non tissés thermo-liées :

L'assemblage consiste à comprimer les nappes des fibres lorsqu'ils sont soumises a la chaleur. Il résulte une soudure superficielle de ces fibr

I.2.6.5.3. Les tricotés :

Peu répondus, ils sont obtenus par entrelacement des fils à l'aide d'aiguilles.

I.2.6.5.4. Les tissés tricotés :

Il s'agit d'un textile non tissé au sein duquel l'on vient tricoter afin d'apporter une résistance importante.

I.2.6.5.5. Les géotextiles :

Les géotextiles sont définis comme des produits textiles à base de fibres polymères se présentant sous forme de nappes perméables, souples, résistantes et filtrantes, utilisés dans le domaine de la géotechnique et du génie civil. Ce sont en fait des textiles, au sens commun du terme, utilisés au contact du sol.

I.2.6.5.6. Les géogrilles :

Structure plane constituée par réseau ouvert d'éléments résistants à la traction reliés entre eux selon un motif régulier et utilisés dans le domaine de la géotechnique et de génie civil.

I.2.6.5.7 Géospaceur :

Structure polymère tridimensionnelle utilisée dans les applications de la géotechnique et génie civil permettant de maintenir l'espace entre eux deux matériaux notamment en vue d'un drainage.

I.2.6.5.8. Géocomposites :

Ceux-ci résultent de l'association de plusieurs surfaces textiles différentes (tissées, non tissées,...) afin d'élaborer un géosynthétique adapté à des besoins spécifiques et pouvant remplir simultanément plusieurs fonctions (drain, filtre, renforcement)

I.2.6.5.9. Géoconteneurs :

Structure tridimensionnelle alvéolaire permettant le confinement, la stabilité et le renforcement de matériaux de remplissage.

I.2.6.6. Avantage de l'utilisation de géosynthétique pour le renforcement

- ✓ Amélioration des caractéristiques mécaniques des sols.
- ✓ Réduction de l'interpénétration des matériaux d'apport avec les sols en place et diminution des mouvements de terre.
- ✓ Réduction du mélange indésirable de terres et diminution des exigences de transfert de matériaux.
- ✓ Modification des structures routières et ferroviaires pour augmenter les capacités.
- ✓ Diminution des emprises.
- ✓ Création de merlons antibruit d'aspect naturel / réduction des délais de construction (possibilité de travailler pendant la période hivernale)
- ✓ Augmentation de la sécurité et de la stabilité des remblais
- ✓ Préservation de l'aspect naturel du paysage
- ✓ Optimisation des coûts de construction.



I.2.7. Renforcement par de colonne pallastée :

I.2.7.1. Définition :

La technique des Colonnes Ballastées consiste, à l'aide d'une aiguille vibrante, à incorporer dans le terrain des matériaux granulaires compactés de manière à constituer des inclusions souples, présentant des caractéristiques mécaniques élevées et un fort caractère drainant.

Sous les ouvrages à surcharge répartie (remblais, radiers, dallages...) les Colonnes Ballastées sont disposées suivant un maillage régulier et sont coiffées d'un matelas de répartition des contraintes. Elles permettent ainsi d'homogénéiser et de diminuer l'amplitude globale des tassements sous l'ouvrage.

Les Colonnes Ballastées peuvent également être disposées en groupes sous les charges isolées (semelles de fondations) ou en files (semelles filantes, murs de soutènement...). Elles permettent dans ce cas d'accroître la capacité portante du terrain tout en contrôlant les tassements des ouvrages. Le procédé est adapté pour traiter les sols présentant des caractéristiques mécaniques faibles à très faibles (sables limoneux, argiles, limons, remblais hétérogènes...), mais il doit être exclu dans les sols présentant un caractère évolutif (matériaux organiques, tourbes...) dans lesquels l'étreinte latérale autour des colonnes n'est pas garantie à long terme. (Zagaar et Zierag, 2013).

I.2.7.2. Le but de l'amélioration des sols par colonnes ballastées :

Le but de tout réalisation de colonnes ballastées est de conférer au sol de nouvelles caractéristiques générales et /ou locales sous l'ouvrage à construire, afin que les différents éléments d'infrastructure de celui-ci (semelles isolées ou filantes, radier, dallages, ouvrage en terre ...) aient un comportement prévisible, justifiable et compatible avec les règlements et tolérances s'appliquant à la structure de l'ouvrage et à son exploitation.

Le traitement d'un sol par colonnes ballastées conjugue les actions suivantes, dans une seule ou plusieurs peuvent être recherchées :

- Amélioration de la portance ;
- Réduction des tassements ;
- Homogénéisation des caractéristiques géotechniques ;
- Augmentation de la vitesse de consolidation par la création d'éléments drainants
- Augmentation des caractéristiques équivalentes du massif de sol traité (la résistance au cisaillement horizontal, l'angle de frottement interne et les paramètres de déformation ;

Il est également possible d'utiliser les colonnes en zones sismiques ou elles peuvent contribuer à la diminution du potentiel de liquéfaction des sols.

I.2.7.3. Objectif de traitement :

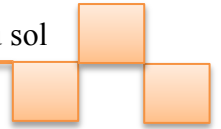
L'amélioration de sol par colonnes ballastées consiste à mettre en œuvre un « maillage » de colonnes constituées de matériaux granulaire ou graveleux, amenant une densification des couches compressibles et les rendant aptes à reprendre des charges issues de fondations. (Si hadj mohand, 2013).

Le traitement d'un sol par colonnes ballastées conjugue les actions suivantes :

- Augmenter la capacité portante du sol.
- Diminuer les tassements totaux et différentiels.
- Diminuer le temps de consolidation par création d'éléments drainant.
- Diminuer les risques induits par les phénomènes de liquéfaction lors des séismes.

I.2.7.4. Technique de renforcement par colonnes ballastées

Lorsque la portance d'un sol est insuffisante pour supporter les charges prévues, il existe plusieurs techniques qui permettent de réduire les tassements des sols fortement compressibles (argiles molles), d'accélérer la consolidation primaire, d'augmenter la capacité portante des sols de fondation et diminuer les risques de liquéfaction dans les zones sismiques.



Parmi ces techniques : la construction d'un réseau de colonnes ballastées qui sont disposées selon un réseau ou « maillage » régulier, souvent triangulaire, carré ou hexagonal (Figure I.35). Le diamètre des colonnes ballastées (environ 0,60 à 1,20 m) et leurs espacements sont faibles comparativement aux dimensions des structures qu'elles vont aider à supporter.

La profondeur de la colonne est limitée à 20 m. Ce procédé est utilisé pour les structures de grandes surfaces chargées comme les remblais, les réservoirs de stockage et les fondations sur radiers. (Zagaar. Zierag.2013).

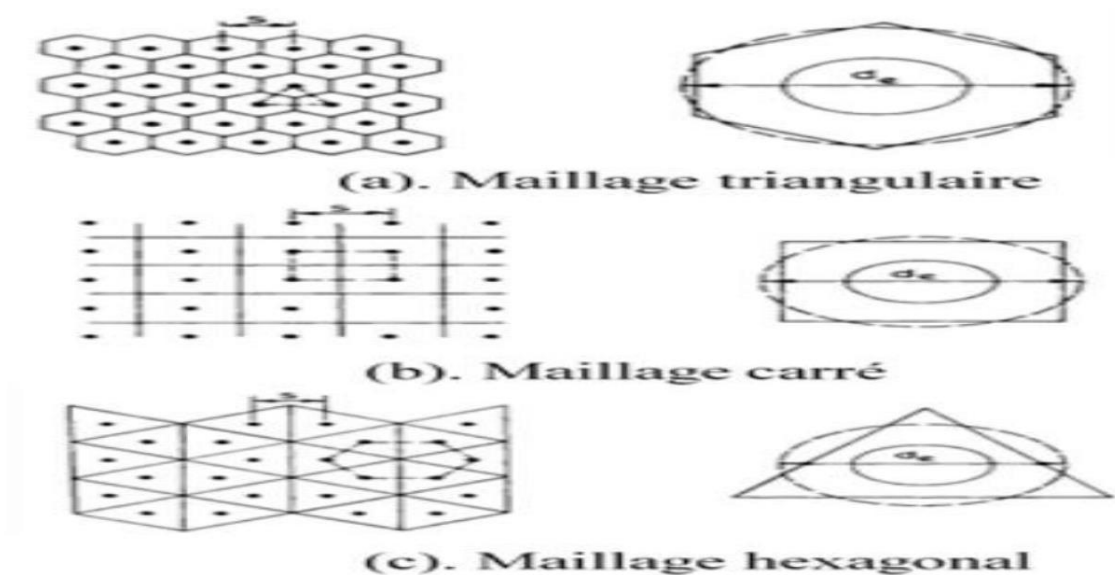
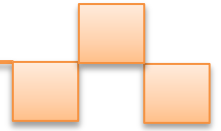


Figure I.35. Disposition et domaine d'influence de la colonne ballastée. (Remadna, 2019).



I.2.8.Conclusion :

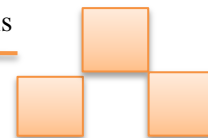
Afin de résoudre le problème de fondation pour toute structure, il faut s'assurer que la capacité portante du sol de fondation est compatible avec les charges transférées par la fondation .

Dans ce chapitre, nous avons décrit les techniques les plus utilisées pour l'amélioration des sols. Le renforcement avec des géodes synthétiques alternatives est économiquement et techniquement intéressant. La méthode de traitement colonnaire est largement utilisée pour résoudre les problèmes de stabilité des structures dans les sols compressibles.



**Chapitre II : Différentes méthodes de calcul
de la capacité portante des sols**





II.1 Introduction :

La tolérance du sol est la capacité du sol à résister en toute sécurité à la pression exercée sur lui, quelle que soit son origine, sans un effondrement par cisaillement entraînant le déclin du sol et, par conséquent, une diminution des fondations qu'il porte. La tolérance au sol est déterminée après avoir pris les contacts nécessaires sur le site et effectué des tests en laboratoire pour déterminer les différentes caractéristiques du sol, telles que sa tolérance, sa compressibilité et autres. Ce chapitre présente les différentes façons qui ont été développées au fil du temps pour évaluer la durabilité des sols .

II.2 Définition de la capacité portante et contrainte admissible :

Si on applique une charge Q croissante à une fondation, au début du chargement le comportement est sensiblement linéaire (Les déplacements verticaux croissent proportionnellement à la charge appliquée).

A partir d'une certaine charge Q_d , les déplacements ne sont plus proportionnels à la charge .Enfin, pour une charge Q_L les déplacements deviennent incontrôlables, le sol n'est plus capable de supporter une charge supérieure, figure (2.1). Cette charge est la charge limite ou ultime, ou encore la capacité portante de la fondation.

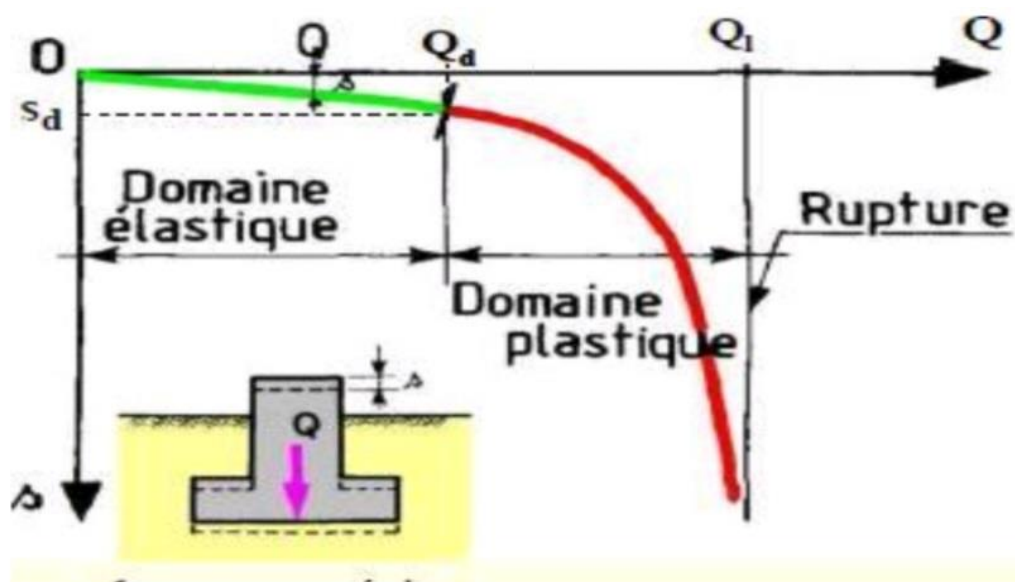


Figure 2.1: Schématisation de l'évolution des déplacements verticaux sous une fondation superficielle en fonction de l'augmentation de la charge (d'après R.Frank)



II.3.Méthode de calcul de la capacité portante :

II.3.1.Méthodes statique (méthode "C-Q") :

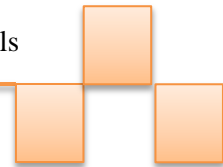
Les charges statiques comprennent le poids propre de la structure, les charges vives et le poids du sol au-dessus de la fondation. La capacité portante statique du sol a été étudiée de manière approfondie et détaillée par un grand nombre de chercheurs et il a été conclu Et un accord sur des solutions acceptables et fixes et ces solutions peuvent être divisées en deux groupes, le premier groupe comprend Etudes analytiques ou théoriques (Analytical Solutions) Quelles études déterminant la capacité portante du sol selon la théorie Les méthodes de plasticité ou d'analyse numérique, et le second groupe sont des études en laboratoire ou sur le terrain (Experimental Investigations)

En menant des expériences en laboratoire qui simulent les conditions du problème réel, ou en s'appuyant sur les résultats de certaines expériences sur le terrain telles que CPT-SPT, où la solution est considérée comme acceptable et sûre lorsque les résultats des études analytiques correspondent aux résultats des études expérimentales.

Parmi les études et les relations les plus importantes qui calculent la capacité portante statique du sol, qui sont considérées comme fondamentales et approuvées jusqu'à présent, que ce soit pour une application dans la vie pratique ou comme base de base pour démarrer de nouvelles études basées sur celles-ci, figurent celles présentées par Terzaghi (1943), Mayerhof (1951-1963), Henzen (1970), Vesic (1973)... etc.

Dans la plupart de ces études, la capacité portante statique du sol est généralement calculée sur la base du principe de Position Principe Super, où la contribution de chacun de la cohésion C et la charge du sol au-dessus du niveau de fondation q et le poids volumétrique du sol sous le la fondation γ est collectée pour obtenir la valeur minimale de capacité portante du sol.

Pour une fondation superficielle continue reposant sur une couche de sol homogène, la capacité portante statique du sol est donnée par les relations suivantes :



II.3.1.1. Capacité portante statique du sol selon Terzaghi (1943) :

L'équation de Terzaghi est donnée pour calculer la capacité portante des sols marginaux pour une charge verticale centrale et un sol de fondation homogène avec la relation suivante :

$$q_{ult} = cN_c S_c + \gamma_1 D_f N_q S_q + 0,5\gamma_2 N_\gamma S_\gamma$$

Ou :

- C : cohésion du sol de fondation .
- D_f : profondeur de fondation
- γ_1 : le poids volumétrique du sol au-dessus du niveau de la fondation
- γ_2 : le poids volumétrique du sol sous le niveau de la fondation
- B : Largeur de la ligne de base
- S_i : coefficients de forme de base
- N_i : coefficients de capacité portante du sol

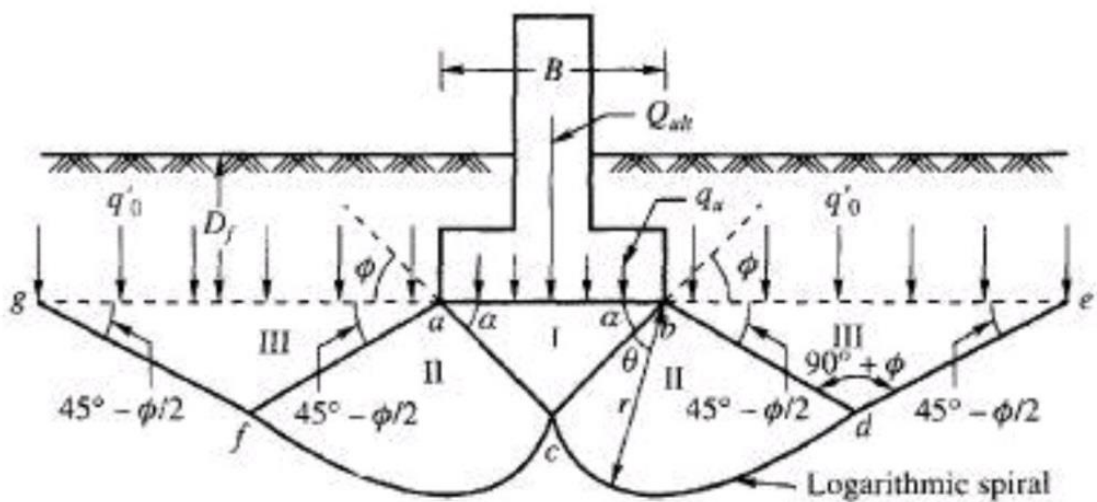


Figure (2-2): prisme d'effondrement proposé par (Terzaghi)

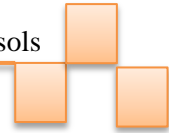


Tableau (2-1) : coefficients de forme de (Terzaghi).

formulaire de fondation	S_c	S_q	S_γ
(L>5B) continu	1	1	1
(B=L) carré	1,3	1	0,8
(D=B) circulaire	1,3	1	0,6

Les coefficients de capacité portante du sol selon Terzaghi sont donnés par les équations suivantes :

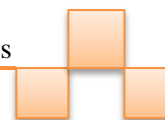
$$N_q = \frac{e^{\left(\frac{3\pi}{2} - \varphi'\right) \cdot \tan \varphi'}}{2 \cos^2\left(45 + \frac{\varphi'}{2}\right)}$$

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

$$N_\gamma = 0,5 \cdot \tan \varphi' \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \varphi'} - 1 \right)$$

Où Terzaghi n'a pas donné de relation pour calculer le coefficient $K_{p\gamma}$, mais plutôt des tableaux à partir desquels les trois coefficients sont calculés, et une relation approximative a été obtenue pour estimer ce coefficient comme suit :

$$K_{p\gamma} = (8 \cdot \varphi'^2 - 4 \cdot \varphi' + 3,8) \cdot \tan^2\left(60 + \frac{\varphi'}{2}\right)$$



II.3.1.2. La capacité portante statique du sol selon Meyerhof (1963) :

Meyerhof a apporté quelques modifications à l'équation de Terzaghi, telles que l'introduction de l'influence de la profondeur de la fondation, de la forme de la fondation, de l'excentricité et de l'inclinaison de la charge, et a suggéré l'équation suivante :

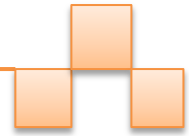
$$q_{ult} = cN_c s_c d_c i_c + \gamma_1 D_f N_q s_q d_q i_q + 0,5 \gamma_2 B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

Ou :

- s_γ, s_q, s_c : Paramètres de forme
- d_γ, d_q, d_c : Paramètres de profondeur
- i_γ, i_q, i_c : coefficients d'inclinaison

Tableau (2.2) : Les coefficients de forme, de profondeur et de pente du Meyerhof

Factors	Value	For
Shape:		
	$s_c = 1 + 0.2K_p \frac{B}{L}$	Any φ
	$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1K_p \frac{B}{L}$	$\varphi > 0$
	$s_q = s_\gamma = 1$	$\varphi = 0$
Depth:		
	$d_c = 1 + 0.2\sqrt{K_p \frac{D}{B}}$	Any φ
	$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{K_p \frac{D}{B}}$	$\varphi > 0$
	$d_q = d_\gamma = 1$	$\varphi = 0$
Inclination:		
	$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\varphi^\circ}{90^\circ}\right)^2$	Any φ
	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\varphi^\circ}\right)^2$	$\varphi > 0$
	$i_\gamma = 0 \text{ for } \theta > 0$	$\varphi = 0$



Équations de Meyerhof pour le calcul de la capacité portante du sol :

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1,4 \cdot \varphi)$$

II.3.1.3. Capacité portante statique du sol selon Hansen (Hansen, 1970) :

Hansen a apporté quelques modifications à l'équation de Meyerhof pour tenir compte de l'effet de certains autres facteurs tels que la pente de la surface de la terre ou la pente de la base de la fondation. Pour les sols généraux ($\varphi > 0$), l'équation de Hansen est donnée comme suit :

$$q_{ult} = cN_c S_c d_c i_c g_c b_c + \gamma_1 D_f N_q S_q d_q i_q g_q b_q + 0,5 \gamma_2 B N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

Ni : Les coefficients de capacité portante du sol selon Hansen sont donnés par les relations suivantes

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) \text{ (Meyerhof)}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \text{ (Meyerhof)}$$

$$N_\gamma = 1,5(N_q - 1) \tan \varphi$$

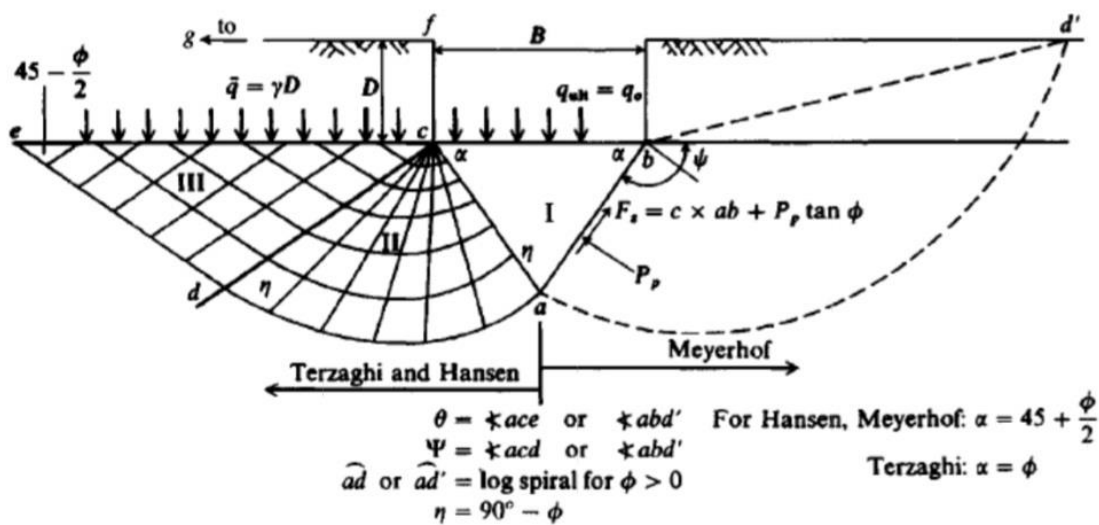


Figure 2.3. Effondrement du prisme proposé par (Hansen , Meyerhof and Terzaghi)

Tableau(2.3) : Coefficients Hanzen de calcul de la capacité portante du sol statique

Paramètres de forme	
Base continue	$S_c = S_q = S_\gamma = 1$
Fondation carrée, ronde ou rectangulaire	$S_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$
	$S_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \tan \varphi$
	$S_\gamma = 1 - 0,4 \frac{B}{L} \geq 0,6$
paramètres de profondeur	
$\frac{D_f}{B} \leq 1$	$d_c = 1 + 0,4 \frac{D_f}{B}$
	$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \varphi \cdot (1 - \sin \varphi)^2 \cdot \frac{D_f}{B}$
	$d_\gamma = 1$
$\frac{D_f}{B} > 1$	$d_c = 1 + 0,4 \cdot \arctan\left(\frac{D_f}{B}\right)$
	$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \varphi \cdot (1 - \sin \varphi)^2 \cdot \arctan\left(\frac{D_f}{B}\right)$
	$d_\gamma = 1$
Le coefficient de pente de la charge à l'aplomb	
A=0	$i_c = i_q = i_\gamma = 1$
a>0	$i_c = i_q = \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$
	$i_q = \left(1 - \frac{0,5H}{V + A \cdot C_a \cdot \cot \varphi}\right)^5$
	$i_\gamma = \left(1 - \frac{0,7H}{V + A \cdot C_a \cdot \cot \varphi}\right)^5$
L'inclinaison de la surface de la Terre par rapport à l'horizon	
$\Psi=0$	$g_c = g_q = g_\gamma = 1$
$\Psi>0$	$g_c = 1 - \frac{\Psi}{147^\circ}$
	$g_q = g_\gamma = (1 - 0,5 \cdot \tan \Psi)^5$
Coefficients d'inclinaison de base par rapport à l'horizon	
$\eta=0$	$b_c = b_q = b_\gamma = 1$
$\eta>0$	$b_c = 1 - \frac{\eta}{147^\circ}$
	$b_q = b_\gamma = e^{-2 \tan \eta}$

- Ca : Adhérence du sol à la base de la fondation résultant de la cohésion et prise en faveur de la sécurité
- H : La composante horizontale marginale sur la fondation
- V : Le composant vertical limite sur la fondation
- A : espace de fondation

II.3.1.4. Capacité portante statique du sol selon votre physique (Vesic, 1973) :

Vesik a utilisé la même équation de Hansen avec quelques modifications de la valeur du coefficient N_γ

$$N_\gamma = 2. (N_q - 1). \tan \varphi$$

II.3.2. Calcul de la capacité portante à partir des résultats des essais in-situ

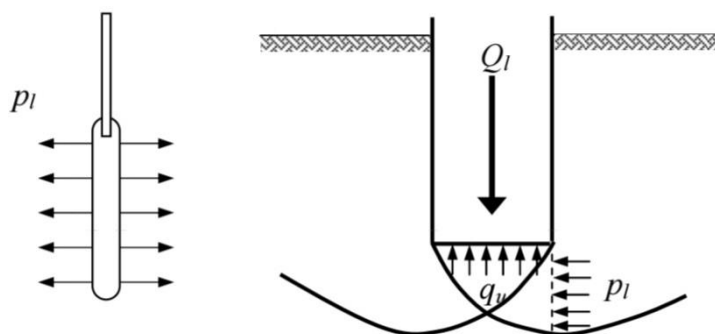
L'estimation de la capacité portante à partir des résultats des essais in-situ est basée sur des méthodes empiriques directes, c'est-à-dire qu'elles relient directement, par corrélation, la portance de la fondation aux résultats de l'essai en place. Il n'est pas fait usage des méthodes classiques (méthodes en « c et φ ») traitées ci-dessus. Pratiquement, il existe de nombreuses méthodes ; dans ce qui suit, on se réfère aux méthodes de calcul pressiométrique et pénétrométrique qui sont incluses dans le fascicule 62, titre V (1993), voir Frank (1999). Le pénétromètre statique et le pressiomètre Ménard sont des essais fondamentaux pour les reconnaissances préalables à l'étude des fondations et pour leur dimensionnement. Pour le calcul de la portance des fondations à partir du pressiomètre Ménard ou du pénétromètre statique, le fascicule 62, titre V (1993), définit les catégories conventionnelles de sols données par le tableau (2.4), en fonction de la pression limite mesurée q_l par le pressiomètre Ménard ou de la résistance de pointe q_c mesurée par le pénétromètre statique.

Tableau (2.4) : Définition des catégories conventionnelles des sols, d'après Frank(1999)

Classe de sol		Pressiomètre p_l (MPa)	Pénétromètre p_c (MPa)
Argiles ,limons	A- Argiles et limons mous	<0,5	<3
	B- Argiles et limons fermes	1,2 à 2	3 à 6
	C- Argiles très fermes à dures	>2,5	>6
Sables ,graves	A- lâches	< 0,5	<5
	B- Moyennement compacts	1 à 2	8 à 15
	C- compacts	>2,5	>20
Craies	A- molles	< 0,7	< 5
	B- Altérées	1,0 à 2,5	>5
	C- Compactes	> 3	
Marnes , marno-calcaires	A- Tendres	1,5 à 4,0	
	B- Compacts	> 4,5	
Roches (1)	A- Altérées	2,5 à 4,0	
	B- Fragmentées	> 4,5	
(1) L'appellation de roches altérées ou fragmentées peut regrouper des matériaux calcaires, schisteux ou d'origine granitique .S'il est difficile parfois de fixer des limites précises avec les sols meubles qui constituent leur phase finale d'évolution .on réservera toutefois cette classification aux matériaux qui présentent des modules pressiométriques supérieurs à 50 à 80 MPA.			

II.3.2.1. Calcul de la capacité portante à partir de l'essai au pressiomètre

L'essai pressiométrique Ménard consiste à réaliser l'expansion horizontale d'une sonde cylindrique dans un forage à une profondeur donnée, sous des contraintes radiales jusqu'à la rupture du sol. Il permet d'obtenir une relation entre les contraintes appliquées et les déplacements horizontaux du forage, ce qui présente un grand avantage par rapport à d'autres essais in-situ, du fait qu'il permet l'analyse du comportement du sol aussi bien en déformations qu'à la rupture. La Figure 2.4 montre l'analogie, à la différence d'orientation près, entre la pression limite p_l obtenue par un essai pressiométrique et la contrainte de rupture q_u .



(a) Essai pressiométrique

(b) fondation superficielle

Figure (2.4)- Analogie entre les modes de rupture

Selon le fascicule 62, titre V (1993), la contrainte de rupture q_u sous charge verticale centrée est donnée par la formule :

$$q'_u = q'_0 + k_p \cdot p_{le}^*$$

Ou :

q'_u : contrainte effective de rupture de la semelle sous une charge vertical centrée .

q'_0 : contrainte verticale effective initiale du sol au niveau de la fondation .

k_p : facteur de portance pressiométrique .

p_{le}^* : pression nette équivalente du sol .

Dans le cas d'une couche porteuse homogène, d'épaisseur au moins égale à $1,5B$ au-dessous de la base de la fondation, on établit un profil linéaire de la pression limite nette q_l^* et l'on prend pour pression limite nette équivalente q_{le}^* la valeur à la profondeur $D+2/3B$, comme indiqué sur la Figure 2.5.

$$q_{le}^* = q_l^{*(D+2/3B)}$$

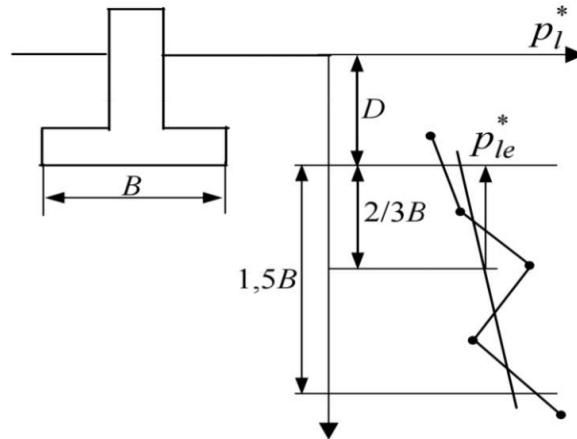


Figure (2.5)– Définition de la pression limite nette équivalente q_{ie}^* dans le cas d'une couche porteuse homogène (Frank, 1999) .

Dans le cas de sols de fondation non homogènes, ayant toutefois des valeurs de pression limite du même ordre de grandeur jusqu'à au moins $1,5B$ au-dessous de la base de la fondation, on retient pour q_{ie}^* la moyenne géométrique :

$$p_{ie}^* = \sqrt[n]{p_{i1}^* p_{i2}^* \dots \dots p_{in}^*}$$

La théorie pressiométrique considère que les sols situés autour et au-dessus de la semelle n'interviennent pas uniquement par leur poids, comme il a été considéré précédemment, mais que leur résistance joue un rôle dans la contrainte ultime. Ceci est justifié par le fait que les lignes de glissement remontent jusqu'à la surface et ne s'arrêtent pas au niveau de la fondation comme il a été supposé par Terzaghi.

Cette remarque est prise en compte en introduisant la notion de hauteur d'encastrement équivalente D_e , à ne pas confondre avec la hauteur contenue dans le sol. D_e est donnée par l'expression :

$$D_e = \frac{1}{p_{ie}^*} \int_0^D P_i^*(z) dz$$

Pour les fondations superficielles et pour les fondations semi-profondes dont les méthodes d'exécution sont similaires à celles des fondations superficielles, les valeurs du facteur de portance k_p sont données par le tableau 2.5

Tableau (2.5)– Facteur de portance pressiométrique (Frank, 1999)

Type de sol	Expression de k_p	K_{pmax} (semelle carrée)	K_{pmax} (semelle filante)
Argiles et limons A, craies A	$0.8 \left[1 + 0.25 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	1.3	1.1
Argiles et limons B	$0.8 \left[1 + 0.35 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	1.5	1.22
Argiles C	$0.8 \left[1 + 0.5 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	1.8	1.4
Sables A	$\left[1 + 0.35 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	1.88	1.53
Sables et graves B	$\left[1 + 0.5 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	2.25	1.75
Sables et graves C	$\left[1 + 0.8 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	3	2.2
Craies B et C	$1,3 \left[1 + 0.27 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	2.18	1.83
Marnes, marno- calcaires, roches altérées	$\left[1 + 0.27 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	1.68	1.41

On peut remarquer qu'il dépend du type de sol, ainsi que de la forme de la fondation ou, plus précisément, du rapport de ses dimensions en plan B/L (pour une semelle circulaire $B/L=1$ et pour une semelle filante : $B/L=0$) ; le facteur de portance k_p croît linéairement avec l'encastrement relatif de la fondation D_e/B , où D_e est la hauteur d'encastrement équivalente et B le diamètre ou la largeur de la fondation ; pour les fondations semi-profondes, il y a lieu de limiter sa valeur à k_{pmax} qui est la valeur obtenue pour $D_e/B=2,5$.

II.3.2.2. Calcul de la capacité portante à partir de l'essai de pénétration statique (CPT)

L'essai de pénétration statique consiste à enfoncer dans le sol, à vitesse constante et à l'aide d'un vérin hydraulique, une pointe terminée par un cône. Un dispositif particulier permet de mesurer la résistance à la pénétration du cône, ainsi qu'éventuellement, le frottement latéral mobilisé sur une longueur donnée. Les classes de sol utilisées sont toujours celles définies dans le tableau 2.6; comme pour le pressiomètre, la formule générale traduit la proportionnalité semi-empirique entre la rupture du sol par poinçonnement sous une semelle soumise à une charge verticale centrée, et celle provoquée par la pointe du pénétromètre ; elle s'écrit :

$$d'_u = d'_0 + K_c \cdot q_{ce}$$

d'_u : Contrainte effective de rupture .

d'_0 : Contrainte verticale effective initiale du sol au niveau de la base de la fondation .

K_c : Facteur de portance pénétrométrique .

q_{ce} : Résistance de pointe équivalente du sol .

La résistance de pointe équivalente q_{ce} est une résistance de pointe moyenne autour de la base de la fondation définie, à partir d'une courbe $q_c(z)$ lissée, par (Figure 2.6)

$$q_{ce} = \frac{1}{3a + b} \int_{D-b}^{D+3a} q_{cc}(z) dz$$

Avec q_{cc} résistance de pointe q_c écrêtée à $1,3 q_{cm}$

$$q_{cm} = \frac{1}{3a + b} \int_{D-b}^{D+3a} q_c(z) dz$$

Avec $a = B/2$ si $B > 1$ m

$a = 0,5$ m si $B < 1$ m

$b = \min \{a, h\}$ ou h est la hauteur de la fondation dans la couche porteuse .

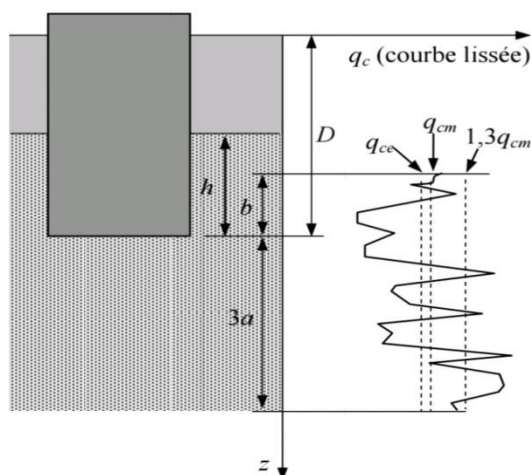


Figure (2.6)–Définition de la résistance de pointe (ou de cône) équivalente pour les fondations superficielles et profondes (Frank, 1999)

La hauteur d’encastrement équivalente D_e , est donnée par l’expression :

$$D_e = \frac{1}{p_{ce}} \int_0^D q_c(z) dz$$

q_{ce} représente la résistance de pointe équivalente du sol sous la base de la fondation; $q(z)$ est la résistance de pointe lissée donnée à la profondeur z par l’essai pénétrométrique. Pour les fondations superficielles et pour les fondations semi-profondes dont les méthodes d’exécution sont similaires à celles des fondations superficielles , les valeurs du facteur de portance

K_c sont données par le tableau 2. 6

Tableau (2.6)– Facteur de portance pénétrométrique (Frank,1999)

Type de sol	Expression de k_c	K_{cmax} (semelle carrée)	K_{cmax} (semelle filante)
Argiles et limons A, et B craies A	$0.32 \left[1 + 0.35 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	0,60	0,49
Sables A	$0.14 \left[1 + 0.35 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	0,26	0.21
Sables et graves B	$0.11 \left[1 + 0.5 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	0,25	0,19
Sables et graves C	$0.08 \left[1 + 0.8 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	0,24	0,18
Craies B	$0.17 \left[1 + 0.27 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	0,29	0,24

II.3.2.3. Essai de la plaque :

L'essai de la plaque est un essai sur le terrain, qui est effectué pour déterminer la capacité portante ultime du sol et le tassement probable sous une charge donnée. Ce test est très populaire pour la sélection et la conception des fondations superficielles.

Pour effectuer ce test, la plaque est placée à la profondeur souhaitée, puis la charge est appliquée progressivement et le tassement pour chaque incrément de charge est enregistré. À un moment donné, un tassement se produit rapidement, la charge totale jusqu'à ce point est calculée et divisée par la superficie de la plaque pour déterminer la capacité portante ultime du sol à cette profondeur. La capacité portante finale est ensuite divisée par un facteur de sécurité (typiquement 2,5 ~ 3) pour déterminer la capacité portante de sécurité.

II.3.2.3.1. Calcul de la capacité portante :

Après la collecte des données de terrain, la courbe de répartition des charges est dessinée. C'est un graphique logarithmique où la charge appliquée est tracée sur l'axe X et le tassement sur l'axe Y. A partir du graphique, on obtient la charge ultime pour la plaque qui est la charge correspondante pour le tassement d'un cinquième de la largeur de la plaque.

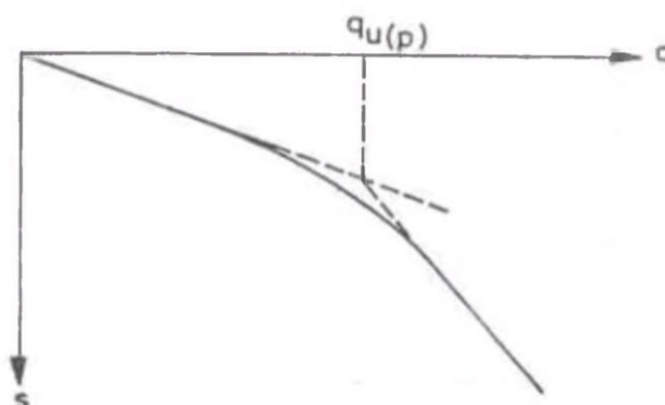


Figure (2.7) Graph chargement-tassement

Lorsque les points sont tracés sur le graphique, la courbe est cassée en un point. La charge correspondante à ce point de rupture est considérée comme la charge ultime sur la plaque. La capacité de charge finale peut être calculée à partir de la charge finale de la plaque. La capacité portante finale est ensuite divisée par un facteur de sécurité approprié pour déterminer la capacité portante du sol à partir des fondations.

La formule générale pour le calcul de la capacité portante avec cet essai de la plaque :

Pour le sol argileux : Capacité portante ultime = Charge ultime pour la plaque.

Pour le sol sablonneux:

Capacité portante ultime = [Charge maximale pour la plaque x Largeur de la plaque] /
diamètre de la plaque

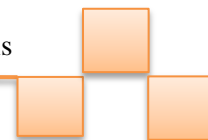
Capacité portante admissible = capacité portante ultime / facteur de sécurité
Typiquement, pour le facteur de sécurité varie de 2 à 3.

II.3.3.Méthodes numériques :

II.3.3.1.Méthodes element fini (MEF) :

II.3.3.1.1.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]



II.3.3.1.2. 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.

II.3.3.1.3. Concepts de base :

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère 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 et 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, en raison de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique.

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

Les principaux logiciels utilisés sont :

- ❖ PLAXIS : logiciel hollandais développé par l'équipe du Pr. Vermeer
- ❖ CESAR (LCPC) : Logiciel 2D ou 3D, spécialement utilisé pour les tunnels.
- ❖ GEOSLOPE : pour les glissements des terrains.

II.3.3.1.4. Exemple par calcul de element finies :

Puła et Zaskórski (2015) ont examiné la distribution de probabilité de la capacité portante pour une fondation superficielle encastrée dans un sol pulvérulent en utilisant la méthode des éléments finis aléatoire. Le résultat final de l'analyse numérique est une évaluation de la distribution de probabilité qui correspond à la capacité portante pour les différentes largeurs et profondeurs de la fondation. L'analyse de la capacité portante utilise une loi élastique parfaitement plastique avec un critère de rupture de MohrCoulomb. La redistribution plastique des contraintes a été réalisée en utilisant un algorithme viscoplastique en utilisant le code RBEAR2D. La Figure 2.8 présente la géométrie de la fondation étudiée et le maillage utilisé.

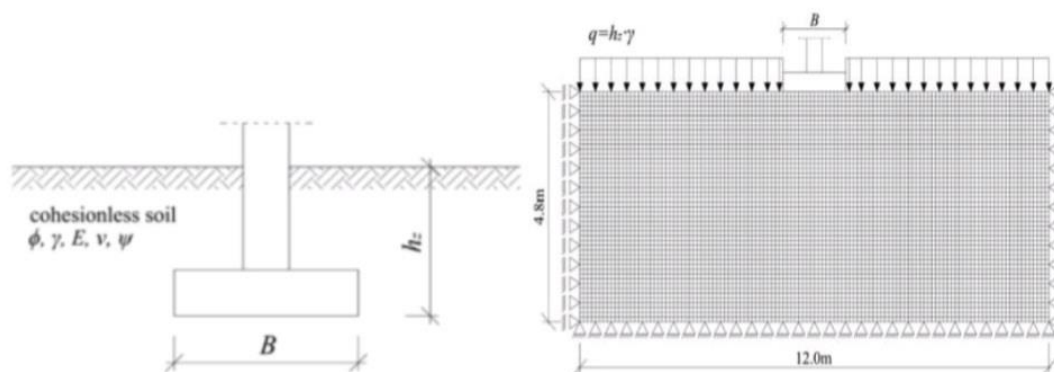


Figure 2.8 : Géométrie de problème et maillage utilisé (Puła et Zaskórski, 2015).

Dans la première étape, trois champs aléatoires, ce qui correspond à l'angle de frottement, le module de Young et coefficient de Poisson, ont été considérées. L'analyse de sensibilité concernant la contribution du caractère aléatoire de chacune de ces propriétés sur la capacité portante aléatoire d'une fondation a été réalisée. Cette étude a démontré que les champs aléatoires de E et ν peuvent être remplacés par des paramètres constants non aléatoires. Par conséquent, seul l'angle de frottement a été décrit par un champ aléatoire. Les calculs effectués par la méthode RFEM ont montré que, malgré de faibles fluctuations aléatoires dans l'angle de frottement, le coefficient de variation de la capacité portante est deux fois plus grand que celui de l'angle de frottement. Ce résultat est dû à la non-linéarité physique du problème à étudier, et illustre l'importance d'intégrer une approche probabiliste à l'évaluation de capacité portante des fondations.

La simulation numérique réalisée par Puła et Zaskórski (2015) a démontré que la distribution de Weibull fournit la meilleure solution pour la distribution de probabilité de la capacité portante du sol pulvérulent (Figure 2.9).

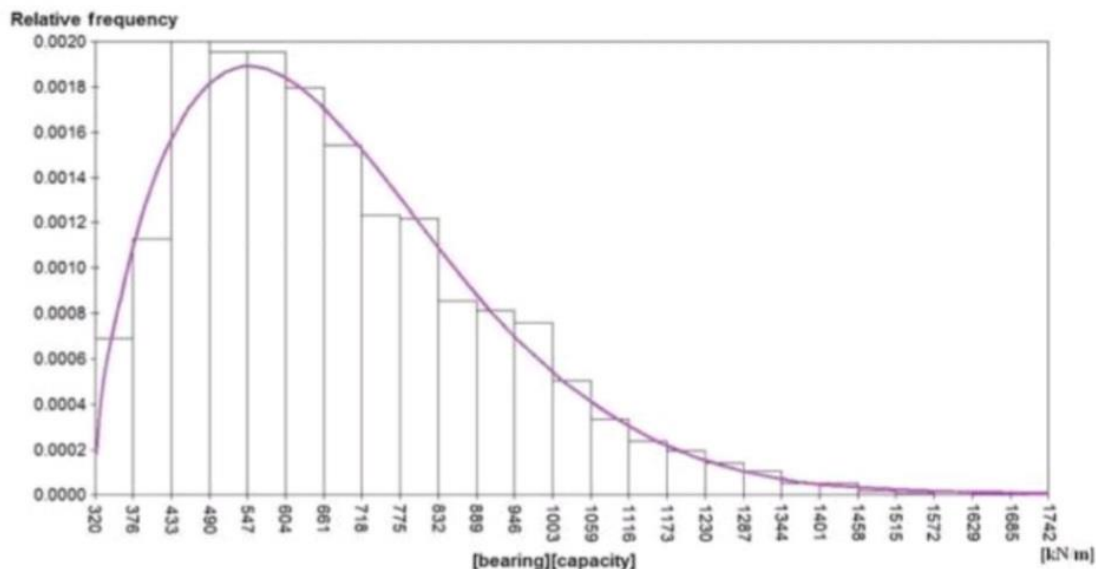


Figure 2.9: Distribution de Weibull pour la PDF de la capacité portante, pour $B = 1.6m$ et $h_z = 1.0m$ (Puła et Zaskórski, 2015).

II.3.3.2. Méthode de différences finies (MDF) :

La méthode des différences finies est l'une des plus anciennes méthodes de résolution numérique d'un système d'équations différentielles avec conditions initiales et conditions aux limites, Desai et Christian (1977). Les variables d'espace (contraintes et déplacements) de méthode de différence finis varient à travers chaque élément au moyen d'une fonction d'interpolation, dans cette méthode ces variables ne sont définies qu'aux nœuds du maillage. La plupart des méthodes utilisant cette technique adoptent une discrétisation du milieu en mailles rectangulaires

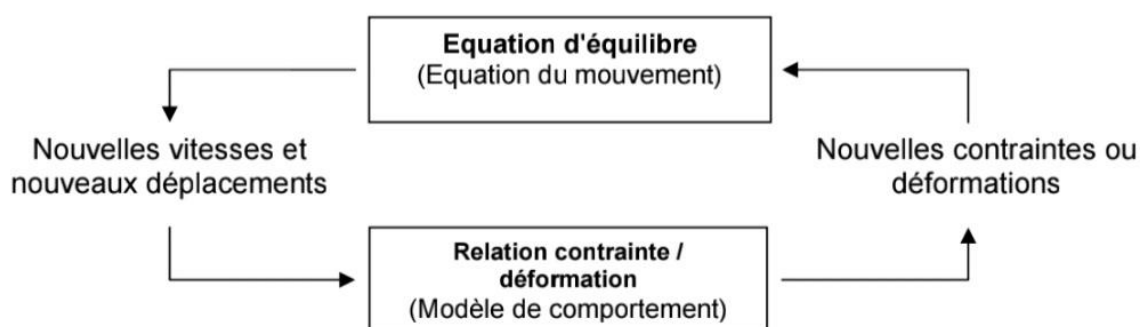
exclusivement. Quant à la technique de résolution utilisée pour résoudre l'ensemble d'équations est remplacée par une expression algébrique, la méthode des différences finies ne construit pas une matrice globale de raideur du système, mais procède à une résolution

locale pas à pas, concernant un élément et ses proches voisins, d'équations jugées indépendantes dans la mesure où le pas de calcul (pas de temps) est suffisamment petit pour que la conséquence d'un résultat ne puisse physiquement pas se propager d'un élément à un autre, durant ce pas de calcul. Cette technique permet de réactualiser les coordonnées des nœuds à chaque pas de temps.

II.3.3.2.1.Principe de calcul :

La séquence générale de calcul intégrée à FLAC est illustrée sur la figure (2.10). Cette procédure fait d'abord appel aux équations du mouvement afin de calculer les vitesses et les déplacements à partir de l'accélération, déduite de la résultante des forces et des contraintes. Alors, les déformations sont déduites des déplacements (Intégrales des vitesses), et les nouvelles contraintes de ces déformations au travers des relations du modèle rhéologique. Chaque cycle autour de la boucle correspond à 1 pas de temps. Le pas de temps déterminé par le logiciel est si petit que l'information n'a pas le temps physique de passer d'un élément à un autre pendant cet intervalle. Cette condition essentielle du calcul numérique permet d'authentifier les notions de stabilité et d'amortissement, la convergence de l'algorithme obéissant à des critères de stabilité mécanique.

Figure (2.10): Cycle élémentaire du calcul explicité par différences finies, d'après Itasca.



II.3.3.2.2. Exemple par calcul de différences finies :

Srivastava et Babu (2009) ont étudié l'influence de la variation spatiale des paramètres du sol sur la capacité portante d'une fondation superficielle filante chargée verticalement reposant sur un sol argileux en utilisant l'analyse numérique avec le code FLAC 5.0.

La modélisation numérique de la variabilité spatiale du sol est assurée en utilisant les paramètres statistiques (moyenne, variance, fonction de tendance) obtenus de qc profile. La fonction de tendance est modélisée avec une distribution normale non corrélée. La Figure 2.11 montre le modèle numérique des différences finies

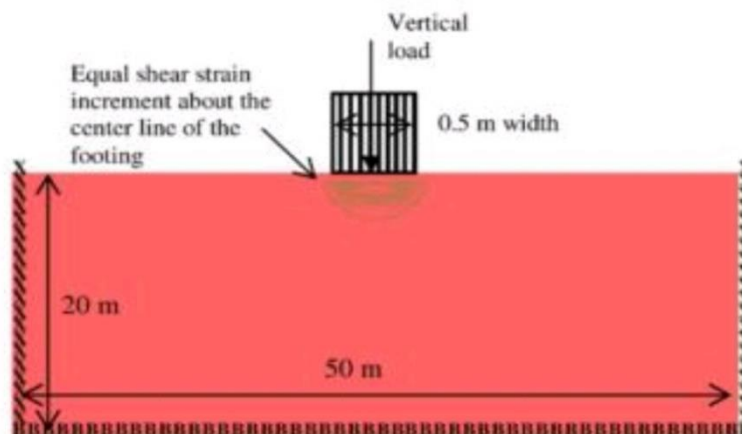
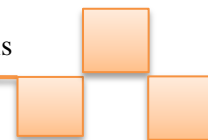


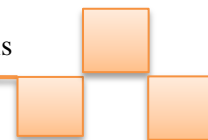
Figure 2.11 : Modèle numérique (Srivastava et Babu, 2009).



II.3.3.3.Méthodes l'intelligence artificielle (AI) :

La conception et la construction des fondations exigent une bonne connaissance du comportement mécanique des sols sous-jacents. Lorsque les couches proches de la surface du sol sont résistantes et peuvent supporter les charges transmises, les ingénieurs optent pour des fondations superficielles qui sont généralement la solution la plus économique. A l'heure actuelle, il n'existe aucune méthode qui peut déterminer le comportement des fondations superficielles, sauf par estimation, bien que de nombreuses études aient été menées sur ce problème et plusieurs essais de chargement en vraie grandeur aient été effectués à l'échelle mondiale. Dans une revue de littérature géotechnique, Lutenecker (1995) a rapporté l'existence de près de quarante méthodes différentes pour l'estimation du tassement des fondations superficielles dans les sols granulaires seulement. Ces méthodes ont été établies à partir des essais en place, comme le pénétromètre statique (CPT), le pénétromètre standard (SPT) et le pressiomètre (PMT). Des études comparatives ont été effectuées pour les méthodes classiques disponibles indiquent que les tassements estimés par ces méthodes varient de façons contradictoires.

Récemment, les techniques d'intelligence artificielle (IA) ont été appliquées dans différents domaines et ont démontré leur succès. L'IA comprend les méthodes, les outils et les systèmes pour résoudre les problèmes qui nécessitent l'intelligence humaine. Parmi les techniques IA les plus utilisées les réseaux de neurones artificiels (RNA), les machines à vecteurs de support (MVS), les algorithmes évolutionnaires (algorithmes génétiques AG et les programmes génétiques PG) et l'optimisation par essais particuliers. En génie civil, les méthodes IA ont trouvé beaucoup d'applications, notamment dans le domaine de la géotechnique. Cette dernière étant souvent basée sur des méthodes empiriques et des données expérimentales, donc, elle constitue naturellement un champ d'application des méthodes IA. Concernant le comportement des fondations superficielles, et malgré l'existence de plusieurs méthodes IA dans la littérature, il n'y a pas de travaux publiés qui utilisent la technique RNA après les travaux de Shahin (2002), ni une méthode IA qui utilise l'essai CPT pour l'estimation du tassement ou la capacité portante. Cependant, certains chercheurs ont utilisé d'autres méthodes IA telles que AG et PG sur la base de l'essai SPT.



II.3.3.3.1. Exemple par calcul d'intelligence artificielle :

Les réseaux de Neurones Artificiels (RNA ou ANN) constituent une nouvelle approche d'approximation des systèmes complexes difficiles à modéliser à l'aide des approches classiques. Cette technique est utilisée dans de nombreux aspects de la science et de l'ingénierie vu son succès dans la modélisation des systèmes linéaires et non linéaires. Dans notre cas, on va l'utiliser dans la prédiction de tassement d'une fondation superficielle isolée. Et les résultats étaient les suivants

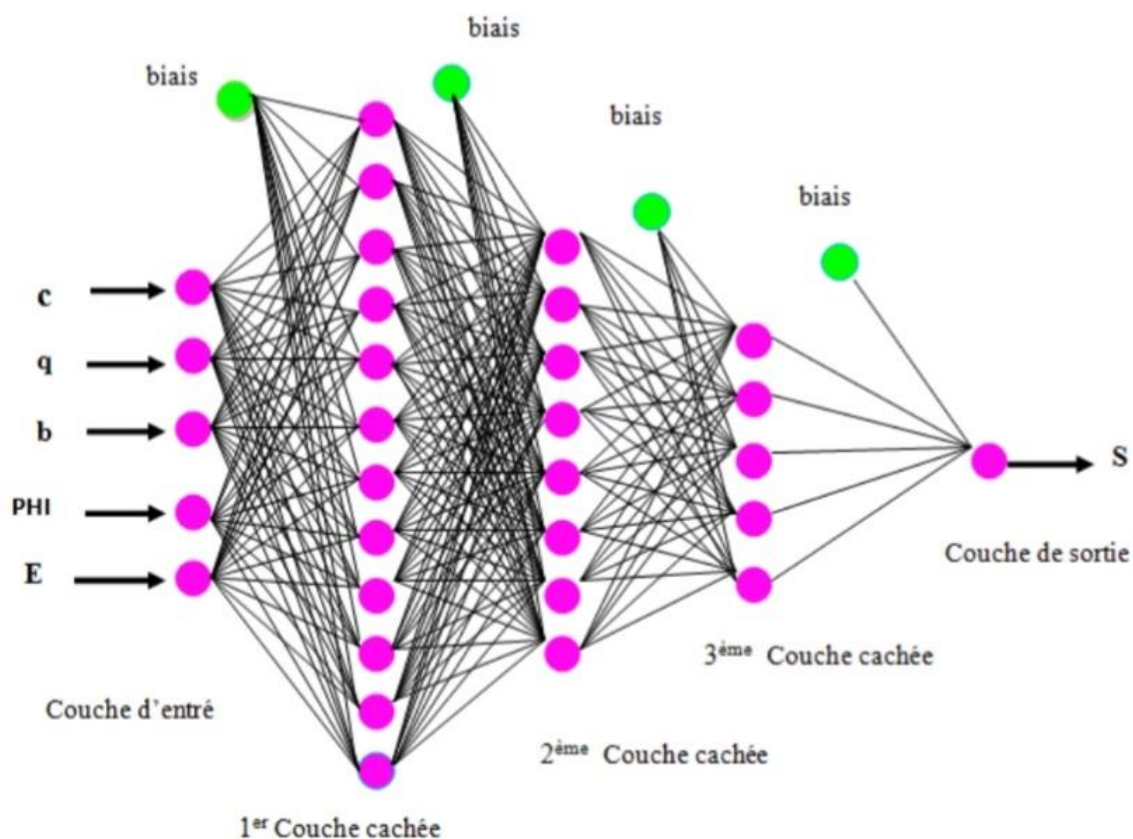


Figure 2.12 Configuration du réseau de neurones du tassement



II.3.4. Normes de calcul de la capacité portante:

II.3.4.1. Méthode Normes Françaises (DTU 13-12):

Les pratiques recommandées pour le calcul des fondations superficielles sont peu différentes. Dans les textes français actuels (DTU 13.12, 1988), la formule de calcul de la capacité portante a toujours trois termes (termes de cohésion, de profondeur et de gravité ou surface):

$$q_{ult} = \frac{1}{2} B \gamma_1(\varphi) + (q + \gamma_2 D) N_q(\varphi) + c N_c(\varphi)$$

En distinguant les poids volumiques du sol au-dessus (γ_2) et au-dessous (γ_1) de la base de la semelle. Les coefficients N_c et N_q sont toujours ceux de Prandl et Reissner. Les valeurs de N_γ sont celles de Meyerhof (1955) [24] pour une fondation à base rugueuse. Pour les semelles filantes sur sols mous ou lâches, il est rappelé que Terzaghi et Peck (1967) [35] recommandent d'utiliser les deux tiers de c et φ dans les calculs, au lieu de c et φ .

L'influence de la forme de la semelle est décrite comme proposé par (Terzaghi, 1943) [2]. L'influence de l'inclinaison est décrite selon les formules de (Meyerhof, 1956) [29]. Celle de l'excentrement est aussi représentée, selon la proposition initiale de Meyerhof, par une réduction des dimensions de la semelle de deux fois l'excentrement. Néanmoins, ces ressemblances sont trompeuses : les méthodes utilisées pour calculer la capacité portante diffèrent actuellement, dans les recommandations et les normes, mais aussi dans les manuels utilisés pour l'enseignement, en fonction des approximations retenues pour les (nombreux) éléments du calcul dont les solutions exactes ne sont pas connues.

II.3.4.2. Méthode de normes allemandes:

Les nouvelles normes allemandes (DIN V 4017-100) [37] tiennent compte des choix faits pour la rédaction de l'eurocode 7. Les expressions des facteurs de capacité portante N_q , N_c et N_γ sont celles de Meyerhof pour les deux premières et une expression spécifique pour la troisième, issue du projet d'eurocode 7:

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan(\varphi)$$

(La norme précédente utilisait l'expression de Brinch Hansen) :

$$N_{\gamma} = 1,5(N_q - 1) \tan(\varphi)$$

(qui donne des portances plus faibles) . Les coefficients de forme:

$$\begin{cases} S_{\gamma} = 1 - 0,3 \frac{B'}{L'} \\ S_q = 1 + \frac{B'}{L'} \sin \varphi' \\ S_c = 1 + \frac{S_q N_{q-1}}{N_{q-1}} \end{cases}$$

Remplacent des expressions antérieures déduites des travaux de Brinch Hansen et donnant des valeurs plus faibles de la portance:

$$\begin{cases} S_{\gamma} = 1 - 0,4 \frac{B'}{L'} \\ S_q = 1 + \frac{0,3B'}{L'} \\ S_c = 1 + \frac{0,3B'}{L'} \end{cases}$$

Enfin, pour les coefficients d'inclinaison de la charge, il est passé du système de Meyerhof et Schultze à celui de Brinch Hansen, qui est utilisé dans l'Eurocode 7.

.II.3.4.3.Méthode Eurocode 7:

La formule de calcul de la capacité portante des fondations superficielles donnée comme exemple dans le projet d'Eurocode 7 a la même structure générale que celles décrites jusqu'ici, avec trois termes comportant chacun un facteur de capacité portante et des coefficients correcteurs.

Pour les calculs en conditions non drainées, la formule suggérée est: [3]

$$q_{max} = \frac{V}{A} = (\pi + 2)C_u S_c I_c b_c + q$$

(ce qui correspond à la valeur minimale de N_c pour $\varphi=0$, soit $N_c = 5,14$), avec des coefficients correcteurs égaux à :

- pour la forme de la fondation:

$S_c = 1 + \frac{0,2B'}{L'}$; Pour une semelle rectangulaire de dimension réduite B' et L'

$S_c = 1,2$; Pour une semelle circulaire ;

- pour l'inclinaison de la charge (composantes horizontale H et verticale V) :

$$i_c = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A'c_u}} \right)$$

- pour l'inclinaison de la base de la fondation:

$$b_c = 1 - \frac{2\alpha}{\pi + 2}$$

A' (B, L') est l'aire de la surface de contact de la semelle avec le sol après réduction de deux fois l'excentrement dans chaque direction, selon la méthode de Meyerhof. Pour les calculs en contraintes effectives (c', φ'), la formule de calcul de base est :

$$q'_{max} = c' N_c S_c I_c b_c + q' N_q S_q I_q b_q + \frac{1}{2} \gamma' B' N_\gamma S_\gamma I_\gamma b_\gamma$$

Où

q'_{max} est la pression effective maximale sous la semelle,

γ' est le poids volumique déjaugé du sol sous le niveau de la fondation,

B' est la largeur réduite de la fondation,

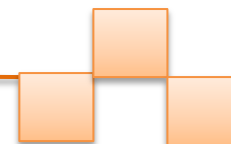
C' est la cohésion du sol,

N_c, N_q et N_γ sont les facteurs de capacité portante,

S_c, S_q et S_γ sont les facteurs de forme,

I_c, I_q et I_γ sont les facteurs d'inclinaison de la charge,

b_c, b_q et b_γ sont les facteurs d'inclinaison de la base de la fondation.



Le tableau (2.7) rassemble les valeurs de ces facteurs et les expressions des coefficients correcteurs correspondants.

	Terme de surface ou de gravité N_γ	Terme de profondeur N_q	Terme de cohésion N_c
DTU 13.12[
	$N_\gamma = 1,85(N_q - 1)\tan(\varphi)$	$e^{\pi \tan \varphi} \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$	$(N_q - 1) \tan \varphi$
DIN 1054			
	$N_\gamma = 2(N_q - 1)\tan(\varphi)$	$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$	$N_c = (N_q - 1) \tan \varphi$
Eurocode 7			
	$N_\gamma = 2(N_q - 1)\tan(\varphi)$	$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$	$N_c = (N_q - 1) \tan \varphi$
Forme c', φ'	$s_\gamma = 1 - 0,3 \frac{B'}{L}$	$s_q = 1 + \frac{B'}{L} \sin \varphi'$	$s_c = 1 + \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1}$
Profondeur	(pas de formule)	(pas de formule)	(pas de formule)
Inclinaison de la charge	$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A'c' \cot \varphi'}\right)^{m+1}$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A'c' \cot \varphi'}\right)^m$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c} \tan \varphi'$
Inclinaison de la semelle	$b_\gamma = (1 - \alpha \tan \varphi)^2$	$b_q = (1 - \alpha \tan \varphi)^2$	$b_c = b_q \frac{1 - b_q}{N_c} \tan \varphi$
Taux	(pas de formule)	(pas de formule)	(pas de formule)
Excentrement	Réduction de B de $2 e_B$ Réduction de L de $2 e_L$	Réduction de B de $2 e_B$ Réduction de L de $2 e_L$	Réduction de B de $2 e_B$ Réduction de L de $2 e_L$
Notes			
(1) Les formules sont données pour une semelle rectangulaire de cotés $L > B$. Pour un carré ou un cercle, on fait $L=B$ dans les formules.			
(2) La valeur du paramètre m dépend du sens de l'inclinaison de la charge. Il vaut :			
$m = m_B = \frac{2+B'/L'}{1+B'/L'}$ lorsque H est dirigée dans le sens de B			
$m = m_B = \frac{2+L'/B'}{1+L'/BL'}$ lorsque H est dirigée dans le sens de L			
Lorsque la force est dirigée dans une direction quelconque θ , le paramètre m vaut :			
$M = m_\theta = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$			

II.3.5 Calcul du tassement des fondations superficielles:

Le tassement est la composante verticale du déplacement du sol en surface, sous l'effet de charges qui lui sont appliquées. Le tassement est habituellement noté S ou encore S_t .

Le tassement total ou global S peut être décomposé en trois termes liés chacun à un phénomène différent,

$$S_t = S_i + S_c + S_s.$$

S_i : tassement immédiat ou instantané pendant l'application de la charge, sans expulsion d'eau.

S_c : tassement de consolidation mesuré après la dissipation des pressions interstitielles.

S_s : tassement de compression secondaire qui se poursuit dans le temps après la dissipation de la pression interstitielle.

II.3.5.1 Calcul par l'essai au laboratoire « essai œdométrique » :

On considère le tassement final, le sol est entièrement consolidé, la variation de contrainte due aux surcharges est reprise par le squelette solide. On découpe le sol en n couches de hauteur h_i figure (2.13). Les essais œdométriques font sur des échantillons prélevés au milieu de chaque couche. Pour chaque échantillon se détermine les indices de gonflement et de compression e_c et e_g ainsi que la pression de pré consolidation σ'_p . On calcule, au milieu de chacune des couches, la contrainte effective verticale avant travaux σ_{v0} et la variation de contrainte due aux travaux réalisés $\Delta\sigma'_z$.

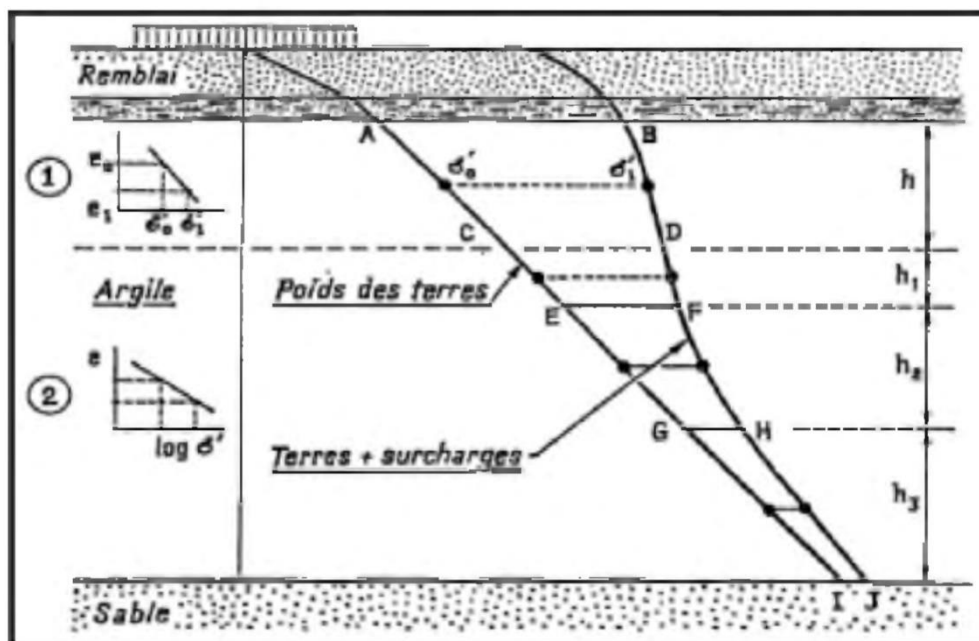
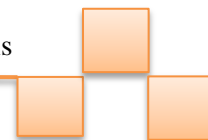


Figure (2.13) Calcul de tassement par l'essai œdométrique.

On suppose que les valeurs de ces deux paramètres restent constantes dans toute l'épaisseur de la couche considérée.

On calcule dans le tassement si de chacune des n couchent à l'aide les relations suivantes.

- Lorsque $\sigma'_{v0} = \sigma'_p$: le sol est dit normalement consolidé. Le tassement est donné par la relation:

$$S = H_0 + \frac{C_c}{1 + e_0} \cdot \lg \left(1 + \frac{\Delta\sigma'}{\sigma'_{v0}} \right)$$

- Lorsque $\sigma'_{v0} < \sigma'_p$: le sol est dit sur — consolidé. Pour $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma' > \sigma'_p$ le tassement est donné par la relation

$$S = H_0 + \frac{C_g}{1 + e_0} \cdot \lg \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} \right) + H_0 + \frac{C_c}{1 + e_0} \cdot \lg \left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'}{\sigma'_p} \right)$$

Pour $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma' < \sigma'_p$ le tassement est donné par la relation :

$$S = H_0 + \frac{C_s}{1 + e_0} \cdot \lg \left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'}{\sigma'_{v0}} \right)$$

- Lorsque $\sigma'_{v0} > \sigma'_p$ le sol est dit sous consolidé. Le tassement est donné par la relation.

$$S = H_0 + \frac{C_c}{1 + e_0} \cdot \lg \left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'}{\sigma'_{v0}} \right)$$

Avec:

e_0 : Indice des vides initial

C_c : Indice de compression

Le tassement total est égal à la somme des tassements des n couches considérées

$$S = \sum_{i=1}^{i=n} s_i$$

II.3.5.2. Calcul par la méthode pressiométrique :

La technique de calcul du tassement d'une fondation à l'aide des résultats d'un essai au pressiomètre Ménard que l'on expose dans ce paragraphe est basée sur les recommandations du fascicule 62 titre V.

Cette méthode est bien utile surtout pour les fondations étroites telles que les semelles de bâtiments et d'ouvrages d'art. Elle n'est pas bien adaptée pour les fondations de grandes dimensions relativement à la couche compressible telles que les radiers et les remblais. Considérons une fondation ayant un encastrement supérieur ou égal à sa largeur B. Le tassement après dix ans de cette fondation est donné par:

$$S = S_c + S_d$$

Les termes figurant dans la formule du tassement sont donnés par:

$$S_c = \frac{\alpha}{9 \cdot E_c} (q - \sigma'_{v0}) \cdot \lambda c \cdot B$$

$$S_d = \frac{2}{9 \cdot E_c} (q - \sigma'_{v0}) \cdot B_0 \left(\lambda d \cdot \frac{B}{B_0} \right) \alpha$$

Avec q: contrainte verticale appliquée par la fondation;

σ_v : Contrainte verticale totale avant travaux au niveau de la base de la fondation ;

λ_c et λ_d : coefficients de forme donnés dans le tableau 2.14 ;

α : Coefficient rhéologique dépendant du sol et donné dans le tableau 2.15 ;

B: largeur ou diamètre de la fondation;

$B_0 = 0.60\text{m}$: dimension de référence;

E_c : module pressiométrique équivalent dans la zone volumique ;

E_d : module pressiométrique équivalent dans la zone déviatorique.

L/B	Cercle	Carrée	2	3	5	20
λ_c	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50
λ_d	1,00	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65

Tableau 2.8 Coefficients de forme

Type	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Sable Gravier	
	a	E/pl	a	E/pl	a	E/pl	a	E/pl	a
Sur consolidé très serré		>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3
Normalement consolidé ; normalement serré	1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4
Sous consolidé altéré remanié ou lâche		7-9	1/2	5-8	1/2	5-7	1/3		

Tableau 2.9 Coefficients rhéologique α

II.3.5.2.1 Détermination de E_d

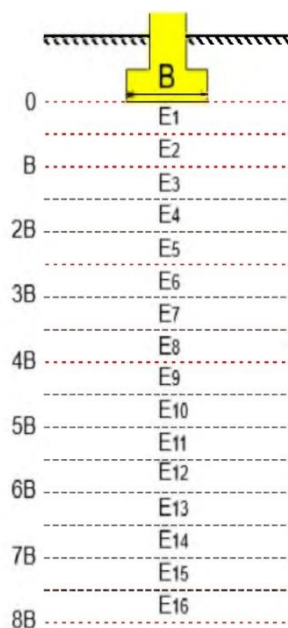


Figure 2.14: Modules pressiométriques à considérer

Pour le calcul du tassement d'une fondation

Les modules E_s et E_d sont calculés de la manière présentée dans ce qui suit. La figure 2.14 indique les notations utilisées pour le calcul.

On note par E_l le module mesuré dans la tranche d'épaisseur $B/2$ située sous la fondation:

$$E_c = E_l$$

E_d est donné par la formule suivante :

$$\frac{4}{E_d} = \frac{1}{E_l} + \frac{1}{0,8E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} + \frac{1}{2,5E_{6,8}} + \frac{1}{2,5E_{9,16}}$$

$E_{i,j}$, étant la moyenne harmonique des modules mesurés dans les couches situées de la profondeur

II.3.5.3. Calcul par la méthode pénétrométrique:

On peut calcul le tassement avec la méthode pénétrométrique S_c de consolidation unidimensionnelle d'une tranche du sol, épaisse de H_0 et soumise à une contrainte effective finale σ_v' à partir de l'essai CPT.

$$S_c = 0,6 \frac{H_0}{\frac{q_c}{\sigma'_{v0}}} F(\sigma_v')$$

q_c/σ'_{v0} : est la résistance pénétrométrique statique normalisée (ou q_d la résistance pénétrométrique dynamique pour le DPT) , et $F(\sigma_v')$ est adoptée fonction de répartition de contraintes verticales , donnée par :

$$F(\sigma'_v) = \frac{\frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}}{1 + d \frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}}$$

La figure 2.15 illustre la variation de la fonction F et sert en pratique comme une abaque pour l'évaluation graphique de F en fonction de la variation relative des contraintes $\Delta\sigma'_v/\sigma'_{v0}$.

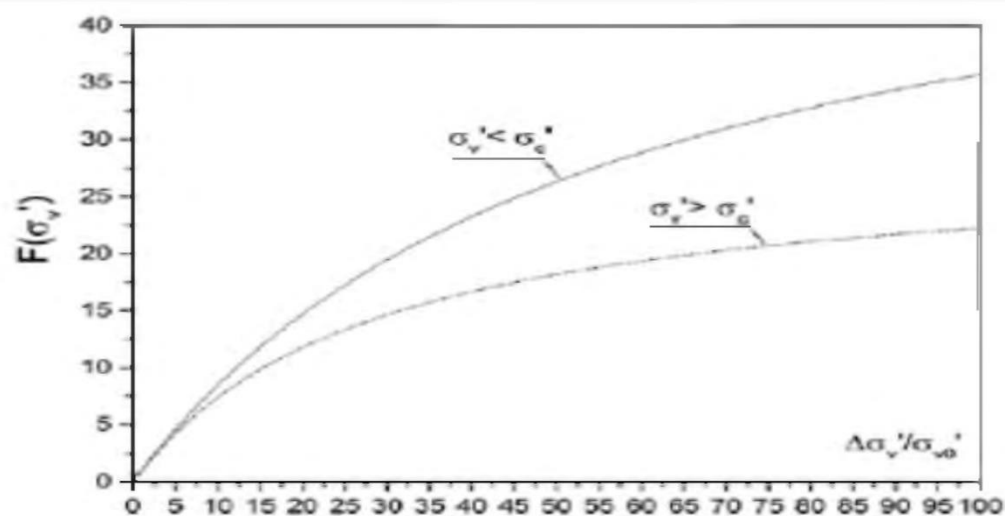


Figure 2.15: Abaque de la fonction $F(\sigma'_v)$

II.3.5.4. calcul par l'essai de la plaque:

La valeur du tassement admissible (S_f) pour différents types de semelles (isolées ou en radier) pour des structures de types différents est spécifiée dans le 1.S code. Le tassement correspondant de l'essai de la plaque (S_p) peut être calculé à partir de la formule suivante,

$$S_f = S_p \left(\frac{B(B_p + 0,3)}{B_p(B + 0,3)} \right)^2$$

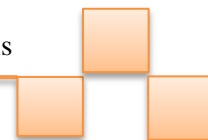
Avec:

B: profondeur mm

B_p: profondeur de la plaque mm

S_p: tassement de la plaque mm

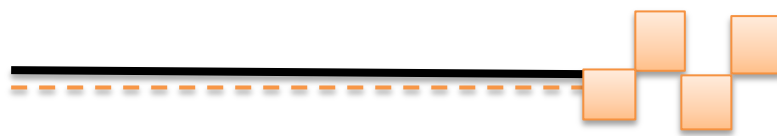
S_f: tassement de la fondation mm



II.3.6. Conclusion :

On appelle pression admissible la pression ou contrainte maximum qui puisse être appliquée par une structure sur un sol, sans qu'il y ait de tassements excessifs et de risque de rupture du sol. Le cas général pour un calcul de la capacité portante est celle d'une semelle filante sous charge verticale, on se trouve donc en présence d'un problème à deux dimensions. Pour tous les autres cas (charge inclinée, charge excentrée, fondation isolée, etc.), il a été proposé d'introduire des coefficients correcteurs. Ces coefficients correcteurs sont choisis de manière empirique à partir des résultats d'essais de laboratoire sur modèles réduits, d'essais en centrifugeuse ou d'essais en vraies grandeurs.

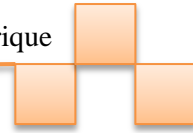
Dans ce chapitre on a présenté quelques méthodes théoriques concernant le calcul bidimensionnel de la capacité portante, cas d'une semelle filante sous chargement vertical centré, aussi nous avons exposés des cas particuliers du calcul des fondations superficielles en s'intéressant beaucoup plus sur les semelles isolées en présentant les coefficients correcteurs des formes qui existe dans la littérature. Les travaux menés par Michalowski (2001) en utilisant la théorie de l'analyse limite montrent clairement que l'analyse d'une fondation isolée est très compliquée (complexité des mécanismes, des nombres de paramètres,...). Cette synthèse bibliographique nous a incité à utiliser des outils numériques professionnels présentent l'avantage de ne pas imposer des surfaces de rupture.



Chapitre III : Présentation

des outils de simulation numérique





Présentation des outils de simulation numérique

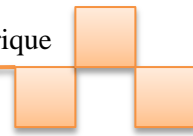
III.1. Introduction :

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].

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. 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, à cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique .

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

- Elle nécessite:

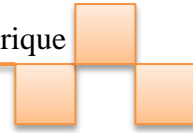
- ✓ La définition de la géométrie du problème, pour que les frontières du calcul n'influence pas sur les résultats.
- ✓ Le choix d'une loi de comportement du sol, de type Mohr-Coulomb, Duncan, Cam-Clay,...etc.
- ✓ Les caractéristiques des ouvrages et des éléments d'interface pour introduire l'interaction 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 fournis 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 contraintes totales et effectives dans le sol.
- ✓ les pressions interstitielles .
- ✓ de calculer un coefficient de sécurité.
- ✓ les déformations du sol.
- ✓ les déplacements du sol .

III.3 . Le code de calcul PLAXIS :

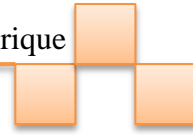
PLAXIS 3D est un programme d'éléments finis tridimensionnels, développé pour l'analyse de la déformation, de la stabilité et de l'écoulement des eaux souterraines dans le génie géotechnique.

Il fait partie de la gamme de produits PLAXIS, une suite de programmes d'éléments finis qui est utilisé dans le monde entier pour l'ingénierie géotechnique et la conception.

Le développement de PLAXIS a commencé en 1987 à l'Université de technologie de Delft comme une initiative du ministère néerlandais des Travaux publics et de la Gestion de l'eau. L'objectif initial était de développer un code d'éléments finis 2D facile à utiliser pour l'analyse des digues fluviales sur les sols mous des basses terres de Hollande. Au cours des années suivantes, PLAXIS a été étendu à la plupart des autres domaines de l'ingénierie géotechnique. En raison d'activités en croissance continue, la société PLAXIS (Plaxis bv) a été créée en 1993.

En 1998, le premier PLAXIS 2D pour Windows a été libéré. Entre-temps, un noyau de calcul pour les calculs d'éléments finis 3D a été développé, ce qui a abouti à la sortie du programme 3DTunnel en 2001. 3DFoundation était le deuxième programme en trois dimensions PLAXIS, et a été développé en coopération avec TNO. Le programme 3DFoundation est sorti en 2004. Toutefois, ni dans 3DTunnel ni en 3DFoundation, il n'est possible de définir des géométries 3D arbitraires, en raison de leurs limitations géométriques.

PLAXIS 3D est un programme PLAXIS tridimensionnel complet qui combine une interface facile à utiliser avec des installations de modélisation 3D complètes. Le programme PLAXIS 3D est sorti en 2010.



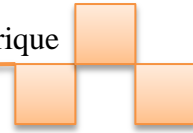
III.3.1. Unité et convention de signe :

Il est important dans toute analyse d'adopter un système cohérent d'unités. Au début de la saisie d'une géométrie, un ensemble approprié d'unités de base doit être sélectionné. Les unités de base comprennent une unité de longueur, de force et de temps. Ces unités de base sont définies dans la feuille de l'onglet Modèle de la fenêtre Propriétés du projet dans le programme Input. Les unités par défaut sont les mètres [m] pour la longueur, le kilo Newton [kN] pour la force et le jour [jour] pour le temps.

Tableau .III : Différents paramètres et unités.

		Système International
Unité De Base	Longueur	(m)
	Force	(KN)
	Temps	(jour)
Géométries	Coordonnées	(m)
	Déplacements	(m)
Propriétés de Matériaux	Module De Young	(KN/m ²)=(kPa)
	Cohésion	(KN/m ²)
	Angle De Friction	(deg)
	Angle De Dilatation	(deg)
	Poids volumique	(KN/m ³)
	Perméabilité	(m/jour)
Forces et Contraintes	Charges ponctuelles	(KN)
	Charges linéaire	(KN/m)
	Charges réparties	(KN/m ²)
	Contraintes	(KN/m ²)

Les unités sont généralement utilisées uniquement comme référence pour l'utilisateur, mais, dans une certaine mesure, la modification des unités de base dans la fenêtre Propriétés du projet convertira automatiquement les valeurs d'entrée existantes en nouvelles unités. Cela



s'applique aux paramètres des propriétés de matériau du programme Input. Elle ne s'applique pas aux valeurs d'entrée liées à la géométrie comme les données de géométrie, les charges, les déplacements prescrits ou les niveaux phréatiques ou à toute valeur en dehors du programme Input. S'il a l'intention d'utiliser un autre système d'unités dans un projet existant, l'utilisateur doit modifier toutes les données géométriques manuellement et refaire tous les calculs.

III.3.2 Convention de signe : Les contraintes calculées dans PLAXIS 3D sont basées sur le système de coordonnées cartésiennes illustré à la figure III.1. Dans toutes les données de sortie, les contraintes et les forces de compression, y compris les pressions interstitielles, sont considérées comme négatives, tandis que les contraintes et les forces de traction sont considérées comme positives. La figure III.1 montre les directions positives des contraintes.

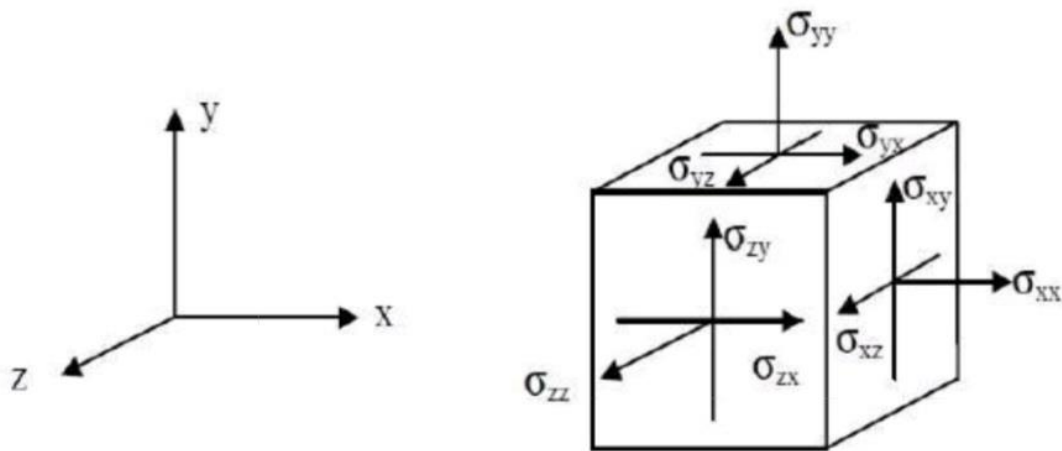
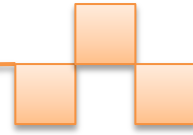


Figure III.1 : Système de coordonnées et définition des composantes de contrainte Positive

III.4. Les sous-programmes de Plaxis : L'utilisation de PLAXIS consiste en quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output, Curves) :



III.4.1. Le programme d'entrée de données (Input) : est utilisé pour définir la géométrie du problème, pour créer le maillage par éléments finis et pour définir les phases de calcul. Pour effectuer une analyse par éléments finis à l'aide du programme PLAXIS 3D, l'utilisateur doit créer un modèle de géométrie tridimensionnelle composé de points, lignes, surfaces, volumes et autres composants et spécifier les propriétés du matériau et les conditions aux limites. Cela se fait dans les deux premiers onglets (modes Géométrie) du programme Input. La génération du maillage et la définition des phases de calcul se fait dans les trois derniers onglets (modes de calcul) du programme Input.

III.4.1.1. Barre de menu (bar menu) : Il contient des menus déroulants qui couvrent les options disponibles dans un fichier. Le programme d'entrée (figure III.2) se compose de *Le menu File*, *Le menu Edit*, *Le menu View*, *Le menu soil*, *Le menus Structures*, *le menu mesh (maillage)*, *Le menu Water Levels (Niveau d'eau)*, *Le menu options*, *Le menu expert*, *Le menu help*.

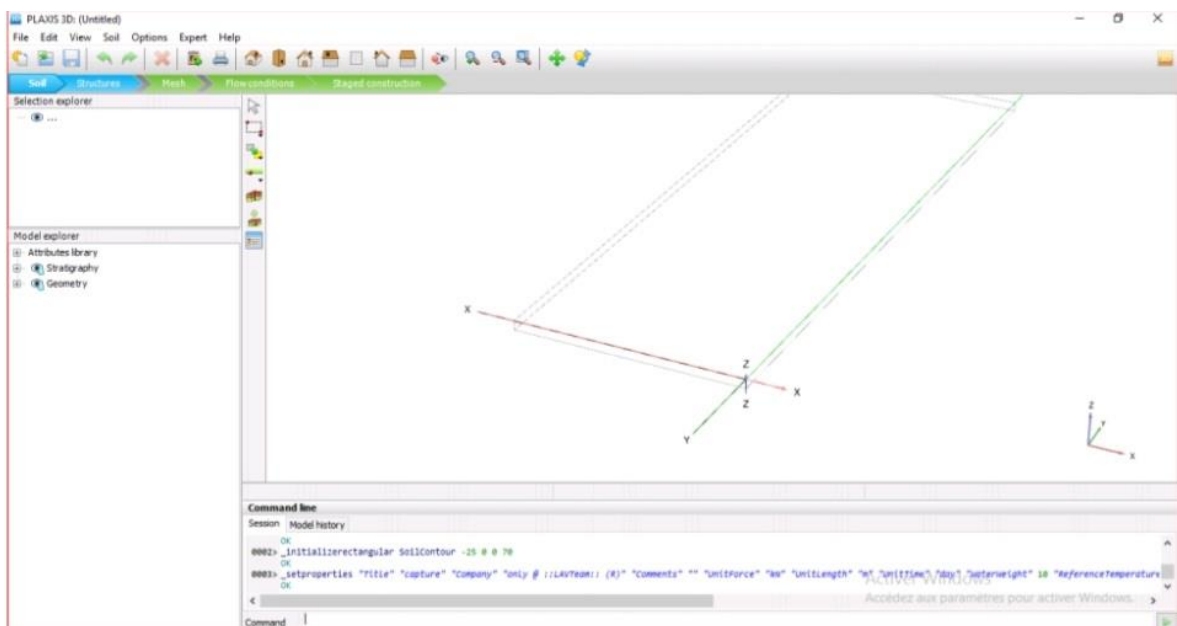
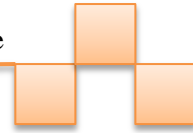


Figure III.2 : Fenêtre principale du programme input.



III.4.1.2. Mode de géométrie : La configuration géométrique du projet est définie dans les modes Géométrie qui sont indiqués par des onglets de couleur bleue dans le programme Input. Tous les changements de géométrie (comme la création, la relocalisation, la modification ou la suppression d'entités) ne sont possibles que dans les modes Géométrie. Les fonctions, telles que les structures (plaques, poutres), les interfaces ou les charges, ne peuvent être affectées à des entités géométriques qu'en mode Structures. Les modes de géométrie sont : *Soil (sol)*, *Structure*.

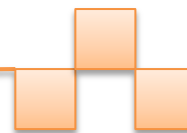
III.4.2. Le programme de calcul (Calculations) : Le processus de calcul est défini dans les modes de calcul qui sont indiqués par des onglets de couleur bleue dans le programme d'entrée. Dans ces modes, les entités ne peuvent pas être créées et de nouvelles entités ne peuvent pas être affectées à des entités géométriques existantes. Cependant, les propriétés des entités définies (données de matériau, valeurs de charge) peuvent être modifiées.

Les modes de calcul sont :

- **Mesh (Maillage) :** Le modèle de géométrie est discrétisé et transformé en un maillage d'éléments finis en mode mesh. La configuration géométrique ne peut pas être modifiée dans ce mode. Le maillage doit être régénéré chaque fois que la géométrie du projet est modifiée.
- **Water levels (Niveaux d'eau) :** Outre les niveaux d'eau générés à partir des conditions de l'eau définies dans le mode Soil, les niveaux d'eau de l'utilisateur peuvent être définis et modifiés dans ce mode.
- **Staged construction (Construction par étapes) :** Certaines parties du modèle géométrique peuvent être activées / désactivées et les propriétés peuvent être modifiées. Le projet est calculé en mode Staged construction.

III.4.2.1. Programme de calcul :

III.4.2.1.1. Maillage et calculs : Une fois le processus de modélisation géométrique terminé, on peut procéder aux calculs. Cela consiste en la génération de maillage et la définition des étapes de construction.



- Générations de maillage :** Pour effectuer des calculs par éléments finis, la géométrie doit être divisée en éléments. Une composition d'éléments finis est appelée un maillage d'éléments finis. Le maillage est créé en mode mesh. Le maillage doit être suffisamment fin pour obtenir des résultats numériques précis. Par contre, les maillages très fins doivent être évités car cela entraînera des temps de calcul excessifs. Le programme PLAXIS 3D permet une génération entièrement automatique de mailles d'éléments finis. Le processus de génération de maillage prend en compte la stratigraphie du sol ainsi que tous les objets structurels, charges et conditions aux limites.
- Elément :** Les éléments de sol de base du maillage d'éléments finis 3D sont les éléments tétraédriques à 10 nœuds (Figure III.3).

En plus des éléments du sol, des types spéciaux d'éléments sont utilisés pour modéliser le comportement structurel. Pour les poutres, des éléments de ligne à 3 nœuds sont utilisés, qui sont compatibles avec les bords à 3 nœuds d'un élément de sol. De plus, des éléments de plaque à 6 nœuds et de géogrilles sont utilisés pour simuler le comportement des plaques et des géogrilles respectivement. De plus, des éléments d'interface à 12 nœuds sont utilisés pour simuler le comportement d'interaction sol-structure.

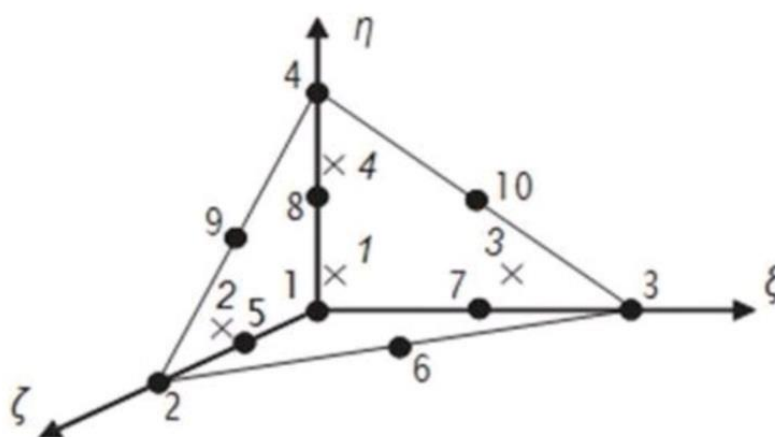
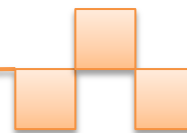


Figure III.3. Fenêtre de calculations



- **Calculs :** Dans la pratique de l'ingénierie, un projet est divisé en phases de projet. De même, un processus de calcul dans PLAXIS est également divisé en phases de calcul. (Figure III.3) des exemples de phases de calcul sont l'activation d'un chargement particulier à un certain moment, la simulation d'une étape de construction, l'introduction d'une période de consolidation, le calcul d'un coefficient de sécurité, etc. Chaque phase de calcul est généralement divisée en un nombre d'étapes de calcul. Ceci est nécessaire car le comportement non linéaire du sol nécessite des charges à appliquer dans de petites proportions (appelées étapes de charge). Dans la plupart des cas, cependant, il suffit de préciser la situation à atteindre à l'issue d'une phase de calcul. Des procédures robustes et automatiques dans PLAXIS prendront en charge la subdivision en étapes de chargement appropriées.

Les étapes de construction peuvent être définies dans les modes Water levels et Staged construction. La première phase de calcul (phase initiale) est toujours un calcul du champ de contrainte initial pour la configuration géométrique initiale au moyen du chargement par gravité ou de la procédure K0. Alternativement, il peut être indiqué que les calculs ne concernent que l'écoulement souterrain. Après cette phase initiale, des phases de calcul ultérieures peuvent être définies par l'utilisateur. Dans chaque phase, le type de calcul doit être sélectionné.

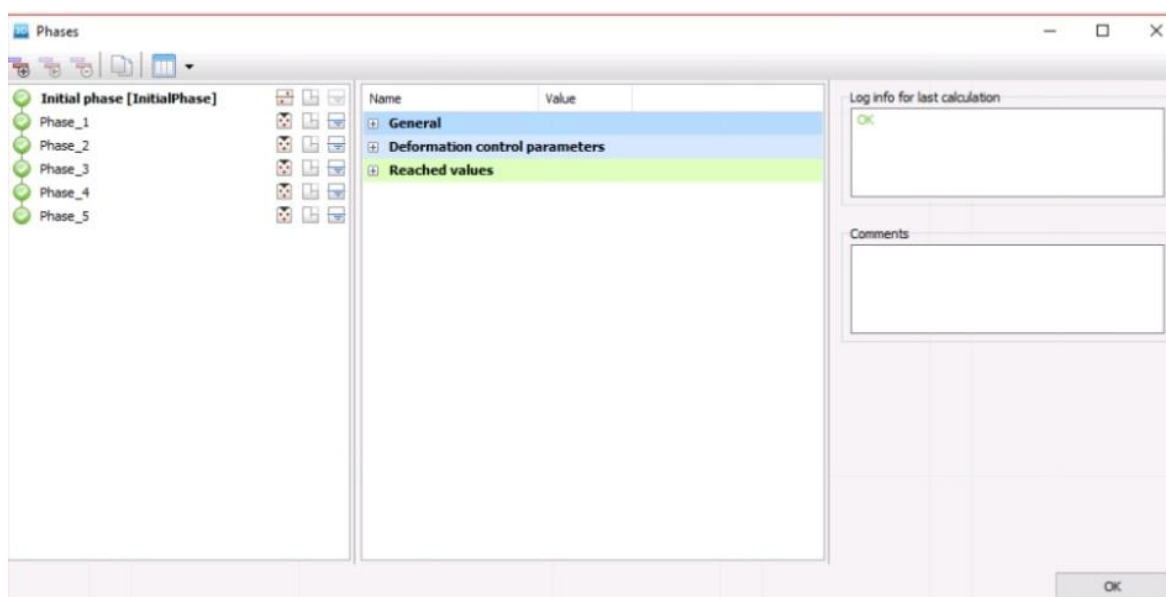
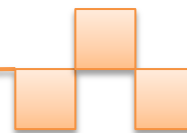


Figure III.4 : Vue de tous les panneaux de la fenêtre Phases.



- **Types de calculs :**

A. **Calcul de Sécurité (Phi-c reduction) :** Le type de calcul de sécurité est une option disponible dans PLAXIS pour calculer les facteurs de sécurité globaux. Cette option peut être sélectionnée comme type de calcul distinct dans le Feuille à onglet générale.

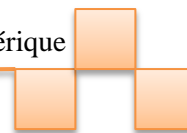
Dans l'approche de sûreté, les paramètres de résistance $\tan \phi$ et c du sol sont successivement réduits jusqu'à ce qu'une rupture de la structure se produise. L'angle de dilatance ψ n'est en principe pas affecté par la procédure de réduction phi/c. Cependant, l'angle de dilatation ne peut jamais être plus grand que l'angle de frottement. Lorsque l'angle de frottement ϕ a tellement diminué qu'il devient égal à l'angle de dilatation (donné), toute réduction supplémentaire de l'angle de frottement conduira à la même réduction de l'angle de dilatance.

La force des interfaces, si elles sont utilisées, est réduite de la même manière. La résistance des objets structurels comme les plaques et les ancrages n'est pas influencée par un calcul de sécurité (réduction du phi / c) Le multiplicateur total ΣMsf permet de définir la valeur des paramètres de résistance du sol à un stade donné de l'analyse :

$$\Sigma Msf = \frac{\tan \phi_{input}}{\tan \phi_{reduced}} = \frac{C_{input}}{C_{reduced}}$$

Les paramètres de résistance avec l'indice «input» se réfèrent aux propriétés entrées dans les ensembles de matériaux et les paramètres avec l'indice «reduced» se réfèrent aux valeurs réduites utilisées dans l'analyse. ΣMsf est défini sur 1,0 au début d'un calcul pour définir toutes les résistances des matériaux sur leurs valeurs d'entrée.

Un calcul de sécurité est effectué à l'aide de la procédure du nombre d'étapes d'avancement de la charge Le multiplicateur incrémentiel Msf est utilisé pour spécifier l'incrément de la réduction de résistance de la première étape de calcul. Cet incrément est défini par défaut sur 0,1, ce qui est généralement considéré comme une bonne valeur de départ.



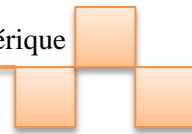
Les paramètres de résistance sont successivement réduits automatiquement jusqu'à ce que toutes les étapes supplémentaires aient été effectuées. Par défaut, le nombre d'étapes supplémentaires est défini sur 100, mais une valeur supérieure à 10000 peut être indiquée ici, si nécessaire. Il faut toujours vérifier si le dernier pas de calcul a conduit à un mécanisme de rupture généralisé. Si c'est le cas, le coefficient de sécurité est donné par :

$$F_s = \frac{\text{résistance disponible}}{\text{résistance à la rupture}} = \text{Valeur de SMSf à la rupture}$$

B. Calcul de la consolidation : Un calcul de consolidation est généralement effectué lorsqu'il est nécessaire d'analyser le développement et la dissipation des pressions interstitielles excessives dans un sol argileux saturé en fonction du temps. PLAXIS permet une véritable analyse de consolidation élastique-plastique. En général, l'analyse de consolidation sans chargement supplémentaire est effectuée après un calcul plastique non drainé.

Il est également possible d'appliquer des charges lors d'une analyse de consolidation. Cependant, une attention particulière doit être portée à l'approche d'une situation de défaillance, car le processus d'itération peut ne pas converger dans une telle situation. Une analyse de consolidation nécessite des conditions aux limites supplémentaires sur les pressions interstitielles excessives.

C. Calcul Plastique : Un calcul Plastique est utilisé pour réaliser une analyse de déformation élasto-plastique dans laquelle il n'est pas nécessaire de prendre en compte l'évolution de la pression interstitielle avec le temps. Si le paramètre de maillage mis à jour n'a pas été sélectionné, le calcul est effectué selon la théorie de la petite déformation. La matrice de rigidité dans un calcul plastique normal est basée sur la géométrie non déformée d'origine. Ce type de calcul convient à la plupart des applications géotechniques pratiques

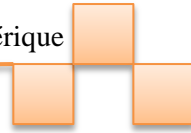


- ✓ Bien qu'un intervalle de temps puisse être spécifié, un calcul plastique ne prend pas en compte les effets du temps, sauf lorsque le modèle Soft Soil Creep est utilisé.
- ✓ Compte tenu de le chargement rapide des sols saturés de type argile, un calcul plastique peut être utilisé pour le cas limite de comportement entièrement non drainé. D'un autre côté, effectuer une analyse entièrement drainée peut évaluer les tassements à long terme. Cela donnera une prédiction raisonnablement précise de la situation finale.

D. Calcul de la pression d'eau : La pression de l'eau peut être une pression d'eau 'externe' ou une pression d'eau 'interne' appelée pression d'eau interstitielle. La pression interstitielle de l'eau est incluse dans ce qui est désigné dans PLAXIS comme pression interstitielle active. La pression interstitielle active est composée d'une pression interstitielle à l'état d'équilibre et d'une pression interstitielle excessive, et peut également inclure une aspiration.

En général, la composante en régime permanent de la pression de l'eau (à la fois la partie " externe " et ("interne") est considérée comme des données de input et supposée connue au début d'une analyse de déformation, alors que la surpression interstitielle est le résultat de chargement ou consolidation non drainé. Cette section traite du calcul de la pression de l'eau en régime permanent comme entrée pour une analyse de déformation, qui peut être générée selon les options disponibles dans la fenêtre Phases.

E. Calcul Dynamique : L'option dynamique doit être sélectionnée lorsqu'il est nécessaire de prendre en compte ondes de stress et vibrations dans le sol. Avec PLAXIS 3D, il est possible d'effectuer une analyse dynamique après une série de calculs plastiques.



III.4.3. Le programme de résultats (Output): Le programme de résultats (Output) contient tous les éléments qui permettent de visualiser les résultats des calculs aux éléments finis.

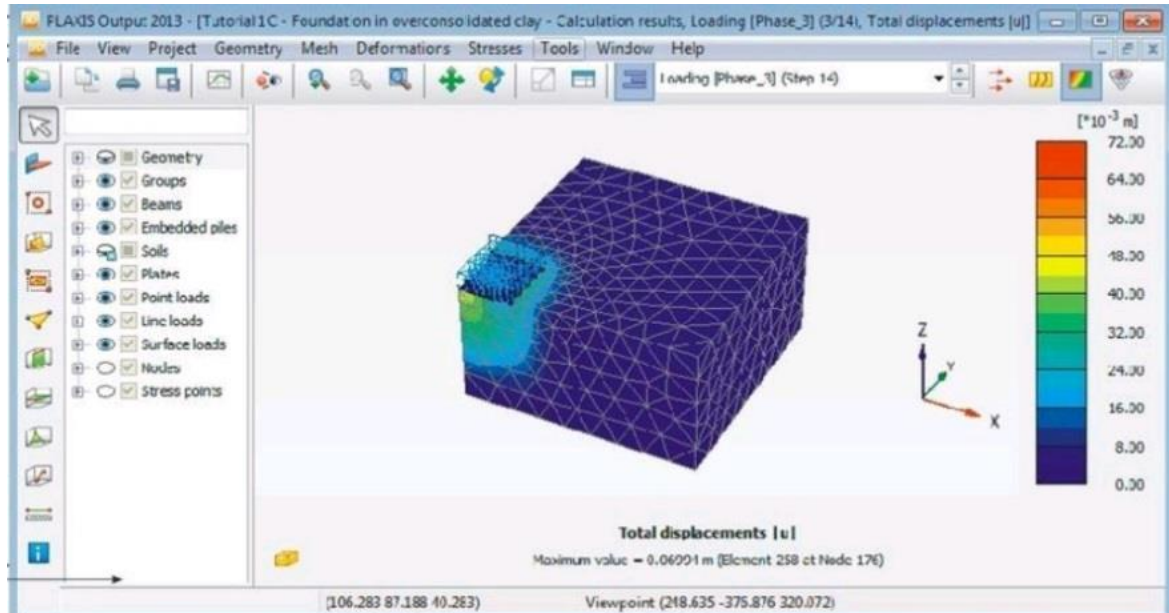
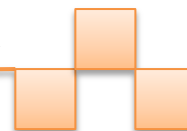


Figure III.5 : Fenêtre principale du programme Output.

La fenêtre principale du programme de résultats contient les éléments suivants :

1. Le menu file
2. Le menu view
3. Le menu project
4. Le menu geometry
5. Le menu mesh
6. Le menu deformations
7. Le menu stresse
8. Le menu forces
9. Le menu tools
10. Le menu window
11. Le menu help



III.4.4. Le programme courbe (Curves) : Ce programme contient toutes les options nécessaires pour générer des courbes charge-déplacement, des chemins de contrainte et des courbes contraintes-déformations .

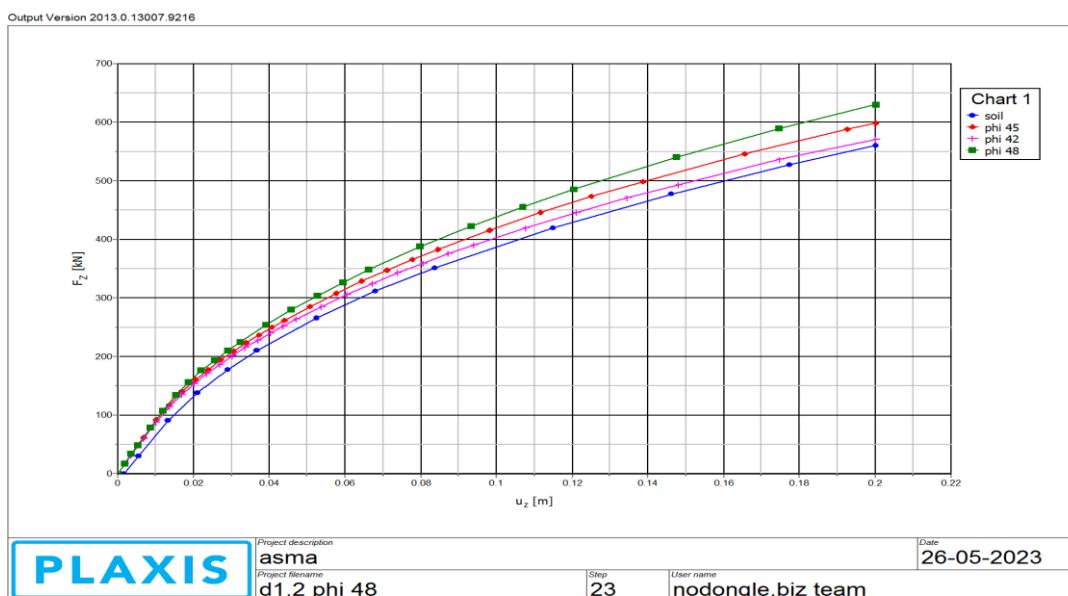


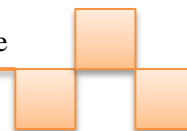
Figure III.6 : Courbes dans le programme output.

La fenêtre principale du programme Curves contient les éléments suivants :

1. Le menu file
2. Le menu edit
3. Le menu view
4. Le menu format
5. Les menus window et help

III.5. Les modèles de comportements utilisés dans PLAXIS

Un des objectifs de Plaxis est de fournir à l'utilisateur un code d'élément 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, partant du modèle élastique plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement des sol.



III.5.1. Comportement élastoplastique:

Le comportement élastoplastique peut être représenté par un modèle monodimensionnel, en série un ressort de raideur K , pour symboliser l'élasticité du matériau, à un patin de seuil S_0 (figure III.7).

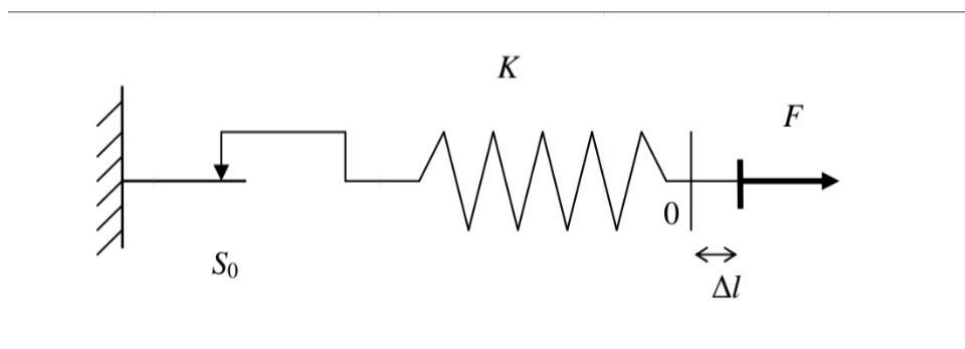
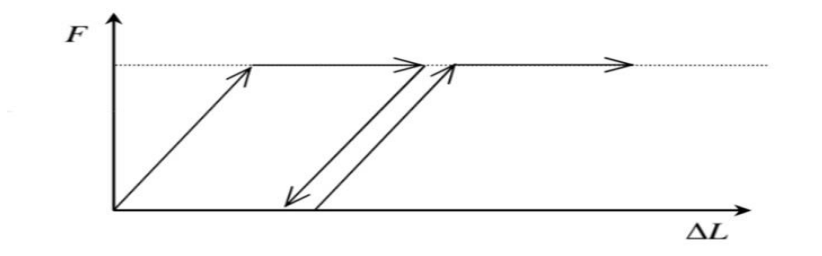


Figure.III.7.Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique

La courbe effort-déplacement ou contrainte-déformation que l'on trouve est présentée sur la (figure III.8).



(Figure III.8) : 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.7) et (III.8) est un comportement élastique-plastique sans écrouissage. La figure (III.9) représente un comportement élastique-plastique avec écrouissage.

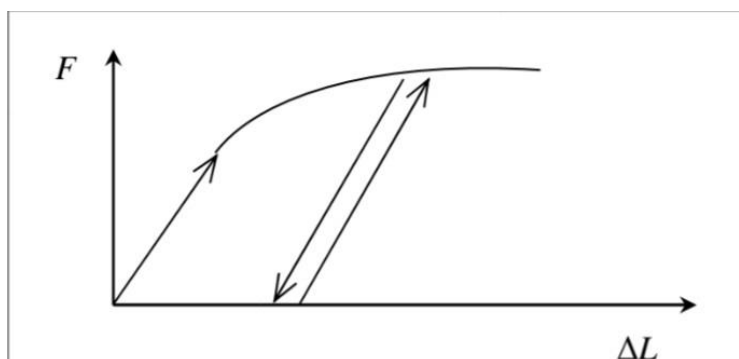
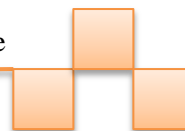


Figure III.9 Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage.

III.5.2. Modèle élastique linéaire:

Le modèle élastique linéaire utilisé dans Plaxis est classique, il représente la loi de Hook relative à l'élasticité linéaire isotrope.

Les tableaux de rentrée des données demandent : le module de Young E et le coefficient de Poisson ν .

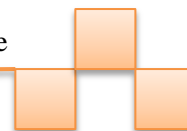
La relation entre le module de Young E et Le module de cisaillement G est donnée par :

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

Le modèle linéaire élastique peut être utilisé surtout pour modéliser des éléments de structure en béton ou en métal en interaction avec le sol et pour certains problèmes de mécanique des roches.

III.5.3. Le modèle de Mohr-Coulomb (MC) :

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. C'est modèle élastique parfaitement plastique (sans écrouissage) nécessite la détermination de cinq paramètres qui sont : le module d'Young E , le coefficient de Poisson ν , la cohésion C , l'angle de frottement ϕ , l'angle de dilatance ψ .



III.5.3.1. Le module de Young

Plaxis utilise le module d'Young comme module de déformation de référence dans le modèle élastique et le modèle de Mohr-Coulomb, mais d'autres modules de déformation sont également considérés. Un module de déformation à la dimension d'une contrainte (force par unité de surface) il varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Les valeurs de raideur adoptées dans un calcul demandent une attention particulière parce que la plupart des géomatériaux présente un comportement non linéaire dès le début du chargement $|\sigma_1 - \sigma_3|$

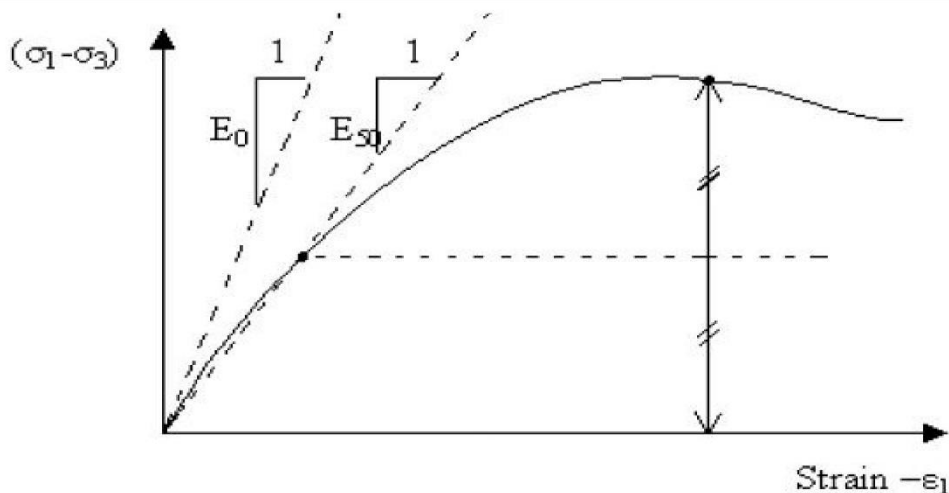
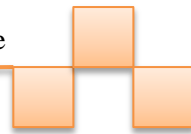


Figure III.10: Définition des modules E_0 et E_{50}

En mécanique des sols, la pente initiale est appelée E_0 et le module sécant à 50% de la résistance en compression est noté E_{50} (voir Fig III.10). Pour des argiles très sûr consolidées et quelques roches avec un large domaine élastique, il est réaliste d'utiliser E_0 alors que pour les sables et les argiles normalement consolidées, il est préférable de prendre E_{50} .

III.5.3.2. Le 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 cette valeur soit utilisable.



III.5.3.3. L'angle de frottement interne φ :

L'angle de frottement (φ) est entré en degrés. Des angles de frottement élevés, obtenus parfois pour des sables denses, augmenteront de manière substantielle la difficulté numérique des calculs plastiques.

Le temps de calcul varie exponentiellement en fonction de l'angle de frottement. Par conséquent, les angles de frottement élevés devraient être évités lors des calculs préliminaires pour un projet. Le temps de calcul deviendra important si des angles de frottement supérieurs à 35 degrés sont utilisés.

III.5.3.4. La cohésion

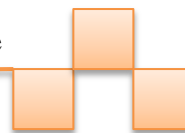
La cohésion a la dimension d'une contrainte. PLAXIS peut manipuler des sables sans cohésion ($c = 0$), mais certaines options ne fonctionneront pas bien. Pour éviter les complications, il est conseillé d'entrer au moins une valeur faible (prendre $c > 0.2$ kPa). Plaxis propose une option spéciale pour les couches dans lesquelles la cohésion croît avec la profondeur.

III.5.3.5. L'angle de dilatance ψ :

Est une propriété spécifique aux sols grenus (sables et graviers) qui montrent une dilatance (accroissement de volume) sous cisaillement. On considère une règle d'écoulement définie par $\psi < \varphi$. La valeur de ψ peut être simplement déterminée à partir de la pente de dilatance observée dans les essais triaxiaux.

Il peut cependant être évalué par la règle grossière suivante:

- $\Psi = 0$ pour $\varphi < 30^\circ$.
- $\Psi = \varphi - 30^\circ$ pour $\varphi > 30^\circ$.



Les cas où $\Psi < 0$: PLAXIS accepte des angles de dilatance négatifs cela correspond à des sables lâches. La valeur de $\Psi = 0$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densités faibles ou moyennes sous contraintes assez fortes.

III.5.3.6. Les contraintes de traction: La pyramide de Mohr-Coulomb permet des contraintes de traction (figure III.11). 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).

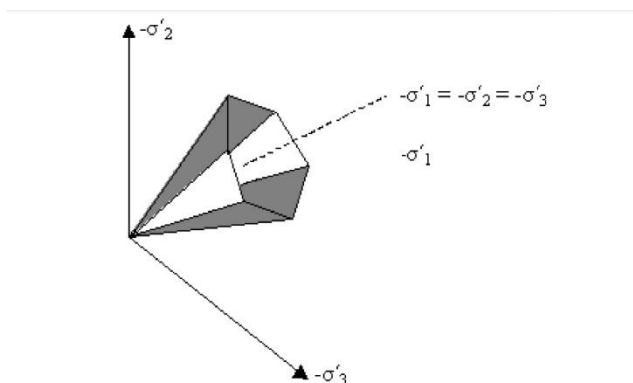


Figure III.11: Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$.

III.5.3.7. Paramètres avancés :

Les paramètres avancés de Mohr – Coulomb concernent l'augmentation de la rigidité et de la cohésion avec la profondeur, ainsi que la suppression des tractions.

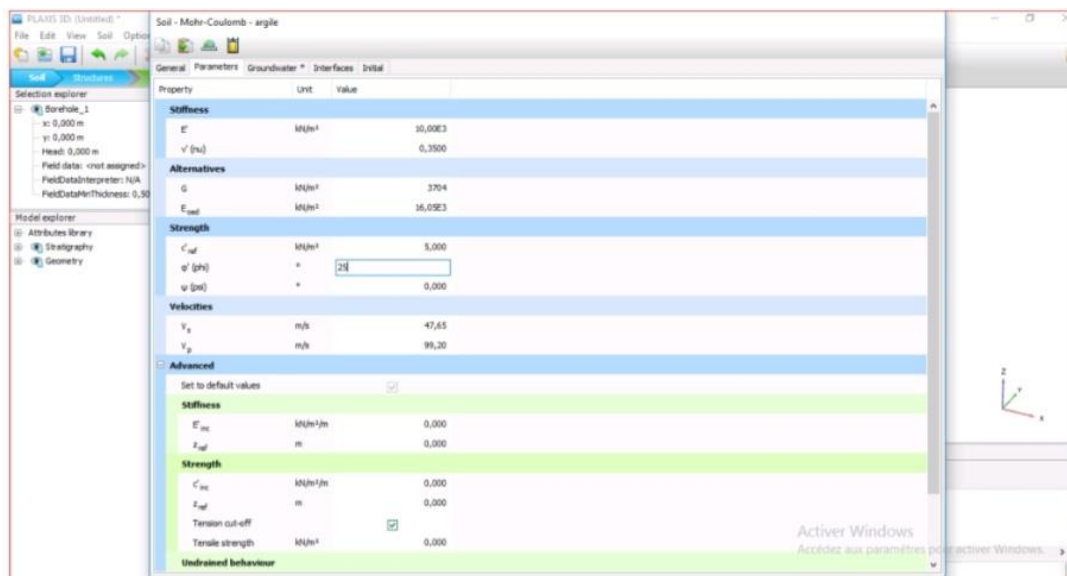
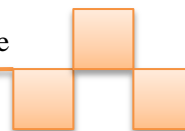


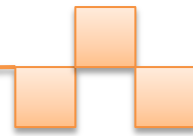
Figure III.12: fenêtre des paramètres avancés du Mohr-Coulomb.

III.6. Modèle de sol durcissant (Hardening Soil model - HS) :

Il s'agit d'un modèle avancé pour la simulation du comportement des sols. Le modèle de sol durcissant est un type élastoplastique de modèle hyperbolique, formulé dans le cadre de la plasticité de durcissement par cisaillement. De plus, le modèle implique un durcissement par compression pour simuler le compactage irréversible du sol sous compression primaire. Ce modèle de second ordre peut être utilisé pour simuler le comportement des sables et du gravier ainsi que des types de sols plus mous comme les argiles et les limons.

III.6.1. Modèle de sol durcissant avec une rigidité à faible déformation (Hardening Soil model with small-strain stiffness -HSsmall) :

Il s'agit d'un modèle hyperbolique de type élastoplastique, similaire au modèle de sol durcissant. De plus, ce modèle incorpore des modules de rigidité dépendant de la déformation, simulant la réaction différente des sols de petites déformations (par exemple des vibrations avec des niveaux de déformation inférieurs à 10^{-5}) à de grandes déformations.



III.6.2. Modèle pour sols mous (soft soil model-ss) :

Il s'agit d'un modèle de type Cam-Clay qui peut être utilisé pour simuler le comportement des sols mous comme les argiles et la tourbe normalement consolidées. Le modèle fonctionne mieux dans les situations de compression primaire.

III.6.3. Modèle pour sols « mous » avec effet du temps (Soft Soil Creep Model-ssc)

Il s'agit d'un modèle de second ordre formulé dans le cadre de la viscoplasticité. Le modèle peut être utilisé pour simuler le comportement en fonction du temps des sols mous comme les argiles et la tourbe normalement consolidées. Le modèle inclut la compression logarithmique primaire et secondaire.

III.6.4. Modèle de Jointed Rock (The Jointed Rock model):

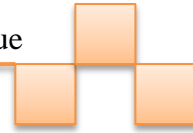
Le modèle Jointed Rock est un modèle élastique-plastique anisotrope, spécialement conçu pour simuler le comportement de couches rocheuses impliquant une stratification et des directions de faille particulières. La plasticité ne peut se produire que dans un maximum de trois directions de cisaillement (plans de cisaillement). Chaque plan a ses propres paramètres de résistance ϕ et c . On considère que la roche intacte se comporte entièrement élastique avec des propriétés de rigidité constantes E et ν . Des propriétés élastiques réduites peuvent être définies pour la direction de stratification.

III.6.5. Modèle de Cam-Clay modifié (Modified Cam-Clay model -MCC) :

Ce modèle d'état critique bien connu peut être utilisé pour simuler le comportement de sols mous normalement consolidés. Le modèle suppose une relation logarithmique entre la déformation volumétrique et la contrainte effective moyenne.

III.6.6. Le Modèle (NGI-ADP) :

Le modèle NGI-ADP peut être utilisé pour l'analyse de la capacité, de la déformation et de l'interaction sol-structure impliquant une charge d'argile non drainée. Des forces de contrainte anisotropes distinctes peuvent être définies pour différents chemins de contrainte.



III.6.7.Le Modèle Hoek-Brown(HB) :

Ce modèle élastique parfaitement plastique bien connu est utilisé pour simuler le comportement isotrope de la roche. Une rigidité constante est utilisée pour la masse rocheuse. La rupture en cisaillement et la rupture en traction sont décrites par une courbe de contrainte non linéaire.

III.6.8.Modèles de sol définis par l'utilisateur (User-defined soil models - UDSM) :

Avec cette option, il est possible d'utiliser d'autres modèles constitutifs que les modèles PLAXIS standard.

III.7.Conclusion

Ce rapide tour d'horizon des différents modèles utilisés dans PLAXIS 3D montre qu'il s'agit de modèles suffisamment simples pour qu'il soit possible d'en déterminer les paramètres avec une étude géotechnique classique ou avec des corrélations. Il n'y a dans ces modèles aucun paramètre de calage ou sans signification physique comme on en rencontre souvent dans des modèles sophistiqués. Souvent la détermination des paramètres nécessite des techniques d'optimisation. Ces modèles appartiennent au domaine de recherche.

La détermination des paramètres géotechniques à entrer dans PLAXIS 3D n'est pas différente d'un choix de paramètre 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.

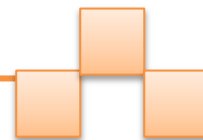
Il est souvent conseillé d'utiliser la modélisation numérique pour résoudre les problèmes en géotechnique car il prend en compte l'élément de communication, celui-ci pour avoir un bon comportement et une simulation correcte du problème.



Chapitre 4 :

Etude de cas





IV.1. Introduction :

Dans ce chapitre nous traiterons de la modélisation numérique du comportement d'une couche de sol cohésive sous l'influence des charges transférées par une fondation rigide. Les simulations numériques sont réalisées à l'aide du code de calcul par éléments finis Plaxis3D (version 2013).

Dans la première partie de ce chapitre, un modèle numérique de référence a été créé à l'aide du logiciel Plaxis3D pour une fondation carrée reposant sur une couche de sol cohésive.

Dans la deuxième partie de ce chapitre, une étude paramétrique a été menée sur la base du modèle de référence pour étudier l'influence de méthode de renforcement du sol sur l'amélioration de la capacité portante.

L'étude paramétrique comporte les points suivants :

- ✓ **Amélioration de la portance des sols par compactage** : L'effet du renforcement par reconstitution du sol avec quelques couches de sol compactées sur la capacité portante du sol.
- ✓ **Amélioration de la portance des sols par géosynthétiques** : Effet de renforcement par des nappes de géogridde sur la capacité portante du sol
- ✓ **Amélioration de la portance des sols par colonnes ballastées** : L'effet du renforcement par des colonnes ballastées sur la capacité portante du sol.

Dans la troisième partie de ce chapitre, est consacrée à l'élaboration d'un modèle d'intelligence artificielle pour la prédiction de la portance d'un sol renforcé par géogridde (cas d'une semelle carrée)



IV.2 . Présentation du modèle de référence :

IV.2.1 Géométrie :

Pour toutes les cas on a considéré une semelle carrée a un coté $b = 2\text{ m}$ et a une épaisseur $e=0,5\text{m}$ repose sur une couche de sol cohésive. Du fait de la symétrie du problème, seule un quart du modèle est pris en considération ($1\text{m} \times 1\text{m}$).

Le modèle (un quart du modèle) a une hauteur $H= 20\text{m}$ ($H=10b$), une longueur $L=20\text{m}$ ($L= 10b$) et a une largeur de $B=20\text{m}$ ($B=10b$). Le fond et les limites latérales du modèle ont été placés loin de la zone de fondation. Comme le montre la figure IV.1

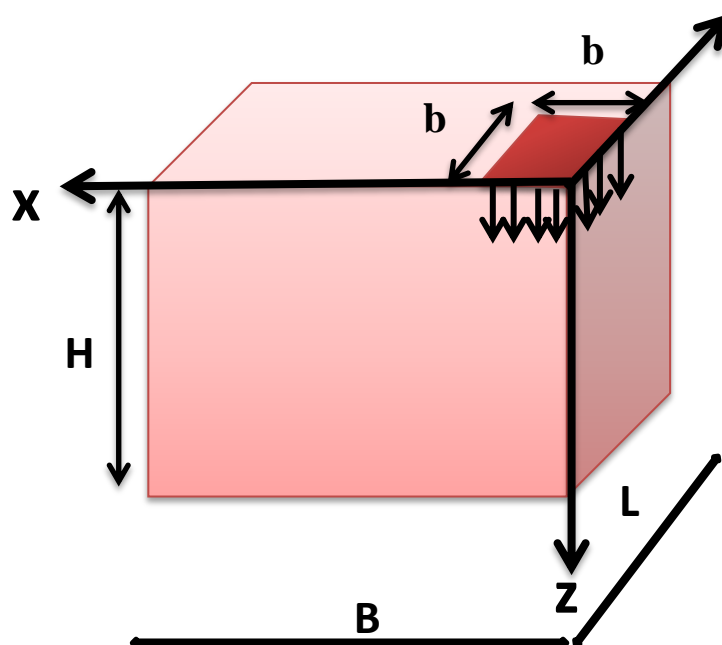
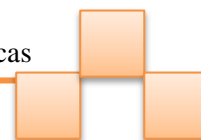


Figure IV.1 : Présentation du cas étudié

IV.2.2 Caractéristiques de sol de fondation et la semelle:

Le modèle de comportement utilisé pour simuler le sol est un modèle linéaire élastique parfaitement plastique avec le critère de plasticité de Mohr- Coulomb. Les paramètres du modèle du sol sont considérées des caractéristiques d'une argile molle de faibles caractéristiques mécaniques selon les différentes classes des sols proposées par Bowles 1997 [22].



Les caractéristiques des éléments utilisés dans notre modèle sont présentées dans le tableau IV.1.

Élément	Sol de fondation (sol cohésive)	Semelle (Plates)
Modèle de comportement	Mohr coulomb	Élastique Linéaire
Type	Drained	Non-porous
Épaisseur (m)	/	0.5
Angle de frottement φ (degrés)	25	-
Cohésion, c (kPa)	10	-
Angle de dilatance, Ψ (degrés)	0	-
Poids spécifique γ (kN/m ³)	17	24
Poids spécifique saturé γ (kN/m ³)	18	/
Module de rigidité E (kPa)	5000	23500000
Coefficient de Poisson ν	0,3	0.2

Tableau IV.1. Caractéristiques de sol de fondation et de la semelle

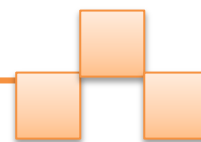
IV.2.3. Processus de simulation numérique

- **Présentation du casétudie**

On considère une semelle superficielle isolée carrée de coté B reposant directement sur un cohésive. Cette fondation est soumise à un déplacement imposé vertical égale à 0.1B.

- **Procédure de simulation**

Comme n'importe quelle procédure dans le code PLAXIS3D notre procédure suit plusieurs étapes spécifiques lors de l'exécution, qui sont les suivantes :



- ❖ génération du maillage ;
- ❖ frontières et conditions initiales ;
- ❖ choix du modèle constitutif et propriétés du sol ;
- ❖ chargement et séquence de modélisation ;
- ❖ Interprétation des résultats.

Pour la procédure de simulation, la fondation est considérée comme semelle rigide donc le chargement est effectué par l'application d'un déplacement sur le centre de la semelle dans la surface de contact entre la fondation et le sol. Dans notre cas on applique un tassement imposé égale 0.2m ($\approx 0.1B$).

Au cours du déplacement de la fondation, on enregistre la charge à travers la résultante des forces nodales de tous les nœuds sous la fondation.

IV.2.4. Maillage et conditions aux limites

Le réseau 3D doit résulter d'un compromis entre une description la plus complète possible de la géométrie, des résultats satisfaisants et des temps de calcul raisonnables.

La discrétisation du modèle a été faite par des éléments tétraédriques à 10 nœuds, Le maillage est constitué en totalité de 8603 éléments tétraédriques, 13019 nœuds.

Les conditions aux limites sont prises en compte en bloquant les déplacements horizontaux sur les faces verticales et en bloquant les déplacements horizontaux et verticaux pour la limite inférieure.

La figure IV.2 présente le maillage généré du modèle numérique de cas de référence.

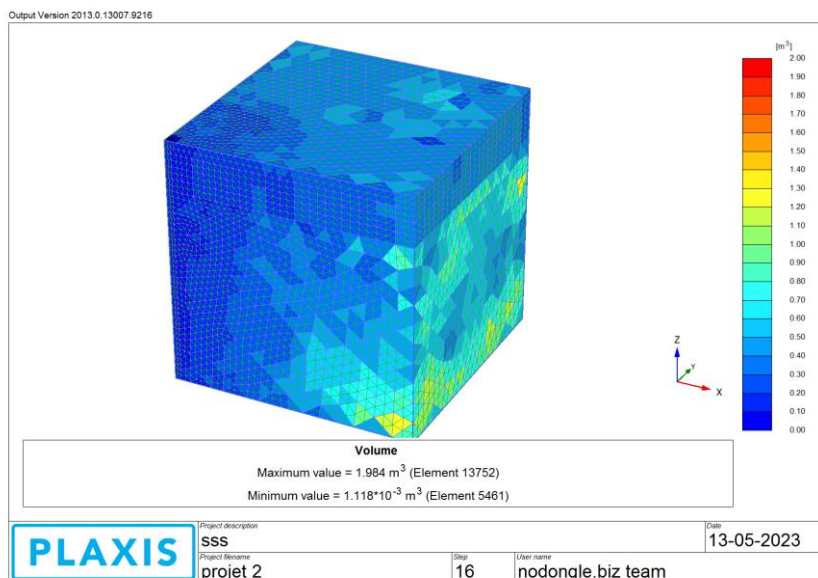
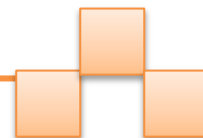


Figure IV.2.Génération du maillage

IV.2.5.Les résultats :

IV.2.5.1.Déplacement verticale :

La figure montre IV.3 déformation du sol cohésive sans renforcement.

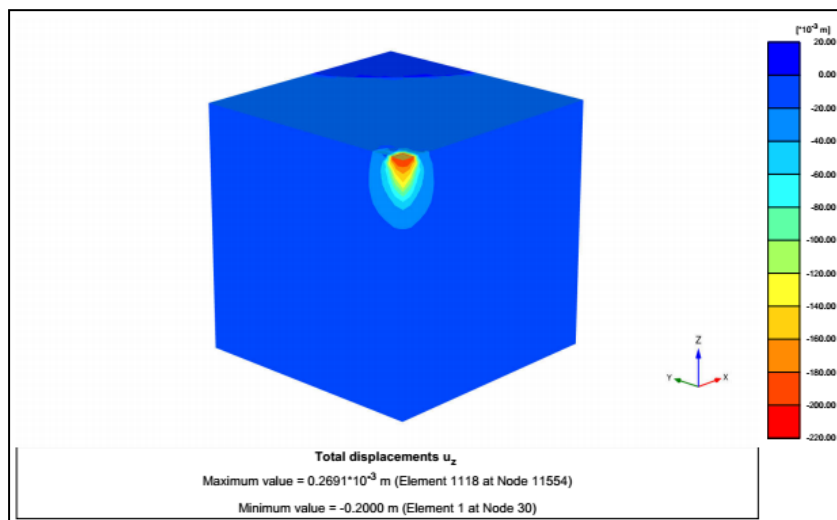


Figure IV.3.déformation verticale du sol cohésive (sans renforcement)



IV.2.5.2. Contrainte verticale :

La figure montre IV.4 Contrainte de sol cohésive sans renforcement.

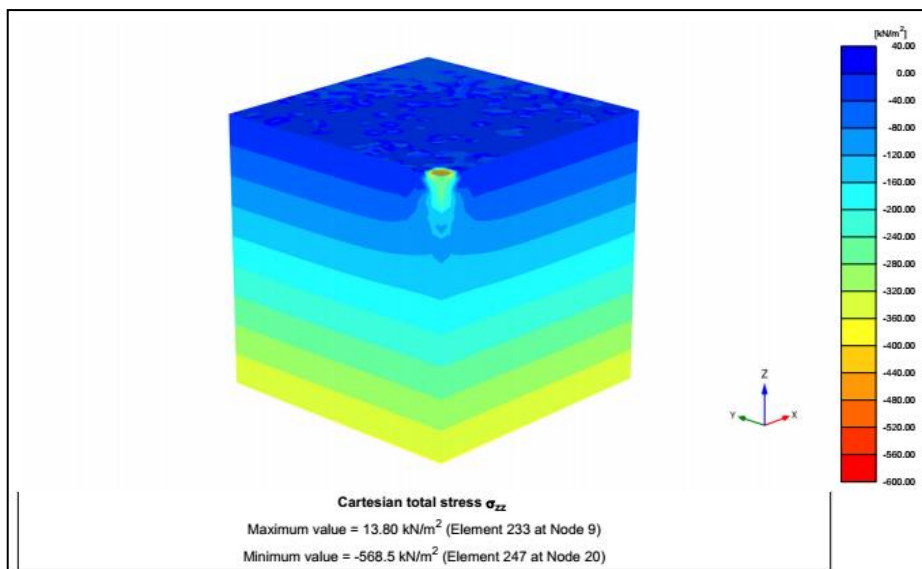


Figure IV.4. Contrainte verticale dans le sol cohésive (sans renforcement)

IV.2.5.3. Capacité portante :

La figure IV.5 présente la courbe de la variation de chargement en fonction du tassement de fondation. A partir de cette courbe on peut déterminer la capacité portante de sol cohésive (sans renforcement) qui est égale à 388.4Kpa

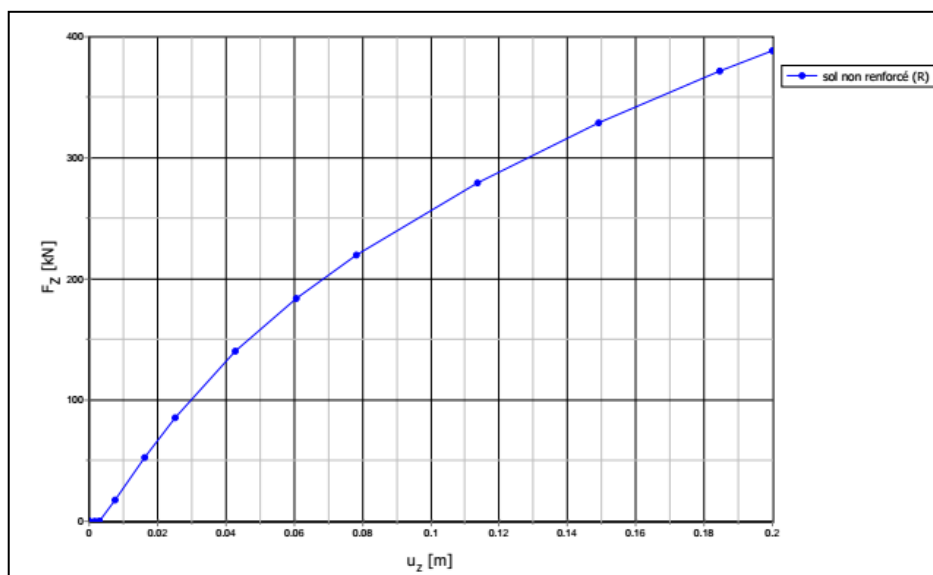
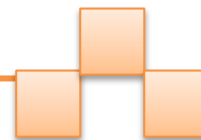


Figure IV.5. Capacité portante du sol cohésive (sans renforcement)



IV.2.5.4. Validation du modèle de référence:

Afin de valider notre modèle proposé, nous avons comparé le résultat de capacité portante de notre modèle de référence avec le résultat de calcul par la méthode théorique de TERZAGHI et un calcul selon le DTU 13.12, (1988).

Les valeurs de la capacité portante calculées par les méthodes théorique sont calculées par la formule suivante :

$$q_1 = \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma S_\gamma + (\gamma_1 D + q) N_q S_q + C_2 N_c S_c$$

Pour notre cas: $S_\gamma=0.8$ et $S_c=1.2$ (semelle carrée) ,et $D=0$ (semelle en surface)

Le tableau IV.2 présente la comparaison entre les valeurs de capacité portante calculées pour différentes méthodes.

Méthode	Largeur B (m)	Poids spécifique γ (kN/m ³)	Angle de frottement φ (°)	Cohésion c (kPa)	N_γ	N_c	q_1 (kPa)
Terzaghi, 1943 [23]	2	17	25	10	8.34	25.13	414.98
DTU 13.12, 1988[24]	2	17	25	10	8.1	20.7	358.56
Plaxis 3D	2	17	25	10	/	/	388.40

Tableau IV.2. Capacité portante calculées pour différentes méthodes.

Le tableau IV.2.montre que le résultat de notre modèle est presque proche au résultat de calcul de deux méthodes analytiques (méthode de TERZAGHI et DTU 13.12, (1988))

IV.3.Etude paramétrique :

IV.3.1. Amélioration de la portance du sol par une couche compactée (reconstitution de sol)

Dans cette partie on va renforcer le sol par une couche sable compactée (renforcement par reconstitution) sable compacté. L'étude paramétrique de cette section a été mise en œuvre en étudiant les deux paramètres suivants : l'épaisseur de la couche compactée et la densité relative de compactage.



IV.3.1.1. L'effet de l'épaisseur de la couche compactée :

Pour étudier l'influence de l'épaisseur de la couche compactée sur la capacité portante du sol, une variation de l'épaisseur de la couche (de 0 à 5m (2.5B)) a été analysée. La couche compactée est considérée comme un sable compacté a une densité relative égale 90%.

Les caractéristiques du sol compacté sont présentées dans le tableau IV.3. Les valeurs de ces paramètres sont données conformément à celles présentées par Xu et al., (2022) (25).

Les caractéristiques du sol compacté							
Dr (%)	γ (KN/m ³)	γ_{sat} (KN/m ³)	E (MPa)	ν	C (KPa)	Φ (deg)	Ψ
90%	18.6	20	54000	0.3	2	39.25	9.25

Tableau IV.3. Caractéristiques du sol compacté

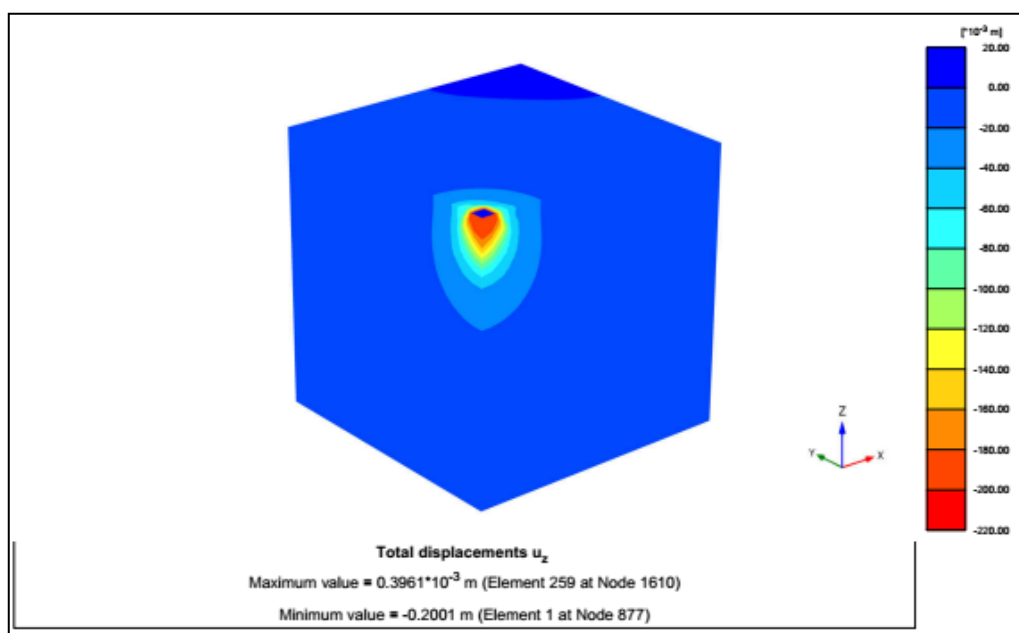


Figure IV.6: Déformation verticale du sol renforcé par une couche compactée d'épaisseur 1m

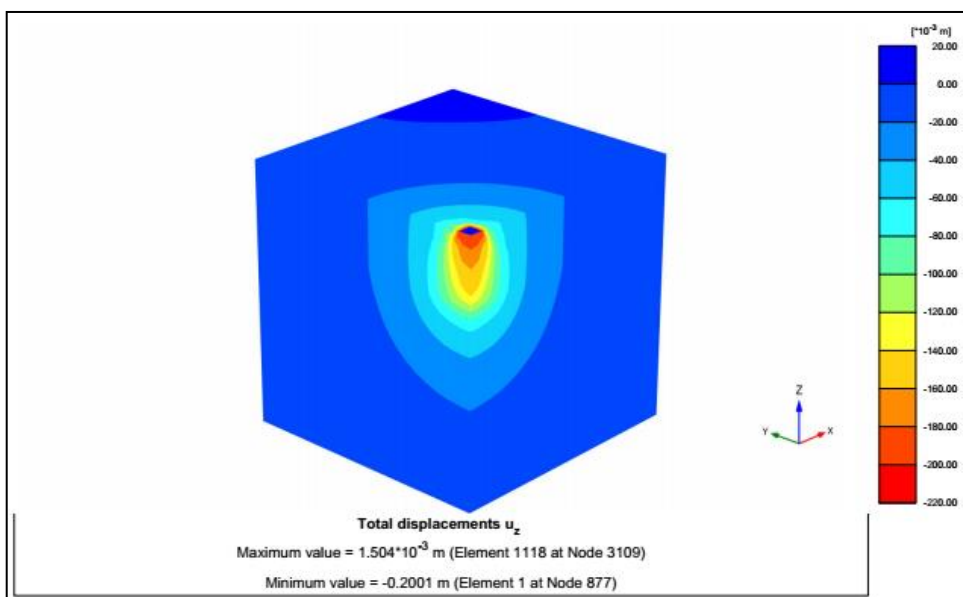
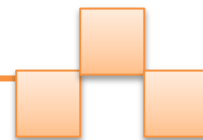


Figure IV.7: Déformation verticale du sol renforcé par une couche compactée d'épaisseur 5m

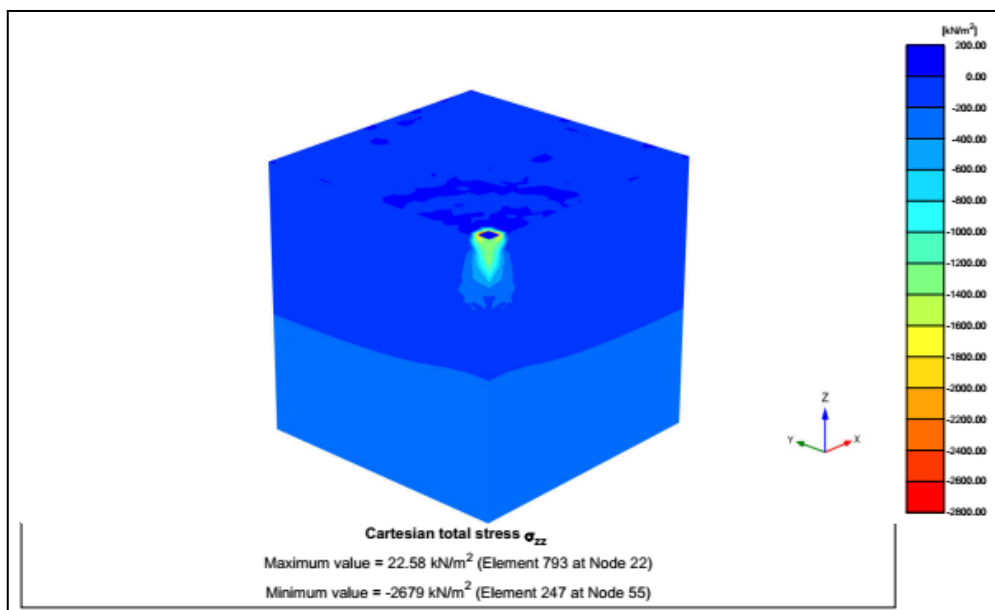


Figure IV.8: contrainte verticale du sol renforcé par une couche compactée d'épaisseur 5m



Les différents résultats de capacité portante du sol obtenues sont présentés sur la Figure IV.9 et le tableau IV.4.

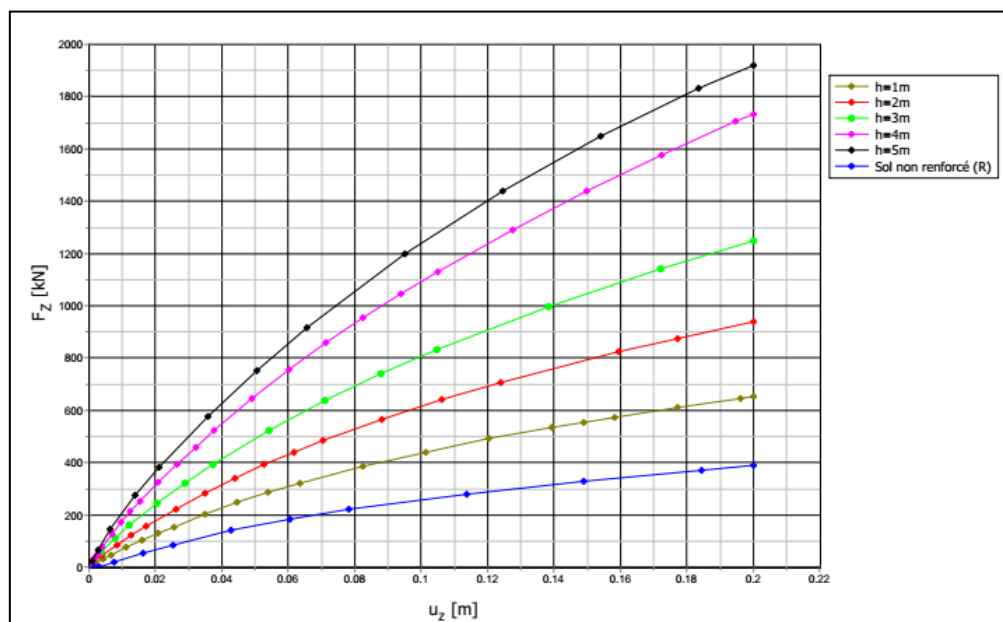


Figure IV.9 : Variation de capacité portante en fonction de l'épaisseur de la couche compactée.

H(m)	Fz (KN)	Taux %
0 (R)	388.4	-
1	651.5	68
2	937.4	141
3	1247	221
4	1734	346
5	1919	394

Tableau IV.4 : Variation de capacité portante en fonction de l'épaisseur de la couche compactée

D'après les résultats trouvés, nous avons remarqué que les valeurs de capacité portante du sol renforcé augmentent avec l'augmentation de l'épaisseur de couche de sol compactée.



IV.3.1.2. L’effet de la densité relative de compactage :

Pour étudier l’influence de la densité relative de compactage nous proposons d’étudier les valeurs suivantes de DR (50% ; 70% ; 90%) en gardant l’épaisseur de la couche compactée égale à 4m (2B).

Les caractéristiques du sol utilisé selon sa densité relative dans notre étude paramétrique sont présentées dans le tableau IV.5. Ces caractéristiques sont données conformément à celles présentées par Xu et al., (2022) (25).

Les caractéristiques du sol compacté							
Dr (%)	γ (KN /m ³)	γ_{sat} (KN/m ³)	E (MPa)	ν	C (KPa)	Φ (deg)	Ψ
50%	17	18	30000	0.3	1	34.25	4.25
70%	17.8	19	42000	0.3	1	36.75	6.75
90%	18.6	20	54000	0.3	2	39.25	9.25

Tableau IV. 5: Paramètres de la loi matérielle des sols grossiers pour différentes densités relatives

Les résultats des calculs obtenus sont présentés sur la figures 4.10 et le tableau IV.6 suivants :

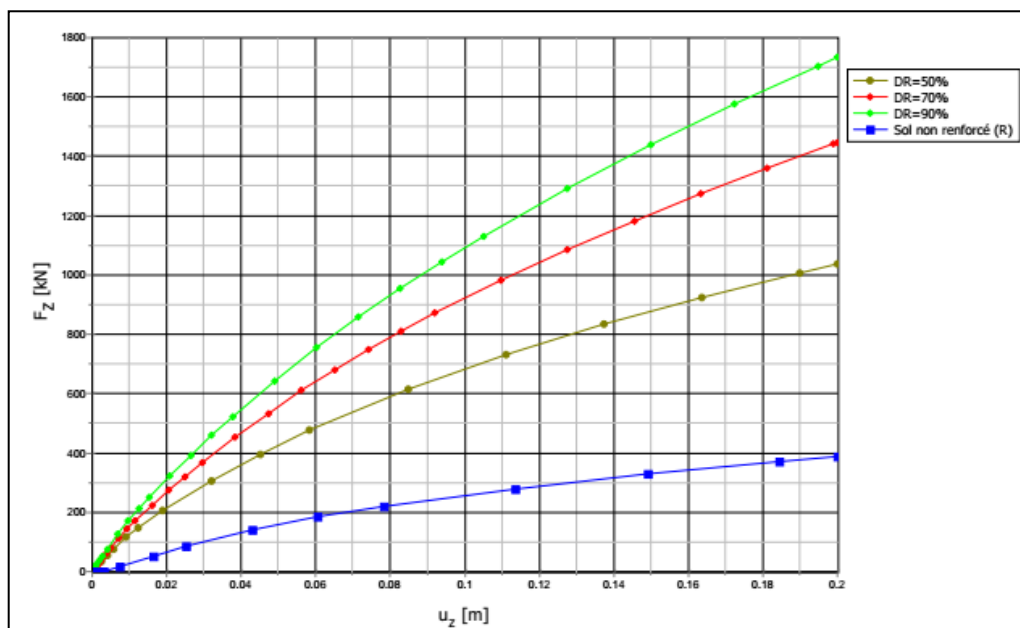


Figure IV.10 : Variation de capacité portance en fonction de densité relative de compactage.



Densité relative (%)	Fz (KN)	Taux %
Sans renforcement (R)	388.4	-
50	1036	167
70	1448	273
90	1734	346

Tableau IV.6 Variation de capacité portante en fonction de densité relative de compactage.

À partir de ces résultats on peut constater que les valeurs de capacité portante augmentent avec l'augmentation de la densité relative de compactage.

IV.3.2. Amélioration de la portance du sol par des nappes géogrilles

L'amélioration de la portance du sol par des nappes géogrilles est une technique couramment utilisée en génie civil pour renforcer les sols et augmenter leur capacité portante. Les nappes géogrilles sont des géosynthétiques composés de fibres synthétiques entrecroisées formant une structure en grille.

Dans cette partie on va renforcer le sol par une couche sable compactée avec l'ajout des nappes géogrilles dans cette couche. L'épaisseur de la couche compactée égale à 4m (2B) et la densité relative DR=50%. L'étude paramétrique de cette partie a été mise en œuvre en étudiant les paramètres suivants : le nombre de géogrilles **N**, la longueur de géogrilles **L**, l'espacement entre la 1ère nappe et la base de la semelle **d** et l'espacement entre les nappes géogrilles **e** (figure IV.11). L'étude de l'influence de ces paramètres sur la capacité portante est menée en faisant varier les quatre paramètres (**N**, **L**, **d**, **e**). Nous faisons varier à chaque stade un des paramètres en gardant constants les autres et cela pour tester l'influence de chaque paramètre sur la capacité portante du sol.

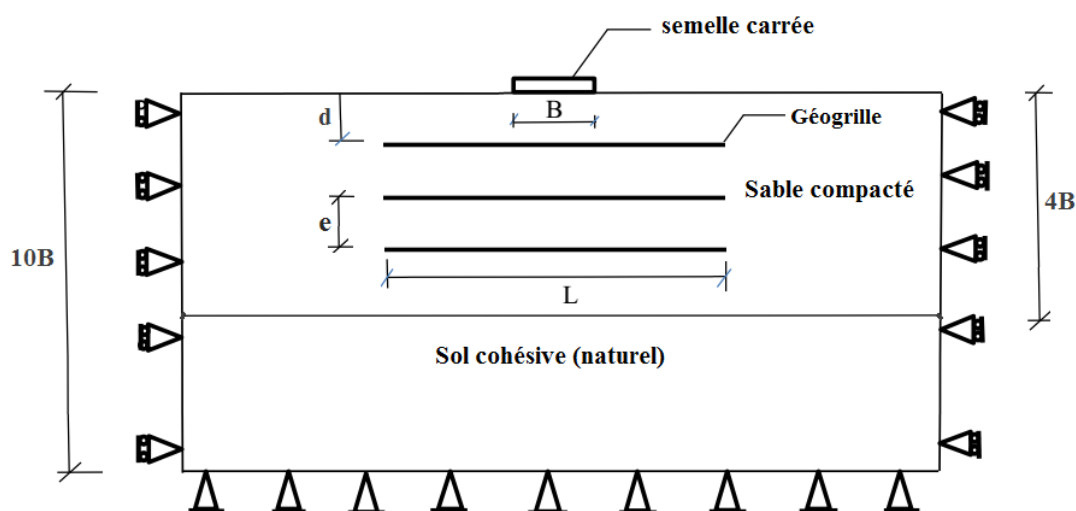


Figure IV.11 : Présentation de la géométrie du modèle (cas d'un sol renforcé par géogrilles)

Les géogrilles sont modélisées en utilisant des éléments structuraux appelés « geogrid » dans le logiciel plaxis. Ces éléments ont une seule propriété nécessaire, c'est la rigidité axiale EA. Pour tous les modèles la rigidité axiale EA est égale à 1000Kn/m.

IV.3.2.1.L'effet du nombre de géogrilles

Pour étudier l'influence du nombre de géogrilles N sur la capacité portante du sol, une variation du nombre N (de 0 à 4) a été analysée. La longueur des nappes est 8m ($L= 4B$) et l'espacement entre les nappes est égal à 0.5m ($e=0.5m$) et la distance entre la base de la semelle et la 1ere nappe est égal à 0.25m ($d=0.25m$).

Les résultats obtenus sont présentés dans les figures suivantes

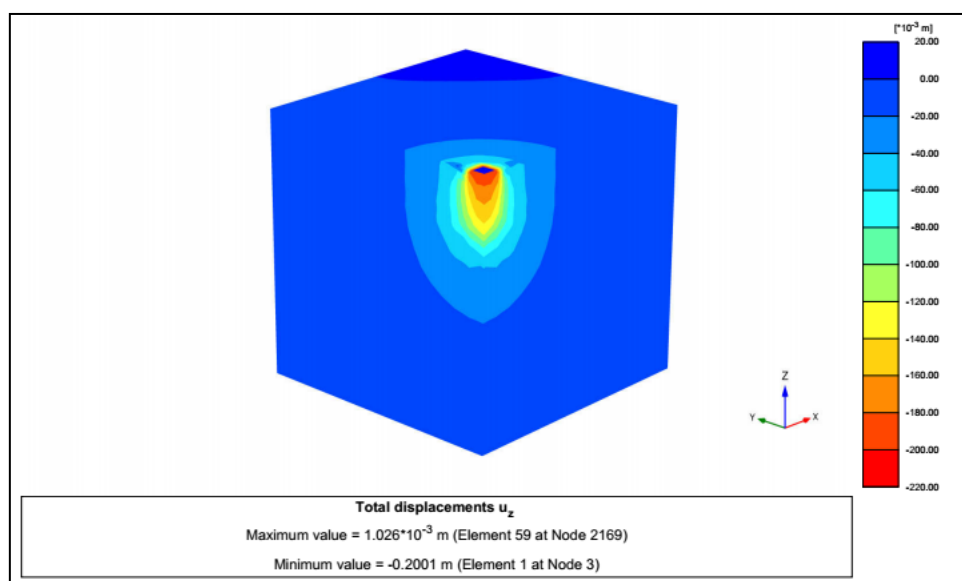


Figure IV.12: déformation verticale du sol renforcé par 4 nappes de géogridde

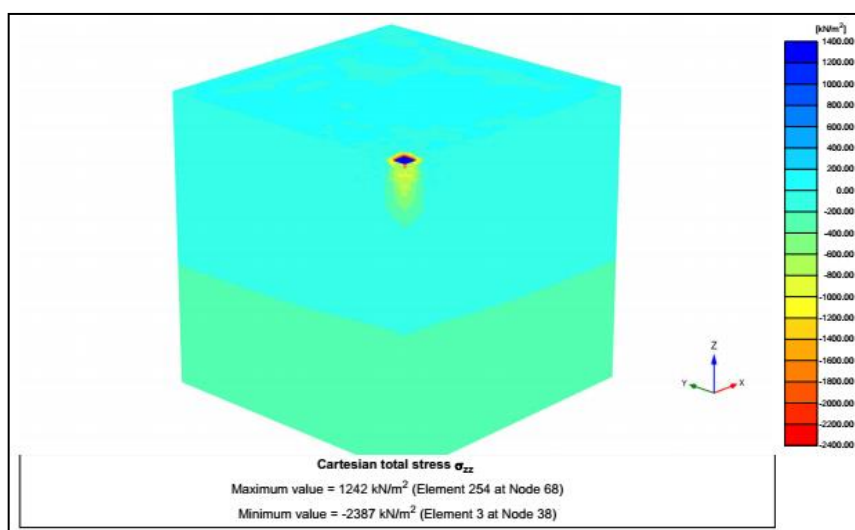


Figure IV.13: contrainte verticale du sol renforcé par 4 nappes de géogrille

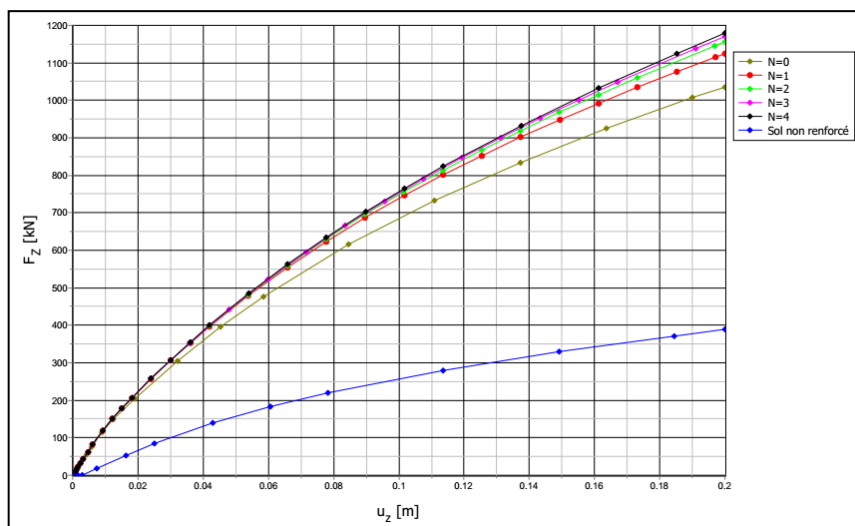
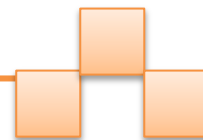


Figure IV.14: Variation de capacité portance en fonction du nombre de géogrilles N.

Nombre de géogrilles N	Fz (Kn)	Taux (%)
Sans Renforcement	388.4	/
Renforcement par compactage (N=0)	1036	167
1	1125	190
2	1157	198
3	1171	201
4	1181	204

Tableau IV.7: Variation de capacité portance en fonction de nombre des nappes géogrilles



A partir des résultats présentés, nous avons remarqué que les valeurs de capacité portante augmentent avec l'augmentation de nombre des nappes géogrilles. On constate aussi que l'augmentation de capacité portante après deux nappes sera négligeable pour ce cas étudié.

IV.3.2.2. L'effet de la longueur de géogrilles

La longueur de géogrilles (L) a été modifiée pour des valeurs allant de 0 (sans géogrilles) à 8m ($L=4B$). On présente sur la figure IV.15 et le tableau IV.6 les résultats obtenus.

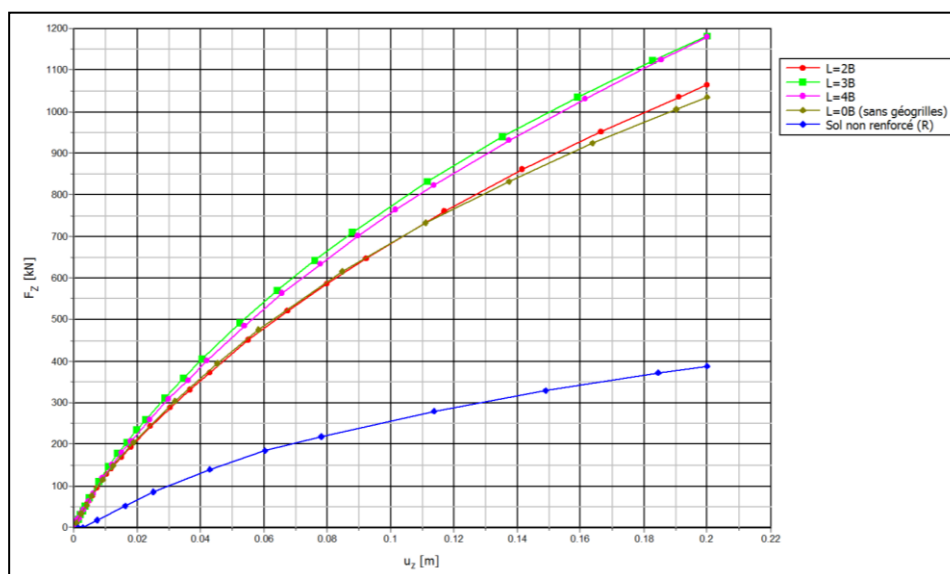


Figure IV.15: Variation de capacité portante en fonction de la longueur de géogrilles

Longueur (m)	Fz (Kn)	Taux (%)
Sans Renforcement	388.4	-
Renforcement par compactage (L=0)	1036	167
4 (L=2B)	1064	174
6 (L=3B)	1182	204
8 (L=4B)	1181	204

Tableau IV.8: Variation de capacité portante en fonction de la longueur de géogrilles

A travers les résultats présentés, nous avons remarqué que les valeurs de capacité portante du sol augmentent avec l'augmentation de la longueur de géogrilles, ainsi les résultats obtenus dans ce cas étudié montrent que cette influence sera négligeable pour une longueur ($L \geq 3B$).



IV.3.2.3.L'effet de l'espacement entre la 1^{ère} nappe et la base de la semelle

Pour étudier l' effet de l'espacement entre la 1^{ère} nappe et la base de la semelle **d** sur la capacité portante on a fait le calcul pour quatre valeurs différentes de l'espacement ($d=0.05\text{m}$, 0.25m , 0.5m et 0.75m). Sur la figure. IV.16 et le tableau. IV.6, on présente les résultats des simulations effectuées.

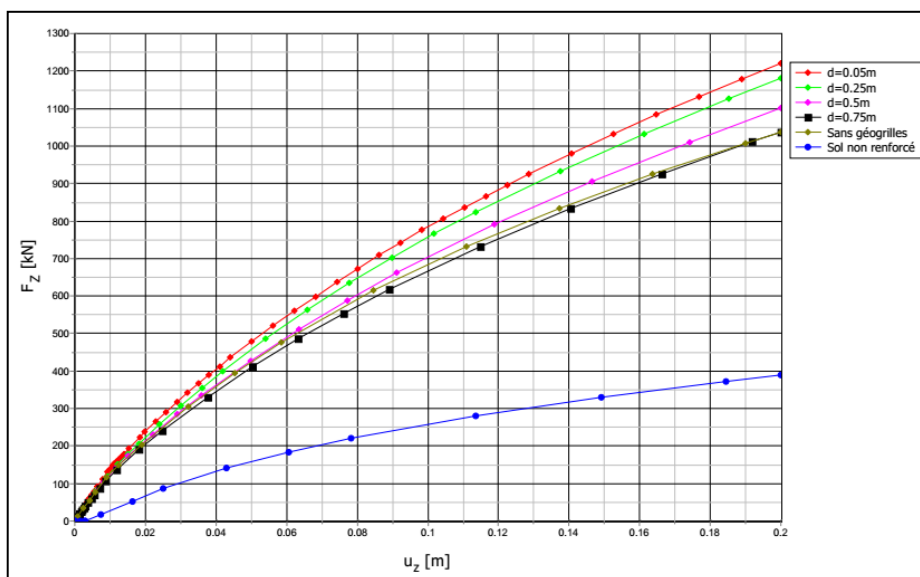
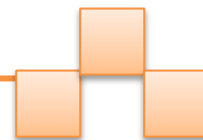


Figure IV.16: Variation de capacité portante en fonction de l'espacement entre la 1^{ère} nappe et la base de la semelle

L'espacement d (m)	Fz (Kn)	Taux (%)
Sans Renforcement	388.4	-
Renforcement par compactage	1036	167
0.05	1221	214
0.25	1181	204
0.5	1101	183
0.75	1037	167

Tableau IV.9: Variation de capacité portante en fonction de l'espacement entre la 1^{ère} nappe et la base de la semelle



A partir des résultats présentés, nous avons remarqué que les valeurs de capacité portante augmentent avec la diminution de l'espacement entre la 1ère nappe et la base de la semelle d . On constate aussi que ce paramètre a un effet très important la capacité portante.

IV.3.2.4. L'effet de l'espacement entre les géogrilles

Afin d'étudier l'influence de l'espacement entre les géogrilles e , on a fait varier l'espacement avec plusieurs valeurs.

Les résultats des simulations effectuées sont présentés dans la figure. IV.17.

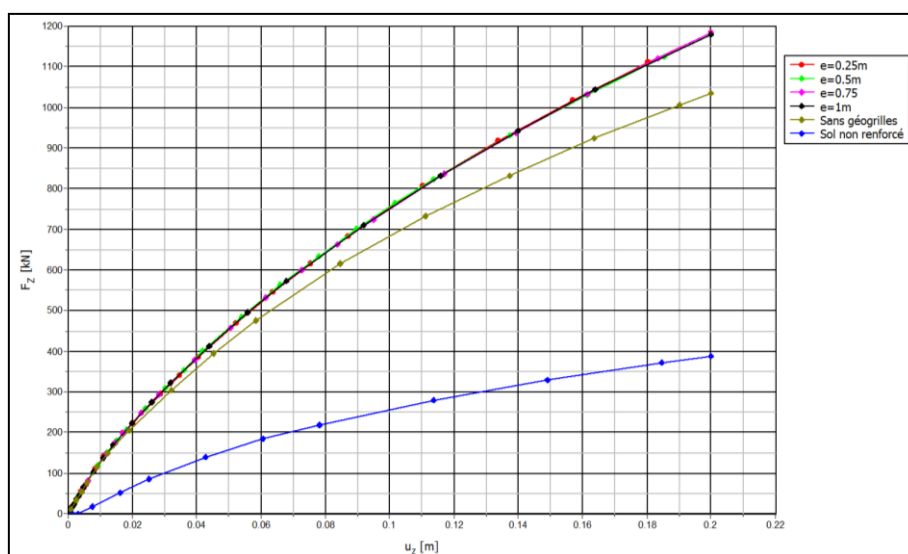
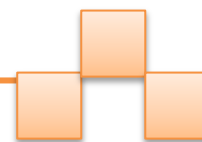


Figure IV.17: Variation de capacité portante en fonction de l'espacement entre les géogrilles

Ces résultats nous montrent que la variation de l'espacement entre les géogrilles n'a pas d'impact significatif sur capacité portante pour le sol étudié.

IV.3.3. Amélioration de la portance du sol par des colonnes ballastées

La technique d'amélioration de la capacité de portage des sols à l'aide de colonnes de ballastées est parmi les moyens communs et efficaces dans le domaine du génie civil. Cette technique est utilisée pour augmenter la capacité du sol pour résister aux charges d'ingénierie et améliorer la stabilité des installations basées sur le sol.



Dans cette partie on se propose de faire une étude paramétrique sur le renforcement des sols par colonnes ballastées. Cette étude comporte les trois cas suivants :

Cas1: le sol est renforcé par une seule colonne ballastée de 1.2m de diamètre

Cas2: le sol est renforcé par neuf colonnes ballastées de 1.2m de diamètre

Cas: le sol est renforcé par vingt cinq colonnes ballastées de 1.2m de diamètre

Les caractéristiques des colonnes sont présentées dans le tableau IV.10. Les valeurs de ces paramètres ont été choisies dans les fourchettes habituelles pour les colonnes ballastées [26].

Paramètre	γ (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	D (m)	E (MPa)	ν	C (KPa)	ϕ , (deg)	Ψ (deg)
colonne ballastée	18	19	1.2	95000	0.3	1	45	15

Tableau IV.10 Caractéristiques de la colonne ballastée

La figure IV.18 représente la définition géométrique du modèle proposé pour la modélisation numérique pour le cas du sol est renforcé par vingt cinq colonnes ballastées.

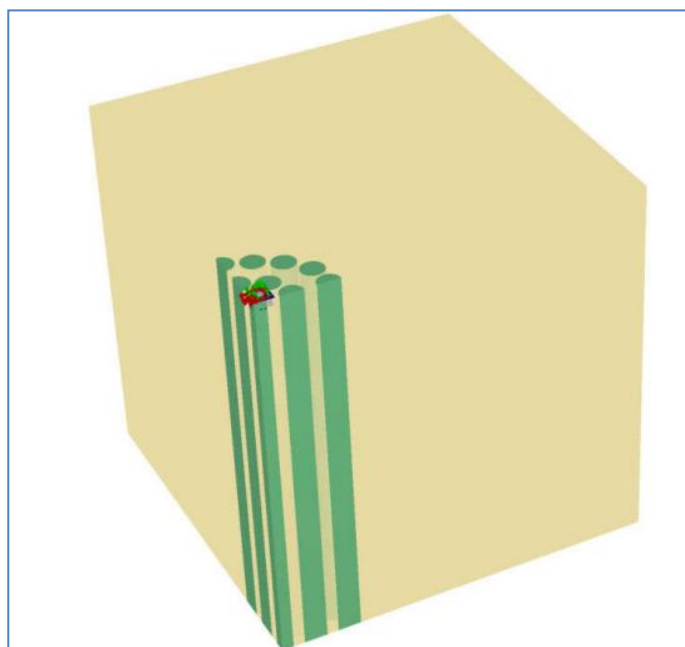
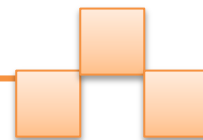


Figure IV.18 : Présentation de la géométrie du modèle (cas de 25 colonnes ballastées)



Les résultats sont présentés dans les figures suivantes :

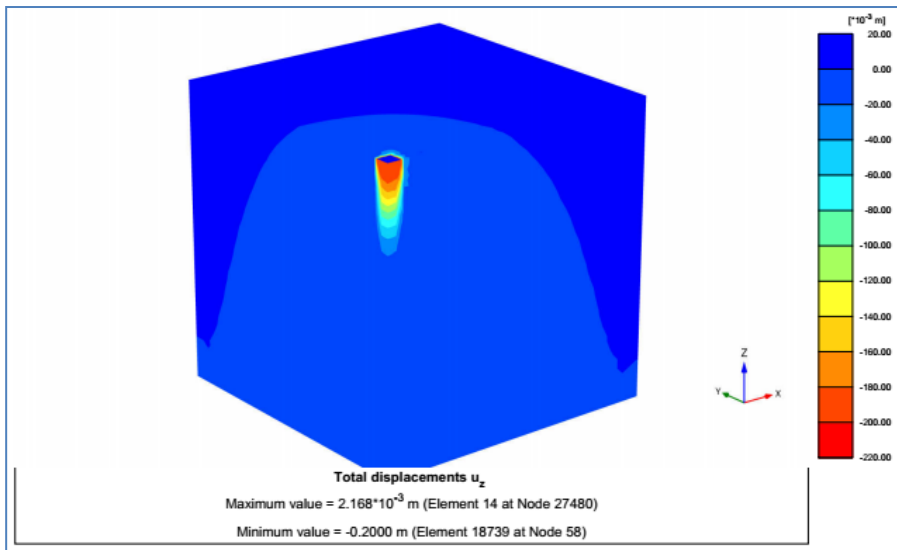


Figure IV.19: déformation verticale du sol renforcé par 25 colonnes ballastées

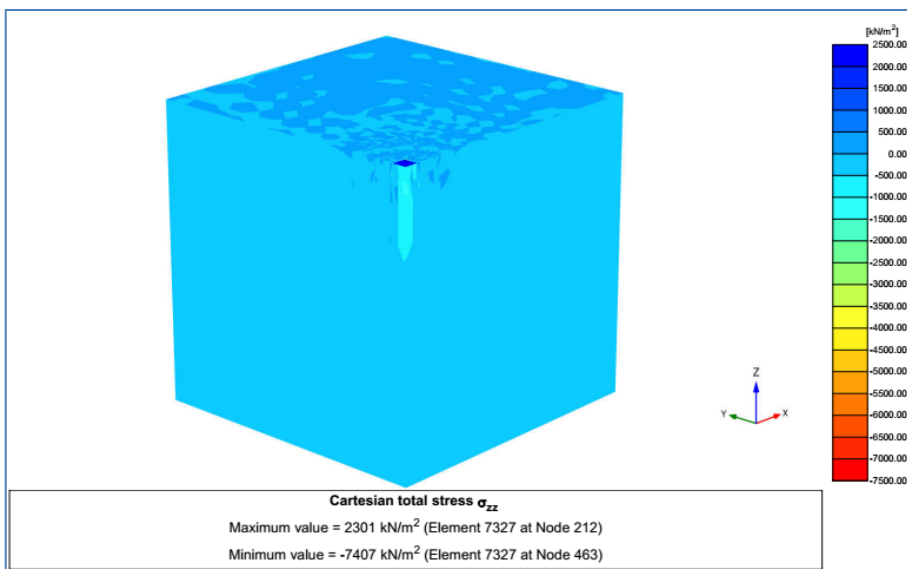
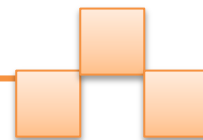


Figure IV.20: contrainte verticale du sol renforcé par 25 colonnes ballastées



On présente sur la figure IV.21 et le tableau. IV.11 les résultats de capacité portante du sol renforcé en fonction de nombre des colonnes ballastées.

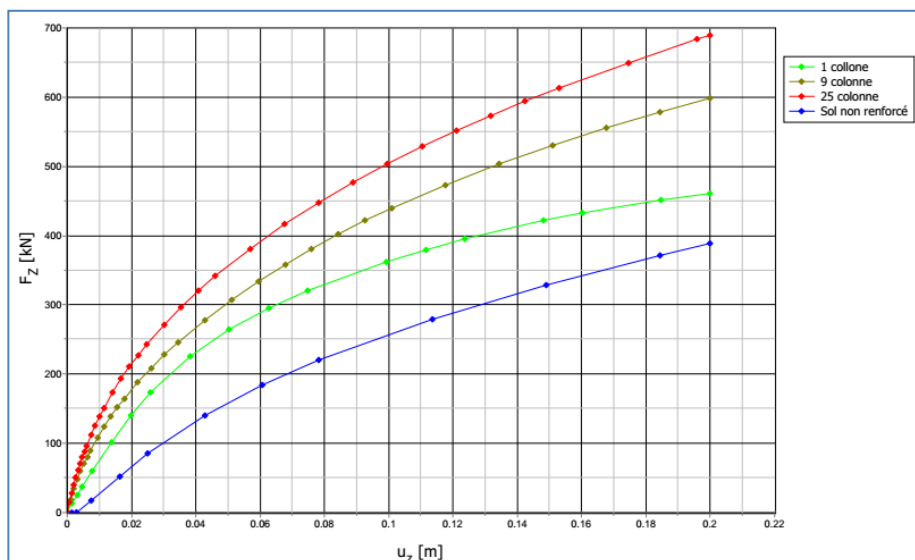


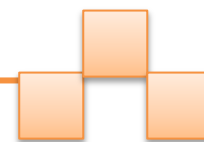
Figure IV.21: Variation de capacité portance en fonction du nombre de colonnes ballastées.

Nombre de colonnes ballastées	Fz (Kn)	Taux (%)
Sans Renforcement	388.4	/
1	461.4	19
9	598.2	54
25	689.4	77

Tableau IV.11: Variation de capacité portance en fonction du nombre de colonnes ballastées

A partir des résultats présentés, nous avons remarqué que les valeurs de capacité portante augmentent avec l'augmentation de nombre de colonnes ballastées. Des augmentations dans la capacité portante de 19%, 54% et 77% sont respectivement mesurées pour le renforcement par une seule, neuf et vingt cinq colonnes ballastées.

Il faut noter que ce taux d'amélioration de la capacité portante est moins que celui trouvé pour le renforcement par une couche compactée sans ou avec des nappes géogrilles (par exemple, le renforcement par une couche compactée de 4m d'épaisseur et a une densité relative de 50% donne un taux d'amélioration de 167% et 214% dans le cas de sans nappes géogrilles et avec quatre nappes géogrilles respectivement voir le tableau IV.11)



IV.4. Elaboration d'un modèle d'intelligence artificielle pour la prédiction de la portance d'un sol renforcé par géogrilles (cas d'une semelle carrée)

IV.4.1. Bref résumé du Principe des Réseaux de Neurones Artificiels

IV.4.1.1. Introduction

Les réseaux de neurones artificiels (RNA), connus généralement sous l'acronyme ANN (Artificial Neural Network), sont des modèles mathématiques non linéaires de type "boîte noire" capables d'établir des relations entre les entrées et les sorties d'un système.

Les réseaux de neurones, fabriquées de structures cellulaires artificielles, est un modèle de calcul dont la conception est très schématiquement inspirée du fonctionnement des neurones biologiques.

La figure IV.22 montre la structure d'un neurone artificiel. Chaque neurone artificiel est un processeur élémentaire. Il reçoit un nombre variable d'entrées en provenance de neurones amonts. A chacune de ces entrées est associée un poids w abréviation de weight (poids en anglais) représentatif de la force de la connexion. Chaque processeur élémentaire est doté d'une sortie unique, qui se ramifie ensuite pour alimenter un nombre variable de neurones avals. A chaque connexion est associé un poids.

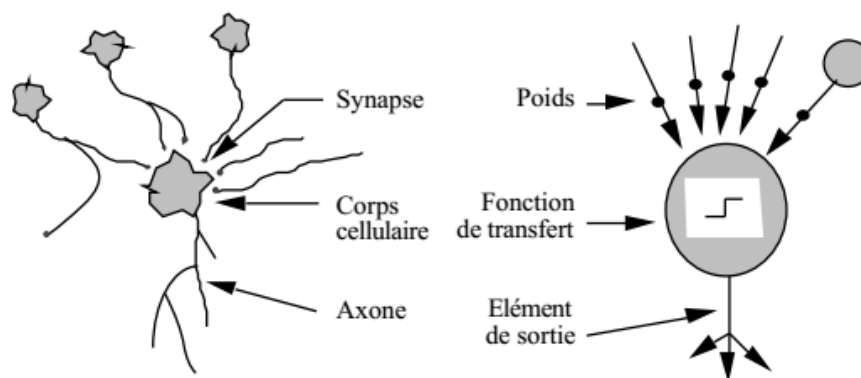
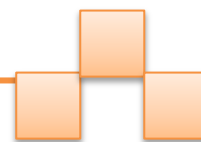


Figure IV.22: Mise en correspondance neurone biologique / neurone artificiel [27].

Neurone biologique	Neurone artificiel
Synapses	Poids des connexions
Axones	Signal de sortie
Dendrites	Signal d'entrée

Tableau IV.12: Analogie entre le neurone biologique et le neurone artificiel



IV.4.1.2. Structure des réseaux de neurones artificiels

Les neurones y sont organisés en couches successives : une couche d'entrée (**input layer**), une couche de sortie (**output layer**) et entre les deux une ou plusieurs couches intermédiaires, appelées aussi **couches cachées (hidden layers)**. Il n'existe pas de connexion entre les neurones d'une même couche, en revanche tout neurone d'une couche est connecté à tous les neurones de la couche suivante. La « couche » d'entrée n'est pas une réelle couche de neurones car elle se contente de coder les variables d'observation. La couche de sortie code la variable de discrimination. Les valeurs d'activité des neurones sont propagées dans le réseau, de l'entrée vers la sortie, sans retour arrière. La présence d'une couche cachée permet de modéliser des relations non linéaires entre les entrées et la sortie. En théorie une seule couche cachée suffit, mais le fait de disposer d'une seconde couche cachée permet de modéliser plus facilement une fonction de discrimination non continue. En pratique, la plupart des problèmes sont résolus avec un ou deux niveaux, trois au maximum.

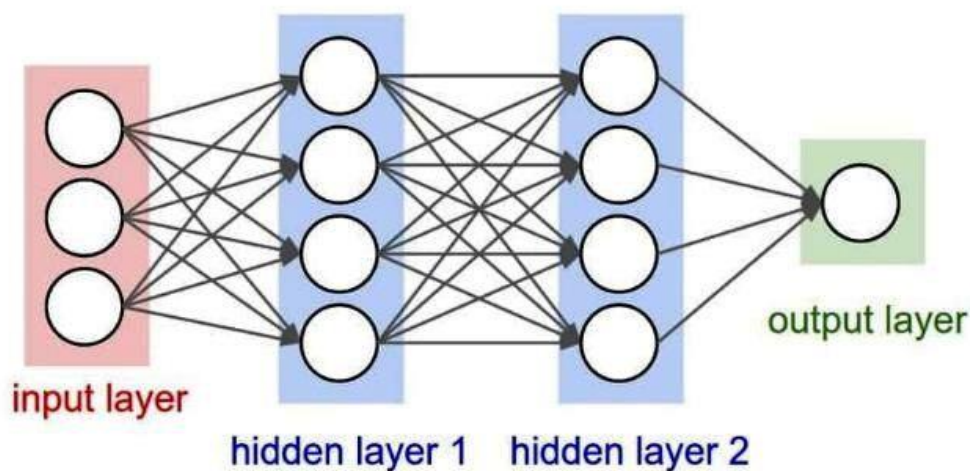
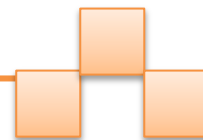


Figure IV.23: Mise en correspondance neurone biologique / neurone artificiel

IV.4.1.3. Apprentissage

L'apprentissage est vraisemblablement la propriété la plus intéressante des réseaux neuronaux. L'apprentissage est une phase du développement d'un réseau de neurones durant laquelle le comportement du réseau est modifié jusqu'à l'obtention du comportement désiré.



L'apprentissage est la modification des poids du réseau dans l'optique d'accorder la réponse du réseau aux exemples et à l'expérience. Il est souvent impossible de décider à priori des valeurs des poids des connexions d'un réseau pour une application donnée. A l'issue de l'apprentissage, les poids sont fixés : c'est alors la phase d'utilisation.

Un apprentissage est dit supervisé lorsque le réseau est forcé à converger vers un état final précis, en même temps qu'un motif lui est présenté.

À l'inverse, lors d'un apprentissage non-supervisé, le réseau est laissé libre de converger vers n'importe quel état final lorsqu'un motif lui est présenté.

IV.4.1.4. Conception d'un réseau de neurones

Les mises en œuvre de réseaux de neurones nécessitent les points suivants:

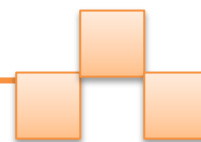
- La détermination des entrées et des sorties pertinentes, c'est à dire les grandeurs qui ont une influence significative sur le phénomène que l'on cherche à modéliser.
- La collecte des données nécessaires à l'apprentissage et à l'évaluation des performances du réseau de neurones.
- La détermination du nombre de neurones cachés nécessaires pour obtenir une approximation satisfaisante.
- La réalisation de l'apprentissage
- L'évaluation des performances du réseau de neurones à l'issue de l'apprentissage.

IV.4.2. Application

Dans cette partie, on va élaborer un modèle d'intelligence artificielle (méthode de réseaux de Neurones) pour la prédiction de la portance d'un sol renforcé par géogrilles (cas d'une semelle carrée). Pour ce faire, on a créé une base de données en utilisant le logiciel Plaxis 3D.

IV.4.2.1. Collecte des données

La base de données a été créée en utilisant la méthode des éléments finis avec le logiciel Plaxis 3D. Cette base de données représente neuf entrées (B , γ , φ , C , N , EA , L/B , d , e) et une seule sortie (la capacité portante q_l).



Les neuf entrées sont, dans l'ordre: (la largeur de la semelle **B**, le poids volumique du sol γ , l'angle de frottement du sol ϕ , la cohésion du sol **C**, le nombre de géogrilles **N**, la rigidité axiale de géogrilles **EA**, le rapport entre la longueur de géogrilles et la largeur de la semelle **L/B**, l'espacement entre la 1ère nappe et la base de la semelle **d** et l'espacement entre les nappes géogrilles **e** (figure IV.11). Notre base de données contient 253 éléments (voir tableau IV.13).

Tableau IV.13 tableau de la base de données.

Démontions b(m)	γ	Angle de frottement (ϕ) Phi	cohésion c(kN/m ²)	Nombre de geogrills	Axial stiffness (EA)	L/B	l'espacement (d)	l'espacement (e)	La charge ql(kPa)
2	17	30	1	4	1000	6	0.25	0.25	832
2	17	35	1	4	1000	6	0.25	0.25	919
2	17	40	1	4	1000	6	0.25	0.25	1099
2	17	45	1	4	1000	6	0.25	0.25	1142
2	18	30	1	4	1000	6	0.25	0.25	902.9
2	18	35	1	4	1000	6	0.25	0.25	932.5
2	18	40	1	4	1000	6	0.25	0.25	956.8
2	18	45	1	4	1000	6	0.25	0.25	1006
2	19	30	1	4	1000	6	0.25	0.25	805
2	19	35	1	4	1000	6	0.25	0.25	890
2	19	40	1	4	1000	6	0.25	0.25	956.8
2	19	45	1	4	1000	6	0.25	0.25	1006
2	16	30	1	4	1000	6	0.25	0.25	872.2
2	16	35	1	4	1000	6	0.25	0.25	972.2
2	16	40	1	4	1000	6	0.25	0.25	1047
2	16	45	1	4	1000	6	0.25	0.25	1106
2	17	30	3	4	1000	6	0.25	0.25	907.6
2	17	35	5	4	1000	6	0.25	0.25	1133
2	17	40	10	4	1000	6	0.25	0.25	1374
2	17	45	15	4	1000	6	0.25	0.25	1587
2	18	30	3	4	1000	6	0.25	0.25	907.6
2	18	35	5	4	1000	6	0.25	0.25	1133
2	18	40	10	4	1000	6	0.25	0.25	1374
2	18	45	15	4	1000	6	0.25	0.25	1587
2	19	30	3	4	1000	6	0.25	0.25	907.6
2	19	35	5	4	1000	6	0.25	0.25	1133
2	19	40	10	4	1000	6	0.25	0.25	1374
2	19	45	15	4	1000	6	0.25	0.25	1587
2	16	30	3	4	1000	6	0.25	0.25	907.6
2	16	35	5	4	1000	6	0.25	0.25	1133
2	16	40	10	4	1000	6	0.25	0.25	1374
2	16	45	15	4	1000	6	0.25	0.25	1587
2	17	35	1	1	1000	6	0.25	0.25	801.2
2	17	40	1	2	1000	6	0.25	0.25	833.6
2	17	45	1	3	1000	6	0.25	0.25	878.8
2	18	35	1	1	1000	6	0.25	0.25	801.2
2	18	40	1	2	1000	6	0.25	0.25	853.6
2	18	45	1	3	1000	6	0.25	0.25	895.1
2	19	35	1	1	1000	6	0.25	0.25	812.1
2	19	40	1	2	1000	6	0.25	0.25	861.3
2	19	45	1	3	1000	6	0.25	0.25	870.3
2	16	35	1	1	1000	6	0.25	0.25	859.2
2	16	40	1	2	1000	6	0.25	0.25	935.1



2	16	45	1	3	1000	6	0.25	0.25	1003
2	17	35	5	1	1000	6	0.25	0.25	1076
2	17	40	10	2	1000	6	0.25	0.25	1357
2	17	45	15	3	1000	6	0.25	0.25	1580
2	18	35	5	1	1000	6	0.25	0.25	1076
2	18	40	10	2	1000	6	0.25	0.25	1357
2	18	45	15	3	1000	6	0.25	0.25	1580
2	19	35	5	1	1000	6	0.25	0.25	1076
2	19	40	10	2	1000	6	0.25	0.25	1357
2	19	45	15	3	1000	6	0.25	0.25	1580
2	16	35	5	1	1000	6	0.25	0.25	1076
2	16	40	10	2	1000	6	0.25	0.25	1357
2	16	45	15	3	1000	6	0.25	0.25	1580
2	17	30	1	4	500	6	0.25	0.25	852.6
2	17	35	1	4	1500	6	0.25	0.25	979.1
2	17	40	1	4	2000	6	0.25	0.25	988.2
2	17	45	1	4	2500	6	0.25	0.25	1022
2	18	30	1	4	500	6	0.25	0.25	732.5
2	18	35	1	4	1500	6	0.25	0.25	943.6
2	18	40	1	4	2000	6	0.25	0.25	982.2
2	18	45	1	4	2500	6	0.25	0.25	1022
2	19	30	1	4	500	6	0.25	0.25	727.8
2	19	35	1	4	1500	6	0.25	0.25	842.4
2	19	40	1	4	2000	6	0.25	0.25	1022
2	19	45	1	4	2500	6	0.25	0.25	1035
2	16	30	1	4	500	6	0.25	0.25	852.6
2	16	35	1	4	1500	6	0.25	0.25	943.6
2	16	40	1	4	2000	6	0.25	0.25	988.2
2	16	45	1	4	2500	6	0.25	0.25	1022
2	17	30	3	4	500	6	0.25	0.25	863.1
2	17	35	5	4	1500	6	0.25	0.25	1148
2	17	40	10	4	2000	6	0.25	0.25	1390
2	17	45	15	4	2500	6	0.25	0.25	1601
2	18	30	3	4	500	6	0.25	0.25	863.1
2	18	35	5	4	1500	6	0.25	0.25	1148.1
2	18	40	10	4	2000	6	0.25	0.25	1390
2	18	45	15	4	2500	6	0.25	0.25	1601.2
2	19	30	3	4	500	6	0.25	0.25	863.1
2	19	35	5	4	1500	6	0.25	0.25	1148
2	19	40	10	4	2000	6	0.25	0.25	1390
2	19	45	15	4	2500	6	0.25	0.25	1601
2	16	30	3	4	500	6	0.25	0.25	863.1
2	16	35	5	4	1500	6	0.25	0.25	1135
2	16	40	10	4	2000	6	0.25	0.25	1426
2	16	45	15	4	2500	6	0.25	0.25	1601.2
2	17	35	1	1	1500	6	0.25	0.25	806.8
2	17	40	1	2	2000	6	0.25	0.25	848.1
2	17	45	1	3	2500	6	0.25	0.25	886.7
2	18	35	1	1	1500	6	0.25	0.25	806.8
2	18	40	1	2	2000	6	0.25	0.25	848.1
2	18	45	1	3	2500	6	0.25	0.25	886.7
2	19	35	1	1	1500	6	0.25	0.25	818.7
2	19	40	1	2	2000	6	0.25	0.25	859.5
2	19	45	1	3	2500	6	0.25	0.25	900.5
2	16	35	1	1	1500	6	0.25	0.25	806.8
2	16	40	1	2	2000	6	0.25	0.25	848.1
2	16	45	1	3	2500	6	0.25	0.25	886.7
2	17	35	5	1	1500	6	0.25	0.25	1101



2	17	40	10	2	2000	6	0.25	0.25	1400
2	17	45	15	3	2500	6	0.25	0.25	1637
2	18	35	5	1	1500	6	0.25	0.25	1100
2	18	40	10	2	2000	6	0.25	0.25	1400
2	18	45	15	3	2500	6	0.25	0.25	1638
2	19	35	5	1	1500	6	0.25	0.25	1101
2	19	40	10	2	2000	6	0.25	0.25	1401
2	19	45	15	3	2500	6	0.25	0.25	1637
2	16	35	5	1	1500	6	0.25	0.25	1101
2	16	40	10	2	2000	6	0.25	0.25	1400
2	16	45	15	3	2500	6	0.25	0.25	1637
2	17	30	1	4	1000	3	0.25	0.25	949.4
2	17	35	1	4	1000	4	0.25	0.25	983.8
2	17	40	1	4	1000	5	0.25	0.25	741.2
2	17	45	1	4	1000	7	0.25	0.25	964.9
2	18	30	1	4	1000	3	0.25	0.25	949.4
2	18	35	1	4	1000	4	0.25	0.25	983.8
2	18	40	1	4	1000	5	0.25	0.25	741.2
2	18	45	1	4	1000	7	0.25	0.25	1008
2	19	30	1	4	1000	3	0.25	0.25	996.1
2	19	35	1	4	1000	4	0.25	0.25	994
2	19	40	1	4	1000	5	0.25	0.25	794.8
2	19	45	1	4	1000	7	0.25	0.25	1021
2	16	30	1	4	1000	3	0.25	0.25	949.4
2	16	35	1	4	1000	4	0.25	0.25	983.8
2	16	40	1	4	1000	5	0.25	0.25	741.2
2	16	45	1	4	1000	7	0.25	0.25	1008
2	17	30	3	4	1000	3	0.25	0.25	710.4
2	17	35	5	4	1000	4	0.25	0.25	1161
2	17	40	10	4	1000	5	0.25	0.25	1528
2	17	45	15	4	1000	7	0.25	0.25	1697
2	18	30	3	4	1000	3	0.25	0.25	711.2
2	18	35	5	4	1000	4	0.25	0.25	1162
2	18	40	10	4	1000	5	0.25	0.25	1468
2	18	45	15	4	1000	7	0.25	0.25	1614
2	19	30	3	4	1000	3	0.25	0.25	710.2
2	19	35	5	4	1000	4	0.25	0.25	1261
2	19	40	10	4	1000	5	0.25	0.25	1456
2	19	45	15	4	1000	7	0.25	0.25	1701
2	16	30	3	4	1000	3	0.25	0.25	710.4
2	16	35	5	4	1000	4	0.25	0.25	1161
2	16	40	10	4	1000	5	0.25	0.25	1520
2	16	45	15	4	1000	7	0.25	0.25	1594
2	17	35	1	1	1000	4	0.25	0.25	924.3
2	17	40	1	2	1000	5	0.25	0.25	972.9
2	17	45	1	3	1000	7	0.25	0.25	977.3
2	18	35	1	1	1000	4	0.25	0.25	924.3
2	18	40	1	2	1000	5	0.25	0.25	972.9
2	18	45	1	3	1000	7	0.25	0.25	977.3
2	19	35	1	1	1000	4	0.25	0.25	813.9
2	19	40	1	2	1000	5	0.25	0.25	945.4
2	19	45	1	3	1000	7	0.25	0.25	949
2	16	35	1	1	1000	4	0.25	0.25	800.3
2	16	40	1	2	1000	5	0.25	0.25	972.9
2	16	45	1	3	1000	7	0.25	0.25	977.3
2	17	35	5	1	1000	4	0.25	0.25	1103
2	17	40	10	2	1000	5	0.25	0.25	1512
2	17	45	15	3	1000	7	0.25	0.25	1660



2	18	35	5	1	1000	4	0.25	0.25	1100
2	18	40	10	2	1000	5	0.25	0.25	1507
2	18	45	15	3	1000	7	0.25	0.25	1615
2	19	35	5	1	1000	4	0.25	0.25	1100
2	19	40	10	2	1000	5	0.25	0.25	1507
2	19	45	15	3	1000	7	0.25	0.25	1660
2	16	35	5	1	1000	4	0.25	0.25	1100
2	16	40	10	2	1000	5	0.25	0.25	1500
2	16	45	15	3	1000	7	0.25	0.25	1600
2	17	30	1	4	500	3	0.25	0.25	515.7
2	17	35	1	4	1500	4	0.25	0.25	498.7
2	17	40	1	4	2000	5	0.25	0.25	1228
2	17	45	1	4	2500	7	0.25	0.25	1385
2	18	30	1	4	500	3	0.25	0.25	515.7
2	18	35	1	4	1500	4	0.25	0.25	498.7
2	18	40	1	4	2000	5	0.25	0.25	1228
2	18	45	1	4	2500	7	0.25	0.25	1385
2	19	30	1	4	500	3	0.25	0.25	648.9
2	19	35	1	4	1500	4	0.25	0.25	805.3
2	19	40	1	4	2000	5	0.25	0.25	1270
2	19	45	1	4	2500	7	0.25	0.25	1417
2	16	30	1	4	500	3	0.25	0.25	515.7
2	16	35	1	4	1500	4	0.25	0.25	498.7
2	16	40	1	4	2000	5	0.25	0.25	1228
2	16	45	1	4	2500	7	0.25	0.25	1385
2	17	30	3	4	500	3	0.25	0.25	615.1
2	17	35	5	4	1500	4	0.25	0.25	1226
2	17	40	10	4	2000	5	0.25	0.25	1542
2	17	45	15	4	2500	7	0.25	0.25	4825
2	18	30	3	4	500	3	0.25	0.25	586.2
2	18	35	5	4	1500	4	0.25	0.25	1227
2	18	40	10	4	2000	5	0.25	0.25	1542
2	18	45	15	4	2500	7	0.25	0.25	4826
2	19	30	3	4	500	3	0.25	0.25	593.8
2	19	35	5	4	1500	4	0.25	0.25	1174
2	19	40	10	4	2000	5	0.25	0.25	1560
2	19	45	15	4	2500	7	0.25	0.25	3900
2	16	30	3	4	500	3	0.25	0.25	655.6
2	16	35	5	4	1500	4	0.25	0.25	1174
2	16	40	10	4	2000	5	0.25	0.25	1530
2	16	45	15	4	2500	7	0.25	0.25	4825
2	17	35	5	1	1500	4	0.25	0.25	861.2
2	17	40	10	2	2000	5	0.25	0.25	1254
2	17	45	15	3	2500	7	0.25	0.25	1377
2	18	35	5	1	1500	4	0.25	0.25	861.2
2	18	40	10	2	2000	5	0.25	0.25	1254
2	18	45	15	3	2500	7	0.25	0.25	1377
2	19	35	5	1	1500	4	0.25	0.25	934.3
2	19	40	10	2	2000	5	0.25	0.25	1295
2	19	45	15	3	2500	7	0.25	0.25	1423
2	16	35	5	1	1500	4	0.25	0.25	861.2
2	16	40	10	2	2000	5	0.25	0.25	1254
2	16	45	15	3	2500	7	0.25	0.25	1377
2	17	35	5	1	1500	4	0.25	0.25	1390
2	17	40	10	2	2000	5	0.25	0.25	2900
2	17	45	15	3	2500	7	0.25	0.25	1423
2	18	35	5	1	1500	4	0.25	0.25	1300
2	18	40	10	2	2000	5	0.25	0.25	2800



2	18	45	15	3	2500	7	0.25	0.25	1423
2	19	35	5	1	1500	4	0.25	0.25	1301
2	19	40	10	2	2000	5	0.25	0.25	2902
2	19	45	15	3	2500	7	0.25	0.25	1223
2	16	35	5	1	1500	4	0.25	0.25	1390
2	16	40	10	2	2000	5	0.25	0.25	2800
2	16	45	15	3	2500	7	0.25	0.25	1423.6
1	15	30	1	1	1000	6	0.25	0.25	855.1
1	15	30	1	2	1000	6	0.25	0.25	900
1	15	30	1	4	1000	6	0.25	0.25	1090
1	15	30	1	4	1000	3	0.25	0.25	983.5
1	15	30	1	4	1000	4	0.25	0.25	1022
1	15	30	1	4	1000	10	0.25	0.25	1200
1	15	30	1	4	1000	6	0.2	0.25	864.1
1	15	30	1	4	1000	6	0.5	0.25	920
1	15	30	1	4	1000	6	0.75	0.25	1022
1	15	30	1	4	1000	6	0.25	0.5	857.8
1	15	30	1	4	1000	6	0.25	0.75	833.4
1	15	30	1	4	1000	6	0.25	1	843
4	15	30	1	1	1000	1.5	0.25	0.25	7041
4	15	30	1	2	1000	1.5	0.25	0.25	6609
4	15	30	1	4	1000	1.5	0.25	0.25	7193
4	15	30	1	4	1000	0.75	0.25	0.25	4440
4	15	30	1	4	1000	1	0.25	0.25	4563
4	15	30	1	4	1000	2.5	0.25	0.25	5256
4	15	30	1	4	1000	1.5	0.2	0.25	6314
4	15	30	1	4	1000	1.5	0.5	0.25	5596
4	15	30	1	4	1000	1.5	0.75	0.25	5440
4	15	30	1	4	1000	1.5	0.25	0.5	6201
4	15	30	1	4	1000	1.5	0.25	0.75	6197
4	15	30	1	4	1000	1.5	0.25	1	6246
4	15	30	1	4	1000	3	0.25	0.25	3359
4	15	30	1	4	1000	3	0.5	0.25	4290
4	15	30	1	4	1000	3	0.5	0.5	4537
4	15	30	1	4	1000	4	0.25	0.25	4688

IV.4.2.2. Architecture de RNA

L'architecture réseau utilisée dans ce modèle est constituée d'une couche d'entrée, couche cachée et couche de sortie. La couche d'entrée contient neuf entrées (B , γ , φ , C , N , EA , L/B , d , e) et la couche de sortie contient (la capacité portante q). Comme le montre la figure (IV.24). En général, l'entrée est associée à la couche de sortie via des couches cachées. De plus, l'introduction de couches cachées dans un réseau permet aux neurones de modéliser un comportement non linéaire. Le nombre de couches cachées et le nombre de neurones dans chaque couche dépend de la complexité du problème.

Afin d'augmenter l'efficacité d' RNA, trois neurones ($N1$, $N2$, $N3$) sont utilisés dans la couche cachée. De plus, le nombre idéal de neurones dans la couche cachée doit être déterminé par le processus d'apprentissage. Son processus d'essais et d'erreurs conduit à choisir deux neurones dans la couche cachée, qui donneront les meilleures performances.

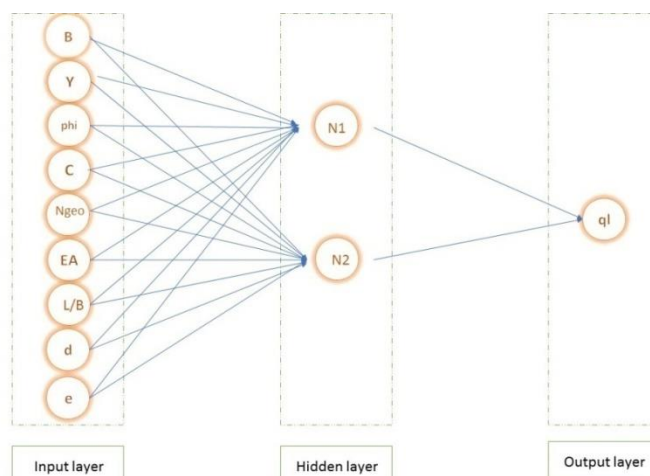


Figure IV.24: Architecture adoptée du RNA

IV.4.2.3. Optimisation de la configuration du réseau de neurones artificiels

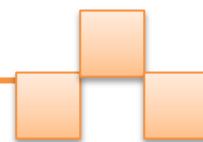
Dans ce mémoire, nous avons dispatché la base de données en trois parties : 70% des données pour la phase d'apprentissage et 15% pour la validation et 15% des données pour la phase de test.

L'apprentissage est un problème numérique d'optimisation, il consiste à calculer les pondérations optimales des différentes liaisons, en utilisant un échantillon. Une fois le réseau de neurones développé, des tests s'imposent afin de vérifier la qualité des prévisions du modèle neuronal. Cette dernière étape s'appelle la phase de validation qui doit permettre l'estimation de la qualité du réseau obtenu en lui présentant des exemples qui ne font pas partie de l'ensemble d'apprentissage. Une validation rigoureuse du modèle développé se traduit par une proportion importante de prédictions exactes sur l'ensemble de la validation. Si les performances du réseau ne sont pas satisfaisantes, il faudra, soit modifier l'architecture du réseau, soit modifier la base d'apprentissage.

- **Critères de performance**

Il existe de nombreux critères de performance dans les simulations et/ou dans les prédictions, qui pourraient être utilisés dans l'évaluation des performances d'un modèle neuronal. Dans notre mémoire, on a utilisé la Racine Carrée de l'Erreur Quadratique Moyenne (RMSE) donné par l'équation qui suit:

$$\text{RMSE} = \sqrt{\frac{\sum (qt - pt)^2}{n}}$$



Où q_i : valeur cible (réel) et p_i : valeur simulée par RNA, n : nombre d'échantillons

IV.4.2.4. Résultats

La figure IV.24 représente les étapes de l'évolution de l'erreur, dans les trois phases (d'apprentissage, de validation et de test).

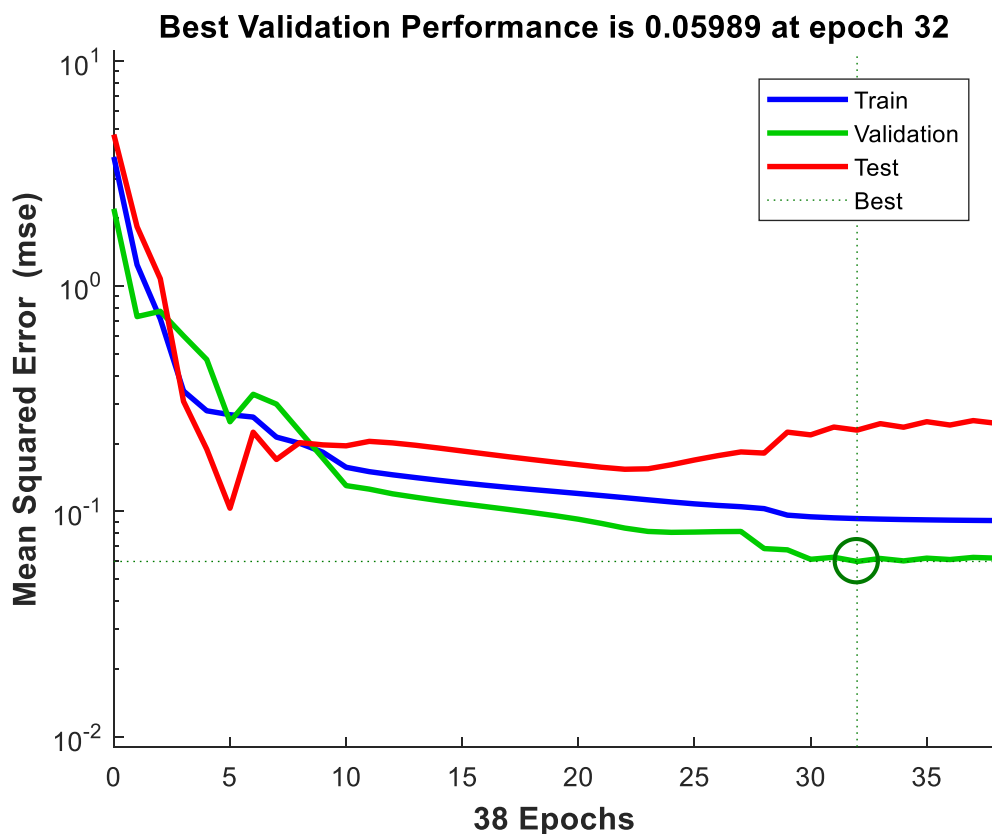


Figure IV.24: Evolution de l'erreur en fonction de nombre d'itération

La figure IV.25 représente la corrélation entre les valeurs de capacité portante cibles et simulées, dans les trois phases (d'apprentissage, de validation et de test) et pour toute la base de données.

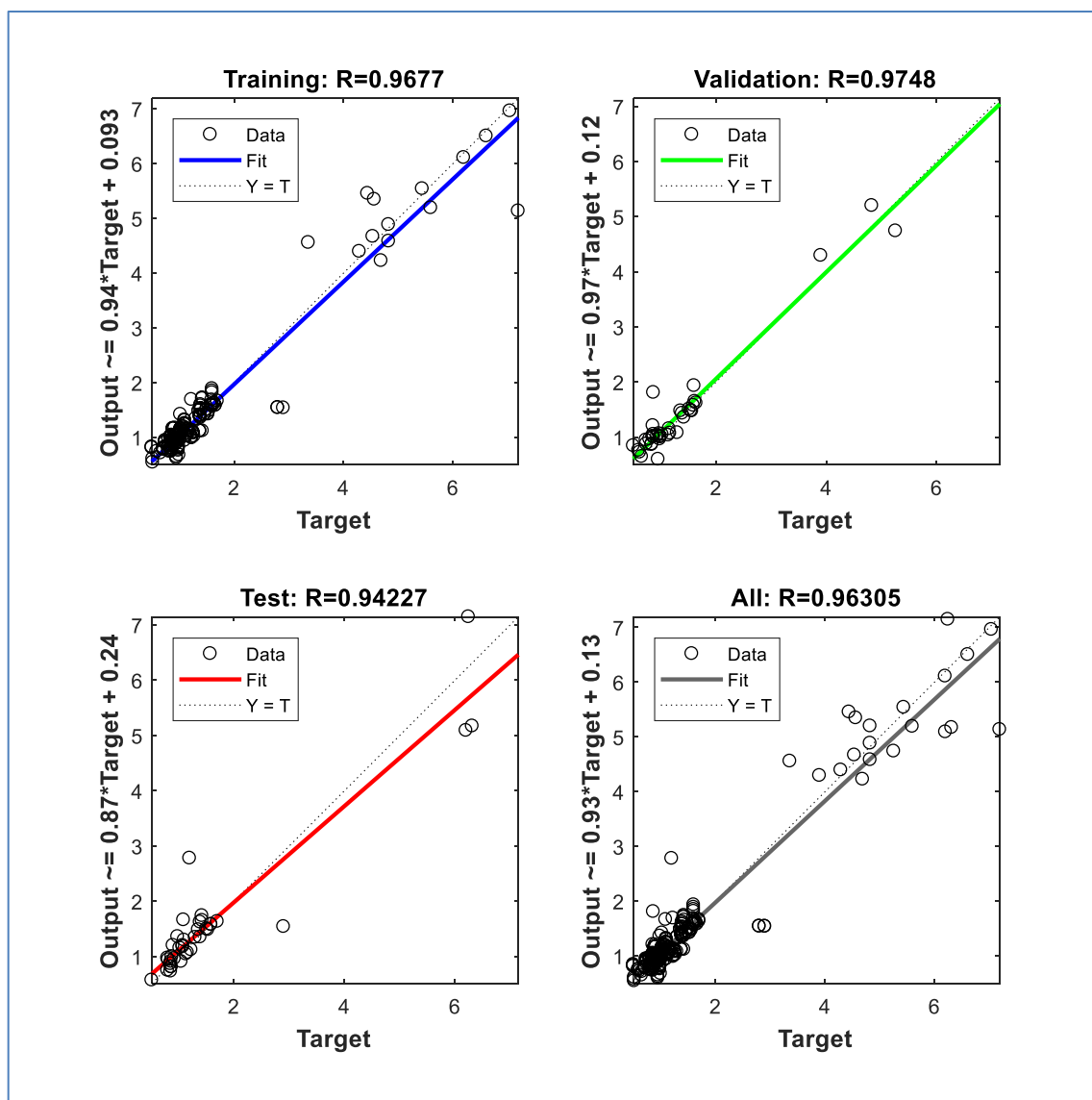


Figure IV.25: Corrélation entre les valeurs de capacité portante cibles et simulées pour la phase de d'apprentissage, de validation et de test et pour toute la base de données

La figure IV.26 représente comparaison entre les valeurs réelles et prédites par notre modèle neuronal (le rapport de **capacité portante calculée par plaxis3d / capacité portante prédites par RNA**) pour toute la base de données.

À partir de ces résultats on peut constater que la plupart des valeurs prédites du modèle neuronal sont proches des valeurs réelles pour notre base de données (pour plus de 60% de valeurs de la base de données on a : q_1 (calculée par plaxis3d) = q_1 (prédites par RNA), ce que signifie que notre modèle neuronal a une bonne précision.

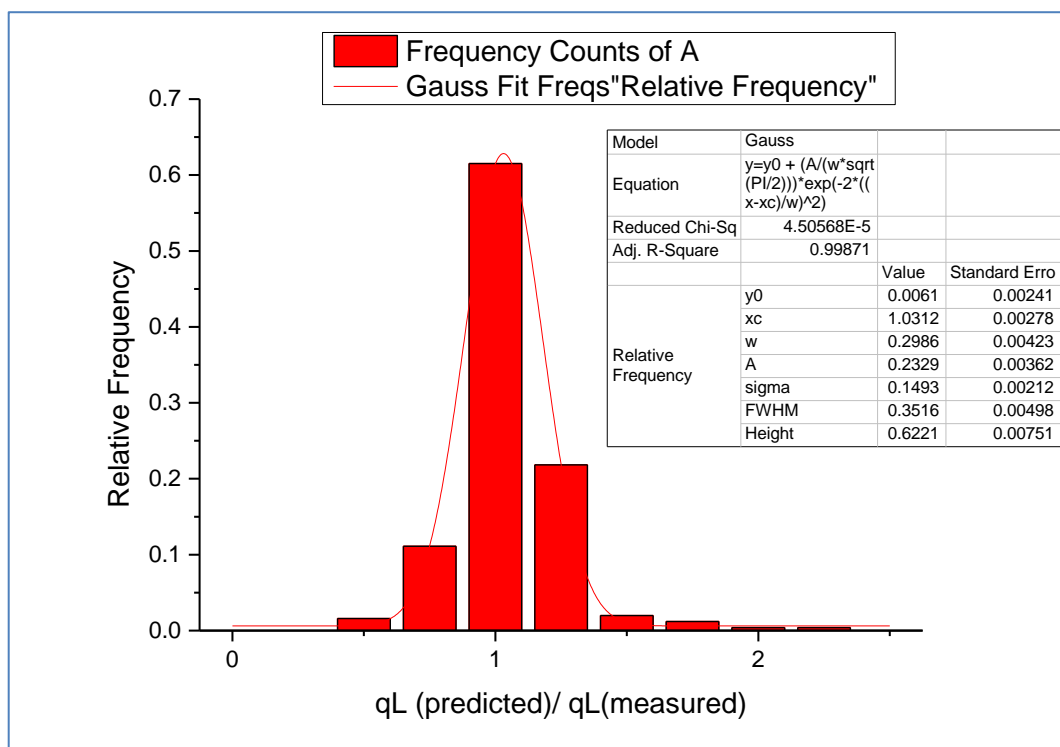


Figure IV.26: Comparaison entre les valeurs réelles (plaxis3D) et prédites par notre modèle neuronal pour toute la base de données.

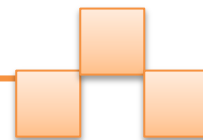
IV.4.3. CONCLUSIONS

Ce chapitre a été consacré à l'étude numérique de l'amélioration de la capacité portante par différentes techniques: par une couche compactée (reconstitution de sol), par des nappes géogrilles et par des colonnes ballastées.

Le code par éléments finis Plaxis 3D a été utilisé afin d'évaluer la capacité portante d'une fondation carrée posée sur une couche d'argile de faible portance sans et avec renforcement.

Les principales conclusions déduites de cette étude sont :

- Pour le renforcement par une couche compactée, la capacité portante augmente avec l'augmentation de l'épaisseur de la couche reconstituée et la densité relative de compactage.

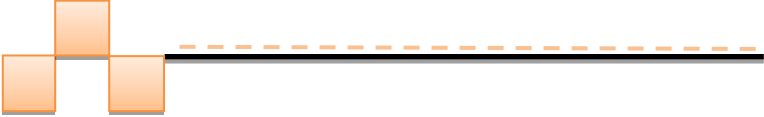


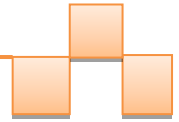
- Pour le renforcement par des nappes géogrilles, le taux d'amélioration de la capacité portante dépend de plusieurs paramètres tel que : le nombre de géogrilles, la rigidité axiale de géogrilles, le rapport entre la longueur de géogrilles et la largeur de la semelle L/B , l'espacement entre la 1ère nappe et la base de la semelle et l'espacement entre les nappes géogrilles.
- En ce qui concerne le l'amélioration de la capacité portante par des nappes géogrilles, le nombre de géogrilles, le rapport entre la longueur de géogrilles et la largeur de la semelle L/B et l'espacement entre la 1ère nappe et la base de la semelle qui présentent le plus d'influence.
- La capacité portante augmente avec l'augmentation de nombre des nappes de géogrilles et la diminution de l'espacement entre la 1ère nappe et la base de la semelle. On constate aussi que l'augmentation de la capacité portante après quatre nappes sera négligeable.
- Pour l'amélioration de la portance des sols par des colonnes ballastées, la capacité portante augmente avec l'augmentation de nombre des colonnes ballastées.
- L'amélioration de la capacité portante des sols par une couche compactée avec des nappes géogrilles est plus efficace que le renforcement par couche compactée sans des géogrilles. Tandis que l'amélioration de la portance des sols par des colonnes ballastées donne un taux d'amélioration moins que les deux autres méthodes.

Dans la troisième partie de ce chapitre, on a créé un modèle d'intelligence artificielle (méthode de réseaux de Neurones) pour la prédiction de la portance d'un sol renforcé par géogrilles (cas d'une semelle carrée) sert pour facilité le calcul de capacité portante par un simple clic sur le logiciel Matlab et sans passer par toutes les étapes qui sont nécessaires en utilisant Plaxis 3D.



Conclusion General





Conclusion Générale

Dans le présent travail nous nous sommes intéressés à une analyse numérique de l'amélioration de la capacité portante par différentes techniques d'une fondation superficielle carrée, reposant sur une couche d'argile de faible portance.

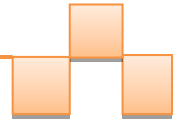
Pour cela nous avons utilisé le logiciel **PLAXIS 3D** (version 2013) basé sur la méthode des éléments finis afin de comparer entre l'amélioration de la capacité portante des sols par trois techniques différentes: par une couche compactée (reconstitution de sol), par des nappes géogrilles et par des colonnes ballastées.

La première partie du mémoire a été consacrée à la recherche bibliographique notamment sur un certain nombre de connaissances de base sur la définition des fondations superficielles, leur fonctionnement et les différentes techniques d'amélioration de la capacité portante des sols. Ensuite on a présenté les différentes méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles.

Dans la deuxième partie du mémoire nous avons brièvement décrit le code de calcul Plaxis 3D en éléments finis. Ensuite une étude numérique par la méthode des éléments finis avec le logiciel Plaxis3D a été faite. Cette modélisation numérique nous a fourni une meilleure compréhension et comparaison entre les différentes techniques d'amélioration de la capacité portante des sols.

Les principales conclusions déduites de cette étude numérique sont :

- Pour le renforcement par une couche compactée, la capacité portante augmente avec l'augmentation de l'épaisseur de la couche reconstituée et la densité relative de compactage.
- Pour le renforcement par des nappes géogrilles, le taux d'amélioration de la capacité portante dépend de plusieurs paramètres tel que : le nombre de géogrilles, la rigidité axiale de géogrilles, le rapport entre la longueur de géogrilles et la largeur de la semelle, l'espacement entre la 1ère nappe et la base de la semelle et l'espacement entre les nappes géogrilles.
- En ce qui concerne l'amélioration de la capacité portante par des nappes géogrilles, le nombre de géogrilles, le rapport entre la longueur de géogrilles et la largeur de la semelle et l'espacement entre la 1ère nappe et la base de la semelle qui présentent le plus d'influence.
- La capacité portante augmente avec l'augmentation du nombre des nappes de géogrilles et la diminution de l'espacement entre la 1ère nappe et la base de la semelle. On constate aussi que l'augmentation de la capacité portante après quatre nappes sera négligeable.
- Pour l'amélioration de la capacité portante des sols par des colonnes ballastées, la capacité portante augmente avec l'augmentation du nombre des colonnes ballastées.

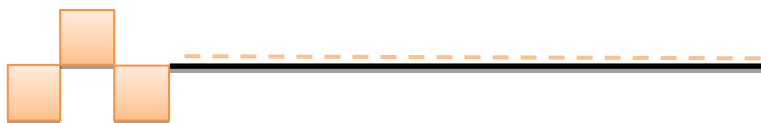


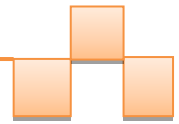
- L'amélioration de la capacité portante des sols par une couche compactée avec des nappes géogrilles est plus efficace que le renforcement par couche compactée sans des géogrilles. Tandis que l'amélioration de la portance des sols par des colonnes ballastées donne un taux d'amélioration moins que les deux autres méthodes.

Enfin, on a créé un modèle d'intelligence artificielle (méthode de réseaux de Neurones) pour la prédiction de la portance d'un sol renforcé par géogrilles (cas d'une semelle carrée) sert pour faciliter le calcul de capacité portante par un simple clic sur le logiciel Matlab et sans passer par toutes les étapes qui sont nécessaires en utilisant Plaxis 3D.



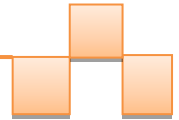
Références bibliographiques





Références bibliographiques

- 1) Mémoire Submitted to the Faculty of Civil Engineering /Tishreen University In partial fulfillment of the Requirements for the degree of Master of Science in Geotechnical Engineering In The Department of Geotechnical Engineering / page 23
- 2) Mémoire Doctorat en sciences/ Université Mohamed Khider – Biskra/ Calcul de la capacité portante à partir des résultats des essais in-situ/ page 31
- 3) Mémoire de Master géotechnique/ Présenté à l'Université 08 Mai 1945 de Guelma/essie de plaque / page 33
- 4) Mesta P : Maillage d'éléments finis pour les ouvrages de géotechnique. Bulletin des LCPC212, 1997
- 5) A Bond and A Harris, 2008; Decoding Eurocode 7 first published, by Taylor & Francis.
- 6) [Brinch-Hansen J.,1970. A revised and extended formula for bearing capacity. Danish Geotechnical Institute Bulletin, n° 28, 5-11.
- 7) Brinch Hansen J. (1955). Simpel beregning af fundamenteres bæreevne. Ingeniøren, vol. 64, n°4, 95-100
- 8) Meyerhof G.G. (1955). Influence of roughness of base and ground-water conditions on the ultimate bearing capacity of foundations. Géotechnique, vol. 5, n° 3, 227/242
- 9) Meyerhof G.G. ; 1956). Discussion on Rupture surface in sand under oblique loads. ASCE,Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, vol. 82, n° SM3, 1028-159
- 10) Vesic A.S. (1973). Analysis of ultimate loads of shallow foundations. ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, vol. 99, n° SM1 , 45-73
- 11) Terzaghi K., Peck R.B. (1967). Soil mechanics in engineering practice. Second edition. John Wiley and Sons, New York, 1967, 729 pages.
- 12) Lancellotta R. (1995). Geotechnical engineering. A.A. Balkema, Rotterdam, 436 pages.
- 13) DIN V 4017-100 (1995). Baugrund, Berechnung des Grundbruchwiderstands von Flachengründungen. Teil 100 : Berechnung nach dem Konze Teilsicherheitsbeiwerten.DIN-Deutsches Institut für Normung, Berlin.
- 14) Eurocode 7 (2004). Norme XP 1997-1 : Calcul géotechnique.juin 2004, AFNOR
- 15) - ISO TR 20432 (2007). Guidelines to the determination of long-term strength of geosynthetics for soil reinforcementGourc J.P., (1993). Keynote lecture:Geosynthetics in embankments, review of theoryEarth Reinforcement Practice. Balkema, 2, 773-800.
- 16) - Ménard L. (1976) Règles relatives à l'exécution des essais pressiométriques, Sols Soils 27 :7-20.



- 17) - Mémoire Mastère Matériaux en génie civil 2022 / Université Hamma Lakhdar d'El-Oued/ Étude numérique 3D de la capacité portante d'une fondation superficielle.
- 18) - Ménard L. (1963), Calcul de la force portante des fondations sur la base des résultats des essais pressiométriques, Sols-Soils, 5, pp. 9-32.
- 19) - Lawton, 2004 Lawton, E.C., (2004). Non grouting techniques. In: Practical foundation engineering handbook, Mc Graw-Hill Companies, USA, 340p.
- 20) - Bell, 1978 Bell, F.G., (1978). Méthodes de traitement des sols instables. Editions Eyrolles, France, 240p.
- 21) - Bell, 1993 Bell, F.G., (1993). Engineering treatment of soils. E & FN Spon, Taylor & Francis Group, UK, 299p.
- 22) - France, 2009
- 23) - Lav et al. 1997 Lav, A.H., Kenny, P.J., (1997). Fly ash production and its utilisation in road construction. Road and Transportation Research, Vol. 6, N°3, 7p.
- 25) - Mémoire master (Rouabhia / Zedadra) juin 2017/ 08 mai 1945 Guelma
- 26) - Mémoire Mastère Géotechnique 2021/ Université Badji Mokhtar - Annaba/ Analyse numérique de la rupture et du tassement d'un remblai renforcé par géotextile sur sol compressible
- 27) . R.B.J. BRINKGEREVE, P.A. VERMEER : « PLAXIS Version 8, manuel de référence », DELFT University of Technology & PLAXIS BV, Pays-Bas, 2003.
- 28) Bowles J E (1997). Foundation Analysis and Design. The McGraw-Hill Companies, Inc., ISBN: 0-07-912247-7
- 29) Terzaghi, K. (1943). Theoretical soil mechanics. John Wiley & sons. New York, 11-15.
- 30) Fondations superficielles. Document technique unifié (DTU) n° 13.12 Règles pour le calcul des fondations superficielles (12 p.), mars 1988 Erratum (1 p.) novembre 1988 CSTB Paris 12 p. (référence AFNOR P 11-711
- 31) - Xu Z, Khabbaz H, Fatahi B, Wu Di. Real-time determination of sandy soil stiffness during vibratory compaction incorporating machine learning method for intelligent compaction. J Rock Mech Geotech 2022;14(5):1609–25.
- 32) Y. K. Tandel, C. Solanki, and A. Desai "3D FE Analysis of an embankment construction on GRSC and proposal of a design method", International Scholarly Research Notices, Vol. 2013, Pp. 1–11.
- 33) Claude Touzet. LES RESEAUX DE NEURONES ARTIFICIELS, INTRODUCTION AU CONNEXIONNISME : COURS, EXERCICES ET TRAVAUX PRATIQUES. EC2, 1992, Collection de l'EERIE,