الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
Republique Algerienne Democratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة الشهيد الشيخ العربي التبسي - تبسة
Université Echahid Cheikh Larbi Tébessi – Tébessa –
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme** de **Master Académique**

En : Filière : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

Par : **MESSAI Souzan**

Sujet

Évaluation de la capacité portante sismique d'une semelle filante reposant sur un massif de sol renforcé avec présence de vides par analyse pseudo-statique

Présenté et soutenu publiquement, le 08 /06/2026, devant le jury composé de :

M/ABDI Abdelmdjid	MCB	Président
M/ **BOUFARH Rafik**	**Professeur**	Rapporteur
M/**ATHAMNIA Brahim**	**MCA**	Rapporteur
M/FARES Abdelhafid	MAA	Examinateur

Promotion : 2025/2026


بسم الله الرحمن الرحيم

Remerciement

Au nom d'Allah, le Tout Miséricordieux, le Très Miséricordieux,

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude, mon respect et ma sincère reconnaissance à mes encadreurs, ***Pr***. ***Rafik Boufarh*** *et* ***Dr***. ***Athamnia Brahim,*** *pour leur accompagnement précieux, leur disponibilité ainsi que le temps et les efforts qu'ils ont consacrés à la réalisation de ce travail. Je les remercie particulièrement pour leurs conseils avisés, leur patience, leur compréhension et leurs encouragements qui ont grandement contribué à l'aboutissement de cette étude.*

J'adresse également mes sincères remerciements aux membres du jury pour l'honneur qu'ils me font en acceptant d'examiner et d'évaluer ce mémoire.

Mes remerciements les plus respectueux vont également à tous les enseignants qui ont contribué à ma formation universitaire grâce à leur dévouement, leurs efforts et les connaissances qu'ils nous ont transmises tout au long de mon parcours.

Je tiens aussi à remercier toutes les personnes qui m'ont soutenue, encouragée et aidée, de près ou de loin, durant mon parcours académique.

Enfin, mes pensées reconnaissantes vont à toutes les personnes qui ont cru en moi et qui m'ont accompagnée tout au long de cette aventure.

Dédicace

À mes très chers parents,

Pour leur amour, leurs sacrifices, leurs prières et leur soutien inconditionnel tout au long de mon parcours. Que Dieu les protège et leur accorde santé, bonheur et longue vie.

À mes cousines, ***Rofia Douib*** *et* ***Nour Douib,***

Pour leur soutien précieux, leur présence à mes côtés et leur encouragement durant les moments difficiles. Merci pour votre bienveillance, votre écoute et votre aide qui m'ont permis d'avancer avec confiance.

Et enfin,

je me dédie ce travail à moi-même, pour tous les efforts fournis, les difficultés surmontées, les sacrifices consentis et la persévérance dont j'ai fait preuve tout au long de ce parcours.

Et enfin,

je me dédie ce travail à moi-même, pour tous les efforts fournis, les difficultés surmontées, les sacrifices consentis et la persévérance dont j'ai fait preuve tout au long de ce parcours.

Que ce travail soit le début d'un avenir rempli de réussite, d'espoir et d'accomplissements.

Résumé

Les fondations superficielles peuvent être fortement influencées par les sollicitations sismiques ainsi que par la présence de cavités souterraines, ce qui peut réduire la stabilité du système sol–fondation. Cette étude a pour objectif d'analyser la capacité portante dynamique d'une semelle filante reposant sur un sol renforcé et non renforcé comportant des cavités sous chargement pseudo-statique.

Une modélisation numérique par la méthode des éléments finis (MEF) a été réalisée à l'aide du logiciel PLAXIS 2D pour deux types de sols : sable dense et sable lâche. L'étude paramétrique a porté principalement sur l'effet du coefficient d'accélération horizontal Kh, de la position de la cavité (X/B) ainsi que du renforcement par géogrille.

Les résultats obtenus montrent que l'augmentation de Kh entraîne une diminution progressive de la capacité portante dynamique Fy, tandis que le renforcement améliore significativement la stabilité du système. Les résultats ont également montré que le sable dense présente un meilleur comportement mécanique que le sable lâche, et que l'éloignement de la cavité réduit progressivement son influence sur la fondation.

Mots-clés

Semelle filante, capacité portante dynamique, chargement pseudo-statique, cavité, géogrille, PLAXIS 2D, sol renforcé

Abstract

Shallow foundations may be significantly affected by seismic loading and the presence of underground cavities, which can reduce the stability of the soil–foundation system. This study aims to analyze the dynamic bearing capacity of a strip footing resting on reinforced and unreinforced soil containing cavities under pseudo-static loading.

A numerical modeling using the Finite Element Method (FEM) was carried out with PLAXIS 2D software for two types of soil: dense sand and loose sand. The parametric study focused mainly on the effect of the horizontal pseudo-static coefficient Kh, cavity position (X/B) and geogrid reinforcement.

The obtained results show that increasing Kh causes a progressive decrease in the dynamic bearing capacity Fy, while reinforcement significantly improves the stability of the system. The results also indicate that dense sand exhibits better mechanical behavior than loose sand, and that increasing the distance of the cavity reduces its influence on the foundation.

Keywords: strip footing, dynamic bearing capacity, pseudo-static loading, cavity, geogrid, Reinforced soil, PLAXIS 2D.

الملخص

يمكن أن تتأثر الأساسات السطحية بشكل كبير بالأحمال الزلزالية ووجود التجاويف تحت سطح الأرض، مما قد يؤدي إلى انخفاض استقرار نظام التربة- الأساس. تهدف هذه الدراسة إلى تحليل قدرة التحمل الديناميكية لأساس شريطي مرتكز على تربة مسلحة وغير مسلحة تحتوي على تجاويف، وذلك تحت تأثير التحميل شبه الساكن

تم إنجاز نمذجة عددية باستعمال طريقة العناصر المحددة (MEF) بواسطة برنامج PLAXIS 2D لنوعين من التربة الرملية، هما الرمل الكثيف والرمل المفكك. وركزت الدراسة البارامترية أساسًا على تأثير معامل التسارع الأفقي شبه الساكن(Kh) ، وموضع التجويف بالنسبة للأساس(X/B) ، بالإضافة إلى تأثير التسليح بالجيوغريد.

ظهرت النتائج المتحصل عليها أن زيادة قيمة معامل التسارع الأفقي (Kh) تؤدي إلى انخفاض تدريجي في قدرة التحمل الديناميكية(Fy) ، في حين يساهم التسليح بالجيوغريد في تحسين استقرار النظام بشكل ملحوظ. كما بينت النتائج أن الرمل الكثيف يتمتع بسلوك ميكانيكي أفضل وقدرة تحمل أعلى مقارنة بالرمل المفكك، وأن زيادة المسافة الفاصلة بين التجويف والأساس تقلل تدريجيًا من تأثير التجويف على قدرة التحمل

الكلمات المفتاحية :

اساس شريطي، قدرة التحمل الديناميكية، التحميل شبه الساكن، التجاويف تحت الأرض، الجيوغريد، التربة المسلحة، طريقة العناصر المحددة ، بلاكسيس 2d

Liste des sympoles

Symboles	Désignation	Unité
Df	Profondeur d'encastrement de la fondation	m
e	Excentrement de la charge appliquée	m
B'	Largeur réduite de la semelle ($B'=B-2e$)	m
c	Cohésion du sol	kPa
φ	Angle de frottement interne du sol	°
γ	Poids volumique du sol	kN/m^3
E	Module de Young du sol	kPa ou MPa
ν	Coefficient de Poisson	—
ψ	Angle de dilatance du sol	°
q	Capacité portante ultime du sol	kPa
Nc	Facteur de capacité portante associé à la cohésion	—
Nq	Facteur de capacité portante associé à la surcharge	—
$N\gamma$	Facteur de capacité portante associé au poids volumique	—
Kh	Coefficient d'accélération horizontal	—
Nc	Facteur de capacité portante dynamique associé à la cohésion	—
Nq	Facteur de capacité portante dynamique associé à la surcharge	—
$N\gamma$	Facteur de capacité portante dynamique associé au poids volumique	—
Fy	Capacité portante dynamique	kN/m^2
u	Profondeur de la première couche de géogrille	m ou mm
h	Espacement vertical entre les couches de géogrille	m ou mm
L	Longueur de la géogrille	m ou mm
N	Nombre de couches de géogrille	—
EA	Rigidité axiale de la géogrille	kN/m
R_{inter}	Coefficient d'interface sol–géogrille	—
X/B	Distance relative de la cavité par rapport à la fondation	—
s	Tassement de la fondation	mm
sc	Coefficient de forme associé à la cohésion	—
sq	Coefficient de forme associé à la surcharge	—
$s\gamma$	Coefficient de forme associé au poids volumique	—
dc	Coefficient de profondeur associé à la cohésion	—
dq	Coefficient de profondeur associé à la surcharge	—
$d\gamma$	Coefficient de profondeur associé au poids volumique	—
ic	Coefficient d'inclinaison associé à la cohésion	—
iq	Coefficient d'inclinaison associé à la surcharge	—
$i\gamma$	Coefficient d'inclinaison associé au poids volumique	—

Liste des tableaux

Tableau1.1: Valeurs des facteurs de capacité portante donnés par Terzaghi 12

Tableau 1.2 : Synthèse comparative des facteurs de capacité portante (Terzaghi, Meyerhof, Vésic) 17

Tableau 1.3 : Classification des catégories conventionnelles de sols… 17

Tableau 1.4 : Coefficients de portance pressiométrique Kp pour les fondations superficielles et semi-profondes 19

Tableau 1.5 : Valeurs du coefficient de portance pénétrométrique Kc pour les fondations superficielles et semi-profondes 21

Tableau1.6 : Valeurs usuelles du coefficient sismique et du facteur de sécurité utilisées dans la pratique (Abramson et al, 2002) 23

Tableau 3.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans les modélisations numériques 56

Tableau 3.2 : Comparaison des capacités portantes obtenues par PLAXIS 2D et par la formule analytique de Terzaghi 70

Liste des figure

Figure 1.1 Classification des fondations selon le rapport D/B.....5
Figure 1.2 Les semelles filantes 5
Figure 1.3 Semelle isolée 6
Figure 1.4 Radier (ou dallage).....6
Figure 1.5 Chargement des fondations superficielles.....7
Figure 1.6 Mécanismes de rupture du sol — (A) cisaillement généralisé ; (B) cisaillement local ; (C) poinçonnement 8
Figure 1.7 Surface de rupture dans le sol à charge ultime supposée par Terzaghi.....10
Figure 1.8 Méthode de superposition de Terzaghi (méthode « c – φ ») 11
Figure 1.9 Surface de rupture pour une fondation filante proposée par Meyerhof 13
Figure 1.10 Inclinaison et excentrement d'une charge dans la direction parallèle à B.....14
Figure 1.11 Analogie entre les modes de rupture.....18
Figure 1.12 Principe d'évaluation de la pression limite nette équivalente q*_{le} dans un sol homogène, conformément aux recommandations de Frank (1999).....19
Figure 1.13 Profil de résistance de pointe et méthode d'évaluation de la valeur équivalente 20
Figure 1.14 Principe de la méthode pseudo-statique (d'après De Melo 2002) 22
Figure 1.15 Charges spectrales utilisées pour l'analyse modale spectrale dans le logiciel SkyCiv Structural 3D.....26
Figure 2.1 : Schéma illustratif du renforcement du sol par géosynthétiques [21].....31
Figure 2.2 : Géotextile [21] 32
Figure 2.3 : Les différentes catégories de géogrilles [21] 32
Figure 2.4 : Géofilet [21].....33
Figure 2.5 *:* Exemple de géomembrane synthétique [21].....33
Figure 2.6 : Exemple de géosynthétique bentonitique [21].....34
Figure 2.7 : Géotuyaux [21] 34
Figure 2.8 : Géosynthétiques alvéolaires [21] 35
Figure 2.9 : Géocellules [21] 36
Figure 2.10 : Géocomposites [21] 36
Figure 2.11 : Renforcement par traitement en profondeur [21].....38
Figure 2.12 : Interaction entre les particules du sol et les matériaux de renforcement [21].....39
Figure 2.13 : Équilibre d'un système de renforcement 40
Figure 2.14 : Mécanisme général du renforcement des sols [30].....40
Figure 2.15 : Répartition des efforts de traction dans les éléments de renforcement 41

Figure 2.16 Distribution des sollicitations dans le sol de fondation d'un mur en sol renforcé.....42
Figure 2.17 Limites de la zone active du massif renforcé.....43
Figure 2.18 Principaux mécanismes de rupture des structures en sol renforcé.....44
Figure 2.19a Mécanismes de rupture des murs en sol renforcé par éléments métalliques.....45
Figure 2.19b Mécanismes de rupture des fondations des murs en sol renforcé [21] 46
Figure 2.20: Modèle d'une fondation filante située au-dessus d'un vide continu. (Baus & Wang, 1983). 48
Figure 2.21 Modèle par éléments finis adopté par Baus et Wang.....49
Figure 2.22 Modèle expérimental réalisé par Baus et Wang (1983 49
Figure 2.23 Comparaison entre les résultats obtenus par la MEF et les essais expérimentaux sur modèle de semelle (Baus & Wang, 1983) 51
Figure 3.1 Configuration géométrique du modèle et conditions aux limites 56
Figure 3.2 Géométrie du modèle dans PLAXIS 2D.....56
Figure 3.3 Fenêtre de saisie des paramètres généraux du sable dense dans PLAXIS 2D.....57
Figure 3.4 Fenêtre de saisie des paramètres mécaniques du sable dense dans PLAXIS 2D.....58
Figure 3.5 Fenêtre de saisie des paramètres généraux du sable lâche dans PLAXIS 2D.....58
Figure 3.6 Fenêtre de saisie des paramètres mécaniques du sable lâche dans PLAXIS 2D 59
Figure 3.7 Fenêtre de saisie des paramètres de la géogrille dans PLAXIS 2D 60
Figure 3.8 Conditions aux limites appliquées au modèle numérique.....61
Figure 9 Application du déplacement vertical imposé dans le modèle numérique 62
Figure 3.10 Génération du maillage dans le modèle par éléments finis.....63
Figure 3.11 Définition des conditions hydrauliques dans PLAXIS 2D 64
Figure 3.12 Définition de la phase initiale (génération des contraintes géostatiques K_0) 65
Figure 3.13 Activation de la phase de calcul plastique dans PLAXIS 2D..... 66
Figure 3.14 Maillage déformé — sable dense (facteur d'amplification = 5).....67
Figure 3.15 Maillage déformé — sable lâche (facteur d'amplification = 5.....66
Figure 3,16 Déplacements totaux horizontaux Ux — sable dens 67
Figure 3.17 Déplacements totaux verticaux Uy — sable dense.....68
Figure 3.18 Déplacements incrémentaux horizontaux Ux — sable lâche 69
Figure 3.19 Déplacements incrémentaux verticaux Uy — sable lâche.....69
Figure 4.1: Effet de la nature de sol sur la capacité portante pour le cas Non Renforcé (sans cavité)..... 75
Figure 4.2 Effet de la nature de sol sur la capacité portante pour le cas Renforce(R) (sans cavité) ……75

Figure 4.3 effet de la nature de sol sur la capacité portante pour le cas Non Renforce(NR) (X/B=2) …..... 77
Figure 4.4 : effet de la nature de sol sur la capacité portante pour le cas Non Renforce (NR) (X/B=2)… 77
Figure 4.5 : effet de la nature de sol sur la capacité portante pour le cas Renforce (NR) (X/B=2)… 79
Figure 4.6 **:** effet de la nature de sol sur la capacité portante pour le cas Renforce (R) (X/B=3) 79
Figure 4.7 : effet de la nature de sol sur la capacité portante pour le cas Non Renforce(NR) (X/B=4) 79
Figure 4.8 : effet de la nature de sol sur la capacité portante pour le cas Renforce(R) (X/B=4) 80
Figure 4.9 : effet de la nature de sol sur la capacité portante pour le cas Non Renforce(NR) (X/B=5) 82
Figure 4.10 : effet de la nature de sol sur la capacité portante pour le cas Renforce(R) (X/B=5) 82
Figure 4.11**.** Effet de variation d'accélération horizontale sur la capacité portante pour le cas de sol non renforcé (sans cavité) 84
Figure 4.12**.** Effet de variation d'accélération horizontale sur la capacité portante pour le cas de sol renforcé (sans cavité)..... 85
Figure 4.13**.** Effet de variation d'accélération horizontale sur la capacité portante pour le cas de sol non renforce (X/B=2) 86
Figure 4.14**.** Effet de variation d'accélération horizontale sur la capacité portante pour le cas de sol renforcé (X/B=2) 87
Figure 4.15**.** Effet de variation d'accélération horizontale sur la capacité portante pour le cas de sol renforcé (X/B=3) 89
Figure 4.16**.** Effet de variation d'accélération horizontale sur la capacité portante pour le cas de sol non renforcé (X/B=4) 90
Figure 4.17**.** Effet de variation d'accélération horizontale sur la capacité portante pour le cas de sol renforcé (X/B=3) 91
Figure 4.18**.** Effet de variation d'accélération horizontale sur la capacité portante pour le cas de sol non renforcé (X/B=5)..... 93
Figure 4.19**.** Effet de variation d'accélération horizontale sur la capacité portante pour le cas de sol renforcé (X/B=4)..... 93

Figure 4.20. Effet de variation de la profondeur de cavité sur la capacité portante pour le cas de sol non renforcé ($\boldsymbol{\phi} = 25°$) 95

Figure 4.21**.** Effet de variation de la profondeur de cavité sur la capacité portante pour le cas de sol renforcé ($\boldsymbol{\phi} = 25°$) 96

Figure 4.22**.** Effet de variation de la profondeur de cavité sur la capacité portante pour le cas de sol non renforcé ($\boldsymbol{\phi} = 40°$) 97

Figure 4.23**.** Effet de variation de la profondeur de cavité sur la capacité portante pour le cas de sol renforcé ($\boldsymbol{\phi} = 40°$) 98

Figure 4.24 : comparaison entre le comportement statique et pseudo-statique pour le sable lâche ($\boldsymbol{\phi} = 25°$) dans les cas renforcé et non renforcé 100

Figure 4.25 : comparaison entre le comportement statique et pseudo-statique pour le sable dense ($\boldsymbol{\phi} = 40°$) dans les cas renforcé et non renforcé 100

Figure 4.26 **:** Mécanisme de rupture du sol dense (φ=40∘) pour Kh=0,1 et X/B=2 (Total Diplacement) 101

Figure 4.27 : Mécanisme de rupture du sol dense (φ=40∘) pour Kh=0,1 et X/B=2 (Total Diplacement) 102

Figure 4.28 : Mécanisme de rupture du sol dense (φ=40∘) pour Kh=0,1 et X/B=2 (incrémental displacement)..... 102

Figure 4.29 : Mécanisme de rupture du sol dense (φ=40∘) pour Kh=0,1 et X/B=2 (incrémental displacement)..... 102

Table des matières

Remerciements

Dédicace

Abstract

Résumé

الملخص

Liste des symboles

Liste des tableaux

Liste des figures

Introduction générale 1

CHAPITRE I : Capacité portante des fondations superficielles 4

1. Introduction 4

2. Définition générale 4

3. Types de fondations superficielles 5

3.1 Les semelles filantes 5

3.2 Les semelles isolées 5

3.3 Les radiers (ou dallages) 6

4. Comportement des fondations superficielles 6

4.1 Fonctionnement des semelles superficielles 7

5. Mécanismes de rupture d'une fondation superficielle 7

5.1 Rupture par cisaillement généralisé 7

5.2 Rupture par cisaillement local 8

5.3 Rupture par poinçonnement 8

6. Méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles 9

6.1 Théorie de Terzaghi (1943) 9
6.1.1 Principe de superposition de Terzaghi 10
6.2 Méthode de Meyerhof (1963) 12
6.2.1 Capacité portante pour une charge verticale et horizontale 14
6.2.2 Évaluation de la capacité portante ultime pour les sols homogènes 14
6.3 Méthode de Vésic 15
6.3.1 Capacité portante pour une charge verticale et horizontale 16
6.3.2 Évaluation de la capacité portante ultime pour les sols homogènes 16
7. Calcul de la capacité portante à partir des essais in situ 17
7.1 Calcul à partir de l'essai au pressiomètre 17
7.2 Calcul à partir de l'essai de pénétration statique (CPT) 19
8. capacité portante par les méthodes dynamique 21
8.1 par la méthode pseudo-statique 21
9. Conclusion 28
CHAPITRE II : Renforcement des sols 29
2.1 Introduction 29
2.2 Historique du renforcement des sols 29
2.3 Principe de renforcement des sols 29
2.4 Objectifs du renforcement des sols 30
2.5 Renforcement des sols par géosynthétiques 30
2.5.1 Définitions des géosynthétiques 30
2.5.2 Les différents types de géosynthétiques 31
2.5.2.1 Les géotextiles 31
2.5.2.2 Les géogrilles 32
2.5.2.3 Les géofilets 32
2.5.2.4 Les géomembranes 33
2.5.2.5 Les géosynthétiques bentonitiques (GSB) 33

2.5.2.6 Les géotuyaux 34
2.5.2.7 Les géosynthétiques alvéolaires 35
2.5.2.8 Les géocellules 35
2.5.2.9 Les géocomposites 36
2.5.3.1 Séparation 36
2.5.3.2 Renforcement 37
2.5.3.3 Contrôle de l'érosion 37
2.5.3.4 Filtration 37
2.5.3.5 Drainage 37
2.5.4 Intérêt de l'utilisation des géosynthétiques en renforcement 37
2.6 Renforcement par traitement en profondeur 38
2.7 Comportement statique des sols renforcés 38
2.7.1 Mécanisme de renforcement des sols 38
2.7.2 Comportement mécanique et principe du sol renforcé [31] 40
2.7.3 Comportement d'ensemble des ouvrages en sol renforcé [32] 41
2.7.3.1 Analyse externe 42
2.7.3.2 Analyse interne 42
2.8 Modes de rupture des ouvrages en sol renforcé 43
2.9 Règles de justification sous sollicitations statiques ..... Error! Bookmark not defined.
2.9.1 Stabilité interne 44
2.9.2 Stabilité externe 45
2.9.3 Stabilité globale 45
2.9.4 Stabilité mixte 45
2.10 l'influence des cavités sur la capacite portante des fondations superficielles 46
2.10.1 Les différents types de cavités 46
2.10.1.2 Cavités anthropiques 46
2.10.2 Effets de présence de cavités dans le sol 47

2.10.3 Etude expérimentale et théorique MEF sur sols argileux limoneux (Baus & Wang, 1983)..... 47

2.11 Conclusion..... 51

CHAPITRE III : Modélisations numériques ..... …….55

3.1. Introduction.....55

3.2. Description du modèle numérique.....55

3.3. Propriétés des matériaux.....56

3.3.2. Renforcement par géogrille 59

3.4. Conditions aux limites.....60

3.5. Chargement appliqué.....61

3.6. Maillage.....62

3.7. Conditions hydrauliques.....63

3.8. Phases de calcul.....63

3.8.2. Type d'analyse : calcul plastique.....64

3.8.3. Analyse des déformations du maillage.....65

3.8.3.1. Maillage déformé.....65

3.9. Capacité portante statique.....70

3.10. Validation du modèle numérique par comparaison avec la formule de Terzaghi 70

3.10.1. Analyse des résultats de validation.....71

3.11. Conclusion.....71

CHAPITRE IV : Etude paramétrique.....74

4.1 Introductions..... 74

4.2 Effet de la nature de sol (série A)..... 74

4.2.1 Résultats et discussion 75

4.2.1.1 cas sans cavité..... 75

4.2.1.2 cas avec cavité 76

4.3 Effet d'accélération horizontale kh (série B)..... 84

4.4 Effet de la profondeur de cavité (série C)..... 95

4.5 Comparaison entre le comportement statique et pseudo-statique ..... **…….101**

4.6 Les mécanismes des ruptures…….103

4.6 CONCLUSION 103

CONCLUSION GENERALE.....105

REFERENCES 107

Introduction Générale

Introduction Générale

L'étude des fondations superficielles occupe une place importante dans le domaine de la géotechnique, en raison de leur rôle essentiel dans la transmission des charges des structures vers le sol. Parmi ces fondations, les semelles filantes sont largement utilisées dans les ouvrages de génie civil grâce à leur simplicité de réalisation et leur efficacité dans la reprise des charges. La stabilité de ces fondations dépend principalement de la capacité portante du sol, qui représente l'aptitude du terrain à supporter les charges appliquées sans provoquer de rupture ou de déformations excessives.

Dans les conditions réelles, le comportement des fondations peut être influencé par plusieurs facteurs géotechniques et environnementaux, notamment les sollicitations sismiques et la présence de cavités souterraines. Sous l'effet des séismes, les forces d'inertie développées dans le massif de sol provoquent une diminution de la résistance et modifient le mécanisme de rupture du terrain, ce qui affecte directement la stabilité du système sol–fondation. L'approche pseudo-statique constitue l'une des méthodes les plus utilisées pour évaluer l'effet des chargements sismiques sur les fondations superficielles.

La présence de cavités naturelles ou artificielles dans le sol représente également un facteur de risque important, car ces vides perturbent la distribution des contraintes et entraînent une réduction de la capacité portante, particulièrement lorsque la cavité est située à proximité de la fondation. L'effet de ces cavités devient encore plus critique sous chargement sismique, où l'action combinée des forces dynamiques et des discontinuités du sol peut provoquer une instabilité importante du massif de sol.

Afin d'améliorer le comportement mécanique des sols et d'augmenter la stabilité des fondations, les techniques de renforcement par géosynthétiques, notamment les géogrilles, sont aujourd'hui largement utilisées dans le domaine géotechnique. Le renforcement permet de mieux redistribuer les contraintes, de limiter les déformations et d'améliorer la capacité portante du système sol–fondation aussi bien sous chargement statique que dynamique.

L'étude simultanée de l'effet du chargement pseudo-statique, de la présence des cavités et du renforcement des sols reste encore peu abordée dans les recherches géotechniques, ce qui constitue la principale motivation de ce travail. Cette étude vise à mieux comprendre le

comportement dynamique des semelles filantes reposant sur des sols renforcés comportant des cavités souterraines.

Le présent travail a pour objectif principal d'étudier la capacité portante dynamique d'une semelle filante reposant sur un sol renforcé et non renforcé comportant une cavité sous chargement pseudo-statique. L'étude porte principalement sur l'influence du coefficient d'accélération horizontal Kh, de la nature du sol, de la position de la cavité ainsi que de l'effet du renforcement sur le comportement du système sol–fondation. Une comparaison entre le comportement statique et pseudo-statique a également été réalisée afin d'évaluer l'effet des sollicitations sismiques sur la stabilité des fondations superficielles.

Pour atteindre ces objectifs, une modélisation numérique a été réalisée à l'aide du logiciel PLAXIS 2D à travers une étude paramétrique menée pour différentes configurations de sols, de chargements et de positions de cavités.

Ce travail s'inscrit dans le cadre de l'amélioration de la sécurité et de la stabilité des fondations superficielles en présence de conditions géotechniques complexes et de sollicitations sismiques.

Le premier chapitre présente les notions générales relatives aux fondations superficielles, les principaux mécanismes de rupture ainsi que les méthodes classiques d'évaluation de la capacité portante statique et dynamique.

Le deuxième chapitre est consacré aux techniques de renforcement des sols, notamment par géosynthétiques, ainsi qu'au comportement mécanique des sols renforcés.

Le troisième chapitre présente la méthodologie de modélisation numérique adoptée dans cette étude à l'aide du logiciel PLAXIS 2D, en détaillant les caractéristiques du modèle et les différentes phases de calcul.

Le quatrième chapitre est consacré à l'étude paramétrique et à l'analyse des résultats obtenus afin d'évaluer l'influence des différents paramètres étudiés sur la capacité portante dynamique du système sol–fondation dans les cas renforcé et non renforcé.

CHAPITRE I

Capacité portante des fondations superficielles

CHAPITRE I : Capacité portante des fondations superficielles

1. Introduction

Ce chapitre présente les notions générales relatives aux fondations superficielles, notamment leur définition, leurs différents types ainsi que leur comportement et leur fonctionnement sous chargement. Il traite également des principaux mécanismes de rupture pouvant se produire dans le sol de fondation, afin de mieux comprendre le phénomène de capacité portante. Par ailleurs, les méthodes classiques de calcul de la capacité portante statique sont présentées, en particulier les approches de Terzaghi (1943), Meyerhof (1963) et Vésic. Les méthodes d'évaluation de la capacité portante dynamique, notamment les approches pseudo-statique et spectrale, sont également abordées afin d'analyser l'effet des sollicitations sismiques sur le comportement des fondations superficielles.

Enfin, les principales méthodes d'investigation in situ, telles que l'essai pressiométrique et l'essai de pénétration au cône (CPT), sont présentées afin d'évaluer les caractéristiques géotechniques des sols et leur influence sur la stabilité des fondations.

2. Définition générale

Une fondation est dite superficielle lorsqu'elle repose directement sur le sol ou n'y est que légèrement encastrée. Dans ce cas, les charges qu'elle transmet sollicitent uniquement les couches superficielles du terrain. Selon le DTU 13.12, une fondation est généralement considérée comme superficielle si la profondeur D de son assise par rapport à la surface du sol est inférieure à 3 m, ou si le rapport D/B (profondeur sur largeur de la fondation) est inférieur à 6 [1], comme illustré à la Figure 1.1.

D'autres auteurs proposent des critères légèrement différents :

- Superficielle : $D < 1{,}5\ B$
- Semi-profonde : $1{,}5\ B < D < 5\ B$
- Profonde : $D > 5\ B$

Selon Terzaghi, une fondation est considérée superficielle si le rapport D/B ≤ 2 [2].

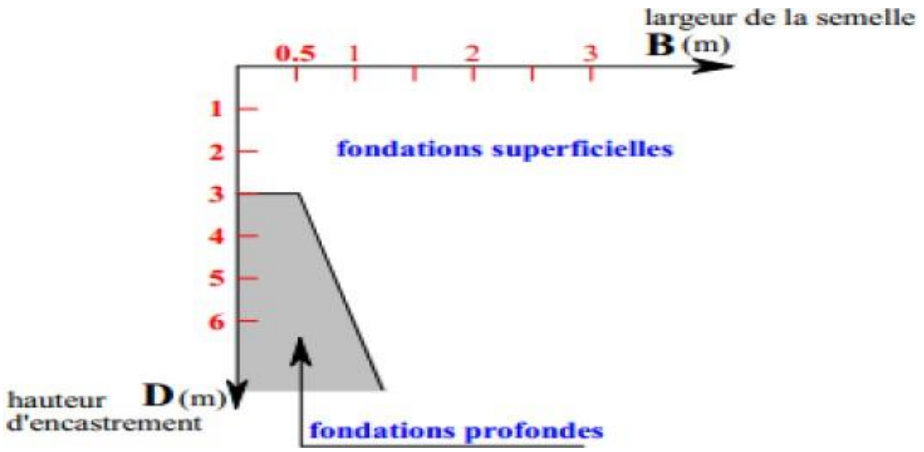


Figure 1.1: Classification des fondations selon le rapport D/B [1]

3. Types de fondations superficielles

D'après Frank (2010), on distingue plusieurs types de fondations superficielles en fonction des dimensions en plan B et L [3] :

3.1 Les semelles filantes

Elles se caractérisent par une faible largeur B (au plus quelques mètres) et une longueur L très grande, correspondant généralement à L/B > 10. La surface en plan B × L reste très inférieure à l'aire de l'ouvrage porté.

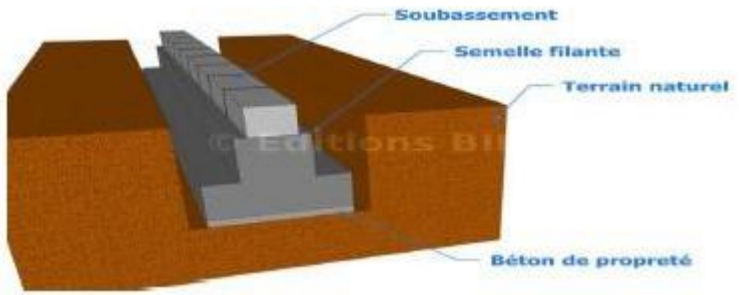


Figure 1.2: Les semelles filantes [4]

3.2 Les semelles isolées

Elles ont des dimensions limitées, avec en général 1 < L/B < 10. Cette famille regroupe notamment les semelles carrées (B/L = 1) ainsi que les semelles circulaires de diamètre B.

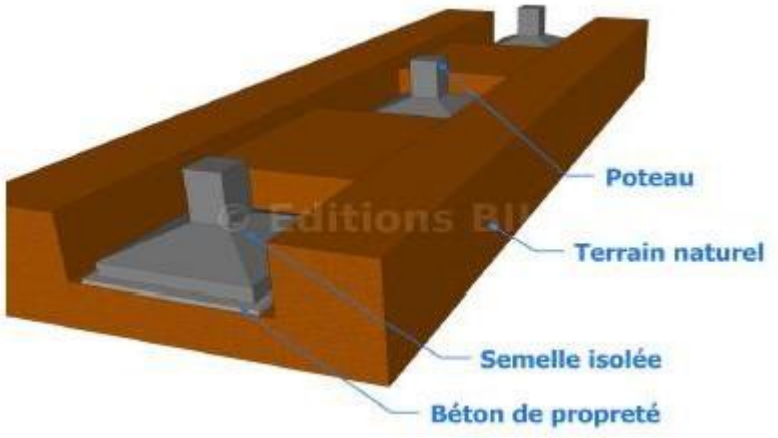


Figure 1.3: Semelle isolée [4]

3.3 Les radiers (ou dallages)

Leurs dimensions B et L sont importantes, avec le plus souvent B/L = 1.

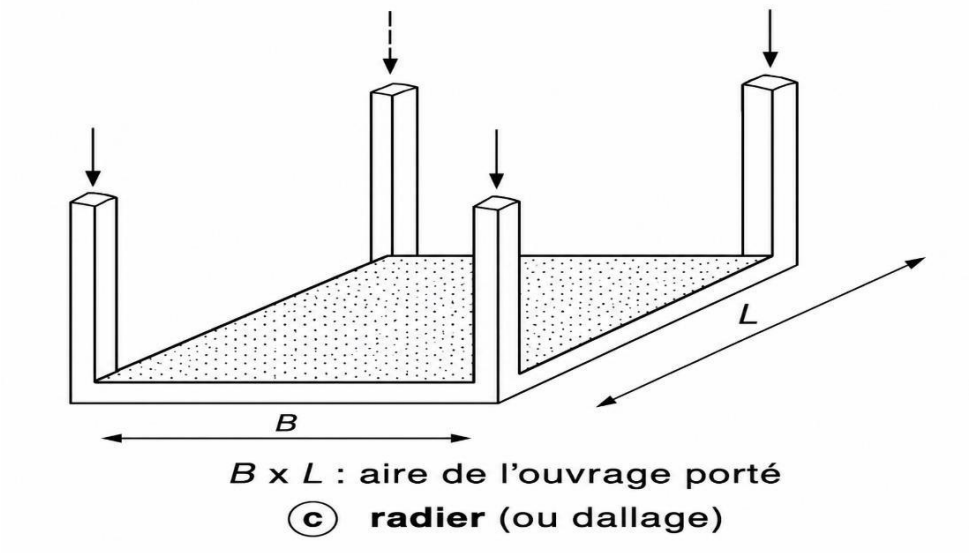


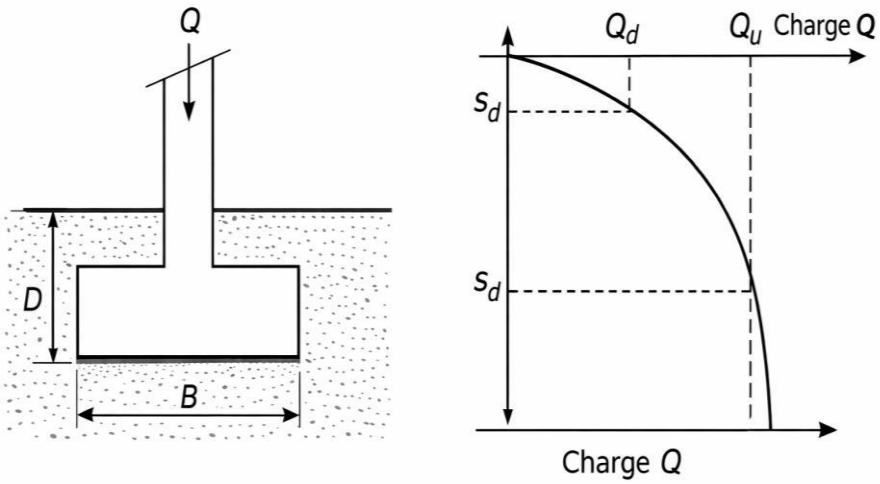
Figure 1.4 : Radier (ou dallage) [3]

4. Comportement des fondations superficielles

Pour comprendre le comportement d'une fondation superficielle, on peut prendre l'exemple d'une semelle filante de largeur B, posée à une profondeur D et soumise à une charge verticale centrée (Figure 1.5). On applique une charge Q progressivement, de façon quasi-statique, et on observe le tassement s en fonction de cette charge.

- Au début, la relation entre la charge et le tassement est presque linéaire : le tassement augmente de manière proportionnelle avec Q.
- Ensuite, à partir d'une certaine valeur Qd, le tassement commence à augmenter plus rapidement et le comportement devient non linéaire, car le sol commence à se plastifier sous la fondation.

- Enfin, lorsque la charge atteint une valeur voisine de Qd, le tassement devient très important et incontrôlable. La charge Qd représente donc la charge limite qui provoque la rupture du sol [3].



tab

Figure 1.5 : Chargement des fondations superficielles [3]

4.1 Fonctionnement des semelles superficielles

Dans une structure, les murs et les poteaux transmettent les charges vers le sol. Comme la surface de contact au niveau du sol est faible, les contraintes peuvent devenir importantes et provoquer des déformations du terrain. Pour éviter cela, on réalise une semelle superficielle sous le mur ou le poteau afin d'augmenter la surface d'appui. Le rôle principal de cette fondation est donc de répartir la charge sur une zone plus large, ce qui permet de diminuer la pression transmise au sol. En pratique, il faut vérifier que la pression appliquée par la semelle reste inférieure à la capacité portante admissible du sol, déterminée à partir des résultats de la reconnaissance géotechnique. De plus, la fondation doit limiter les tassements et assurer la stabilité de l'ouvrage en service [4].

5. Mécanismes de rupture d'une fondation superficielle

Sous l'effet d'un chargement vertical croissant, le sol situé sous une fondation superficielle peut se déformer progressivement jusqu'à atteindre une situation d'instabilité. Au début, les déformations restent faibles et le comportement est relativement stable. Ensuite, avec l'augmentation de la charge, des zones de cisaillement apparaissent et le sol entre progressivement en régime plastique. Lorsque la charge atteint une valeur limite, des surfaces de glissement se développent dans le massif de sol et la fondation ne peut plus être correctement supportée. La forme de cette rupture dépend des caractéristiques du sol et des conditions de chargement ; elle peut se manifester sous différents modes [5].

5.1 Rupture par cisaillement généralisé

La rupture générale se caractérise par un mécanisme bien défini. On observe des surfaces de glissement continues qui partent du bord de la fondation et remontent jusqu'à la surface du terrain. Dans ce cas, la rupture est souvent rapide et marquée, avec un soulèvement du sol autour de la semelle et parfois un basculement de la fondation [5].

5.2 Rupture par cisaillement local

La rupture locale ressemble à la rupture générale, mais elle est moins nette. Les zones de glissement se développent surtout juste sous la fondation et ne sont pas toujours visibles en surface au début. Le sol se comprime davantage sous la semelle et la rupture apparaît de façon plus progressive, généralement après un tassement plus important [5].

5.3 Rupture par poinçonnement

La rupture par poinçonnement correspond à une pénétration de la fondation dans le sol. Le mécanisme est souvent difficile à observer car les déformations latérales restent faibles. Le sol situé autour de la fondation est peu affecté et le mouvement se fait surtout verticalement, avec un cisaillement autour du périmètre de la semelle. Ce type de rupture est accompagné d'un tassement important sans apparition claire de surfaces de glissement en surface [5].

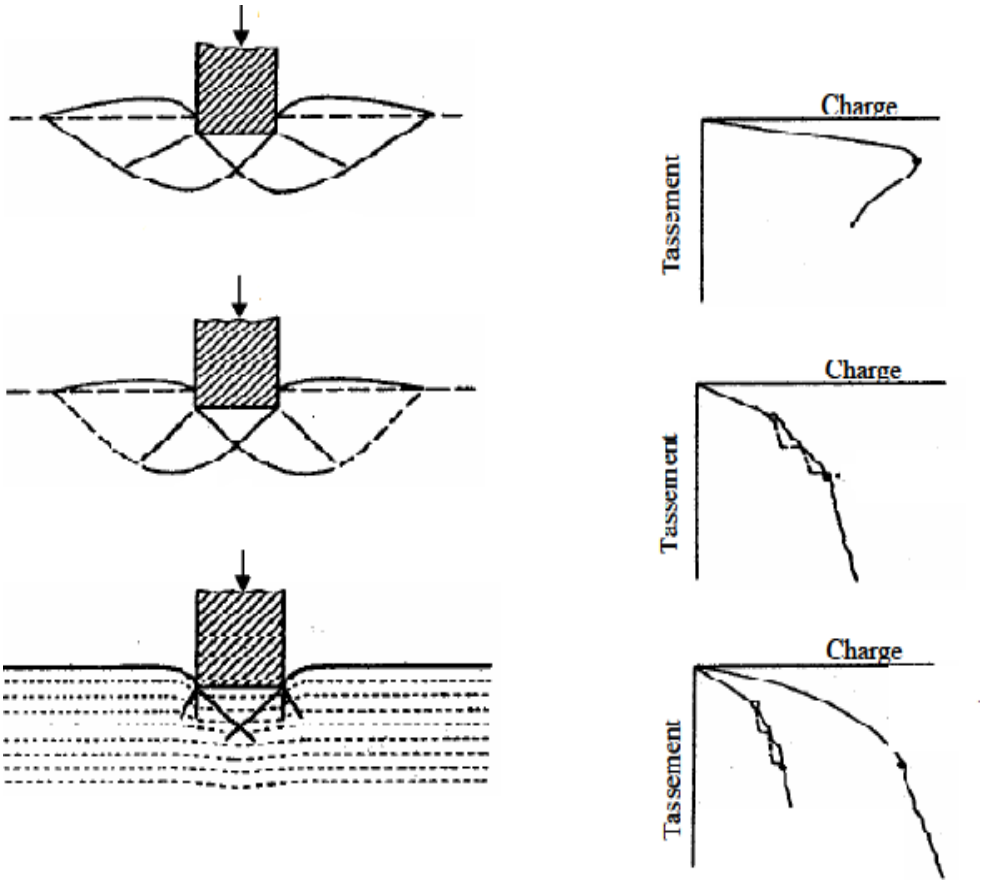


Figure 1.6 : Mécanismes de rupture du sol — (A) cisaillement généralisé ; (B) cisaillement local ; (C) poinçonnement [5]

6. Méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles

Les méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles se sont développées progressivement au fil du temps. Elles reposent sur des travaux théoriques qui ont ensuite été confirmés et améliorés grâce aux observations et aux retours d'expérience sur chantier. Parmi les contributions les plus connues dans ce domaine, on retrouve notamment les approches proposées par Terzaghi (1943), puis les améliorations apportées par Meyerhof (1963) et Vésic. Ces auteurs ont établi des formules et des règles de calcul qui restent largement utilisées, car elles permettent de traiter la majorité des cas rencontrés en pratique.

6.1 Théorie de Terzaghi (1943)

Terzaghi est considéré comme l'un des premiers chercheurs à avoir proposé une approche théorique permettant d'estimer la capacité portante ultime des fondations superficielles. Dans sa définition, une fondation est dite superficielle lorsque sa profondeur d'encastrement D reste relativement faible par rapport à sa largeur B, généralement de l'ordre de 3 à 4 fois cette largeur. Afin d'expliquer le phénomène de rupture, Terzaghi a présenté un mécanisme de rupture typique pour une semelle filante (Figure 1.7). Cette modélisation repose sur plusieurs hypothèses simplificatrices, dont les principales sont les suivantes :

- La zone située juste sous la semelle (le coin de sol) est supposée en état d'équilibre élastique.
- L'inclinaison des surfaces de glissement associées au mécanisme de rupture vérifie une condition liée à l'angle de frottement interne, avec α pris supérieur à $(45° + \varphi/2)$, en cohérence avec l'état actif de Rankine.
- La résistance au cisaillement du sol situé au-dessus du niveau d'assise D n'est pas comptabilisée comme résistance, mais assimilée à une surcharge appliquée.
- Le contact entre la semelle et le sol est considéré rugueux, impliquant la présence de frottement à l'interface [2].

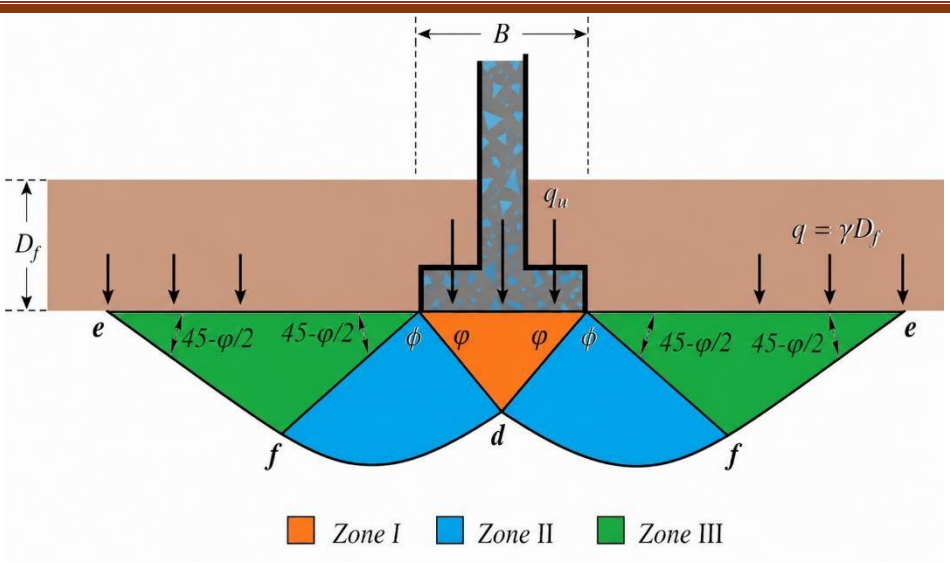


Figure 1.7 : Surface de rupture dans le sol à charge ultime supposée par Terzaghi [2]

D'après cette figure, la zone de rupture sous la fondation peut être divisée en trois zones principales :

- Zone I (triangle abc) : zone immédiatement sous la semelle. Elle a une forme de coin triangulaire et se comporte comme un bloc relativement rigide qui transmet directement la charge au sol. Les limites ac et bc sont liées aux caractéristiques de résistance du sol, notamment à l'angle de frottement interne φ [2].
- Zone II (bcf) : zone de cisaillement radial (zone de Prandtl). Elle constitue une zone de transition entre la partie centrale sous la semelle et les zones extérieures. Les déformations y sont importantes et les surfaces de glissement prennent généralement une forme courbe [6].
- Zone III (bfg) : zone externe appelée zone passive de Rankine. Dans cette zone, le sol est mobilisé en résistance passive et les lignes de glissement sont inclinées d'environ $\pm(45° - \varphi/2)$ par rapport à l'horizontale, traduisant l'expansion latérale du sol lors du chargement [2].

6.1.1 Principe de superposition de Terzaghi

Dans l'approche classique de Terzaghi (1943), la capacité portante ultime est exprimée comme la somme de trois composantes (Figure 1.8) : le premier terme, dépendant de B, correspond à l'effet du sol pesant en frottement ; le deuxième terme est relié à la cohésion c et représente l'apport de la résistance cohésive du sol ; le troisième terme est lié à la surcharge q (et à la profondeur D) et reflète l'effet du confinement du sol au-dessus de la fondation [6].

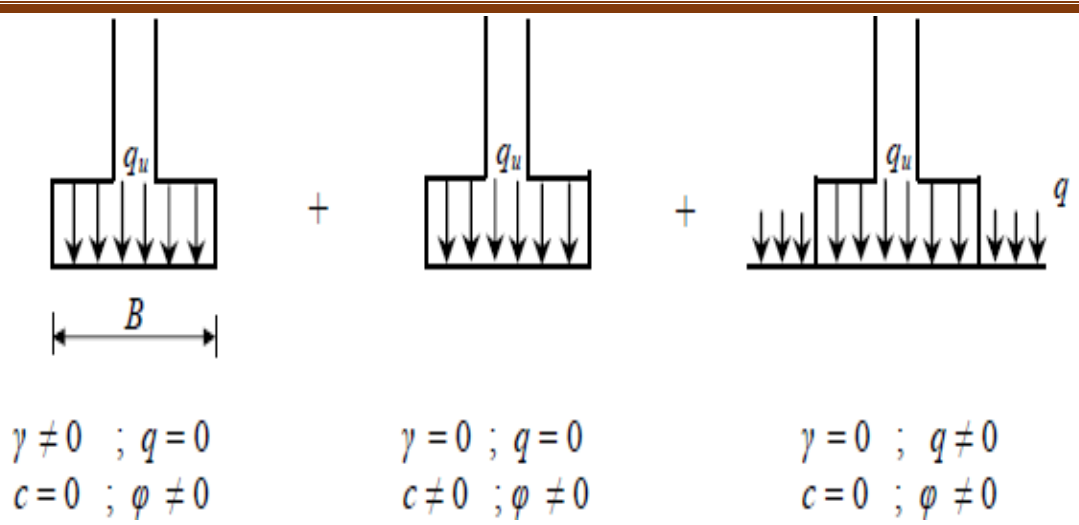


Figure 1.8 : Méthode de superposition de Terzaghi (méthode « c – φ ») [6]

Dans le cas d'une semelle filante soumise à une charge verticale centrée, la contrainte de rupture ultime est exprimée par la relation générale suivante :

$$q_l = 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma + q \cdot N_q + c \cdot N_c \qquad (1)$$

: contrainte de rupture – capacité portante par unité de surface (kPa)

γ : poids volumique du sol (kN/m³)

B : largeur de la fondation (m)

$q = \gamma \cdot D$: surcharge appliquée au niveau de la base de la fondation (kPa)

c : cohésion du sol sous la semelle (kPa)

$N\gamma$, Nq , Nc : facteurs de capacité portante (sans dimension), dépendant uniquement de l'angle de frottement interne φ

Terzaghi (1943) donne les facteurs de capacité portante par les expressions suivantes :

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

$$N_c = \cot\varphi \cdot \left[\frac{a^2}{(2 \cdot \cos^2(45° + \frac{\varphi}{2}))} - 1\right] \qquad (3)$$

$$N_q = \frac{a^2}{(2 \cdot \cos^2(45° + \frac{\varphi}{2}))} \qquad (4)$$

D'après Cernica (1995) [7], K_pγ est le coefficient de butée passive obtenu par l'expression suivante :

$$K_{\{p\gamma\}} = 3 \cdot \tan^2(45° + \frac{\varphi}{3} + \frac{3}{2}) \qquad (5)$$

$$a = e^{\{(\frac{3\pi}{4}-\frac{\varphi}{2})\cdot \tan\varphi\}} \quad (6)$$

Tableau1.1 : Valeurs des facteurs de capacité portante donnés par Terzaghi [6]

φ'	N_c	N_q	N_γ	φ'	N_c	N_q	N_γ
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.10	0.01	27	29.24	16.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	116.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	161.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	416.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

6.2 Méthode de Meyerhof (1963)

La capacité portante des semelles filantes est déterminée à partir de l'expression générale proposée par Terzaghi. Dans cette approche, les facteurs de portance sont calculés en utilisant les relations établies par Prandtl (1921) pour le facteur Nc, par Reissner (1924) pour Nq, et par Meyerhof (1961) pour le facteur Nγ. Ces coefficients ont été formulés en supposant que la résistance au cisaillement du sol situé au-dessus de la base de la fondation n'est pas prise en compte dans le mécanisme de rupture [8].

Les facteurs de portance sont calculés à partir des relations suivantes :

$$N_c = (N_q - 1)\cdot \tan\varphi \quad (7)$$

$$N_q = e^{\{\pi \cdot tan\,\varphi\}} \cdot tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (8)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \cdot tan(1{,}4\,\varphi) \quad (9)$$

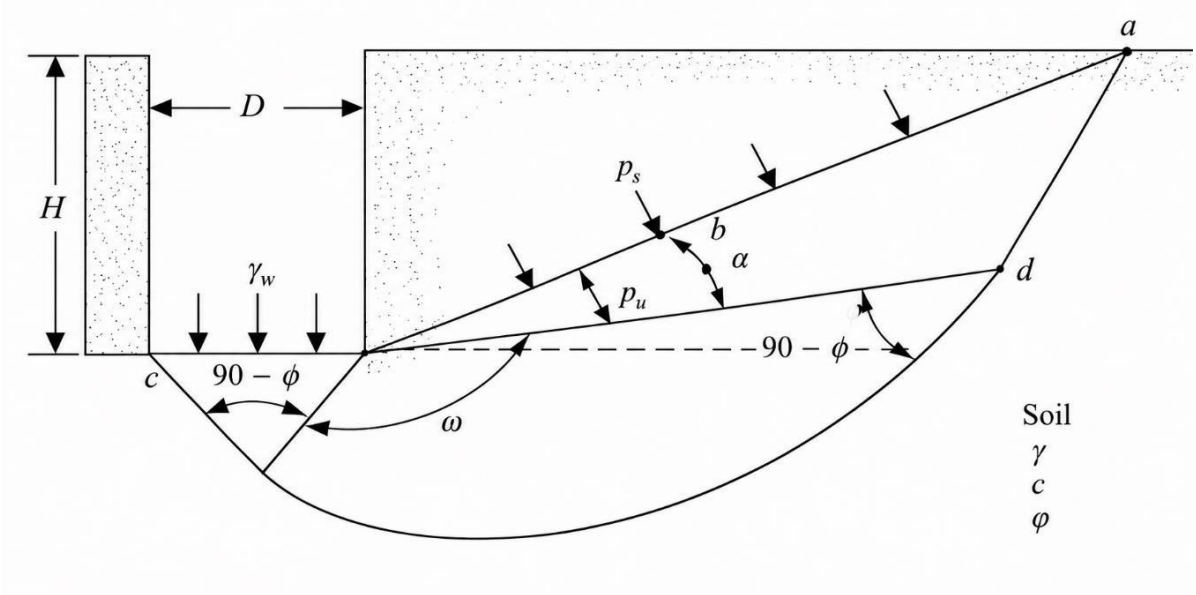


Figure 1.9 : Surface de rupture pour une fondation filante proposée par Meyerhof [9]

Pour les semelles circulaires et rectangulaires, des coefficients correctifs ont été proposés afin de tenir compte de la forme de la fondation. Ces facteurs de forme ont été introduits par Skempton (1951) pour les argiles, par interpolation entre le cas des semelles filantes et celui des semelles circulaires :

$$S_c = 1 + 0{,}2 \cdot \left(\frac{B}{L}\right) \cdot tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (10)$$

$$S_q = = 1 + 0{,}1 \cdot \left(\frac{B}{L}\right) \cdot tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) ;\ \varphi \geq 10° \quad (11)$$

$$S_q = = 1 ;\ \varphi = 0° \quad (12)$$

Dans le cas des semelles rectangulaires, il est possible d'utiliser une interpolation pour ajuster la valeur de l'angle de frottement interne. On considère que cet angle est légèrement plus important en conditions de déformation plane que lors des essais triaxiaux, avec une différence pouvant atteindre 10 %. Cette correction peut être estimée par la relation :

$$= \varphi_p = (1{,}1 - 0{,}1 \cdot \left(\frac{B}{L}\right) \cdot \varphi_t \quad (13)$$

Pour tenir compte de l'effet du sol situé au-dessus de la base de la fondation, Meyerhof a proposé des facteurs correctifs liés à la profondeur d'ancrage. Les coefficients de profondeur sont donnés par :

$$d_c = 1 + 0{,}2 \cdot \left(\frac{D}{B}\right) \cdot tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (14)$$

$$= d_\gamma = 1 + 0{,}1 \cdot (\frac{D}{B}) \tan^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}) \; ; \; \varphi \geq 10° \qquad (15)$$

$$d_q = = 1 \; ; \; \varphi = 0° \qquad (16)$$

Lorsque la fondation est soumise à des charges inclinées, il est nécessaire d'introduire des coefficients de correction. Les travaux de Schultze (1952) et Meyerhof (1953) ont permis de proposer des facteurs réducteurs exprimés par :

- $i_c = i_q = (1 - \frac{\alpha}{90°})^2$ (17)
- $i_\gamma = (1 - \frac{\alpha}{\varphi})^2$ (18)

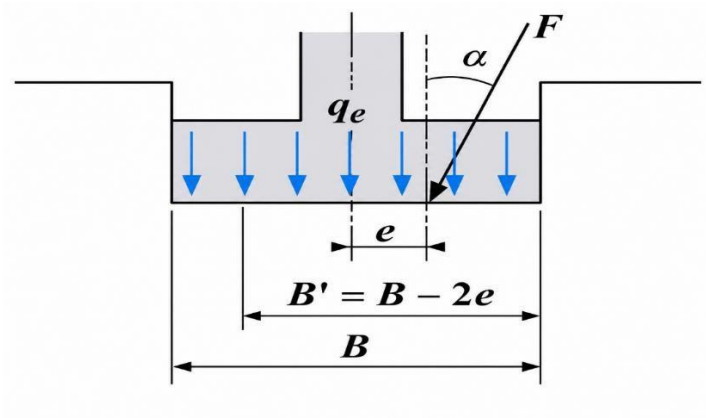


Figure 1.10 : Inclinaison et excentrement d'une charge dans la direction parallèle à B [8]

Ainsi, la capacité portante ultime peut être déterminée à l'aide de la relation générale suivante

$$i = c \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c \cdot i_c + \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q + 0{,}5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \qquad (19)$$

6.2.1 Capacité portante pour une charge verticale et horizontale

Les premières études traitent la combinaison des charges verticale et horizontale comme une résultante inclinée. L'augmentation de l'angle α = tan⁻¹(H/V) entraîne une réduction progressive de la capacité portante verticale. Meyerhof (1963) a établi, pour des semelles filantes ou circulaires sur sol argileux, une enveloppe de rupture exprimée par :

$$\frac{V}{V^0} = (1 - \frac{\alpha}{90°})^2 \qquad (20)$$

Néanmoins, cette relation n'est pas applicable pour des angles $\alpha \leq \alpha_s = tan^{-1}(H_0/V)$. Au-delà de ce seuil, le mécanisme de rupture dominant devient le glissement.

6.2.2 Évaluation de la capacité portante ultime pour les sols homogènes

Pour un sol considéré homogène, Meyerhof a établi les formules suivantes. Pour une charge verticale :

$$_{\{ult\}} = \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c + q \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q + 0{,}5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma \qquad (21)$$

En présence de charges inclinées, il est nécessaire d'introduire les coefficients d'inclinaison :

$$_{\{ult\}} = c \cdot N_c \cdot d_c \cdot i_c + q \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q + 0{,}5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \qquad (22)$$

c : cohésion du sol (kPa)

N : facteurs de capacité portante

q : surcharge verticale au niveau de la base de la fondation (kPa)

γ : poids volumique du sol (kN/m³)

S , d , i : coefficients de forme, de profondeur et d'inclinaison respectivement (Meyerhof, 1963) [11]

6.3 Méthode de Vésic

La méthode de Vésic constitue un complément important dans l'analyse de la capacité portante des fondations superficielles. Cet auteur s'est appuyé sur les travaux antérieurs, notamment ceux de Rankine et de Terzaghi, ainsi que sur les contributions de Prandtl (1921) et Reissner (1924) pour les facteurs N_C et N_q

Concernant le facteur Nγ, Vésic indique que la solution tabulée proposée par Caquot et Kérisel (1953) peut être représentée par une expression approchée avec une erreur inférieure à 10 % pour des angles de frottement compris entre 15° et 45°, et inférieure à 5 % entre 20° et 40°.

Cette approche permet de simplifier les calculs tout en conservant une précision acceptable pour l'évaluation de la capacité portante des fondations superficielles. La capacité portante ultime peut être évaluée par superposition de trois composantes fondamentales. Cette approche fournit une estimation généralement conservatrice, présentant une sous-estimation de l'ordre de 10 % à 17 % pour des angles de frottement interne compris entre 30° et 40°, tandis qu'elle devient rigoureusement exacte pour φ = 0.

Vésic indique que l'utilisation d'un angle de frottement en conditions de déformation plane ne permet pas toujours d'obtenir des résultats conformes aux observations expérimentales. Il recommande plutôt de considérer le mécanisme de rupture progressive du sol sous divers états de contraintes, afin d'améliorer la précision des prévisions [12].

Les coefficients de forme sont définis par :

$$S_c = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \cdot \left(\frac{N_q}{N_c}\right) = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \cdot \frac{tan\,\varphi}{(N_q - 1)} \qquad (23)$$

$$S_q = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \cdot \tan\varphi \qquad (24)$$

$$S_\gamma = 1 - 0{,}4 \cdot \left(\frac{B}{L}\right) \qquad (25)$$

Selon Brinch Hansen (1970), les coefficients de profondeur sont introduits pour considérer l'effet de l'encastrement de la fondation. Pour un rapport D/B ≤ 1 :

$$d_c = 1 + 0{,}4 \cdot \left(\frac{D}{B}\right) \qquad (26)$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan\varphi \cdot (1 - \sin\varphi)^2 \cdot \left(\frac{D}{B}\right) \qquad (27)$$

$$d_\gamma = 1 \qquad (28)$$

Vésic examine ensuite l'influence de la compressibilité du sol et de la dimension de la fondation sur la capacité portante. Il met en évidence que l'augmentation de la taille de la fondation entraîne une réduction de la résistance du sol. Cette diminution s'explique par le caractère non linéaire de l'enveloppe des cercles de Mohr, le développement progressif de la rupture le long de la surface de glissement, ainsi que la présence de zones de moindre résistance dans les sols naturels [12].

6.3.1 Capacité portante pour une charge verticale et horizontale

Dans le cas d'une sollicitation combinant charge verticale et horizontale, Vesić propose une formulation adaptée aux semelles filantes :

$$\frac{V}{V^0} = 1 - \frac{(2H)}{((\pi + 2) \cdot A' \cdot s_u)} \; ; \; H \leq A' \cdot s_u \qquad (29)$$

Cette formulation traduit l'effet défavorable de la charge horizontale sur la capacité portante ultime. Elle conduit également à une enveloppe de rupture plus sécuritaire que celles obtenues par les méthodes de Hansen, Meyerhof et Terzaghi.

6.3.2 Évaluation de la capacité portante ultime pour les sols homogènes

Pour les sols homogènes, Vésic a proposé une formulation générale :

$$_{\{ult\}} = c \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0{,}5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma \qquad (30)$$

c : cohésion du sol (kPa)

N_i : facteurs de capacité portante

q : contrainte verticale effective à la base de la fondation (kPa)

γ : poids volumique du sol (kN/m³)

s , d , i : coefficients de forme, de profondeur et d'inclinaison de la charge

g , b : facteurs prenant en compte la pente du terrain et l'inclinaison du fond de fouille [12]

Tableau 1.2 : Synthèse comparative des facteurs de capacité portante (Terzaghi, Meyerhof, Vésic)

Facteur	**Terzaghi (1943)**	**Meyerhof (1963)**	**Vésic**
N_c	$(N_q - 1)\cot\varphi$ $(Reissner)$	$(N_q - 1)\tan\varphi$	$(N_q - 1)\left(\frac{N_q}{(Nq - 1)}\right)$
N_q	$\frac{a^2}{[2\ cos\text{^}2\ (45 + \varphi/2)]}$	$e^{\{\pi\ tan\varphi\}} \cdot\ tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$	$e^{\{\pi\ tan\varphi\}} \cdot\ tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$
N_γ	$0{,}5\ tan\varphi\ \left(\frac{K_{p\gamma}}{cos^2\varphi} - 1\right)$	$(N_q - 1)\tan(1{,}4\ \varphi)$	$2(N_q + 1)\tan\varphi$

Source : d'après Chowdhury et Dasgupta (2009)

7. Calcul de la capacité portante à partir des essais in situ

La capacité portante peut aussi être déterminée à partir des résultats des essais réalisés directement sur le terrain. Cette estimation repose sur des méthodes empiriques qui établissent une relation directe entre la portance des fondations et les valeurs mesurées lors des essais in situ, sans recourir aux méthodes classiques basées sur les paramètres de cohésion et d'angle de frottement interne. Parmi les méthodes les plus utilisées, on retrouve celles fondées sur l'essai pressiométrique et l'essai pénétrométrique, décrites dans le Fascicule 62, Titre V (1993) et reprises par Frank (1999). Le pressiomètre Ménard et le pénétromètre statique représentent des outils essentiels pour la reconnaissance du sol et le dimensionnement des fondations. Une classification des sols est proposée en fonction de la pression limite p_l et de la résistance de pointe q_c [13].

Tableau 1.3 : Classification des catégories conventionnelles de sols [3]

Catégorie	**Type de sol**	$\boldsymbol{p_l *}$ **(MPa)**	$\boldsymbol{q_c}$ **(MPa)**
A	Tourbes et vases	< 0,3	< 1
B	Argiles et limons	0,3 – 2,0	1 – 5
C	Sables et graviers	0,5 – 4,0	5 – 15
D	Craie, Marnes	1,0 – 5,0	5 – 25

7.1 Calcul de la capacité portante à partir de l'essai au pressiomètre

L'essai au pressiomètre Ménard consiste à dilater horizontalement une sonde cylindrique placée dans un forage à une profondeur donnée, en appliquant des pressions radiales croissantes jusqu'à atteindre la rupture du sol. Cet essai permet d'obtenir la relation entre la pression appliquée et les déformations horizontales du terrain, ce qui constitue un avantage important par rapport aux autres essais in situ. En effet, il permet d'étudier le comportement du sol aussi bien pendant la phase de déformation que lors de la rupture [13].

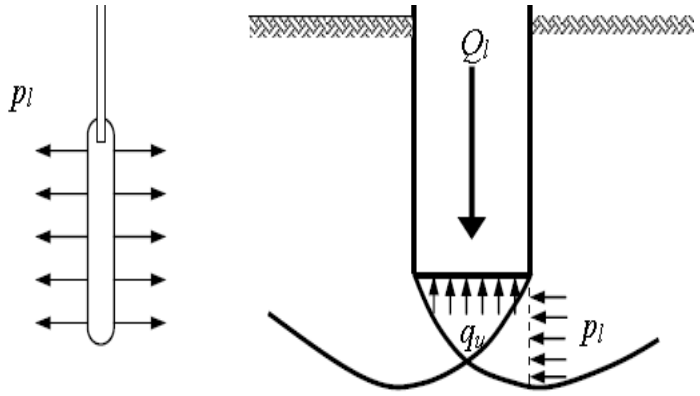


Figure 1.11 : Analogie entre les modes de rupture [13]

D'après le Fascicule 62, Titre V (1993), la capacité portante d'une semelle chargée verticalement et de manière centrée est donnée par :

$$q'_u = q'_0 + K_p \cdot p*_{\{le\}} \qquad (31)$$

q'_u : contrainte limite effective du sol sous la fondation (kPa)

q'_0 : contrainte verticale effective initiale (kPa)

$p*_{\{le\}}$: pression limite nette équivalente mesurée au pressiomètre (kPa)

: facteur de portance pressiométrique (sans dimension)

Pour une couche portante homogène dont l'épaisseur sous la fondation atteint au minimum 1,5 B, la pression limite nette équivalente p*_{le} est évaluée à la profondeur D + 2/3 B (Figure 1.13) :

$$p*_{\{le\}} = p*_{l(D + (\frac{2}{3}) \cdot B)} \qquad (32)$$

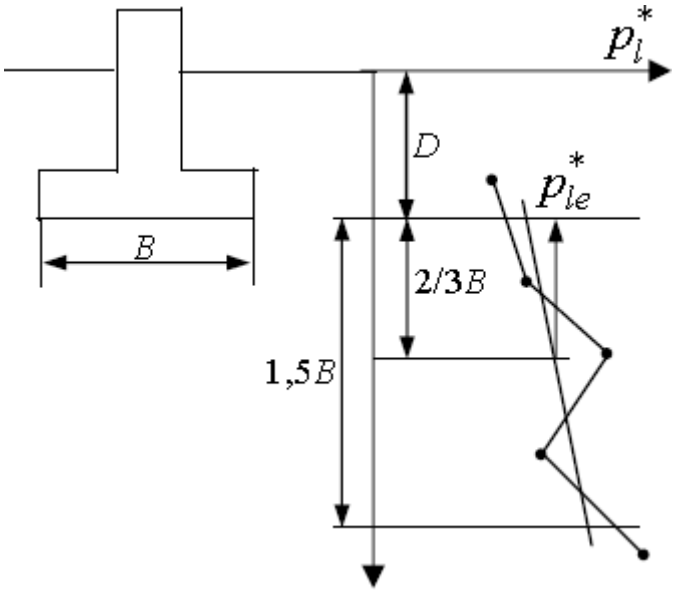


Figure 1.12 : Principe d'évaluation de la pression limite nette équivalente q $*_{\{le\}}$ dans un sol homogène, conformément aux recommandations de Frank (1999) [3]

Lorsque le sol de fondation est hétérogène mais que les valeurs de la pression limite restent comparables sur une profondeur d'au moins 1,5 B sous la base de la semelle, la pression limite nette équivalente $q *_{\{le\}}$ est déterminée à partir de la moyenne géométrique des pressions limites mesurées.

Pour intégrer la contribution du sol entourant et recouvrant la semelle, on introduit une hauteur d'encastrement équivalente D_e, différente de la profondeur géométrique réelle de la fondation.

Tableau 1.4 : Coefficients de portance pressiométrique K_p pour les fondations superficielles et semi-profondes [3]

Catégorie de sol	**Semelle filante (B/L = 0)**	**Semelle carrée (B/L = 1)**	**Semelle circulaire**
A	0,8	1,1	1,1
B	1,2	1,6	1,6
C	1,5	2,2	2,2
D	2,0	3,1	3,1

7.2 Calcul à partir de l'essai de pénétration statique (CPT)

L'essai de pénétration statique consiste à enfoncer dans le terrain une pointe conique à vitesse régulière au moyen d'un système hydraulique. Cet essai fournit la résistance de pointe du sol et parfois le frottement latéral le long de la tige. De manière similaire à l'approche pressiométrique, la formule

de calcul repose sur une relation semi-empirique reliant la contrainte de rupture du sol sous la fondation à celle obtenue lors de la pénétration du cône. L'expression générale est donnée par :

$$q'_u = q'_0 + K_c \cdot q'_{\{ce\}} \qquad (33)$$

q'_u : contrainte de rupture effective du sol sous la fondation (kPa)

q'_0 : contrainte verticale effective initiale au niveau de la base de la fondation avant l'application de la charge (kPa)

: coefficient de portance pénétrométrique, dépendant de la nature du sol et du type de fondation

$q'_\{ce\}$: résistance de pointe équivalente obtenue à partir des mesures CPT (kPa)

La résistance de pointe équivalente $_{\{ce\}}$ est calculée à l'aide de la relation suivante (Figure 1.14), où la résistance de pointe mesurée est limitée à une valeur maximale définie $par\ q_c \leq 1{,}3\ _{\{cm\}}$:

$$_{\{ce\}} = \left(\frac{1}{(3a + b)}\right) \cdot \int_{\{D-b\}}^{\{D+3a\}} {}_{\{cc\}(z)} \cdot dz \qquad (34)$$

La résistance moyenne q_{cm} est obtenue par :

$$q_{\{cm\}} = \left(\frac{1}{(3a + b)}\right) \cdot \int_{\{D-b\}}^{\{D+3a\}} q_{c(z)} \cdot dz \qquad (35)$$

a : = B/2 si B > 1 m ; a = 0,5 m si B < 1 m

b : = min(h, a), où h est l'épaisseur de la fondation dans la couche portante

D : profondeur d'assise de la fondation (m)

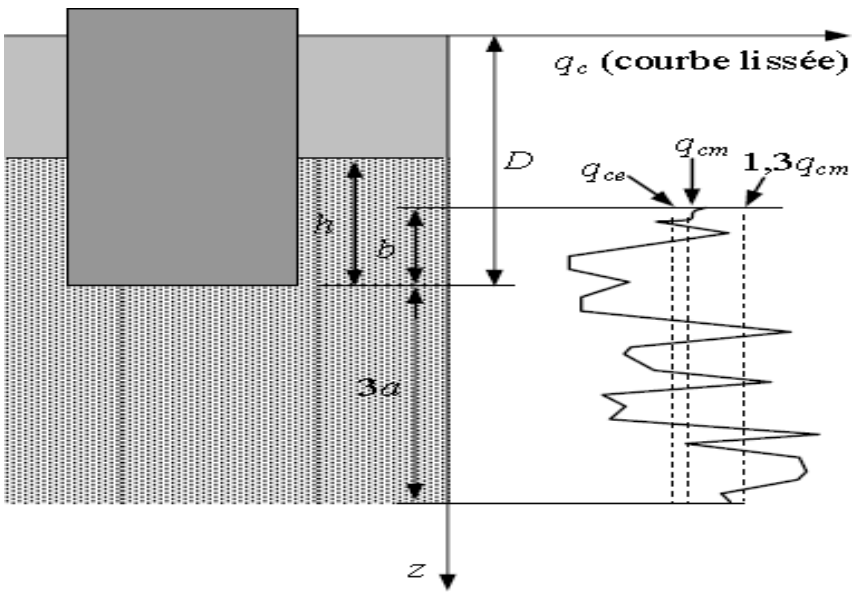


Figure 1.13 : Profil de résistance de pointe et méthode d'évaluation de la valeur équivalente [3]

La hauteur d'encastrement équivalente D_e est calculée par :

$$D_e = \left(\frac{1}{\{ce\}}\right) \cdot \int_0^D q_{c(z)} \cdot dz \qquad (36)$$

Tableau 1.5 : Valeurs du coefficient de portance pénétrométrique K_c pour les fondations superficielles et semi-profondes [3]

Catégorie de sol	**Semelle filante (B/L = 0)**	**Semelle carrée (B/L = 1)**	**Semelle circulaire**
A	0,30	0,35	0,40
B	0,35	0,40	0,45
C	0,40	0,50	0,60
D	0,20	0,30	0,30

8. Calcul de la capacité portante par les méthodes dynamique

8.1 Capacité portante par la méthode pseudo-statique

Depuis les années 1920, la méthode pseudo-statique est considérée comme l'une des approches les plus simples pour évaluer la stabilité sismique des ouvrages en terre. Son application explicite à l'analyse des pentes soumises à un chargement sismique a été attribuée à Terzaghi en 1950 (Kramer, 1996).

Cette méthode consiste à appliquer des forces sismiques statiques horizontales et verticales afin de représenter les forces d'inertie générées par le séisme. Ces forces sont supposées proportionnelles au poids de la masse étudiée. Ainsi, le poids du massif est multiplié par des coefficients sismiques horizontale K_h et vertical K_V afin d'obtenir les forces sismiques correspondantes (Abramson et al., 2002) Dans cette approche, la masse susceptible de glisser est assimilée à un corps rigide, et l'accélération produite pendant le séisme est considérée uniforme dans l'ensemble du talus et de la surface de rupture potentielle. En pratique, le coefficient sismique vertical est souvent négligé (k_V=0), tandis que seule l'action horizontale est prise en compte dans les calculs [14]

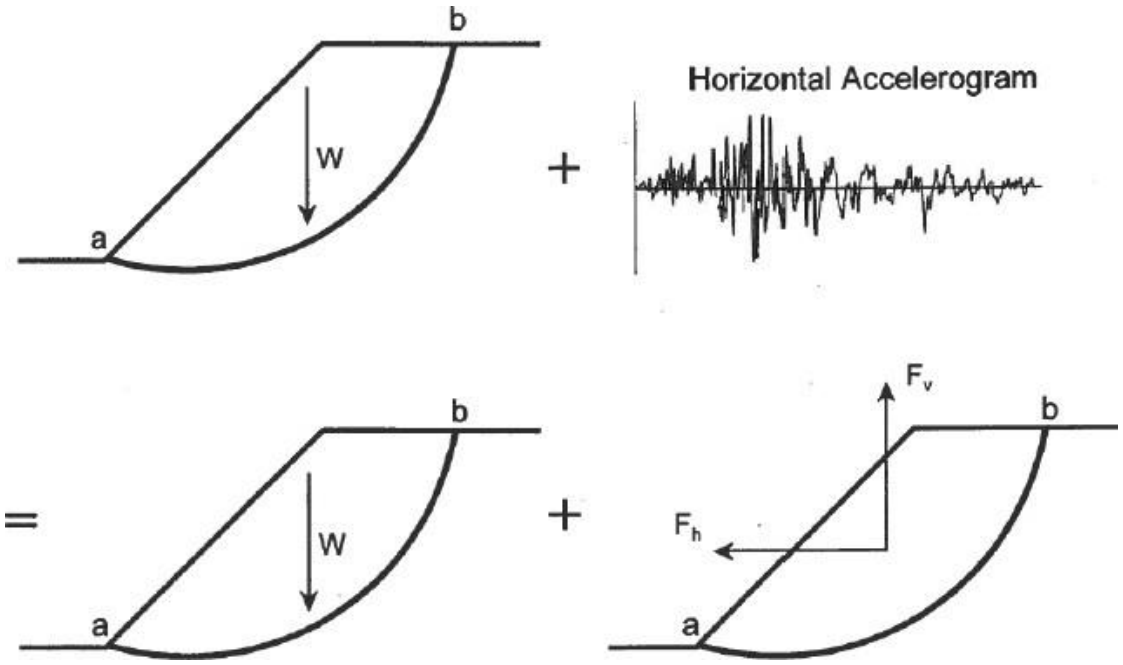


Figure 1.14 : Principe de la méthode pseudo-statique (d'après De Melo 2002)

D'après ce qui précède, la méthode pseudo-statique se caractérise par sa simplicité et sa facilité d'application. Cependant, la principale difficulté réside dans le choix du coefficient sismique approprié. Ce coefficient dépend de plusieurs paramètres, notamment l'intensité du séisme, sa durée ainsi que son contenu fréquentiel.

Terzaghi (1950) a proposé des valeurs approximatives du coefficient sismique horizontal en fonction de l'intensité du tremblement de terre. Il recommande une valeur de 0,1 pour les séismes sévères (échelle Rossi-Forel IX), 0,25 pour les séismes violents et destructifs (échelle Rossi-Forel X) et 0,5 pour les séismes catastrophiques.

En pratique, les valeurs du coefficient sismique ainsi que les facteurs de sécurité adoptés varient selon les régions et les recommandations techniques. Dans le manuel consacré à la stabilité des barrages en terre et en enrochements publié par l'US Army Corps of Engineers en 1970, les États-Unis et Porto Rico ont été classés en cinq zones sismiques selon l'importance des dommages observés. Les coefficients recommandés varient entre 0 et 0,15, allant des zones sans dommages jusqu'aux zones fortement exposées aux séismes

Par ailleurs, Seed (1979, 1981, 1982) indique que les valeurs du coefficient horizontal K_H utilisées aux États-Unis se situent généralement entre 0,05 et 0,15, même dans les régions fortement sismiques comme la Californie, tandis qu'au Japon les valeurs restent généralement inférieures à 0,2. Des

exemples de coefficients utilisés dans la conception des barrages à travers le monde sont également présentés dans les travaux de Seed [14]

Tableau1.6 : Valeurs usuelles du coefficient sismique et du facteur de sécurité utilisées dans la pratique (Abramson et al, 2002)

Coefficients sismique □	**Remarque**
0,1	Majeur séisme, F.S> 1
0,15	Grand séisme, F.S >1
0,15-0,25	Japon, F.S >1
0,05 – 0,15	Ethat de la California
0,15	Seed (1979), F.S >1,15 et réduction en résistance de 20%
1/3-1/2 PGA	Marcuson et Franklin (1983), F.S >1
½ PGA	Hynes-Griffin et Franklin (1984), F.S>1,0 et une réduction en résistance de 20%

L'évaluation des sollicitations sismiques appliquées aux fondations peut être réalisée selon deux approches complémentaires. La première consiste à estimer les efforts et les moments transmis à la fondation à partir des forces d'inertie développées dans la superstructure. Ces forces sont généralement évaluées au moyen d'une analyse pseudo-statique de l'ouvrage. La seconde approche repose sur une modélisation dynamique globale du système, dans laquelle la fondation est intégrée au modèle de calcul, permettant ainsi de prendre en compte de manière plus réaliste l'interaction sol-structure. Dans le cadre de l'analyse pseudo-statique de la capacité portante sous chargement sismique, plusieurs formulations pratiques ont été proposées dans la littérature [15]. Ces approches peuvent être regroupées en trois grandes catégories, en fonction de leur origine théorique et des hypothèses adoptées.

A. Capacité portante par Méthodes des caractéristiques des contraintes (ou des lignes de glissement)

L'état d'équilibre limite se développe au sein d'un mécanisme de rupture globale, constitué de zones distinctes en état actif, neutre et passif, notamment dans le cas d'une fondation profonde implantée dans un terrain en pente. Les équations d'équilibre plan (1.37) et (1.38) peuvent être résolues par une approche numérique, permettant ainsi d'obtenir une solution du problème dans un cadre pseudo-statique

$$\frac{\partial \sigma y}{\partial x}+\frac{\partial \tau xz}{\partial z}-\sigma_h \nu=0 \qquad (1.37)$$

$$\frac{\partial \sigma y}{\partial z}+\frac{\partial \tau zx}{\partial x}-(1+\sigma_v)\,\nu=0 \qquad (1.38)$$

Ces équations, associées au critère de rupture de Mohr-Coulomb (II.29), exprimé par :

$$\tau=\pm(C+\sigma\tan\phi)$$

Conduisent à un système d'équations aux dérivées partielles de type hyperbolique du second ordre. La résolution de ce système permet de caractériser l'état de contrainte dans le massif à travers deux familles de courbes caractéristiques, notées $m*$ et $m-$, correspondant aux lignes de glissement.

Ces courbes sont définies par les relations différentielles (1.39) et (1.40). La première exprime la direction des trajectoires principales des contraintes :

$$\frac{dz}{dx}=-\tan(\beta+\psi) \qquad (1.39)$$

Tandis que la seconde décrit l'évolution des paramètres de contrainte le long des lignes caractéristiques :

$$d\lambda-2\lambda d\beta\tan\phi=\frac{ye}{\cos\phi}[\sin(\phi+\mu)dx+\cos(\phi+\mu)dz] \qquad (1.40)$$

La méthode des différences finies constitue une approche numérique particulièrement adaptée à l'approximation des solutions de ce type d'équations. Dans cette famille de méthodes, plusieurs travaux ont été proposés dans la littérature, notamment ceux de Shi et Richards (1995), de Kumar et Mohan Rao (2003), ainsi que de Cheng et Au (2005), qui ont contribué au développement de formulations efficaces pour la résolution de ce problème [15].

B. Méthodes d'analyse limite (ou de calcul à la rupture)

La littérature propose une grande diversité de solutions reposant sur des mécanismes de rupture admissibles, qu'ils soient statiquement admissibles (solution en borne inférieure) ou cinématiquement

admissibles (solution en borne supérieure). Parmi les approches les plus couramment citées, on peut mentionner les travaux de Chen (1975), de Soubra et Reynolds (1992), de Pecker (1997), ainsi que ceux de Kumar et Ghosh (2006), qui ont contribué de manière significative au développement de ces méthodes.

C. Méthodes d'équilibre limite :

Le sol est assimilé à un matériau rigide-plastique dont la rupture est gouvernée par le critère de Mohr-Coulomb. Dans ce cadre, l'état d'équilibre limite se développe à travers un mécanisme de rupture locale, constitué de zones en état actif, neutre et passif.

L'utilisation de la théorie des poussées des terres sur écran, combinée au principe de superposition des effets, permet d'estimer de manière conservative la capacité portante sismique q_L^E, exprimée par la relation suivante [15]

$$_L^E = 0.5\ \gamma B\ N\gamma^E + q_0\ N_q^E + C\ N_C^E \qquad (1.41)$$

Les coefficients $N\gamma^E$, N_q^E , N_C^E représentent respectivement les facteurs de capacité portante associés au poids volumique du sol, à la surcharge appliquée au niveau de la base de la fondation, et à la cohésion du sol.

Afin de prendre en compte l'influence des différentes configurations de chargement susceptibles d'agir simultanément sur la capacité portante, l'expression précédente est ajustée par l'introduction de coefficients correcteurs appliqués à chacun de ses termes. Ainsi, la formulation repose sur le principe de superposition des différents facteurs de correction, comme suit :

$$q_L^E = 0.5\gamma \acute{B} N\gamma E i\gamma . f\gamma . \xi\gamma . i\beta\gamma + q0 NqE . iq . fq . \xi q . i\beta q + C\ N_C^E\ i_c\ f_c\ \xi_c\ i\beta \qquad (1.42)$$

Ou:

- B′ représente la largeur réduite de la fondation, tenant compte de l'excentricité de la charge ;
- les coefficients i traduisent l'effet de l'inclinaison de la charge appliquée
- les coefficients f prennent en compte l'influence de la forme de la fondation
- les coefficients ξ représentent l'effet de la présence d'un substratum rigide
- les coefficients $i\beta$ traduisent l'influence de la proximité d'un terrain en pente

8.2 Par la méthode spectrale

La méthode dynamique modale spectrale constitue une approche couramment utilisée pour l'évaluation de la réponse dynamique des fondations profondes soumises à des actions sismiques.

Le principe de cette méthode consiste à déterminer, pour chaque mode propre de vibration, la valeur maximale des effets induits par les forces sismiques dans la structure. Ces effets sont évalués à partir d'un spectre de réponse de calcul, permettant de représenter l'action sismique en fonction des caractéristiques dynamiques du système.

Le spectre de réponse constitue un outil fondamental en ingénierie sismique, permettant de représenter la réponse d'une structure soumise à une excitation sismique. Il fournit une description graphique des efforts sismiques maximaux que peut développer une structure en fonction de ses différentes périodes propres de vibration. Les réponses obtenues pour les différents modes de vibration sont ensuite combinées afin de déterminer la réponse globale de la structure.

De manière générale, les méthodes dynamiques les plus couramment utilisées pour l'analyse des structures reposent sur l'exploitation des spectres de réponse. [16]

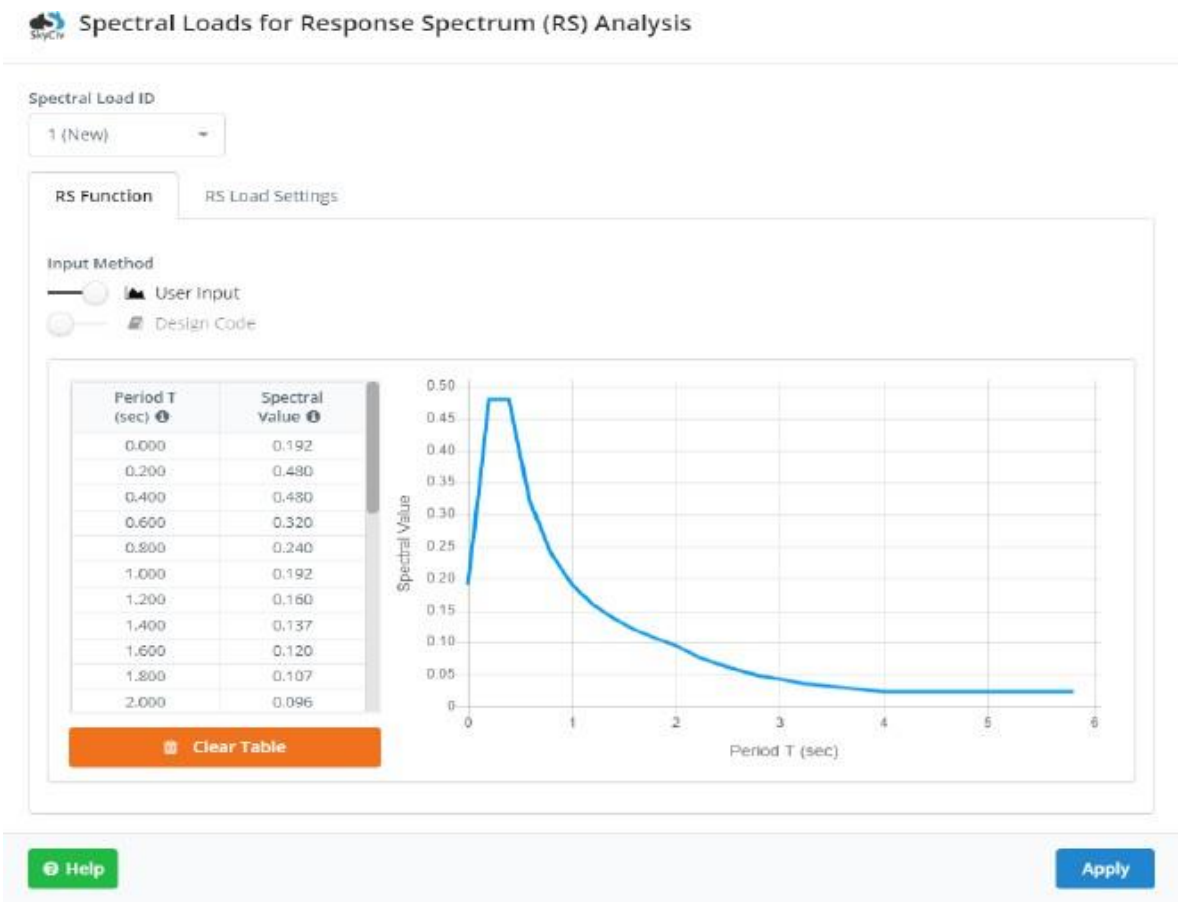


Figure1.15 : Charges spectrales utilisées pour l'analyse modale spectrale dans le logiciel SkyCiv Structural 3D [16]

III.10.1 Principe de base

- **Modélisation modale de la fondation :**
  La fondation est représentée comme un système à plusieurs degrés de liberté à l'aide de techniques de réduction de modèle. Les modes propres de vibration ainsi que les fréquences naturelles du système sont alors déterminés
- **Détermination du spectre de réponse du sol :**
  Le spectre de réponse du sol traduit l'amplitude maximale de la réponse du terrain en fonction des différentes fréquences pour un séisme donné. Il est généralement établi à partir de simulations numériques ou de données issues d'enregistrements sismiques.
- **Projection modale du spectre de réponse :**
  Le spectre de réponse du sol est projeté dans l'espace modal de la fondation en tenant compte des modes propres de vibration et des facteurs de participation modale.
- **Calcul de la réponse modale de la fondation :**
  La réponse de chaque mode est ensuite évaluée en combinant le spectre modal projeté avec les propriétés dynamiques de la fondation
- **Recomposition temporelle :**
  Enfin, la réponse modale est reconvertie dans le domaine temporel afin d'obtenir la réponse globale de la fondation sous l'effet des sollicitations sismiques

III.10.2. Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V est exprimée par la relation suivante [16] :

$$V = \frac{A*D*Q*W}{R} \qquad (1.43)$$

où :

- A représente le coefficient d'accélération de zone
- D correspond au facteur d'amplification dynamique moyenne
- Q est le facteur de qualité de la structure
- W désigne le poids total de la structure
- R est le coefficient de comportement de la structure.

9. Conclusion

. À travers ce chapitre, les notions fondamentales relatives aux fondations superficielles ont été présentées, notamment leur définition, leurs différents types ainsi que leur comportement sous chargement. Les principaux mécanismes de rupture du sol ont également été étudiés afin de mieux comprendre le phénomène de capacité portante.

Les différentes méthodes de calcul de la capacité portante statique, telles que celles de Terzaghi, Meyerhof et Vesić, ainsi que les méthodes d'essais in situ comme le pressiomètre et le CPT, ont permis de mettre en évidence l'importance des paramètres géotechniques dans l'évaluation du comportement des fondations superficielles. Les méthodes d'évaluation de la capacité portante dynamique, notamment l'approche pseudo-statique et l'approche spectrale, ont également été présentées afin de mieux comprendre l'effet des sollicitations sismiques sur la stabilité des fondations.

Par ailleurs, cette étude bibliographique a permis de mieux comprendre l'influence des caractéristiques mécaniques du sol ainsi que l'effet des conditions de chargement sur la stabilité des fondations. Ces éléments constituent une base essentielle pour la suite de cette étude consacrée à l'analyse et à la modélisation du comportement des sols renforcés sous chargement vertical et pseudo-statique.

CHAPITRE II

Renforcement des sols

CHAPITRE II : Renforcement des sols

2.1 Introduction

Ce chapitre traite des techniques de renforcement des sols et des fondations, en mettant en évidence leur évolution historique ainsi que leurs principes et objectifs fondamentaux. Il présente les principales méthodes de renforcement, notamment le renforcement par géosynthétiques, en détaillant leurs différents types ainsi que leurs fonctions dans l'amélioration des performances géotechniques. Une attention particulière est accordée à l'intérêt de l'utilisation des géosynthétiques dans le renforcement des sols, ainsi qu'aux techniques de traitement en profondeur. Le mécanisme de renforcement, le comportement mécanique des sols renforcés et le principe de fonctionnement du système sol–renforcement sont également abordés. Enfin, le chapitre s'intéresse au comportement global de l'ouvrage renforcé et aux règles de justification sous sollicitations statiques.

2.2 Historique du renforcement des sols

Le concept de renforcement du sol s'inspire directement de mécanismes naturels observés dans l'environnement, tels que l'action stabilisatrice des racines ou certaines structures biologiques. Ces exemples illustrent la capacité d'éléments inclus dans le sol à améliorer sa résistance et sa cohésion. Ce principe a été transposé à l'ingénierie géotechnique par Vidal, qui a développé à la fin des années 1960 la notion moderne de sol renforcé. Ses premières recherches, publiées en 1963, ont conduit à l'élaboration du concept de terre renforcée. L'idée initiale repose sur une expérience simple visant à stabiliser du sable par l'introduction d'éléments fibreux, ce qui a permis de formuler les bases théoriques du renforcement des sols utilisées aujourd'hui [17].

Depuis son invention, la technique de la terre renforcée a connu un développement considérable dans le domaine du génie civil. À partir des années 1980, les méthodes de renforcement des sols intégrant différentes inclusions ont connu une évolution rapide et efficace. Traditionnellement, des techniques comme le mélange de sols (stabilisation mécanique), l'adjonction de ciment, chaux ou bitume (stabilisation chimique), le préchargement associé au drainage, ou les injections étaient utilisées pour améliorer les terrains faibles. Cependant, l'introduction de renforts par inclusions a permis d'obtenir des performances supérieures. Depuis, de nouvelles méthodes ont émergé : géogrilles, géotextiles, géomembranes, systèmes mixtes drainants, clouages, ancrages forés ou battus, précontraints ou non. Ces techniques modernes permettent d'améliorer considérablement la capacité portante des sols, les rendant aptes à supporter les charges des structures [18].

2.3 Principe de renforcement des sols

Le renforcement du sol est une technique utilisée pour réduire les problèmes liés aux tassements, à la faible portance ou aux phénomènes de liquéfaction susceptibles d'affecter les fondations. Cette

solution permet, dans de nombreux cas, de maintenir l'utilisation des fondations superficielles, reconnues pour leur simplicité d'exécution et leur coût réduit. Le principe repose sur l'amélioration des caractéristiques mécaniques du sol afin d'augmenter sa résistance et d'assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage. Pour les terrains de faible qualité, des méthodes modernes d'amélioration des sols sont mises en œuvre afin d'adapter le sol aux exigences du projet [19].

2.4 Objectifs du renforcement des sols

On a recours au renforcement des sols afin d'améliorer leurs caractéristiques mécaniques et d'assurer la stabilité des ouvrages. Les principaux objectifs sont les suivants :

- Augmenter la capacité portante du sol afin de permettre aux fondations de supporter les charges appliquées en toute sécurité.
- Réduire les tassements et limiter leurs effets sur les structures.
- Assurer la stabilité temporaire des fouilles et des excavations sans utiliser des systèmes d'étaiement classiques.
- Stabiliser les pentes instables et les remblais récemment mis en place.
- Diminuer la compressibilité des sols et améliorer leur comportement mécanique.
- Réduire la perméabilité du sol et contrôler les infiltrations d'eau autour des ouvrages.
- Accélérer la consolidation des sols argileux et améliorer leur résistance.
- Homogénéiser les sols afin de réduire les tassements différentiels entre les différentes parties d'un ouvrage.
- Limiter les déformations volumétriques du sol et améliorer sa durabilité.
- Faciliter la réalisation de certains travaux spécifiques, tels que le creusement de tunnels ou les travaux de reprise en sous-œuvre.

2.5 Renforcement des sols par géosynthétiques

2.5.1 Définitions des géosynthétiques

La norme NF EN ISO 10318 définit les géosynthétiques comme des matériaux composés, en totalité ou en partie, de polymères naturels ou synthétiques. Ils sont généralement élaborés sous forme de nappes, de bandes ou de structures tridimensionnelles et sont employés en interaction avec le sol ou d'autres matériaux dans le domaine du génie civil. Dans le cadre de l'évolution des techniques de renforcement, des recherches récentes s'orientent vers l'utilisation de fibres naturelles et de matériaux recyclés afin d'offrir une alternative plus écologique [19].

Les géosynthétiques correspondent à des nappes synthétiques utilisées en interaction directe avec le sol dans les projets de génie civil. Leur emploi s'est largement développé au cours des dernières

décennies en raison des nombreuses fonctions qu'ils peuvent assurer, notamment le drainage, la filtration, la séparation entre couches de matériaux et le renforcement des sols. Ils permettent de réduire les volumes de matériaux utilisés, de valoriser des sols de qualité limitée et d'éviter le mélange entre différentes couches [20].



Figure 2.1 : Schéma illustratif du renforcement du sol par géosynthétiques [21]

2.5.2 Les différents types de géosynthétiques

Dans le domaine du génie civil, on dispose aujourd'hui d'une large gamme de géosynthétiques présentant de très bonnes caractéristiques mécaniques, en particulier une résistance élevée à la traction pouvant atteindre 1 000 kN. Ces matériaux, fabriqués essentiellement en polyester et en polypropylène, sont fréquemment utilisés dans la construction des routes et des voies de circulation pour limiter la fissuration des couches de roulement [22]. D'une manière générale, les géosynthétiques peuvent être regroupés en trois grandes familles : les géotextiles et produits associés, les géomembranes, et les géosynthétiques bentonitiques. Les géomembranes et les géosynthétiques bentonitiques sont utilisés essentiellement pour garantir l'imperméabilité des ouvrages [23]

2.5.2.1 Les géotextiles

Les géotextiles se présentent sous forme de nappes continues composées de fibres ou de filaments, pouvant être tissés, non tissés, tricotés ou thermosoudés. Ces matériaux sont flexibles, perméables et possèdent généralement une structure proche de celle d'un textile classique. Dans le domaine du génie civil, ils sont employés pour plusieurs applications : séparation des couches de sol, filtration, drainage, renforcement et lutte contre l'érosion.



Figure 2.2 : Géotextile [21]

2.5.2.2 Les géogrilles

Les géogrilles correspondent à des structures souples munies d'ouvertures de différentes formes et dimensions, utilisées pour renforcer les couches supérieures de fondation ainsi que les revêtements. Leur utilisation permet d'augmenter la résistance mécanique des sols et de prolonger la durée de service des infrastructures. Ces matériaux sont élaborés à partir de polymères résistants à la dégradation physique et aux environnements chimiquement agressifs.



Figure 2.3 : Les différentes catégories de géogrilles [21]

2.5.2.3 Les géofilets

Le géofilet est un géosynthétique composé de plusieurs ensembles de bandes ou de nervures parallèles, connectées à d'autres ensembles similaires selon une orientation variable. Cette organisation en réseau favorise les fonctions de drainage au sein des structures en contact avec le sol.



Figure 2.4 : Géofilet [21]

2.5.2.4 Les géomembranes

Les géomembranes sont des géosynthétiques sous forme de nappes flexibles, réalisées à partir de polymères synthétiques. Elles se caractérisent par leur forte capacité d'étanchéité, ce qui leur permet d'être employées comme barrières contre l'écoulement des liquides, des gaz et de la vapeur. Dans les travaux de génie civil, elles sont largement utilisées pour prévenir les infiltrations d'eau et limiter la dispersion des contaminants dans le sol [24].



Figure 2.5 *:* Exemple de géomembrane synthétique [21]

2.5.2.5 Les géosynthétiques bentonitiques (GSB)

Les GSB sont des géocomposites industriels composés d'une couche de bentonite naturelle intégrée entre deux nappes géotextiles ou combinée avec une géomembrane. Pour renforcer leur stabilité interne, ces nappes sont généralement assemblées par couture ou par aiguilletage à travers le noyau de bentonite. Lorsqu'ils entrent en contact avec l'eau, ces matériaux gonflent et assurent une étanchéité efficace contre les fluides et les gaz.

Les géosynthétiques bentonitiques sont utilisés notamment dans :

- Les projets de voirie et d'infrastructures (tunnels de métro, réservoirs d'eau).
- Les travaux d'assainissement environnemental (centres d'enfouissement, traitement des eaux usées).
- Les projets de conservation des ressources en eau (digues, réservoirs).
- La réalisation de lacs artificiels, terrains de golf et bassins d'aquaculture.
- Les applications dans les secteurs pétrochimiques et miniers.



Figure 2.6 : Exemple de géosynthétique bentonitique [21]

2.5.2.6 Les géotuyaux

Les géotuyaux sont des conduites fabriquées en matériaux polymères, pouvant être perforées ou pleines, destinées à assurer l'évacuation et le drainage des liquides ou des gaz. Ils sont couramment employés pour la collecte des lixiviats et des gaz dans les centres de stockage des déchets. Dans certaines applications, ces tuyaux perforés sont enveloppés d'un géotextile filtrant afin d'empêcher l'obstruction par les particules fines du sol.



Figure 2.7 : Géotuyaux [21]

2.5.2.7 Les géosynthétiques alvéolaires

Les géosynthétiques alvéolaires sont des structures relativement épaisses formées de réseaux tridimensionnels fabriqués à partir de feuilles polymères découpées en bandes. Ces bandes sont assemblées entre elles pour créer des cellules interconnectées, généralement remplies de sol et parfois de béton pour améliorer la stabilité. Ces structures, connues également sous l'appellation GCE (géocellules en forme d'alvéoles), présentent une forme en nid d'abeilles perméable [25].



Figure 2.8 : Géosynthétiques alvéolaires [21]

2.5.2.8 Les géocellules

Les géocellules sont des structures géosynthétiques tridimensionnelles caractérisées par une hauteur généralement comprise entre 0,1 m et 0,25 m. Elles sont fabriquées à partir de bandes polymères assemblées localement ; après déploiement, ces bandes forment des cellules en forme de nid d'abeilles. Les géocellules sont utilisées dans plusieurs domaines du génie civil :La stabilisation des plates-formes routières et ferroviaires.

- Le renforcement des digues et des murs de soutènement.
- L'amélioration des lits de rivières peu profondes.
- Le soutien des canalisations et des réseaux d'assainissement.
- La stabilisation des zones désertiques, des plages et des berges de rivières.



Figure 2.9 : Géocellules [21]

2.5.2.9 Les géocomposites

Les géocomposites sont des matériaux géosynthétiques obtenus par la combinaison de deux ou plusieurs types de géosynthétiques afin d'assurer plusieurs fonctions simultanément. Parmi les associations les plus courantes : géotextile–géofilet, géotextile–géogrille, géofilet–géomembrane et géosynthétiques bentonitiques. Les drains géocomposites, notamment les drains verticaux préfabriqués, sont généralement constitués d'une âme drainante en matière plastique entourée d'un géotextile filtrant [26].

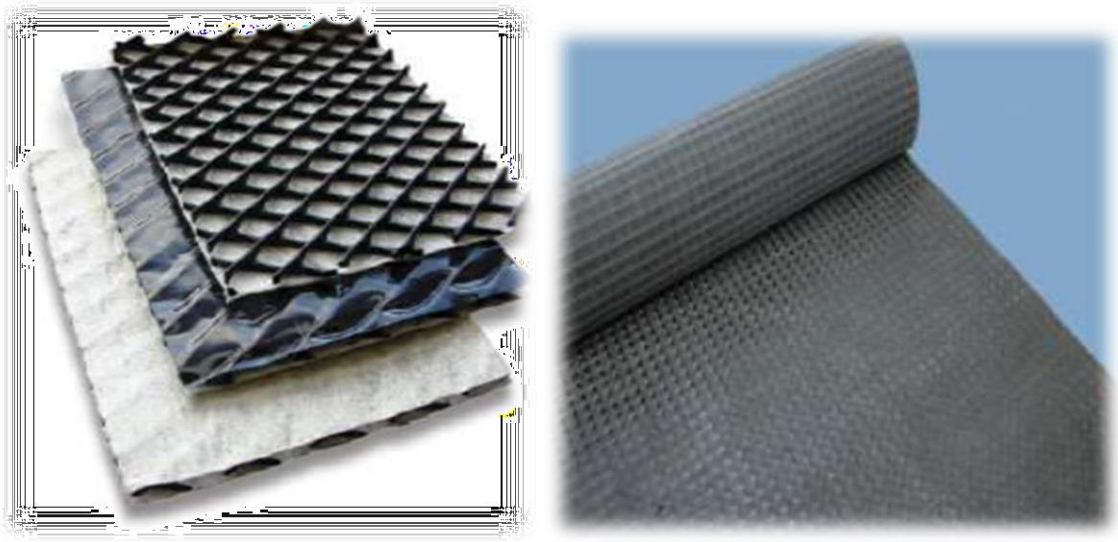


Figure 2.10 : Géocomposites [21]

2.5.3 Fonctions des géosynthétiques

2.5.3.1 Séparation

La mise en place d'un géosynthétique entre deux couches de sol permet d'assurer leur séparation et de préserver leurs propriétés mécaniques respectives. Dans les ouvrages routiers, les géotextiles jouent un

rôle essentiel en empêchant l'interpénétration des matériaux granulaires et des sols fins de fondation, ce qui améliore la stabilité et la longévité de la chaussée [27] .

2.5.3.2 Renforcement

Les géosynthétiques assurent une fonction de renforcement lorsqu'ils sont incorporés dans un massif de sol afin d'en améliorer les propriétés de résistance et de déformation. En agissant en interaction avec le sol, ils forment un matériau composite plus stable et plus résistant. Les géotextiles sont particulièrement utilisés pour renforcer les remblais, stabiliser les pentes, réaliser des murs en sol renforcé et permettre la construction sur des sols de faible portance [27]

2.5.3.3 Contrôle de l'érosion

La fonction de contrôle de l'érosion assurée par les géosynthétiques consiste à protéger les sols contre les effets de l'eau et des précipitations. Placés à la surface des pentes ou des terrains exposés, ils réduisent le détachement et le transport des particules fines. Des éléments tels que les nappes de protection, les matelas géosynthétiques et les fascines filtrantes permettent de stabiliser les sols et de limiter la propagation des sédiments [27]

2.5.3.4 Filtration

Le géosynthétique assure une fonction de filtration en permettant la circulation de l'eau à travers le sol tout en retenant les particules fines. Les géotextiles sont couramment utilisés pour empêcher la migration des sols vers les couches drainantes ou les systèmes de drainage, tout en garantissant la continuité de l'écoulement. Ils sont également placés sous les enrochements ou autres dispositifs de protection des berges afin de limiter l'érosion [27]

2.5.3.5 Drainage

Dans sa fonction drainante, le géosynthétique permet de collecter et d'évacuer les eaux au sein des sols faiblement perméables. Les géotextiles contribuent à réduire les pressions interstitielles sous les remblais routiers. Pour des écoulements plus importants, des géocomposites drainants sont mis en œuvre. Les drains verticaux préfabriqués sont également utilisés pour améliorer et accélérer la consolidation des sols mous [27].

2.5.4 Intérêt de l'utilisation des géosynthétiques en renforcement

- Amélioration du comportement mécanique du sol et augmentation de sa capacité de résistance.
- Limitation du mélange entre les matériaux rapportés et le terrain naturel, ce qui réduit les déplacements de sol.
- Réduction des mélanges indésirables et diminution des volumes de matériaux à transporter.

- Renforcement des structures routières et ferroviaires afin d'améliorer leurs performances.
- Diminution de la surface nécessaire à la réalisation des ouvrages.
- Possibilité d'aménager des merlons anti-bruit mieux intégrés dans le paysage.
- Raccourcissement des délais d'exécution, même en période climatique défavorable.
- Amélioration de la stabilité et de la sécurité des remblais.
- Meilleure intégration environnementale des aménagements.
- Réduction des coûts globaux du projet.

2.6 Renforcement par traitement en profondeur

Le renforcement par amélioration en profondeur vise à accroître les propriétés mécaniques du sol en modifiant sa structure interne. Le vibrocompactage permet d'augmenter la densité relative des sols granulaires, d'améliorer leur résistance au cisaillement et de limiter les tassements. Le procédé consiste à introduire un vibreur dans le terrain afin de provoquer une réorganisation des grains. Les colonnes ainsi formées sont remplies de ballast pour assurer une meilleure stabilité. Cette technique est particulièrement efficace dans les sols à structure granulaire [21].



Figure 2.11 : Renforcement par traitement en profondeur [21]

2.7 Comportement statique des sols renforcés

2.7.1 Mécanisme de renforcement des sols

On comprend comment un élément du sol subit une déformation au sein d'un massif en état d'équilibre limite : la poussée est dérivée de l'expansion latérale du massif. La prémisse fondamentale proposée par Henri Vidal est de contrecarrer cette expansion latérale en utilisant les interactions de frottement entre les grains du sol et les renforts horizontaux. S'il existe un frottement suffisant pour empêcher le

mouvement relatif entre les grains et le cadre, la déformation horizontale du massif est efficacement atténuée [28].

Il devient alors évident que tous les phénomènes sont perçus comme si le sol possédait une cohésion apparente. Les caractéristiques anisotropiques se manifestent uniquement en réponse à des déformations horizontales. Il est impératif de s'assurer que les forces de contact entre les constituants granulaires et les renforts sont orientées par rapport aux renforts normaux selon un angle α tel que [29] :

$$\tan\alpha < \tan\varphi$$

$\tan\varphi$: coefficient de frottement entre le sol et l'armature de renforcement

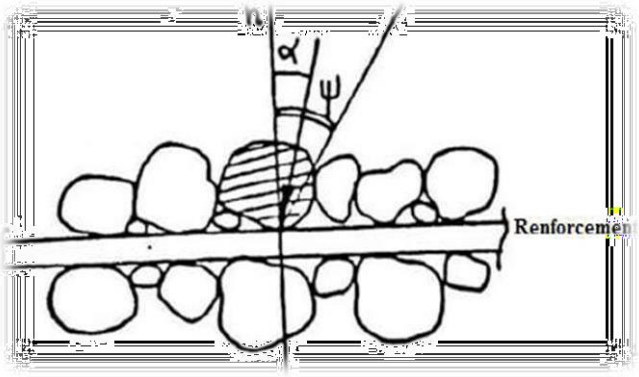


Figure 2.12 : Interaction entre les particules du sol et les matériaux de renforcement [21]

Considérons un élément de renforcement de longueur dl représenté sur la Figure 2.13. Sur cette portion, l'effort de traction dans l'armature subit une variation dT. La contrainte normale exercée par le sol sur l'élément de renforcement est notée σ. Étant donné que l'armature est sollicitée sur ses deux faces, l'équilibre de cet élément élémentaire peut s'exprimer par :

$$dT = 2 \cdot b \cdot \sigma \cdot \tan\alpha \cdot dl \qquad (38)$$

: largeur de l'élément de renforcement (m)

dT : variation de l'effort de traction (kN)

: contrainte normale exercée par le sol sur le renforcement (kPa)

dl : élément infinitésimal de longueur (m)

En supposant $dT = 2\ \sigma \tan\alpha \cdot b \cdot dl$, la condition tan α < tan ψ est exprimée en introduisant le coefficient de sécurité F :

$$\frac{dT}{(2 \cdot \sigma \cdot b \cdot dl)} < \frac{\tan\psi}{F} \qquad (39)$$

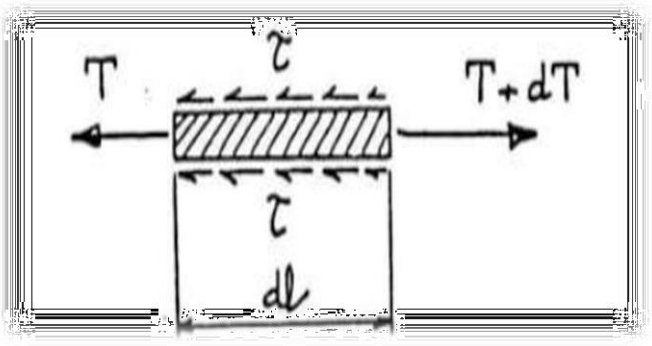


Figure 2.13 : Équilibre d'un système de renforcement

Lorsqu'un sol granulaire dense est soumis à une charge axiale, il a tendance à se dilater latéralement. Cette dilatation entraîne une déformation horizontale importante par rapport à la déformation verticale. Toutefois, la présence d'éléments de renforcement inextensibles dans la masse du sol limite cette expansion latérale. Ainsi, le comportement du sol devient similaire à celui d'un sol soumis à une contrainte latérale équivalente à la pression des terres au repos K_0 [30]

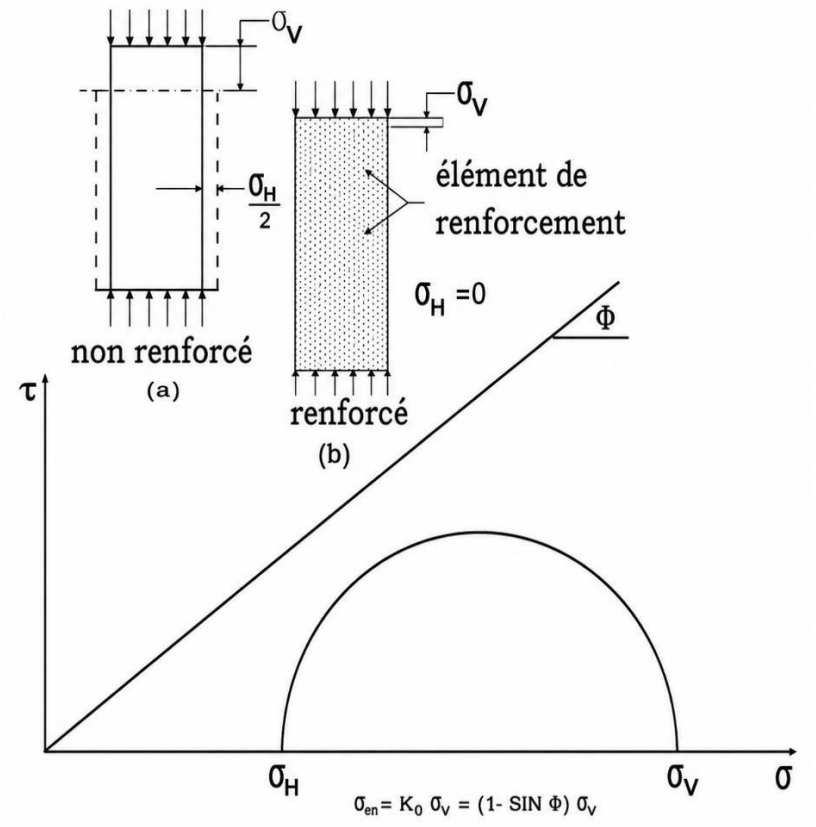


Figure 2.14 : Mécanisme général du renforcement des sols [30]

2.7.2 Comportement mécanique et principe du sol renforcé [31]

Le fonctionnement de la terre renforcée est principalement lié au frottement qui se développe entre le sol et les éléments de renforcement. Plusieurs recherches, aussi bien théoriques qu'expérimentales, ont été réalisées afin de mieux comprendre ce mécanisme.

Ces études ont montré que le comportement du sol renforcé reste relativement complexe. En effet, l'ensemble sol–renforcement peut être considéré comme un matériau composite dont la cohésion dépend en grande partie de la résistance à la traction des éléments de renforcement. Les observations réalisées sur des modèles réduits et sur des ouvrages existants montrent que la force de traction dans les éléments de renforcement n'est pas constante sur toute leur longueur. Elle est nulle aux extrémités libres et n'atteint pas forcément sa valeur maximale au niveau du parement. On distingue généralement deux zones dans un massif de sol renforcé :

- **Zone active** : dans cette zone, le sol a tendance à se déplacer vers l'extérieur du massif. Ce mouvement est limité grâce aux forces de frottement orientées vers l'intérieur du massif, provoquant une augmentation de l'effort de traction dans les renforcements.
- **Zone passive** : dans cette partie, l'élément de renforcement est soumis à un effort de traction important. La mobilisation des forces de frottement à l'interface sol–renforcement tend à retenir cet élément.

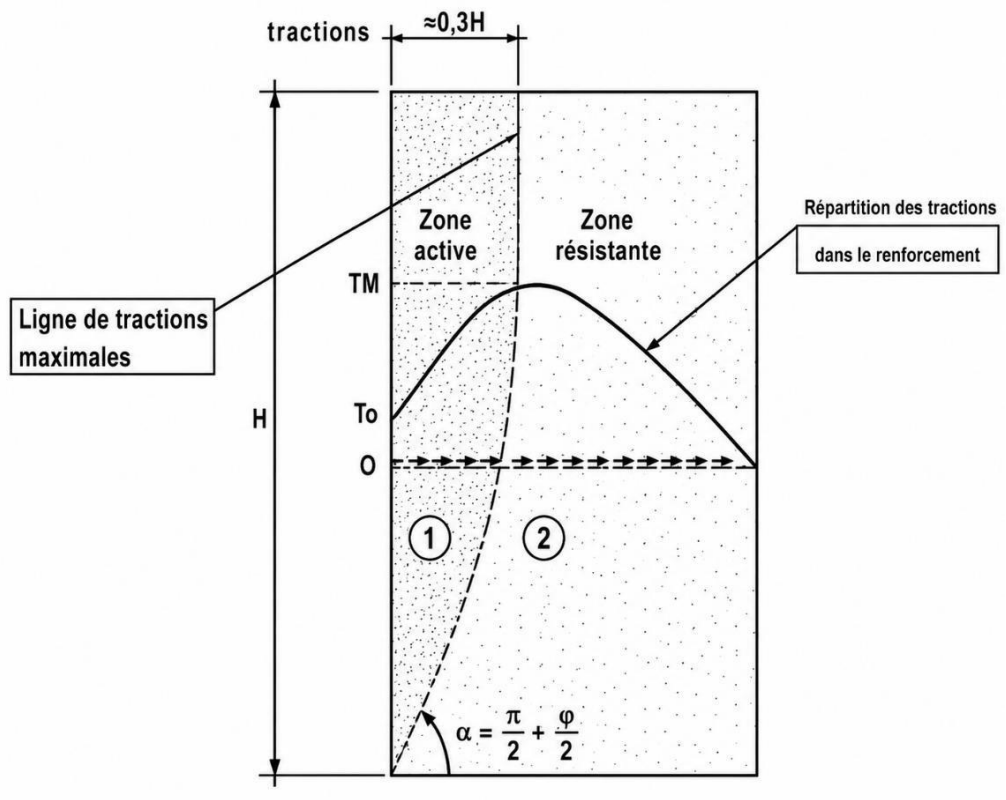


Figure 2.15 : Répartition des efforts de traction dans les éléments de renforcement

2.7.3 Comportement d'ensemble des ouvrages en sol renforcé [32]

2.7.3.1 Analyse externe

Les différentes études expérimentales et numériques ont montré que les murs en sol renforcé par armatures métalliques se comportent comme un massif souple et cohérent. Ils peuvent supporter des tassements différentiels sans provoquer de déformations irréversibles.

Les contraintes transmises au sol de fondation sont généralement quasi linéaires. Elles proviennent du poids propre de l'ouvrage W, ainsi que des surcharges et des poussées latérales appliquées. La contrainte σ_v à la base est calculée à partir de la formule de Meyerhof, selon la norme NF P 94-270 (2009) :

$$\sigma_v = \frac{R_v}{(\ -\ 2\ )}\ ;\ avec\ e\ =\ \frac{M}{R_v}$$

R_v : résultante verticale par mètre linéaire de parement, appliquée au centre de la base du massif (kN/m)

L : longueur du mur, correspondant à celle de l'ouvrage (m)

M : moment résultant calculé au centre de la base du mur par mètre de parement, conformément à NF P 94-220 (kN·m/m)

e : excentrement de la résultante (m)

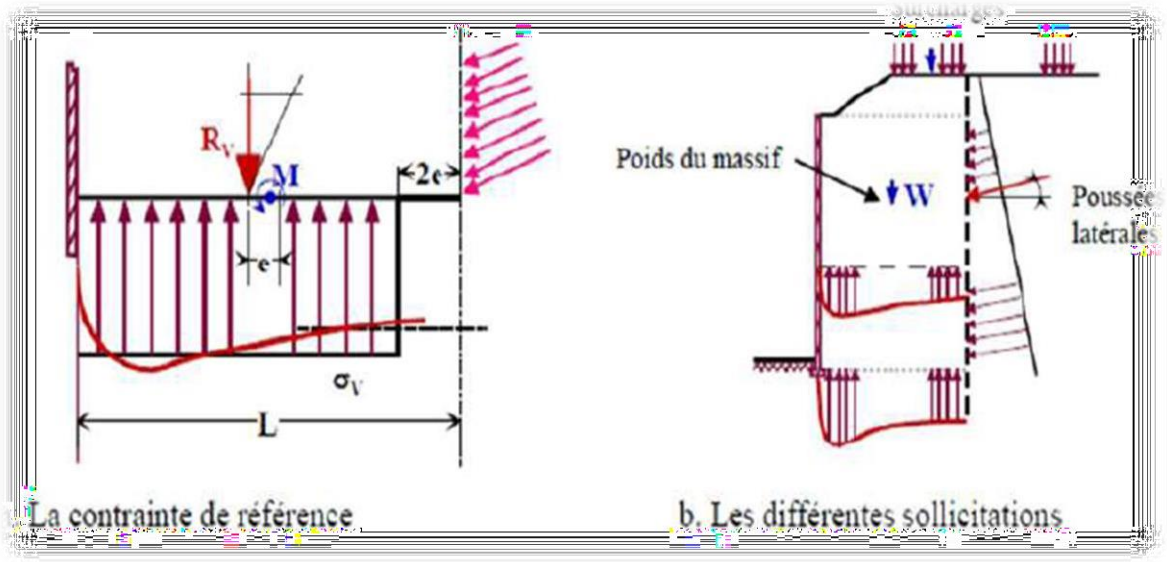


Figure 2.16 : Distribution des sollicitations dans le sol de fondation d'un mur en sol renforcé [21]

2.7.3.2 Analyse interne

La force de traction dans les renforcements n'atteint son maximum qu'à une certaine distance en arrière du parement. La ligne joignant les points de traction maximale sépare la zone active, où les renforcements retiennent le remblai, de la zone résistante, où le frottement du remblai retient les renforcements. Tous les résultats concordent à montrer que cette ligne, qui part du pied du massif, se

redresse pratiquement à la verticale à une distance du parement inférieure à 0,3 H. Ceci reste vrai quelles que soient les proportions du massif (jusqu'à L/H = 0,4) et même pour des massifs de forme trapézoïdale [Figure 2.17].

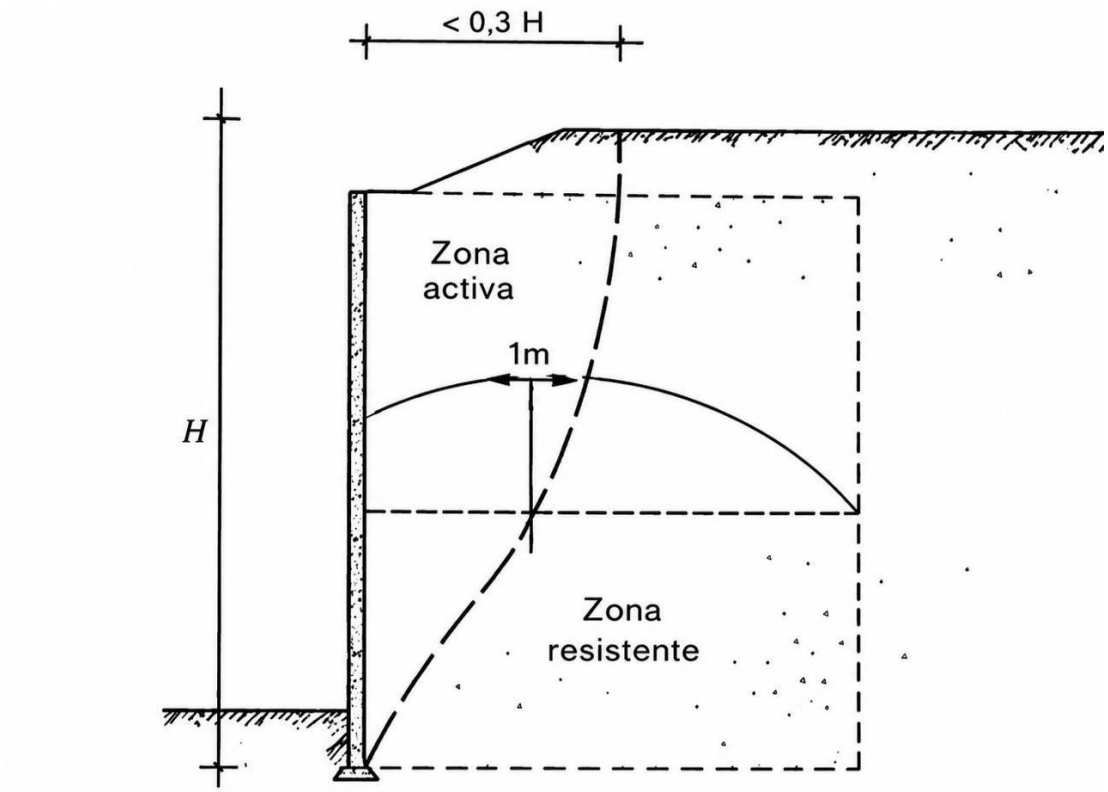


Figure 2.17 : Limites de la zone active du massif renforcé

2.8 Modes de rupture des ouvrages en sol renforcé

Plusieurs modes de rupture peuvent affecter les ouvrages en sol renforcé (Figure 2.18) :

- (a) Le glissement de l'ouvrage à la base.
- (b) Le renversement de la structure.
- (c) Le poinçonnement du sol de fondation.
- (d) Le glissement global englobant l'ensemble de l'ouvrage.
- (e) La rupture des éléments structuraux.

Les quatre premiers modes correspondent à des phénomènes d'instabilité externe, tandis que le dernier concerne l'instabilité interne de l'ouvrage. L'analyse de la stabilité externe repose généralement sur des approches classiques applicables à différents types d'ouvrages de soutènement. En revanche, l'étude de la stabilité interne dépend fortement de la nature du système de renforcement utilisé.

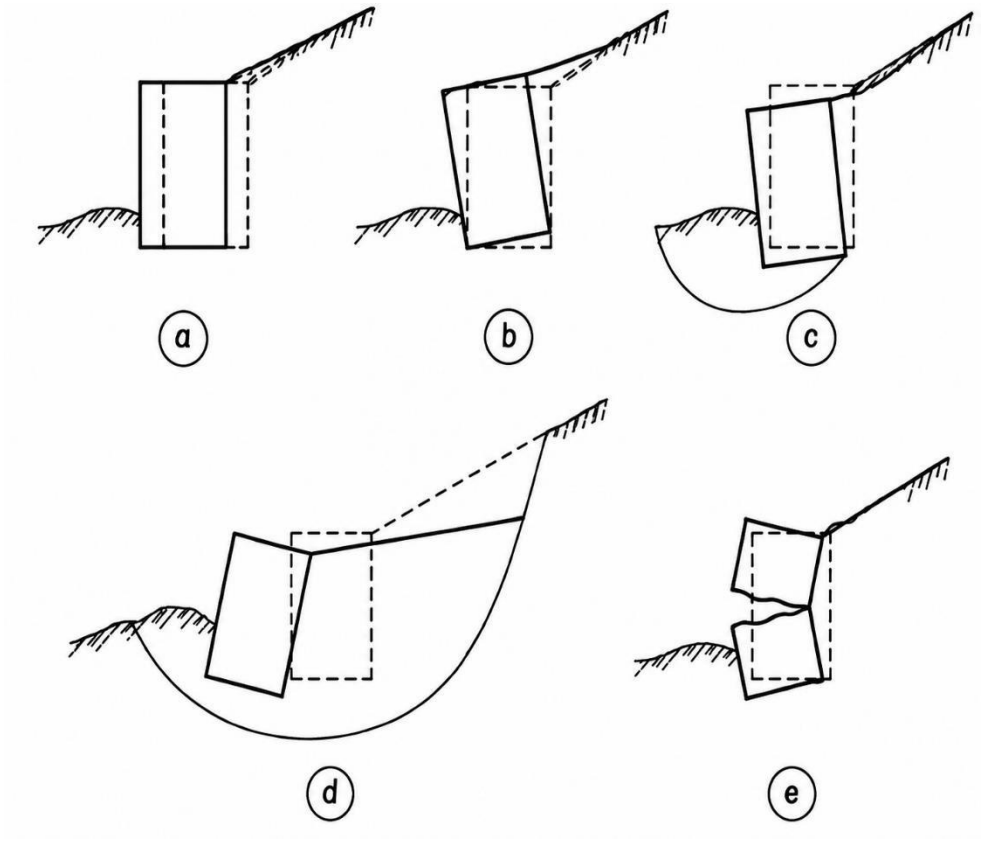


Figure 2.18 *:* Principaux mécanismes de rupture des structures en sol renforcé [21]

2.9 Règles de justification sous sollicitations statiques

La norme NF P 94-270 (partie 4.7) précise les différents états limites à vérifier pour assurer la stabilité des ouvrages en sol renforcé. Ces états limites comprennent :

- Les états limites liés à l'instabilité externe locale, tels que le glissement à la base de l'ouvrage ou le poinçonnement du sol de fondation.
- L'état limite d'instabilité générale, correspondant à un glissement global du terrain suivant une surface de rupture située à l'extérieur de l'ouvrage.
- Les états limites d'instabilité interne, qui concernent le comportement des éléments de renforcement à l'intérieur du massif.
- L'état limite d'instabilité mixte, caractérisé par un mécanisme de rupture combinant des zones internes et externes, avec des surfaces de rupture traversant les différentes couches de renforcement.

2.9.1 Stabilité interne

Elle est vérifiée pour chaque niveau de renforcement. Les efforts de traction doivent rester inférieurs à la résistance au frottement entre le sol et le renforcement, ainsi qu'à la résistance propre du renforcement.

2.9.2 Stabilité externe

Elle est étudiée comme pour un mur de soutènement classique. La poussée des terres est calculée sur un plan fictif situé derrière les renforcements. On vérifie le glissement, le poinçonnement et le renversement.

2.9.3 Stabilité globale

Elle est liée au comportement global du terrain et se traite comme un problème de pente, en vérifiant le risque de glissement.

2.9.4 Stabilité mixte

Elle correspond à des surfaces de rupture qui traversent à la fois le sol et les renforcements, et dont l'équilibre doit être assuré (Figure 2.19a). Il faut également considérer le cas particulier où les renforcements sont très longs par rapport à la hauteur du massif (L > H). Dans ce cas, la rupture peut se produire à l'intérieur même du sol renforcé et la largeur étudiée du massif est généralement limitée à H (LCPC-SETRA, 1979) [Figure 2.19b].

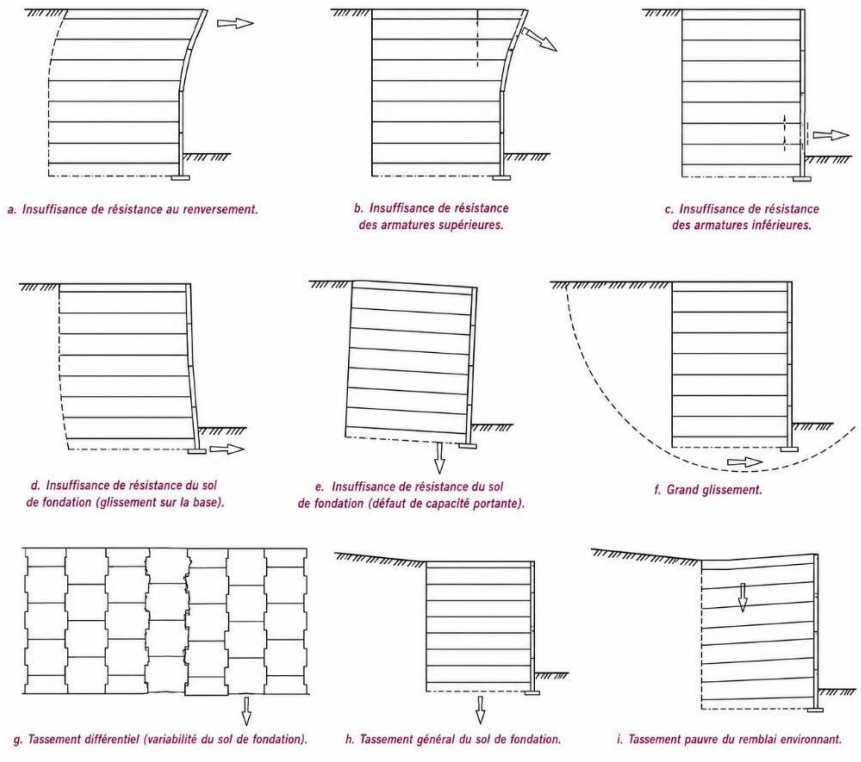


Figure 2.19a *:* Mécanismes de rupture des murs en sol renforcé par éléments métalliques [21]

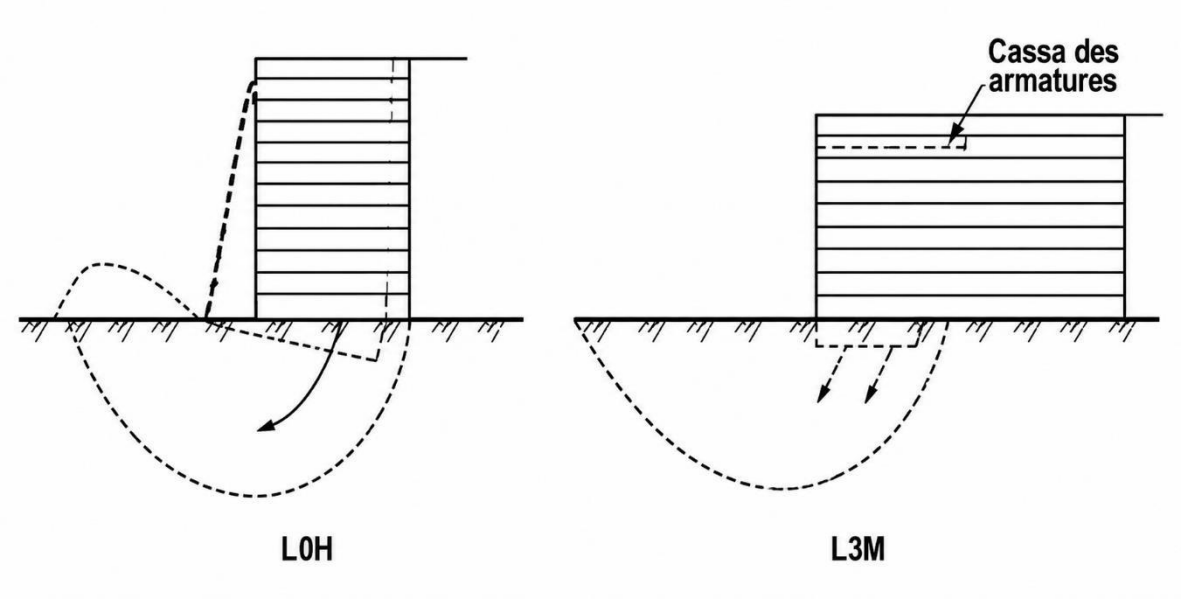


Figure 2.19b : Mécanismes de rupture des fondations des murs en sol renforcé [21]

2.10 L'influence des cavités dans des fondations superficielles

La présence de cavités souterraines, de même que la proximité entre deux fondations, peut modifier de manière significative la capacité portante des semelles. De nombreuses recherches se sont intéressées à ces effets afin d'évaluer leur influence sur le comportement des fondations. Les principales études réalisées dans ce domaine seront ainsi présentées, accompagnées d'une analyse des résultats obtenus, des approches de calcul adoptées et des différents paramètres pris en compte dans l'estimation de la capacité portante.[33]

2.10.1 Les différents types de cavités

2.10.1.1 cavité naturelle

Les cavités naturelles résultent principalement de phénomènes géologiques liés à la circulation de l'eau dans les formations rocheuses. La dissolution progressive des roches sédimentaires peut ainsi engendrer des cavités souterraines de dimensions variables. On distingue généralement trois principales catégories de cavités naturelles : les cavités de dissolution, les cavités de suffusion et les cavités d'origine volcanique.

2.10.1.2 Cavité anthropiques

Les cavités anthropiques, c'est-à-dire d'origine humaine, sont de nature variée. Elles comprennent notamment les carrières souterraines, généralement exploitées à faible profondeur (entre 5 et 50 mètres), les caves troglodytiques aménagées à flanc de coteaux, les caves situées en zones urbaines ou bâties, ainsi que divers ouvrages souterrains à vocation militaire [34].

2.10.2 Effets de présence de cavités dans le sol

Lors de la conception et du dimensionnement des fondations superficielles, plusieurs paramètres doivent être pris en considération afin d'assurer une capacité portante suffisante et un comportement stable de l'ouvrage. Parmi ces paramètres, la présence de cavités dans le sol constitue un facteur important pouvant influencer significativement la portance des semelles.

Ces cavités peuvent être d'origine naturelle, telles que les vides souterrains ou les grottes, ou d'origine anthropique, résultant d'anciennes excavations, de tranchées ou de travaux souterrains. La présence de telles discontinuités dans le massif de sol peut entraîner une diminution de sa résistance mécanique, ce qui risque de provoquer des tassements excessifs ou des déformations de la structure supportée.[33]

2.10.3 Etude expérimentale et théorique MEF sur sols argileux limoneux (Baus & Wang, 1983)

L'étude réalisée par Baus et Wang (1983) porte sur le comportement de la capacité portante des semelles filantes superficielles reposant au-dessus d'une cavité souterraine. Considérée comme l'une des premières recherches consacrées à cette problématique, cette étude se limite au cas de semelles centrées au-dessus de cavités continues de géométrie régulière, soumises à un chargement vertical centré (Figure 2.20)

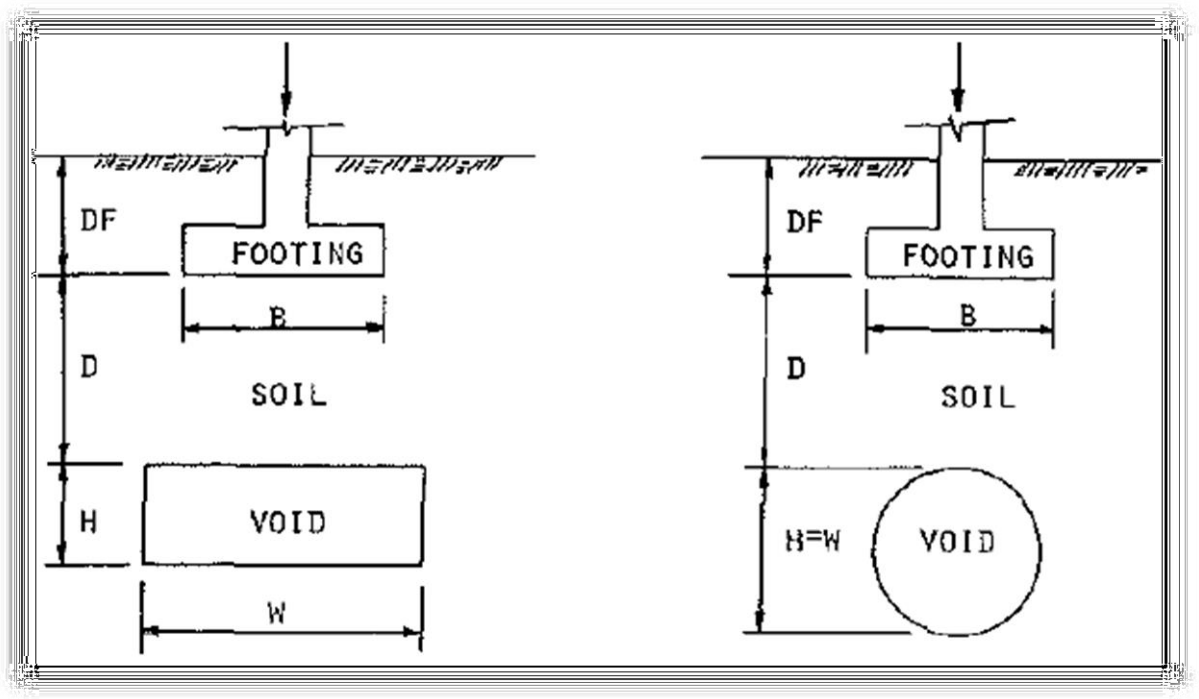


Figure 2.20 : Modèle d'une fondation filante située au-dessus d'un vide continu**. (**Baus & Wang, 1983). [33]

Le comportement d'une semelle filante soumise à une charge et reposant au-dessus d'un vide continu dans un sol argilo-limoneux a fait l'objet d'une étude expérimentale et théorique. Cette recherche comprenait des essais sur modèles réduits réalisés dans un bac d'essai contenant une argile limoneuse compactée servant de sol de fondation (Figure 2.21)

Parallèlement, une analyse théorique a été menée à l'aide de la méthode des éléments finis (Figure 2.22), dans laquelle le sol a été modélisé comme un matériau élastoplastique parfaitement plastique.

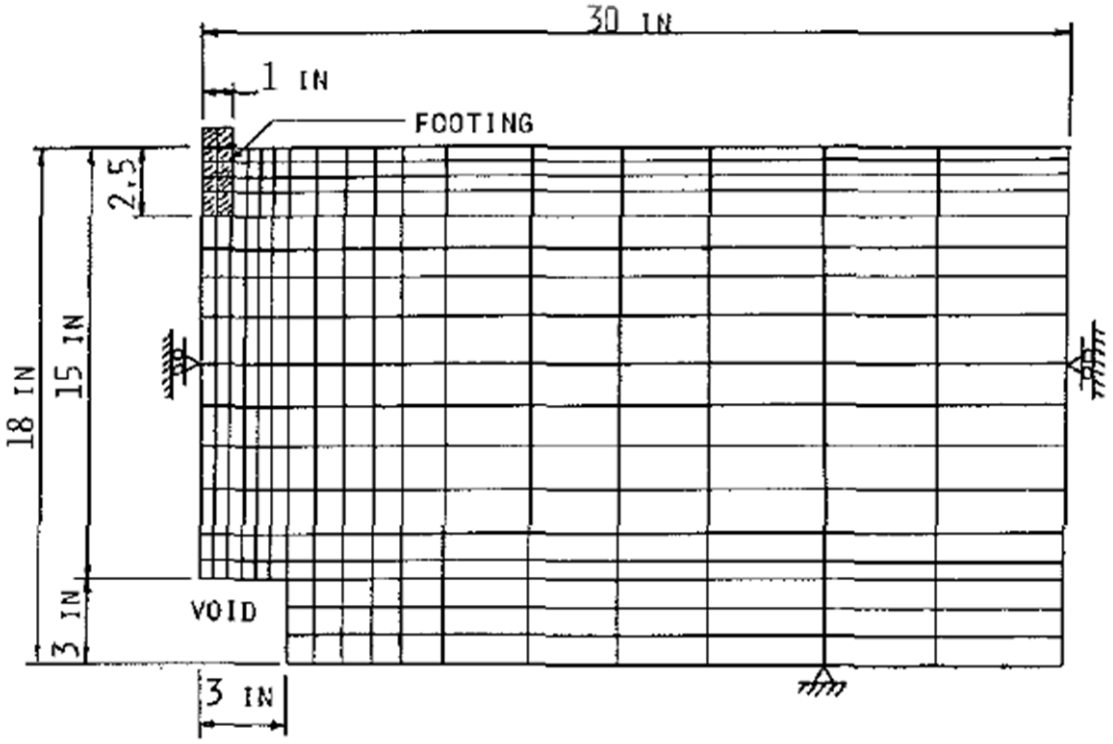


Figure 2.21 : Modèle par éléments finis adopté par Baus et Wang (1983).

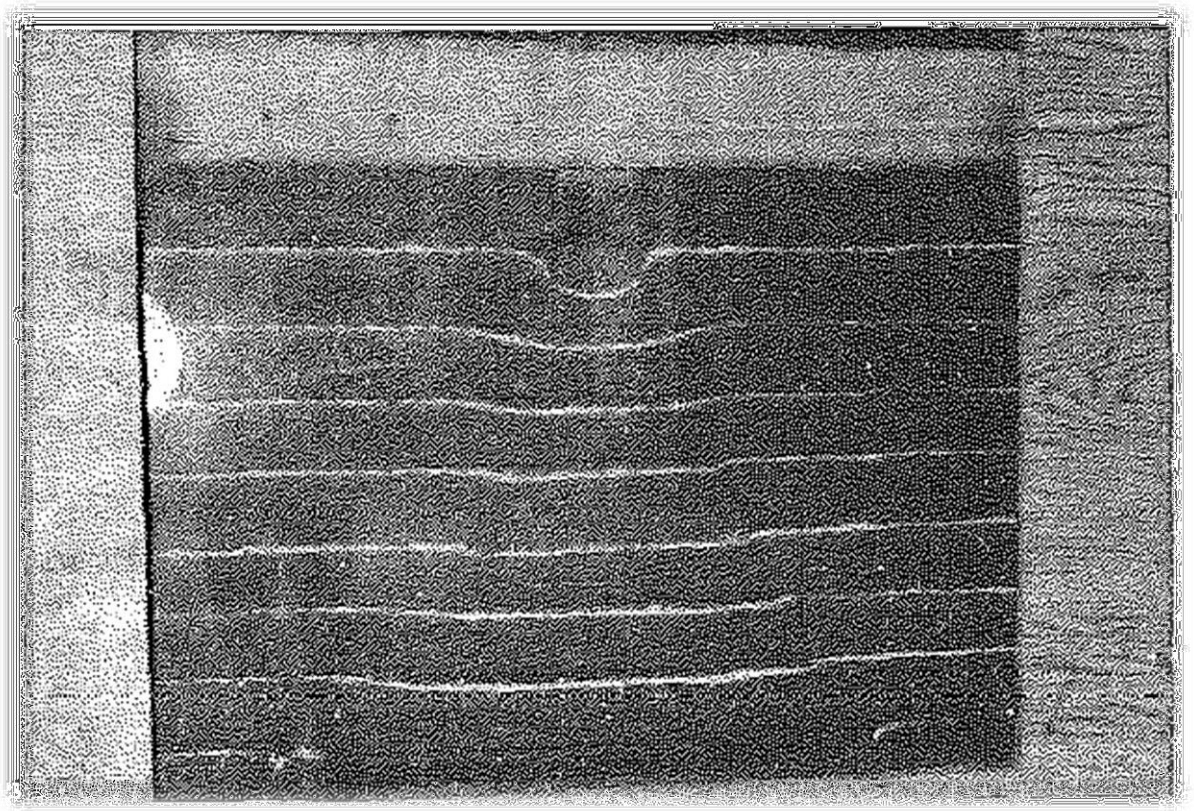
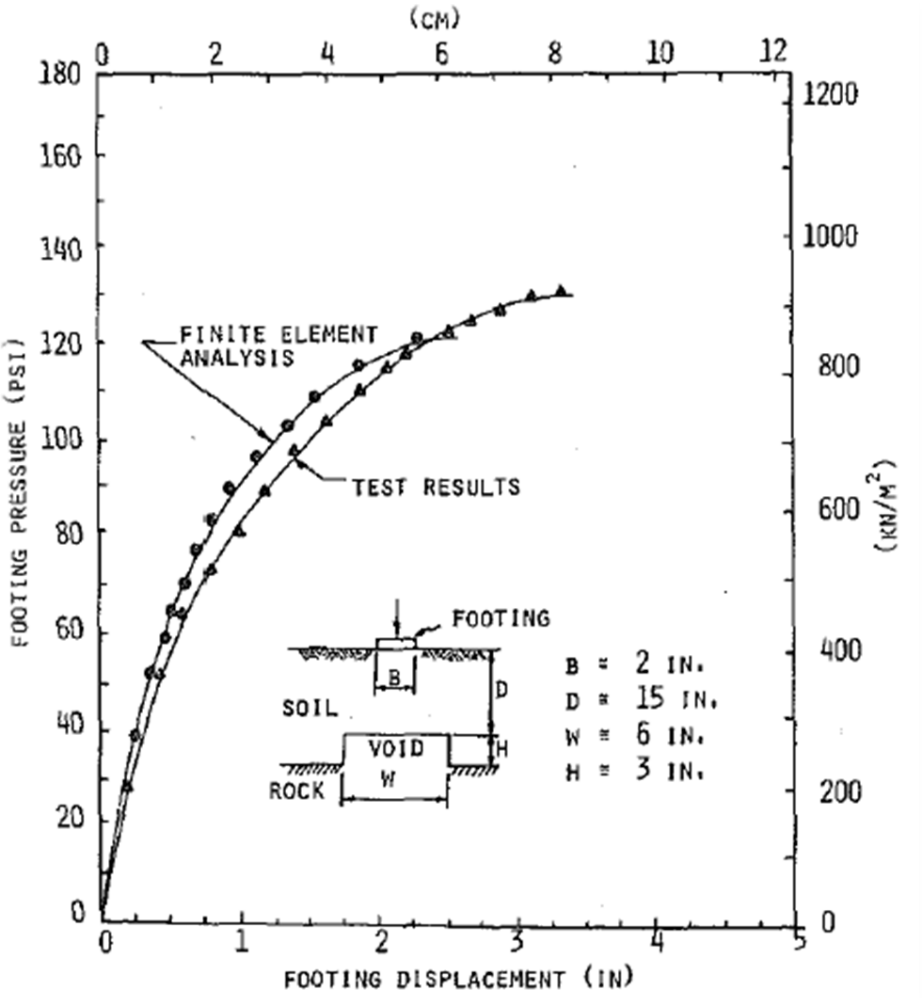


Figure 2.22 : Modèle expérimental réalisé par Baus et Wang (1983). [33]

Les résultats obtenus à partir de l'analyse théorique présentent une bonne concordance avec les données expérimentales. L'étude met en évidence l'existence d'une profondeur critique au-delà de laquelle l'influence de la cavité sur le comportement de la semelle devient négligeable.

En revanche, lorsque la cavité se situe au-dessus de cette profondeur critique, la capacité portante de la semelle est fortement affectée par plusieurs paramètres, notamment la profondeur d'ancrage de la fondation ainsi que les dimensions et la position de la cavité. Les principaux résultats de cette étude sont présentés sous forme graphique. [33]



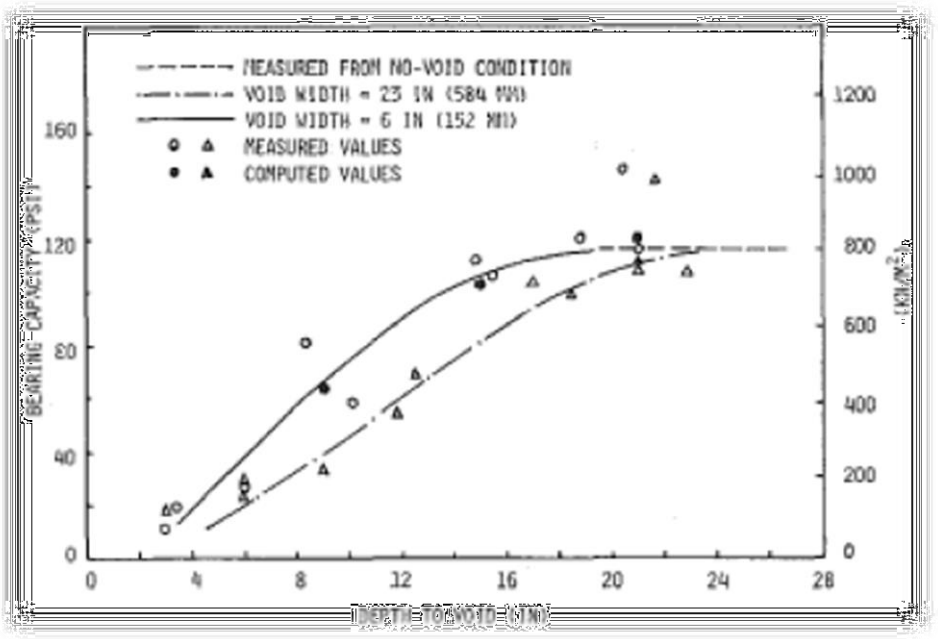


Figure 2.23 : Comparaison entre les résultats obtenus par la MEF et les essais expérimentaux sur modèle de semelle (Baus & Wang, 1983).[33]

D'après les résultats obtenus dans cette étude, il apparaît que le comportement de la capacité portante d'une semelle filante reposant au-dessus d'une cavité peut être analysé efficacement à l'aide de la méthode des éléments finis. Les conclusions obtenues constituent ainsi une base de référence utile pour l'évaluation de la capacité portante des semelles continues centrées sur un vide souterrain dans des sols argilo-limoneux

2.11 Conclusion

Ce chapitre a permis de présenter les principales techniques de renforcement des sols, en particulier l'utilisation des géosynthétiques et les traitements en profondeur. Ces méthodes jouent un rôle essentiel dans l'amélioration du comportement mécanique des sols et dans l'augmentation de la stabilité des ouvrages géotechniques. L'analyse du mécanisme de renforcement ainsi que du comportement du système sol–structure montre que l'efficacité du renforcement dépend fortement des propriétés du sol et du choix de la technique adoptée. Enfin, les règles de justification sous sollicitations statiques permettent de garantir la sécurité et la performance des ouvrages

CHAPITRE III :

Modélisations numériques

3.1. Introduction

Ce chapitre présente la méthodologie de modélisation numérique adoptée dans cette étude pour analyser la capacité portante des sols renforcés par géogrille. Le sol étudié est un sol granulaire à comportement frottant, sans cohésion (c = 0), modélisé à l'aide du logiciel PLAXIS 2D (version 2024). Le modèle numérique est défini en précisant la géométrie, les caractéristiques des matériaux, les conditions aux limites, le maillage ainsi que les conditions de chargement et hydrauliques. Enfin, les différentes phases de calcul et l'analyse des déformations sont présentées afin de reproduire les conditions de l'étude expérimentale et d'examiner le comportement du sol renforcé sous chargement vertical.

3.2. Description du modèle numérique

Le modèle numérique développé dans cette étude représente un domaine de sol rectangulaire de 10B de longueur et de 12B de profondeur. Le massif de sol est renforcé par des couches de géogrilles afin d'améliorer son comportement mécanique sous chargement. Une semelle filante centrée, de largeur B = 20 mm, est placée directement à la surface du sol pour représenter la charge appliquée. L'analyse est réalisée en conditions de déformation plane (plane strain) à l'aide du logiciel aux éléments finis PLAXIS 2D, conformément aux hypothèses de l'essai expérimental réalisé par Sagar Jaiswal et Vinay Bhushan Chauhan [35].

Cette configuration a été choisie afin d'assurer une simulation fiable du comportement de la fondation sur sol renforcé et d'étudier sa réponse sous tassement imposé. Les paramètres géométriques adimensionnels adoptés sont les suivants :

– b/B = 8 [35]

– h/B = 0,2 à 0,4 [35]

– d/B = 0,2 [35]

– u/B = 0,3 [35]

Où b est la largeur du modèle, h l'espacement entre les couches de géogrille, d la profondeur de la première couche et u la profondeur d'encastrement de la semelle.

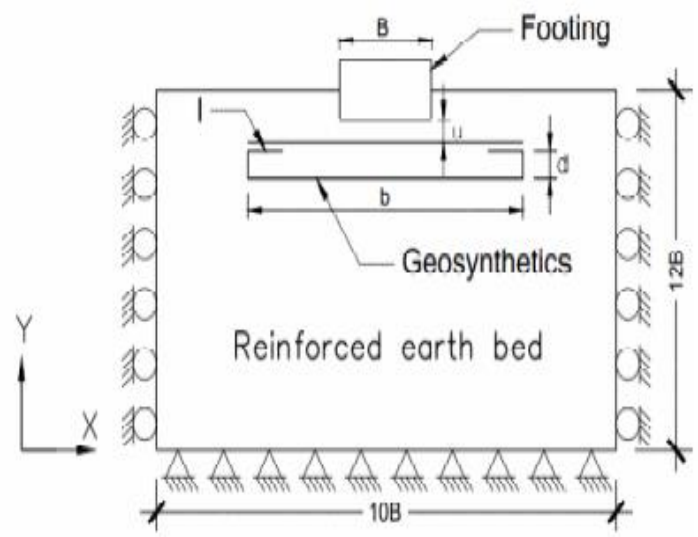


Figure 3.1 : Configuration géométrique du modèle et conditions aux limites [35]

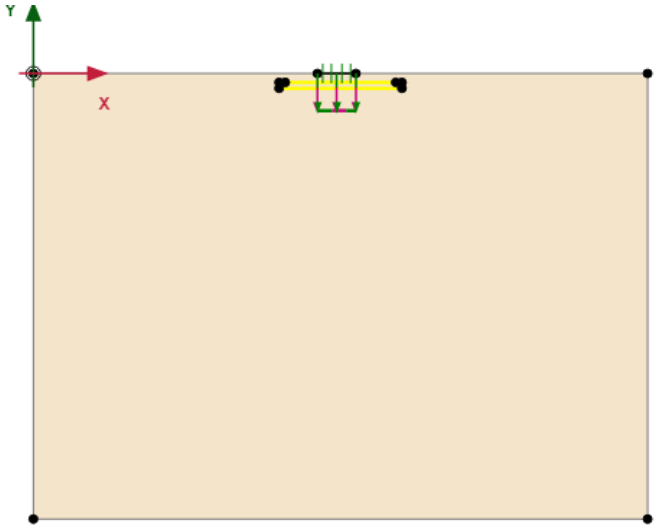


Figure 3.2 : Géométrie du modèle dans PLAXIS 2D

3.3. Propriétés des matériaux

Les différentes couches de sol nécessitent la définition de plusieurs jeux de paramètres matériaux. Les caractéristiques mécaniques correspondantes sont regroupées dans le Tableau 3.1 ci-dessous.

Tableau 3.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans les modélisations numériques

Paramètre	**Symbole**	**Sable dense**	**Sable lâche**	**Géogrille**
Angle de frottement interne	φ (°)	40	25	—
Poids volumique	γ (kN/m³)	17,65	15,00	—
Module de Young	E (kN/m²)	100 000	27 000	—
Cohésion	c (kN/m²)	0,1	0,1	—
Coefficient de Poisson	ν (—)	0,40	0,30	—
Coefficient d'interface	Rinter	0,70	0,70	—
Rigidité axiale	EA (kN/m)	—	—	1 000

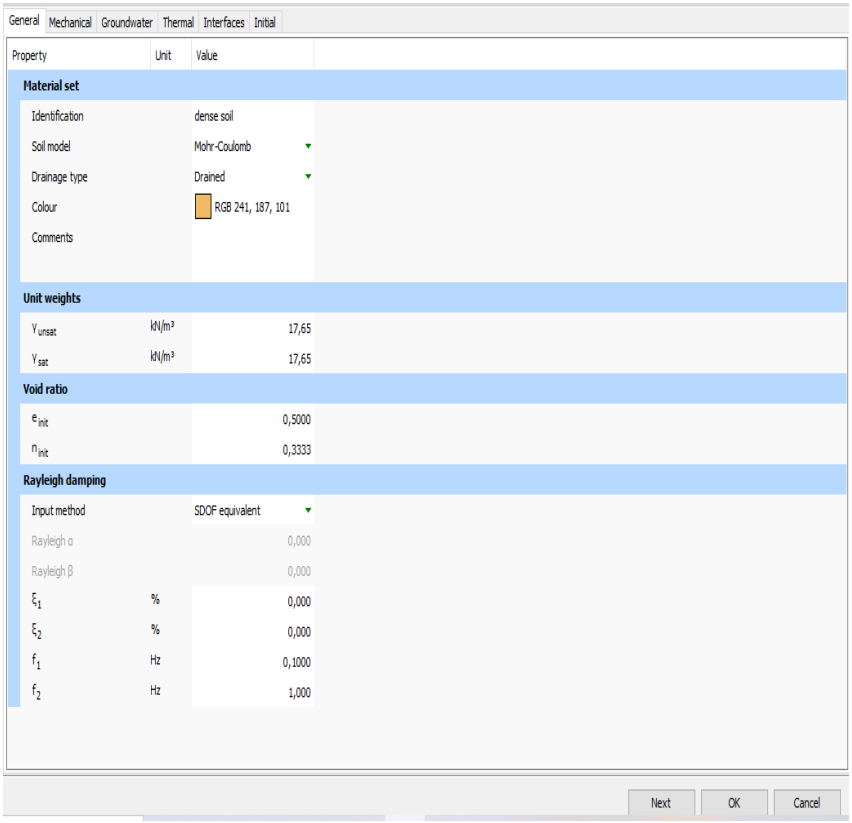


Figure 3.3 : Fenêtre de saisie des paramètres généraux du sable dense dans PLAXIS 2D

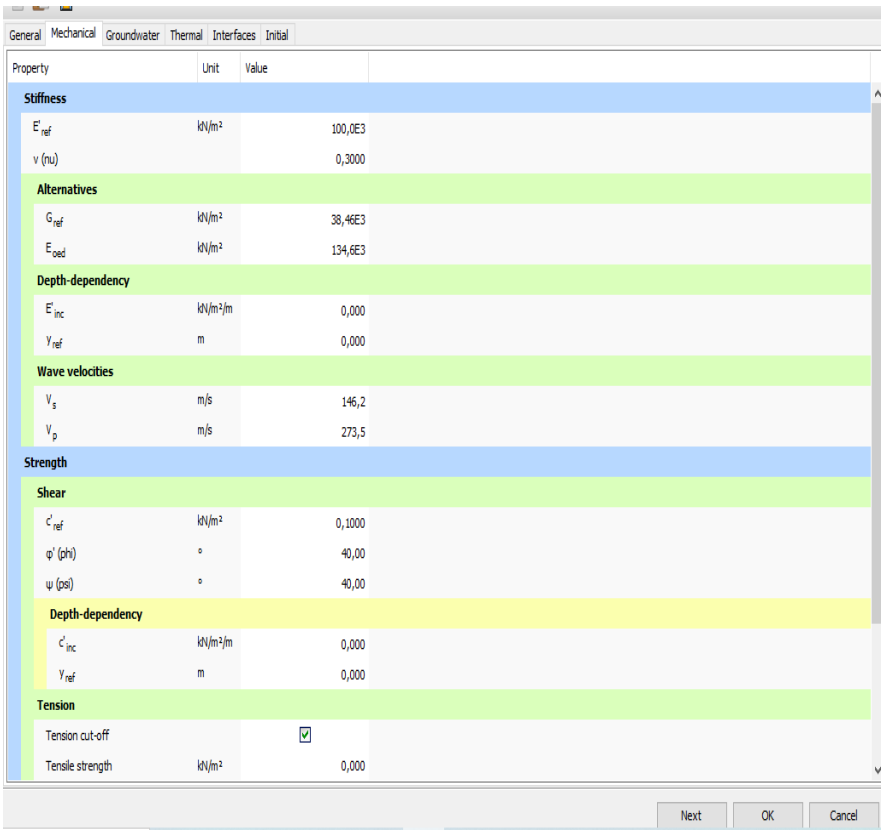


Figure3.4 : Fenêtre de saisie des paramètres mécaniques du sable dense dans PLAXIS 2D

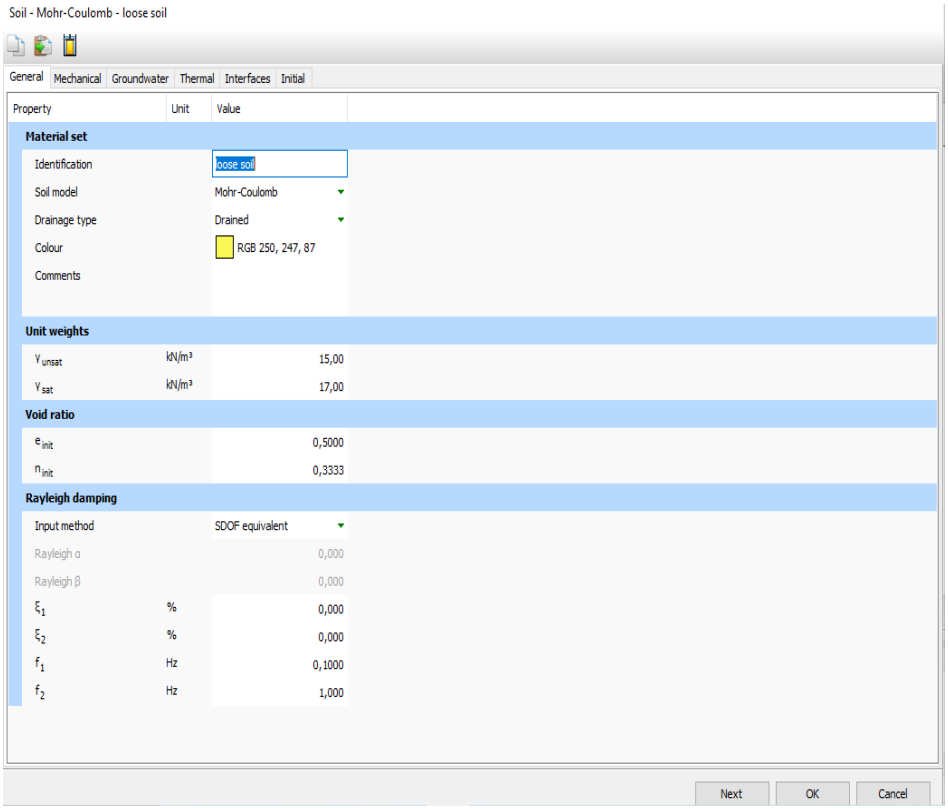


Figure 3.1 : Fenêtre de saisie des paramètres généraux du sable lâche dans PLAXIS 2D

Figure 3.5 : Fenêtre de saisie des paramètres généraux du sable lâche dans PLAXIS 2D

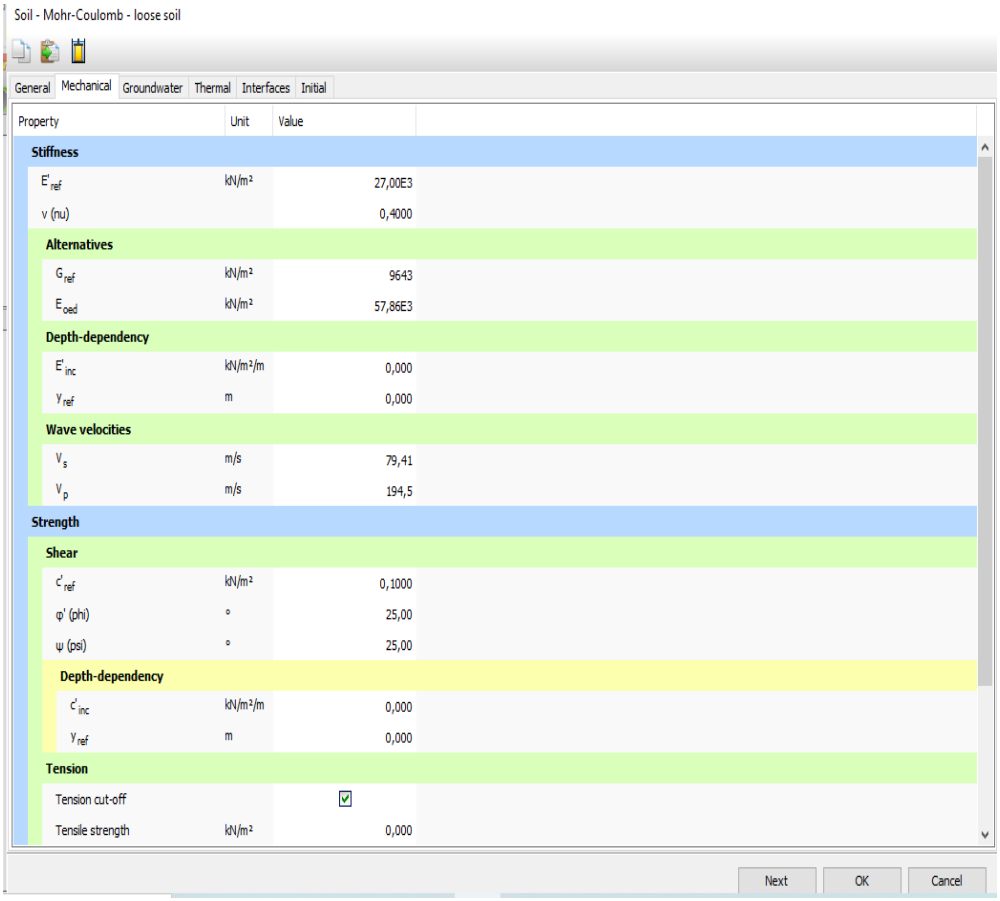


Figure 3.6 : Fenêtre de saisie des paramètres mécaniques du sable lâche dans PLAXIS 2D

3.3.2. Renforcement par géogrille

Dans le modèle numérique, le renforcement du sol a été modélisé à l'aide d'éléments « géogrille » disponibles dans PLAXIS 2D. Ces éléments structuraux permettent de représenter le comportement en traction des couches de renforcement et nécessitent uniquement la définition de la rigidité axiale EA. Dans cette étude, la valeur adoptée est EA = 1 000 kN/m.

Les éléments de géogrille ont été considérés comme des matériaux travaillant exclusivement en traction, sans rigidité en flexion, afin de reproduire fidèlement le comportement mécanique du renforcement géosynthétique dans le sol. Cette approche permet de mieux simuler l'interaction entre le massif de sol et les couches de renforcement sous chargement vertical.

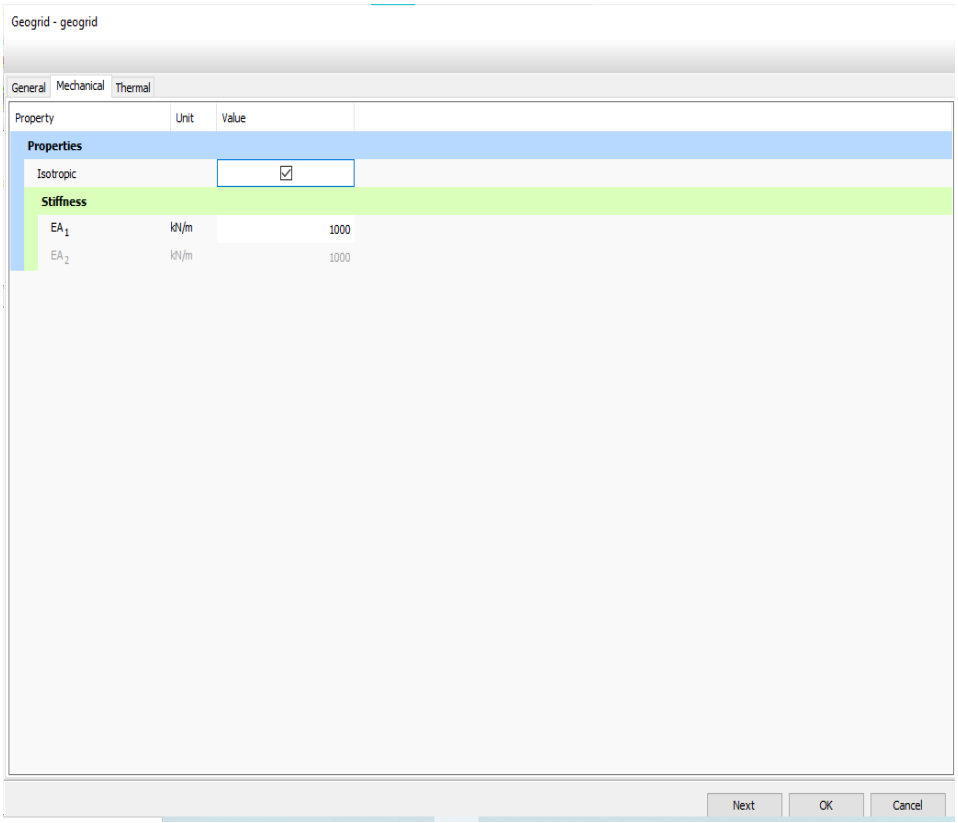


Figure 3.7 : Fenêtre de saisie des paramètres de la géogrille dans PLAXIS 2D

3.4. Conditions aux limites

Les conditions aux limites du modèle numérique ont été définies de manière à représenter correctement le comportement du sol renforcé sous chargement vertical, tout en assurant la stabilité numérique du calcul. Les limites latérales droite et gauche ont été bloquées horizontalement (Ux = 0) tout en laissant les déplacements verticaux libres, conformément à l'hypothèse de déformation plane adoptée dans cette étude.

La limite inférieure du modèle a été totalement fixée en déplacements horizontaux et verticaux (Ux = Uy = 0) afin de simuler un substratum rigide. En revanche, la surface supérieure du sol a été laissée libre pour permettre l'application du chargement vertical et reproduire de manière réaliste l'interaction entre la semelle et le sol.

Par ailleurs, les dimensions du domaine étudié ont été choisies suffisamment grandes afin d'éviter toute influence des frontières du modèle sur la distribution des contraintes et des déformations autour de la fondation.

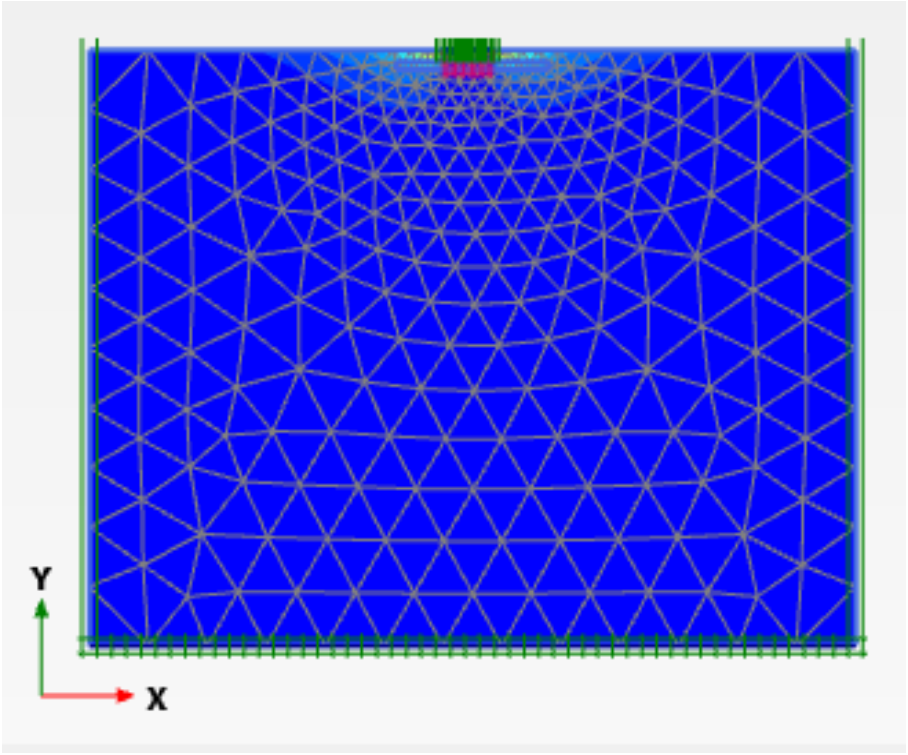


Figure3.8 : Conditions aux limites appliquées au modèle numérique

3.5. Chargement appliqué

Dans cette étude, le chargement a été appliqué par l'intermédiaire d'une semelle filante rigide d'une largeur de B = 200 mm, positionnée au centre de la surface du modèle de sol. Ce chargement a été introduit sous forme d'un déplacement vertical imposé correspondant à 10 % de la largeur de la semelle (soit δ = 20 mm), critère de rupture couramment admis pour les fondations superficielles.

Cette méthode de chargement contrôlé par le déplacement permet de suivre avec précision la courbe charge–tassement et de déterminer la capacité portante ultime du sol renforcé. La simulation numérique a été réalisée par phases de construction successives sous PLAXIS 2D, chaque phase modélisant une augmentation incrémentale du déplacement vertical jusqu'à l'atteinte de la valeur cible.

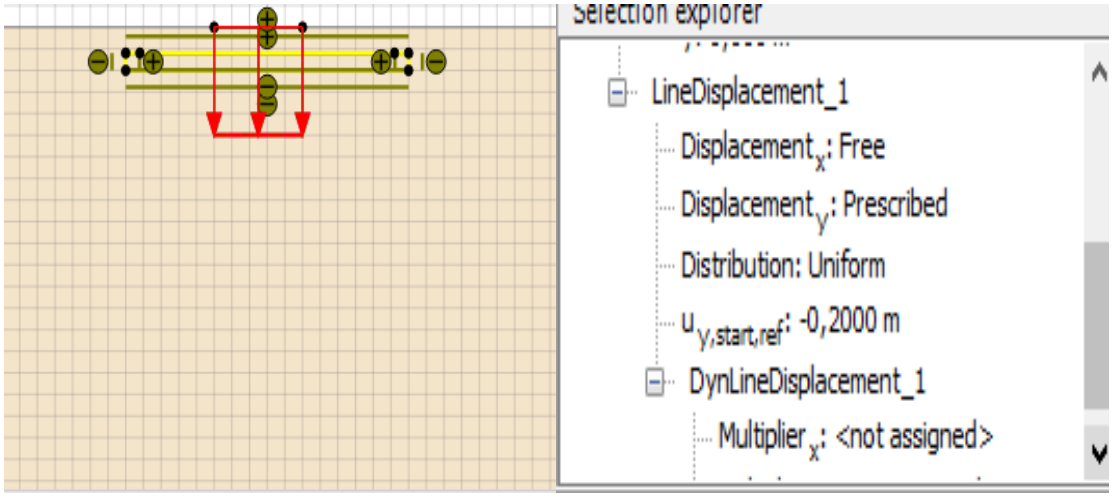


Figure3.9 : Application du déplacement vertical imposé dans le modèle numérique

3.6. Maillage

La modélisation numérique a été réalisée à l'aide du logiciel PLAXIS 2D en conditions de déformation plane (plane strain). L'ensemble du domaine de sol, y compris le système fondation–sol renforcé (RSF), a été discrétisé à l'aide d'éléments triangulaires à 15 nœuds, permettant une représentation précise des champs de contraintes et de déformations.

Un maillage de densité moyenne (medium mesh) a été adopté pour l'ensemble du modèle afin d'assurer un compromis satisfaisant entre la précision numérique et le temps de calcul. Les zones les plus sollicitées se situent principalement sous la semelle rigide (B = 200 mm) et au niveau des couches de renforcement en géogrille, où des concentrations de contraintes et de déformations importantes se développent sous chargement.

Les dimensions du domaine numérique ont été choisies suffisamment grandes afin de minimiser l'influence des frontières sur les résultats et d'assurer une meilleure stabilité numérique du modèle. La configuration du maillage adoptée a permis d'obtenir des résultats stables et cohérents pour l'analyse du système étudié.

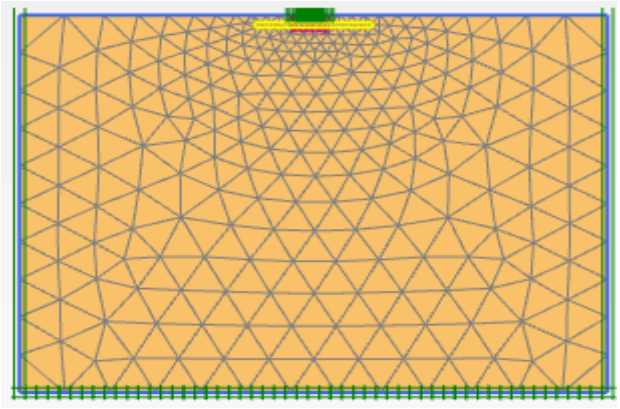


Figure 3.10 : Génération du maillage dans le modèle par éléments finis

3.7. Conditions hydrauliques

Dans cette étude, le comportement du sol renforcé a été analysé en supposant des conditions hydrauliques sèches. Le modèle numérique a été développé sans nappe phréatique ni pression interstitielle, hypothèse cohérente avec les conditions expérimentales de laboratoire en milieu sec.

Par conséquent, aucun modèle d'écoulement hydraulique ni paramètre de perméabilité n'a été activé dans PLAXIS 2D. Le sol a été considéré comme un milieu non saturé, où seules les propriétés mécaniques interviennent dans l'analyse numérique. Cette simplification permet de mettre en évidence l'influence des couches de géogrille sur le comportement du système sol–fondation sous sollicitation, sans introduire la complexité liée aux interactions hydrauliques — une hypothèse fréquemment adoptée dans les simulations géotechniques réalisées en conditions sèches.

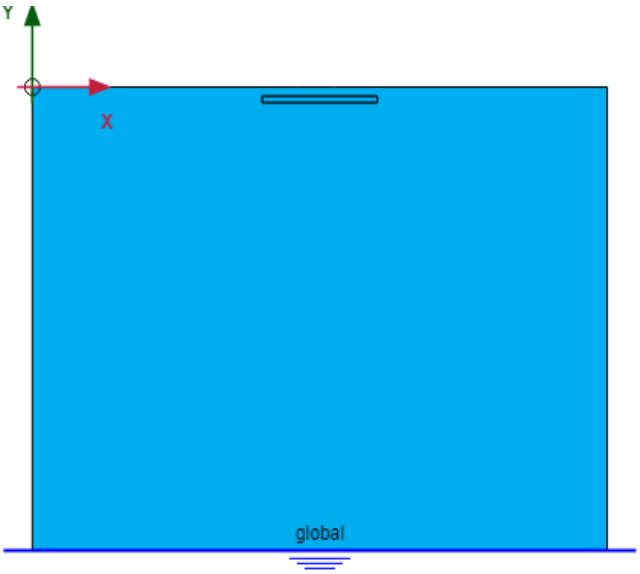


Figure 3.11 : Définition des conditions hydrauliques dans PLAXIS 2D

3.8. Phases de calcul

La phase initiale de la modélisation numérique joue un rôle fondamental dans la mise en place d'un état de contraintes géostatiques réaliste au sein du massif de sol, avant l'application de toute sollicitation extérieure. Dans cette étude, la procédure K_0 a été adoptée afin de générer les contraintes initiales, conformément à l'hypothèse d'un sol en état de repos.

Cette approche repose sur le principe selon lequel le sol n'a pas encore subi de déformation liée à un chargement externe. Le coefficient de pression des terres au repos K_0 exprime la relation entre les contraintes horizontales et verticales dans le sol. Il est évalué en fonction de l'angle de frottement interne φ selon la relation de Jaky :

$$K^0 = 1 - \sin\varphi \qquad \text{(III.1)}$$

Dans PLAXIS 2D, la génération des contraintes initiales est effectuée automatiquement lors de la phase initiale, en tenant compte uniquement du poids propre des matériaux. Cette étape est indispensable pour garantir la stabilité numérique du modèle et éviter l'apparition de déformations artificielles lors des phases de chargement ultérieures.

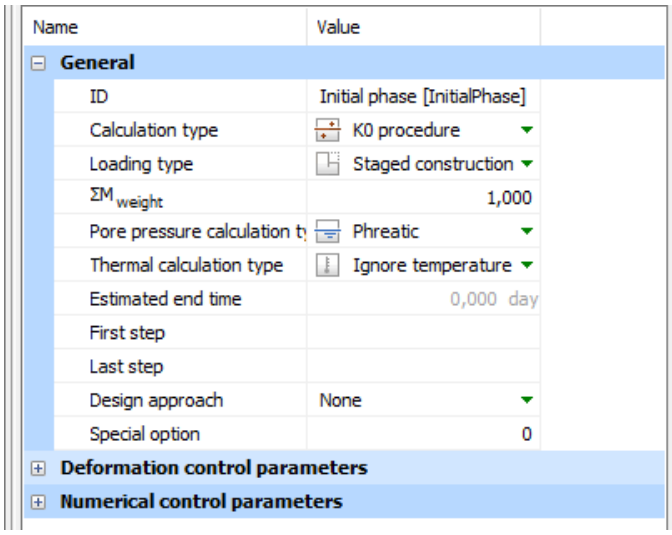


Figure 3.12 : Définition de la phase initiale (génération des contraintes géostatiques K_0)

3.8.2. Type d'analyse : calcul plastique

Un calcul de type plastique a été retenu afin d'analyser la capacité portante et les mécanismes de rupture du sol sous la semelle filante. Ce type de calcul est particulièrement adapté à l'évaluation de l'état ultime, car il permet de simuler l'apparition de déformations irréversibles dans le sol.

L'analyse a été menée en conditions drainées pour l'ensemble des formations étudiées, en supposant un chargement progressif et suffisamment lent pour assurer la dissipation des pressions

interstitielles. Le comportement mécanique du sol a été modélisé à l'aide du modèle de Mohr-Coulomb, qui constitue une approche simplifiée mais efficace pour ce type d'analyse géotechnique.

Le calcul plastique permet de représenter successivement le comportement élastique du sol en début de chargement, puis son comportement plastique à mesure que les contraintes augmentent jusqu'à la rupture. La simulation est poursuivie jusqu'à l'atteinte de la charge ultime ou à la stabilisation de la courbe charge–déplacement.

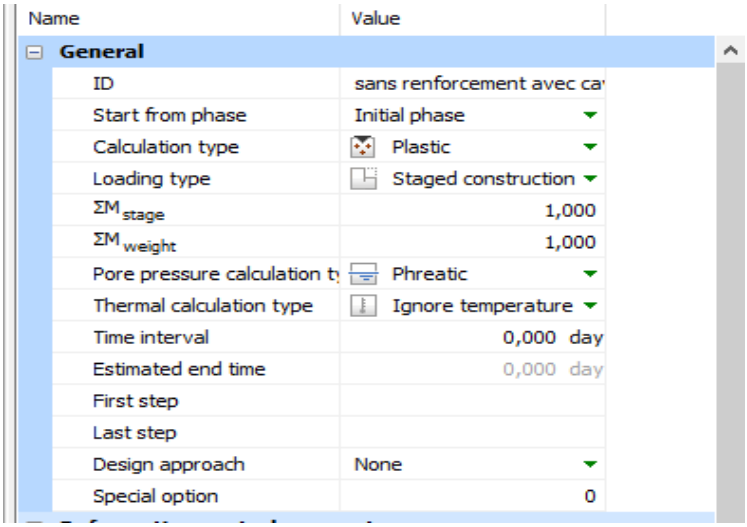


Figure 3.13 : Activation de la phase de calcul plastique dans PLAXIS 2D

3.8.3. Analyse des déformations du maillage

3.8.3.1. Maillage déformé

L'examen du maillage déformé permet de visualiser la réponse globale du sol sous l'effet du chargement appliqué. Cette représentation met en évidence la distribution des déformations au sein du domaine étudié, ainsi que les zones de concentration, qui indiquent les chemins potentiels de rupture.

Les Figures 3.14 et3.15 illustrent respectivement le maillage déformé à la fin de la phase de calcul plastique pour le sable dense et le sable lâche, avec un facteur d'amplification de 5 afin de faciliter l'observation du mode de déformation.

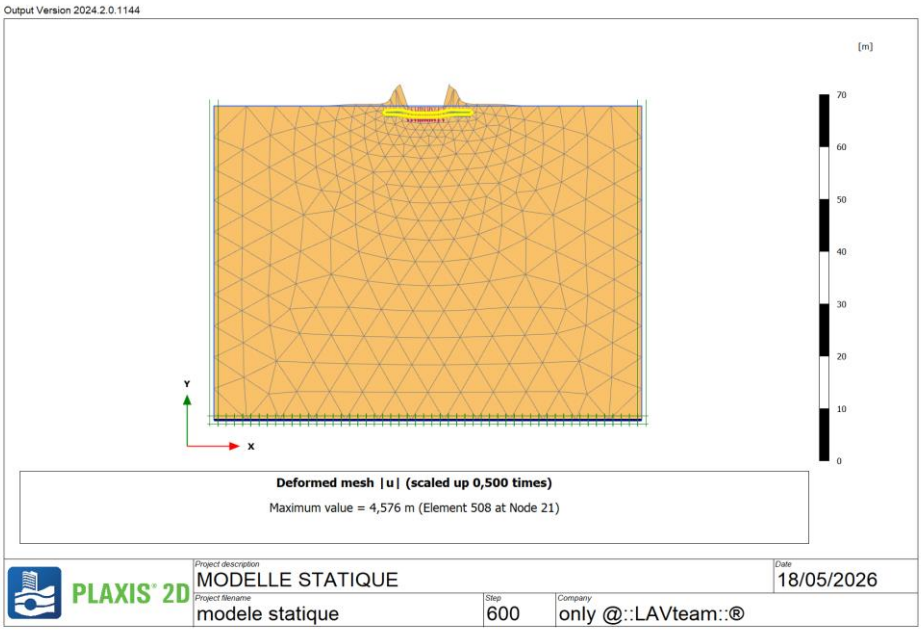


Figure 3.14 : Maillage déformé — sable dense (facteur d'amplification = 5)

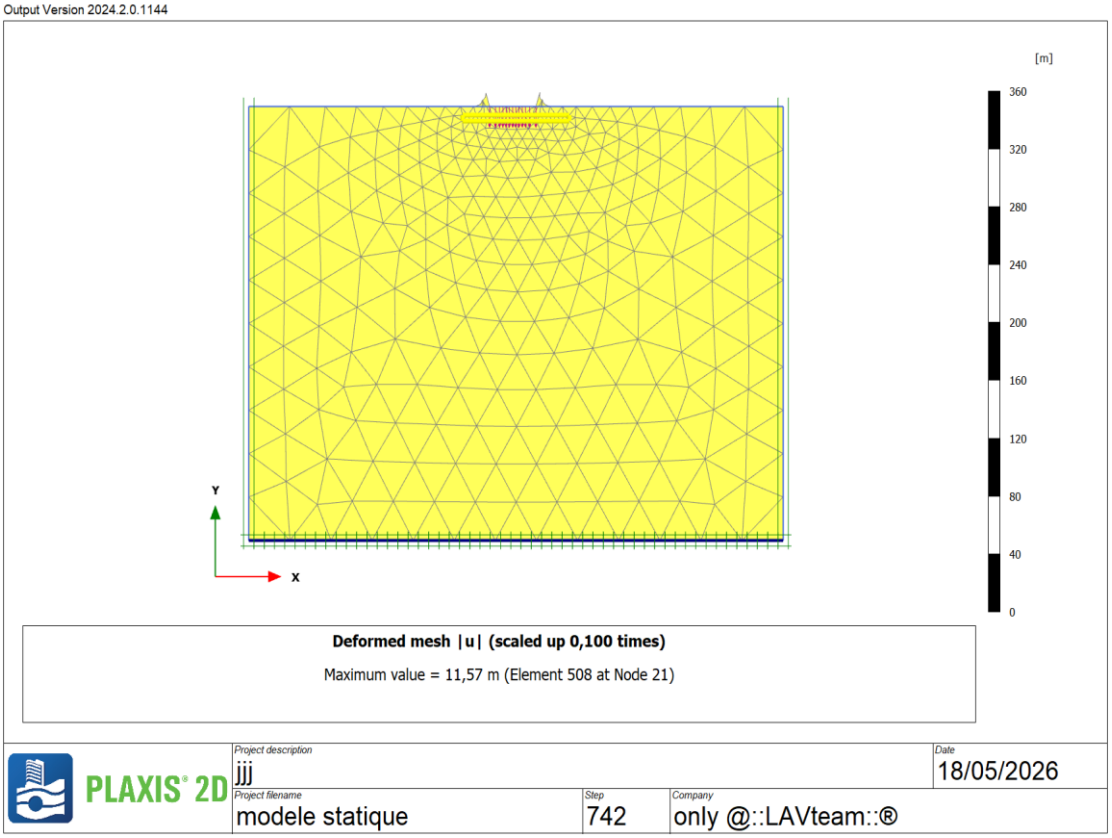


Figure 3.15 : Maillage déformé — sable lâche (facteur d'amplification = 5)

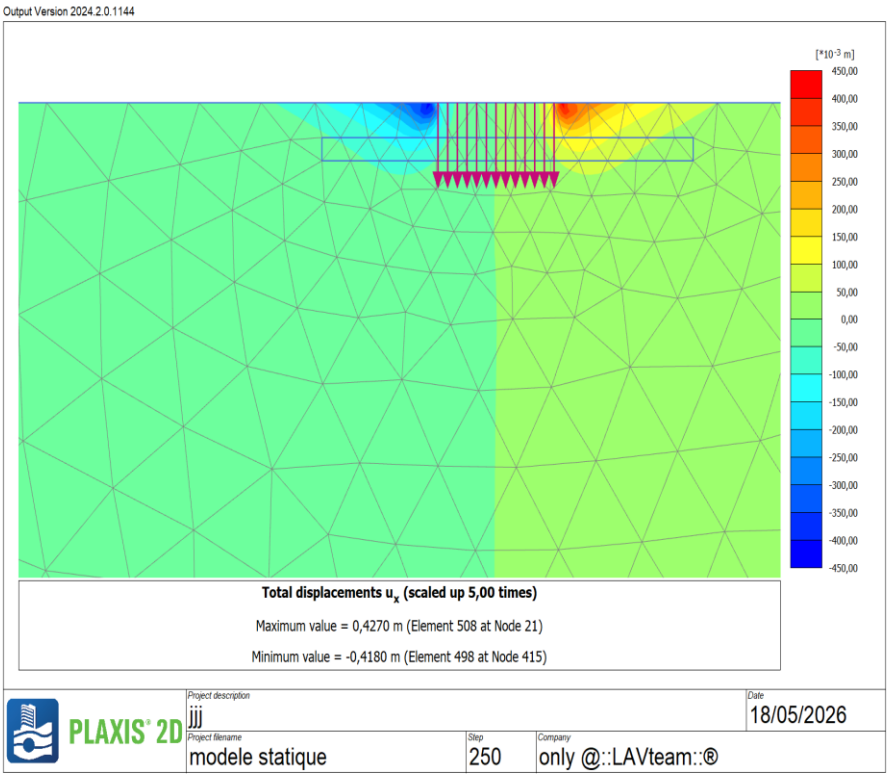


Figure 3.16 : Déplacements totaux horizontaux Ux — sable dense

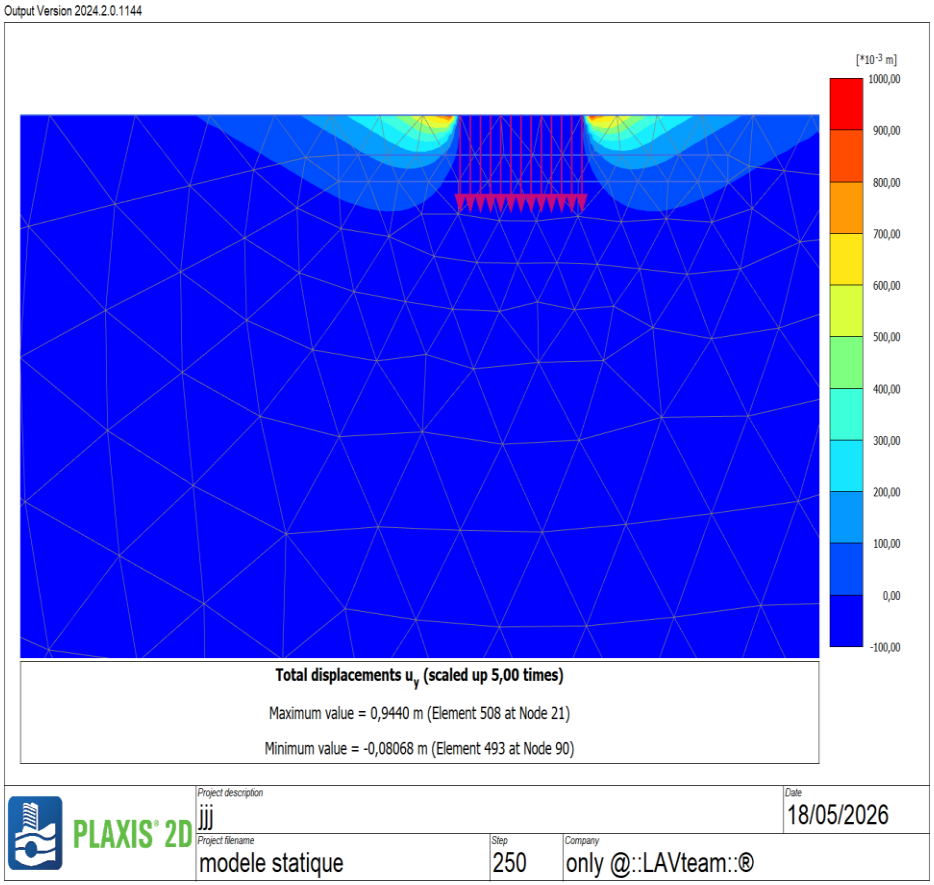


Figure 3.17 : Déplacements totaux verticaux Uy — sable dense

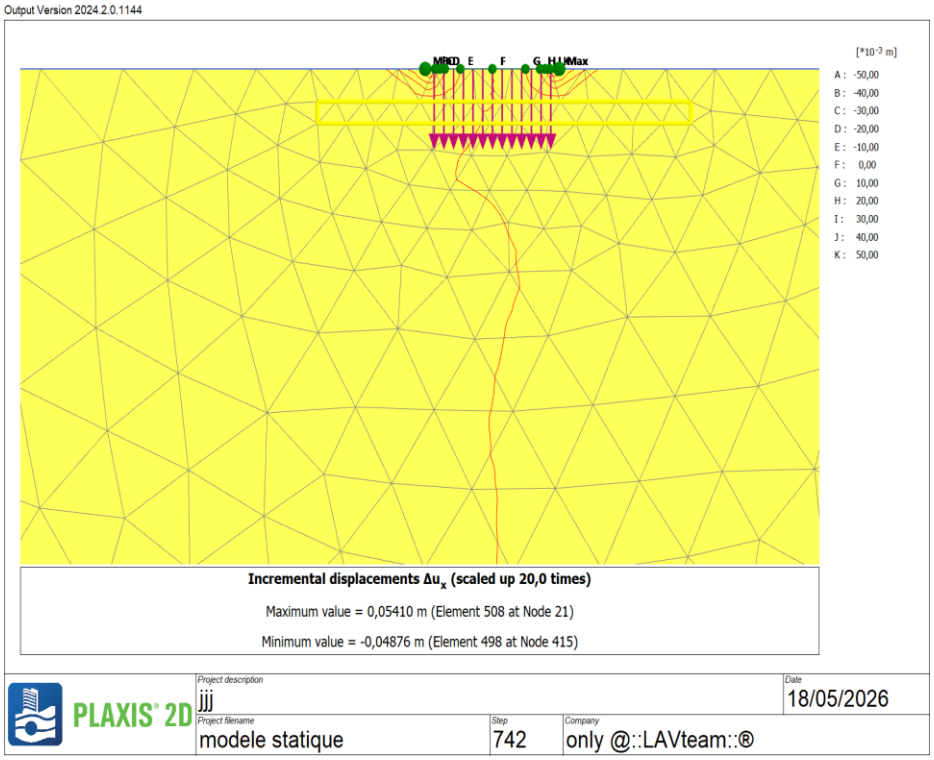


Figure 3.18 : Déplacements incrémentaux horizontaux Ux — sable lâche

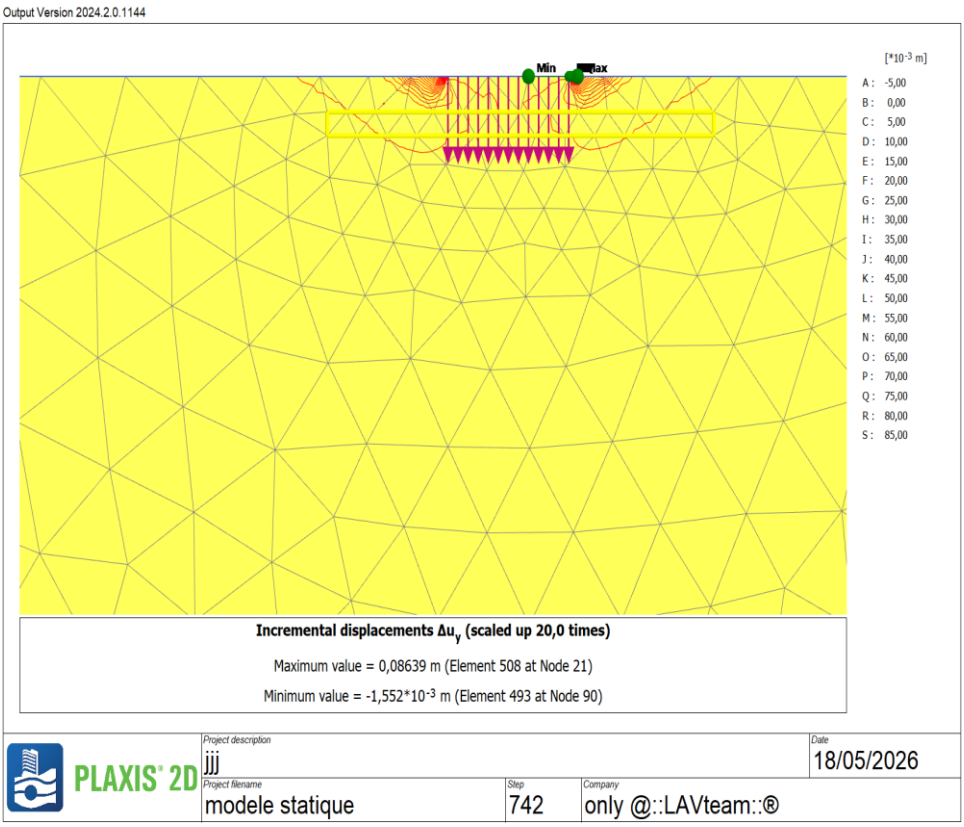


Figure 3.19 : Déplacements incrémentaux verticaux Uy — sable lâche

III.9. Capacité portante statique

Dans cette partie, l'objectif est d'estimer la capacité portante ultime de la fondation superficielle à l'aide d'une analyse plastique par éléments finis sous PLAXIS 2D. Le calcul plastique permet de reproduire le comportement progressif du sol sous l'effet d'un chargement vertical croissant jusqu'à l'état de rupture.

La phase de calcul a été menée en appliquant des charges verticales de manière incrémentale, tout en suivant l'évolution des déplacements et des états de contraintes dans le massif de sol. Les résultats montrent que le sol situé sous la fondation subit des déplacements importants, à la fois verticaux et horizontaux, principalement dans la zone centrale sous la semelle. Ces déformations traduisent l'apparition progressive de la plastification du sol, phénomène déterminant dans l'évaluation de la charge ultime.

III.10. Validation du modèle numérique par comparaison avec la formule de Terzaghi

Afin de valider le modèle numérique développé sous PLAXIS 2D, une comparaison a été effectuée entre les valeurs de capacité portante obtenues par simulation numérique et celles calculées

analytiquement à l'aide de la formule de Terzaghi pour une semelle filante. Le Tableau 3.2 présente les résultats obtenus pour les deux types de sol étudiés (sable dense et sable lâche).

La formule de Terzaghi pour une semelle filante s'écrit :

$$q_u = c\,Nc' + \gamma\,Df\,Nq' + ½\,\gamma\,B\,N\gamma' \qquad (3.2)$$

Pour le sable dense (c = 0, φ = 40°) :

$$q_u = ½\,\gamma\,B\,N\gamma' \qquad (3.3)$$

Avec $N\gamma' = 116{,}31, \gamma = 17{,}65\ kN/m^3\ et\ B = 2\ m$, on obtient :

$$q_u = ½ \times 17{,}65 \times 2 \times 116{,}31 = 2\,052{,}87\ kPa \qquad (3.4)$$

Pour le sable lâche ($c = 0, \varphi = 25°$) :

Avec $N\gamma' = 8{,}34, \gamma = 15\ kN/m^3\ et\ B = 2\ m$, on obtient :

$$q_u = ½ \times 15 \times 2 \times 8{,}34 = 125{,}10\ kPa \qquad (3.5)$$

Tableau 3.2 : Comparaison des capacités portantes obtenues par PLAXIS 2D et par la formule analytique de Terzaghi

Type de sol	Cas	q_u — PLAXIS 2D (kPa)	q_u — Terzaghi (kPa)
Sable dense	Non renforcé	2 781	2 052,87
	Renforcé (géogrille)	5 588	—
Sable lâche	Non renforcé	202,6	125,10
	Renforcé (géogrille)	248,6	—

III.10.1. Analyse des résultats de validation

Les résultats présentés au Tableau III.2 montrent une concordance satisfaisante entre les valeurs de capacité portante obtenues par simulation numérique sous PLAXIS 2D et celles calculées analytiquement par la formule de Terzaghi, ce qui confirme la validité du modèle numérique développé.

Pour le sable dense non renforcé, la valeur numérique (2 781 kPa) est supérieure de 35 % à la valeur analytique (2 052,87 kPa). Pour le sable lâche non renforcé, l'écart est de l'ordre de 62 % (202,6 kPa contre 125,1 kPa). Ces différences, bien que notables, sont attendues et peuvent être expliquées par

les hypothèses simplificatrices inhérentes à la formule analytique de Terzaghi, qui repose sur un mécanisme de rupture rigide et idéalisé, sans prendre en compte la distribution réelle des contraintes et les conditions aux limites du domaine étudié.

En revanche, le modèle numérique développé sous PLAXIS 2D s'appuie sur la méthode des éléments finis, qui permet une représentation plus réaliste du comportement du sol : distribution non uniforme des contraintes, interaction sol–fondation, géométrie précise du maillage et loi de comportement élastoplastique de Mohr-Coulomb. Ces caractéristiques conduisent naturellement à des valeurs de capacité portante plus élevées que celles issues de la formule analytique.

Par ailleurs, l'apport du renforcement par géogrille est clairement mis en évidence : la capacité portante du sable dense renforcé atteint 5 588 kPa, soit une augmentation par rapport au cas non renforcé. Pour le sable lâche, l'augmentation est de (de 202,6 à 248,6 kPa). Ces résultats confirment l'efficacité du renforcement géosynthétique et la cohérence du modèle numérique adopté.

En conclusion, les écarts observés entre l'approche analytique et l'approche numérique sont physiquement justifiés et conformes aux tendances rapportées dans la littérature géotechnique. La concordance globale des résultats valide le modèle PLAXIS 2D développé, qui constitue ainsi un outil fiable pour l'étude paramétrique présentée au chapitre suivant.

III.11. Conclusion

Dans ce chapitre, une modélisation numérique d'une semelle superficielle filante a été réalisée à l'aide du logiciel PLAXIS 2D pour deux types de sol : un sable dense et un sable lâche. L'ensemble des étapes de modélisation a été présenté, depuis la définition de la géométrie et des propriétés mécaniques des matériaux jusqu'au maillage, aux conditions aux limites et aux phases de calcul.

La validation du modèle numérique a été effectuée par comparaison avec la formule analytique de Terzaghi, pour les configurations renforcée et non renforcée. Les résultats obtenus présentent une concordance satisfaisante entre les deux approches, ce qui confirme la fiabilité du modèle adopté. Les écarts constatés sont justifiés par les hypothèses simplificatrices de la méthode analytique et par la prise en compte, dans le modèle numérique, de phénomènes plus complexes tels que la distribution non uniforme des contraintes et l'interaction sol–renforcement.

Le chapitre suivant sera consacré à une étude paramétrique visant à analyser l'influence des différents paramètres géométriques et mécaniques sur la capacité portante du système sol–fondation renforcé sous chargement pseudo-statique.

Chapitre IV

Etude paramétrique

4.1 INTRODUCTIONS

Ce chapitre est consacré à une étude paramétrique visant à analyser l'influence de plusieurs paramètres sur la capacité portante d'une semelle superficielle reposant sur un sol renforcé et non renforcé sous chargement pseudo-statique. L'étude a été réalisée pour deux types de sols, à savoir le sable dense et le sable lâche.

Les principaux paramètres étudiés sont l'effet du coefficient sismique horizontal Kh, de l'angle de frottement interne ainsi que de la présence des cavités souterraines et de leur position. Différentes configurations ont été considérées, avec et sans renforcement en géogrille, afin d'évaluer leur influence sur le comportement du système sol–fondation.

Les résultats obtenus sont présentés sous forme de courbes comparatives mettant en évidence l'évolution de la capacité portante en fonction des paramètres étudiés, notamment pour différentes positions de cavité (X/B=2, 3,4 et 5), ainsi que pour les cas avec et sans cavité. Une comparaison entre le comportement statique (Kh=0) et pseudo-statique (kh=0,1 jusqu'à 0,6) a également été réalisée afin d'évaluer l'effet des sollicitations sismiques sur la stabilité du système sol–fondation. Cette analyse permet de mieux comprendre l'effet combiné des conditions sismiques, des caractéristiques du sol et du renforcement sur la stabilité des fondations superficielles.

4.2 Effet de la nature de sol (série A)

Cette partie de l'étude est consacrée à l'analyse de l'effet de la nature du sol sur la capacité portante d'une semelle superficielle, dans le cas de sols renforcés et non renforcés. Deux types de sols ont été considérés : le sable dense et le sable lâche.

L'analyse est présentée à travers des courbes représentant l'évolution de fy (capacité portante) Fy en fonction de l'angle de frottement interne ϕ φ, pour différentes valeurs du coefficient sismique horizontal K_h Pour le sable dense, les valeurs de K_h varient de 0 à 0.6, tandis que pour le sable lâche, elles varient de 0 à 0.4. L'étude a également été réalisée pour les cas avec et sans cavité, en considérant différentes positions de cavité (X/B=0,2,3,4,5) in d'évaluer l'influence combinée de la nature du sol, du chargement sismique et de la présence des cavités sur la capacité portante sous chargement pseudo-statique

4.2.1 Résultats et discussion

4.2.1.1 cas sans cavité

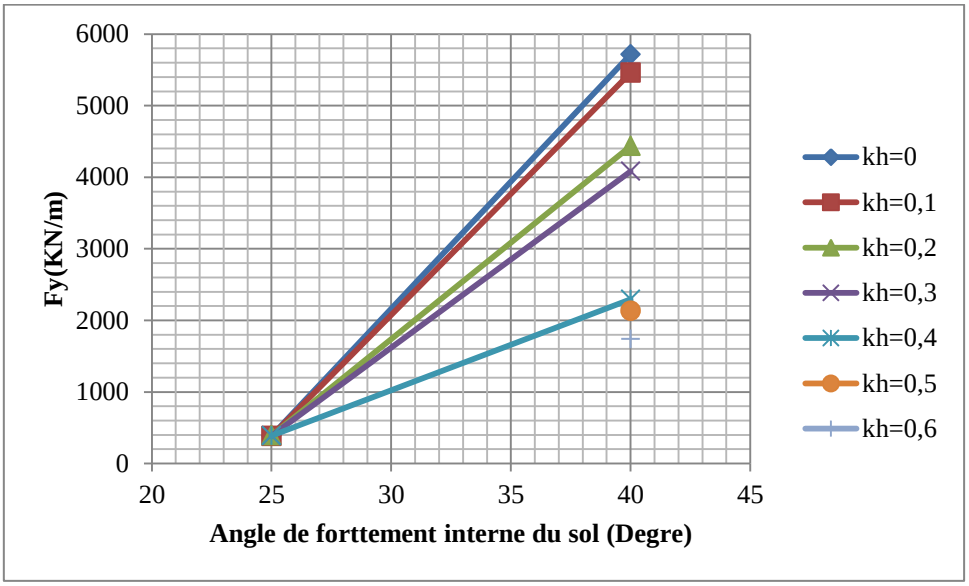


Figure 4.1: Effet de la nature de sol sur la capacité portante pour le cas Non Renforcé (sans cavité)

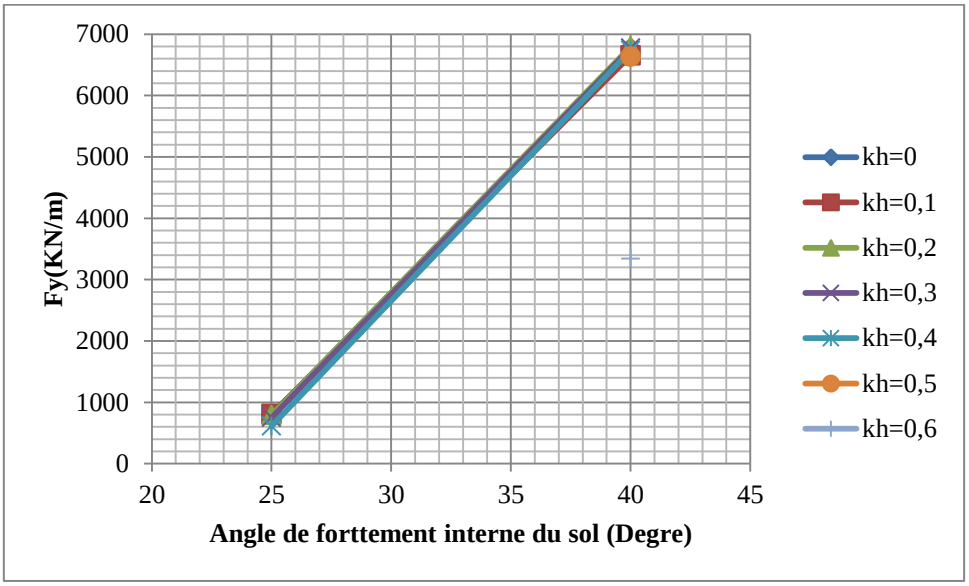


Figure 4.2 Effet de la nature de sol sur la capacité portante pour le cas Renforce(R) (sans cavité)

La **figure 4.1** et **figure 4.2** illustre l'évolution de la capacité portante Fy en fonction de l'angle de frottement interne $\phi = 25°$ et $\phi = 40°$ pour différentes valeurs du coefficient sismique horizontal K_h de 0 jusqu'à 0,6 dans le cas d'un sol non renforcé et sans cavité

Les résultats montrent que la capacité portante augmente considérablement avec l'augmentation de l'angle de frottement interne du sol. Pour le sable dense ($\phi = 40°$), les valeurs de F_y atteignent environ 5700kN/m pour Kh=0 dans le cas non renforcé, alors qu'elles dépassent 6600kN/m dans le cas renforcé. En revanche, pour le sable lâche ($\phi = 25°$), les valeurs obtenues restent nettement plus faibles, ce qui traduit la faible résistance au cisaillement de ce type de sol.

Par ailleurs, l'augmentation du coefficient sismique horizontal Kh entraîne une diminution progressive de la capacité portante dans les deux cas étudiés. Cette diminution devient plus marquée pour les valeurs élevées de Kh. Dans le cas non renforcé, la capacité portante du sable dense diminue d'environ 5700kN/m à près de 1800kN/m lorsque Kh passe de 0 à 0.6. Le même comportement est observé pour le cas renforcé, bien que les valeurs restent supérieures grâce à l'effet bénéfique du renforcement.

La comparaison entre les deux configurations montre clairement que le renforcement par géogrille améliore significativement la capacité portante. Cette amélioration est liée à une meilleure redistribution des contraintes, une augmentation de la rigidité du massif renforcé ainsi qu'à la limitation des déformations sous chargement sismique.

Globalement, le sable dense présente les meilleures performances mécaniques dans les deux cas étudiés, tandis que le renforcement permet d'améliorer la stabilité et de réduire l'effet défavorable des sollicitations sismiques sur la capacité portante.

4.2.1.2 cas avec cavité

- **pour X/B=2**

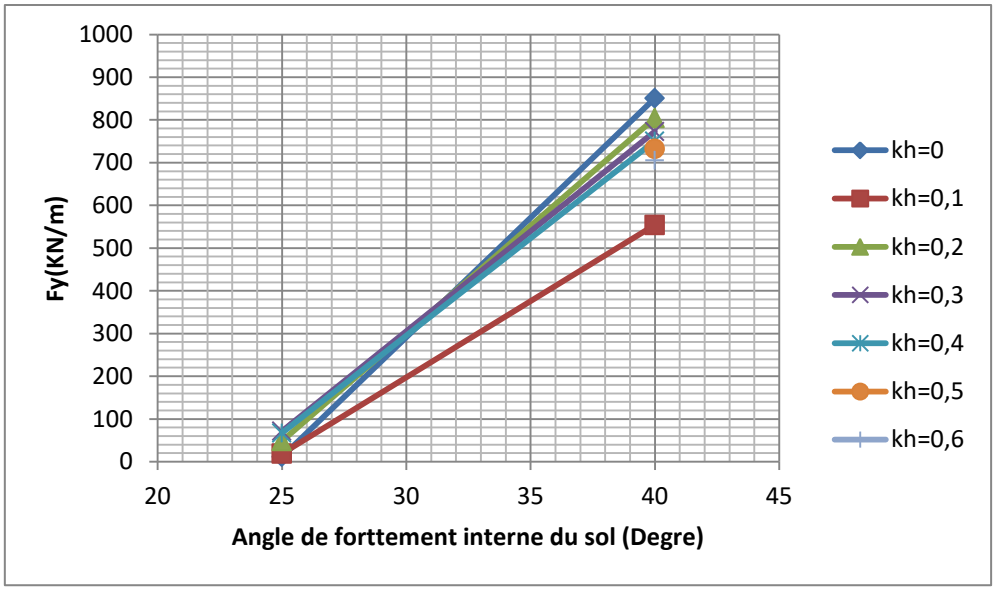


Figure 4.3 effet de la nature de sol sur la capacité portante pour le cas Non Renforce(NR) (X/B=2)

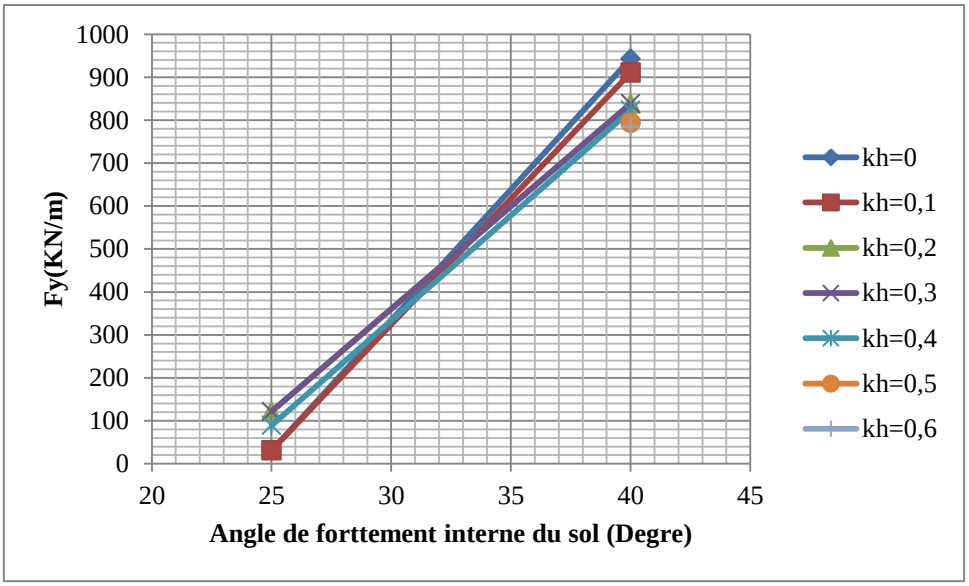


Figure 4.4 effet de la nature de sol sur la capacité portante pour le cas Renforce (R) (X/B=2)

Les figures 4.3 et 4.4 présentent l'évolution de la capacité portante F_y en fonction de l'angle de frottement interne du sol pour les cas renforcé et non renforcé, en présence d'une cavité localisée sous la zone d'influence de la fondation Les résultats montrent que la capacité portante augmente avec l'augmentation de l'angle de frottement interne. Le sable dense ($\phi = 40°$) présente ainsi des valeurs de Fy plus élevées que celles du sable lâche ($\phi = 25°$) , grâce à sa résistance au cisaillement plus importante et à une meilleure stabilité de sol.

En outre, la présence de la cavité entraîne une diminution notable de la capacité portante dans les deux configurations étudiées. Cette réduction est liée à la perturbation du bulbe de contraintes sous la semelle ainsi qu'à la diminution de la rigidité du sol autour de la cavité. Pour le sable dense, les valeurs maximales de Fy atteignent environ 950kN/m dans le cas renforcé contre près de 850kN/m dans le cas non renforcé pour Kh=0.

Par ailleurs, on observe que l'augmentation du coefficient sismique horizontal Kh provoque une diminution progressive de la capacité portante pour tous les cas étudiés. Plus la valeur de Kh augmente, plus les valeurs de Fy diminuent, ce qui traduit l'effet défavorable des sollicitations pseudo-statiques sur la stabilité du système sol–fondation. Cette diminution est particulièrement marquée pour les fortes valeurs de Kh, notamment dans le cas non renforcé où le sol devient plus sensible aux effets sismiques.

La comparaison entre les cas renforcé et non renforcé montre également que le renforcement par géogrille améliore le comportement mécanique du sol même en présence d'une cavité. Le renforcement contribue à une meilleure redistribution des contraintes et permet de limiter les déformations sous la fondation, ce qui conduit à des valeurs de capacité portante plus élevées par rapport au cas non renforcé.

Globalement, malgré l'effet défavorable de la cavité située à proximité de la fondation, le sable dense renforcé conserve les meilleures performances mécaniques, tandis que le sable lâche non renforcé demeure le cas le plus sensible à l'augmentation du chargement sismique.

- **pour X/B =3**

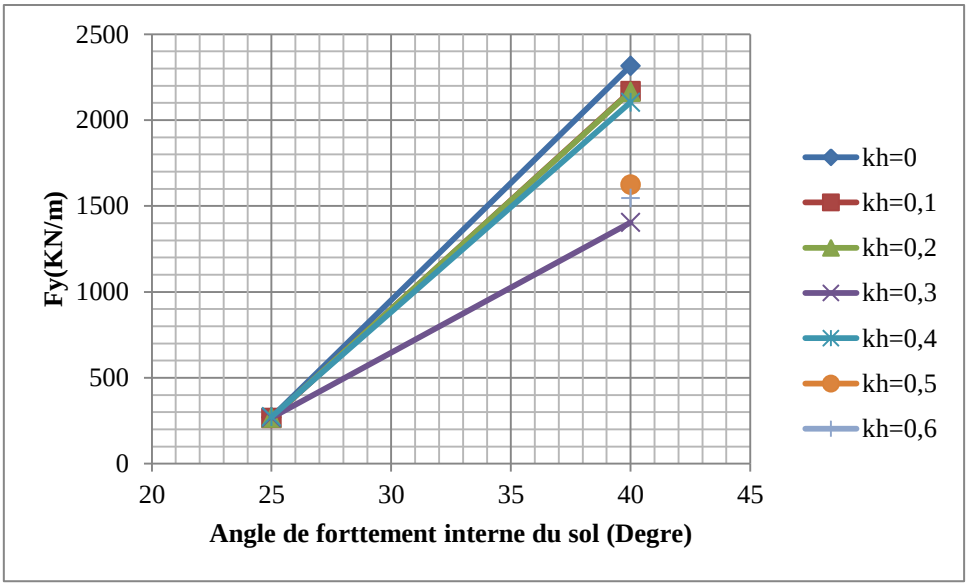


Figure 4.5 : effet de la nature de sol sur la capacité portante pour le cas Non Renforce (NR) (X/B=3)

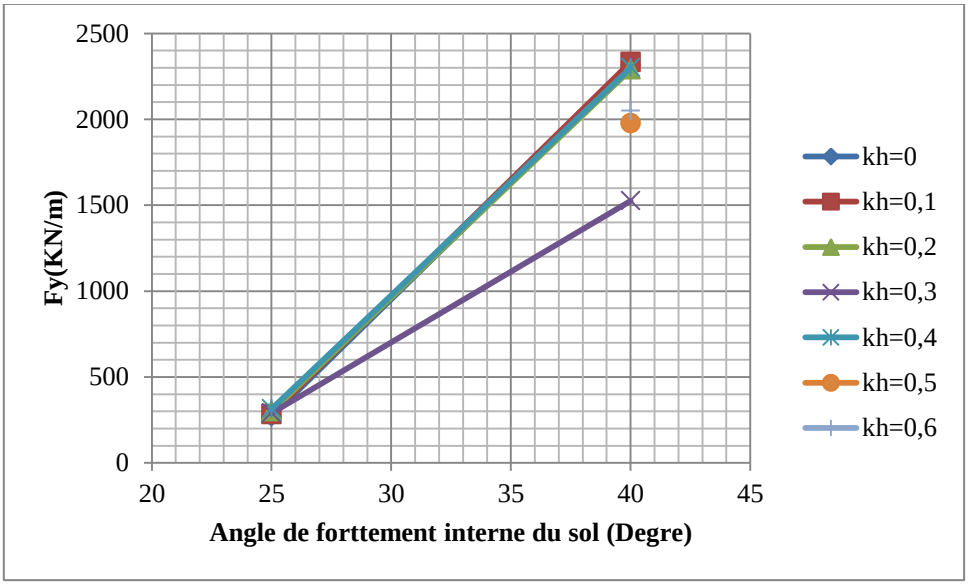


Figure 4.6 : effet de la nature de sol sur la capacité portante pour le cas Renforce (R) (X/B=3)

Les figures 4.5 et 4.6 illustrent l'effet de la nature du sol sur la capacité portante pour les cas renforcé et non renforcé, en présence d'une cavité située à une distance relative (X/B=3) par rapport à la fondation.

Les résultats montrent que la capacité portante augmente avec l'augmentation de l'angle de frottement interne du sol. Ainsi, le sable dense ($\phi = 40°$) présente des valeurs de plus importantes que le sable lâche, en raison de sa résistance au cisaillement plus élevée et de sa meilleure stabilité mécanique.

La comparaison entre les deux configurations indique également que le renforcement améliore la capacité portante du système sol–fondation. Pour le sable dense et pour les valeurs de Fy atteignent environ 2300 kN/m dans le cas non renforcé, alors qu'elles dépassent 2400kN/m dans le cas renforcé. Cette amélioration est liée au rôle du géogrille dans la redistribution des contraintes et la limitation des déformations sous la fondation

l'augmentation du coefficient sismique horizontal Kh entraîne une diminution progressive de la capacité portante dans les deux cas étudiés. Plus la valeur de Kh augmente, plus les valeurs de Fy diminuent, traduisant l'effet défavorable des forces sismiques pseudo-statiques sur la stabilité du massif de sol. Cette réduction devient plus marquée pour les fortes valeurs de Kh, notamment dans le cas non renforcé.

le sable dense renforcé présente les meilleures performances mécaniques, tandis que le sable lâche non renforcé reste le cas le plus sensible aux effets combinés du chargement sismique et de la présence de la cavité.

- **pour X/B=4**

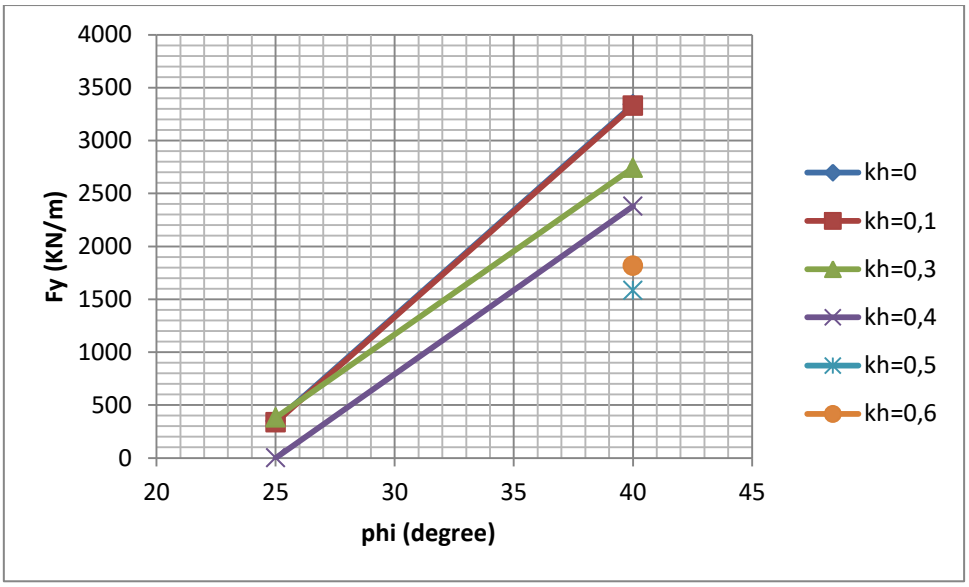


Figure 4.7 : effet de la nature de sol sur la capacité portante pour le cas Non Renforce(NR) (X/B=4)

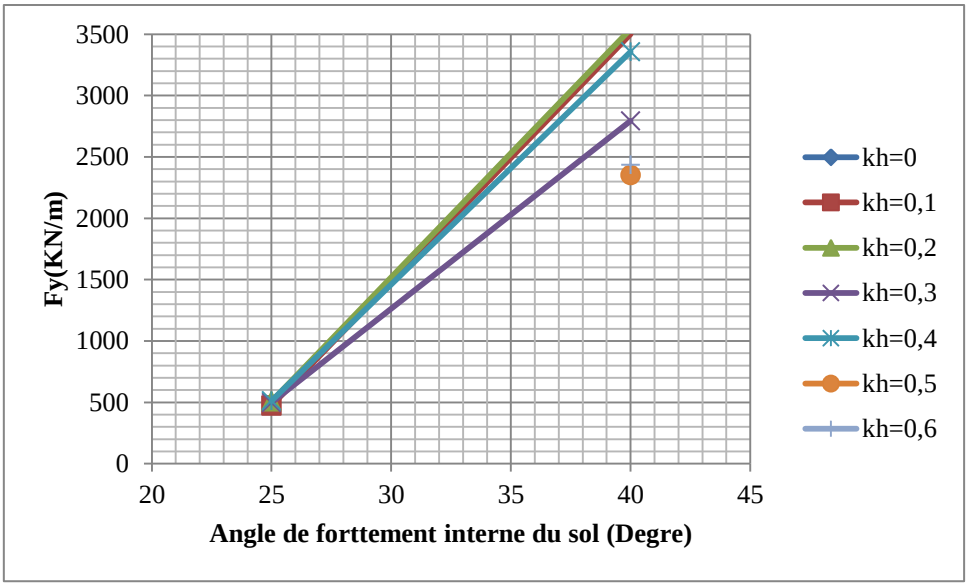


Figure 4.8 : effet de la nature de sol sur la capacité portante pour le cas Renforce(R) (X/B=4)

Les figures 4.7 et 4.8 présente l'évolution de la capacité portante dynamique Fy en fonction de l'angle de frottement interne du sol φ, pour différentes valeurs du coefficient d'accélération horizontal kh, dans le cas d'un sol renforcé et non renforcé comportant une cavité située à X/B=4

d'après les résultats obtenus, on observe que la capacité portante augmente avec l'augmentation de l'angle de frottement interne. Le sable dense (φ=40∘) donne des valeurs de Fy plus importantes que le sable lâche (φ=25∘) .Cela s'explique par l'augmentation de la résistance au cisaillement et de la rigidité du sol dense.

Dans le cas du sol non renforcé, les valeurs de Fy restent relativement faibles. La capacité portante maximale atteint environ 3300kN/m pour kh=0,1 et φ=40∘ Par contre, lorsque le coefficient pseudo-statique augmente jusqu'à kh=0,6kh = 0,6kh=0,6, une diminution importante de Fy est observée, avec des valeurs proches de 1800kN/m. Cette diminution est due à l'augmentation des forces d'inertie sismiques qui réduisent la stabilité du massif de sol.

pour le sol renforcé, les résultats montrent une amélioration nette du comportement du système sol–fondation. Les valeurs de Fy deviennent plus élevées par rapport au cas non renforcé grâce au rôle du renforcement dans la redistribution des contraintes et la réduction des déformations. La valeur maximale atteint environ 3500kN/m pour les faibles valeurs de kh dans le sable dense.

On remarque également que l'augmentation de kh entraîne une diminution progressive de la capacité portante dans les deux cas. Toutefois, cette diminution reste moins importante dans le sol renforcé, ce qui montre l'efficacité du renforcement face aux sollicitations pseudo-statiques.

on peut conclure que le renforcement améliore significativement la stabilité dynamique de la semelle filante en présence d'une cavité, notamment dans le cas du sable dense qui présente le comportement le plus stable.

par comparaison avec le cas précédent (X/B=2) et (X/B=3) on remarque que l'éloignement de la cavité par rapport à la fondation entraîne une amélioration de la capacité portante du système. Lorsque la distance relative augmente jusqu'à (X/B=4), l'influence de la cavité sur le champ de contraintes sous la semelle devient moins importante, ce qui réduit les zones de faiblesse dans le massif de sol. Par conséquent, la fondation présente un comportement plus stable et des valeurs de Fy plus élevées par rapport au cas où la cavité est plus proche de la semelle.

pour X/B=5

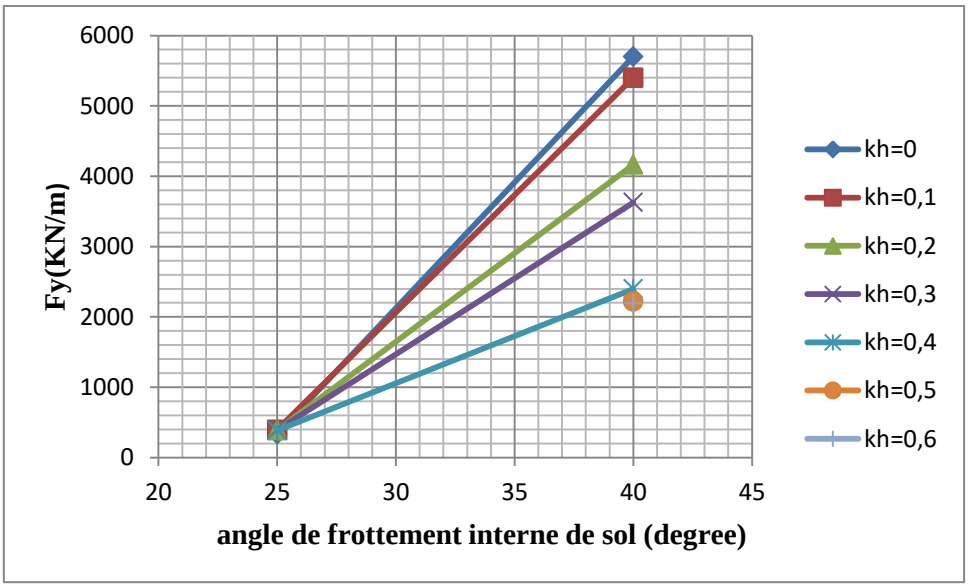


Figure 4.9 : effet de la nature de sol sur la capacité portante pour le cas Non Renforce(NR) (X/B=5)

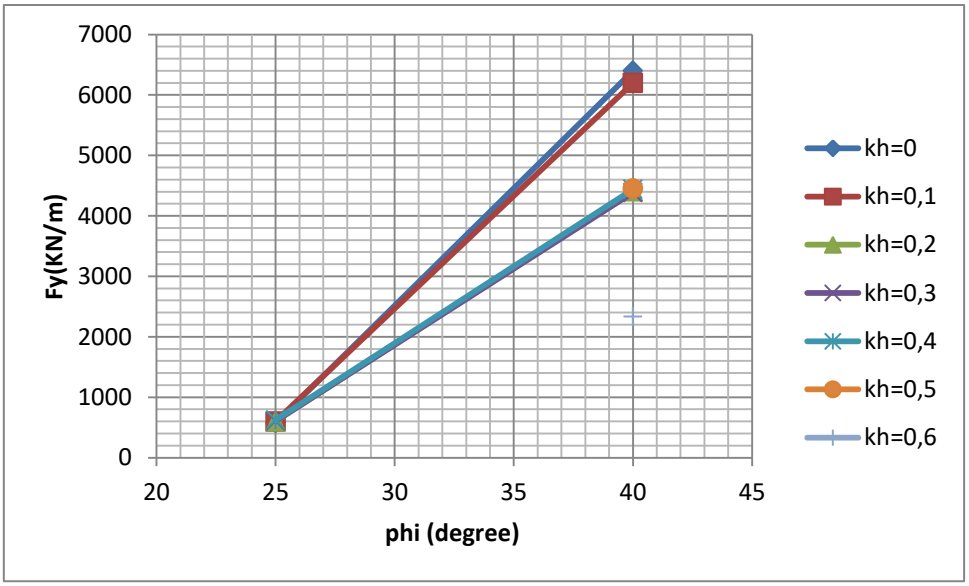


Figure 4.10 : effet de la nature de sol sur la capacité portante pour le cas Renforce(R) (X/B=5)

Les figures 4.9 et 4.10 présentent l'évolution de la capacité portante dynamique Fy en fonction de l'angle de frottement interne du sol ϕ, pour différentes valeurs du coefficient pseudo-statique horizontal Kh, dans le cas d'un sol renforcé et non renforcé comportant une cavité située à une distance relative (X/B=5)

Les résultats montrent que la capacité portante augmente considérablement avec l'augmentation de l'angle de frottement interne du sol. Le sable dense ($\phi = 40°$) présente des valeurs de Fy largement supérieures à celles du sable lâche ($\phi = 25°$) grâce à sa résistance au cisaillement plus importante et à sa meilleure rigidité mécanique.

Dans le cas non renforcé, les valeurs maximales de Fy atteignent environ 5600kN/m pour les faibles valeurs de Kh. Cependant, une diminution progressive de la capacité portante est observée lorsque le coefficient pseudo-statique augmente. Pour les fortes valeurs de Kh, notamment Kh=0,5 et Kh=0,6, les valeurs de Fy chutent de manière importante, ce qui traduit l'effet négatif des forces sismiques sur la stabilité du massif de sol.

Concernant le cas renforcé, les résultats indiquent une amélioration supplémentaire de la capacité portante par rapport au cas non renforcé. Les valeurs maximales dépassent 6200kN/m pour le sable dense, montrant l'efficacité du renforcement dans la redistribution

des contraintes et la réduction des déformations sous la fondation. Malgré l'augmentation de Kh, le système renforcé conserve des capacités portantes plus élevées que celles du sol non renforcé.

Par comparaison avec les cas précédents(X/B=2, X/B=3), on remarque que l'augmentation de la distance entre la cavité et la fondation améliore significativement le comportement du système sol–fondation. Lorsque la cavité est éloignée de la semelle (X/B=5) son influence sur le champ de contraintes devient plus faible, ce qui réduit les perturbations dans le massif de sol et augmente la stabilité de la fondation. Par conséquent, les valeurs de Fy deviennent plus importantes que celles obtenues pour les faibles distances relatives.

le sable dense renforcé représente la configuration la plus stable et la plus performante, tandis que le sable lâche non renforcé demeure le cas le plus défavorable sous chargement pseudo-statique en présence de cavité.

4.3 Effet d'accélération horizontale kh (série B)

- **pour cas sans cavité**

Dans cette partie, une étude comparative est réalisée afin d'analyser l'effet du coefficient pseudo-statique horizontal Kh sur la capacité portante dynamique Fy de la semelle filante. L'analyse est effectuée pour deux types de sols : un sable lâche ($\phi = 25°$) et un sable dense ($\phi = 40°$) dans les cas renforcé et non renforcé.

L'étude considère également l'influence de la présence d'une cavité située à différentes distances relatives par rapport à la fondation (X/B=0,2,3,4,5) ainsi que le cas sans cavité. Les courbes Fy=f(Kh) permettent ainsi d'évaluer l'effet combiné du chargement sismique horizontal, de la nature du sol, du renforcement et de la position de la cavité sur le comportement du système sol–fondation.

L'objectif principal de cette analyse est de mettre en évidence l'influence de l'accélération horizontale sur la stabilité de la fondation et d'évaluer l'efficacité du renforcement dans l'amélioration de la capacité portante sous chargement pseudo-statique.

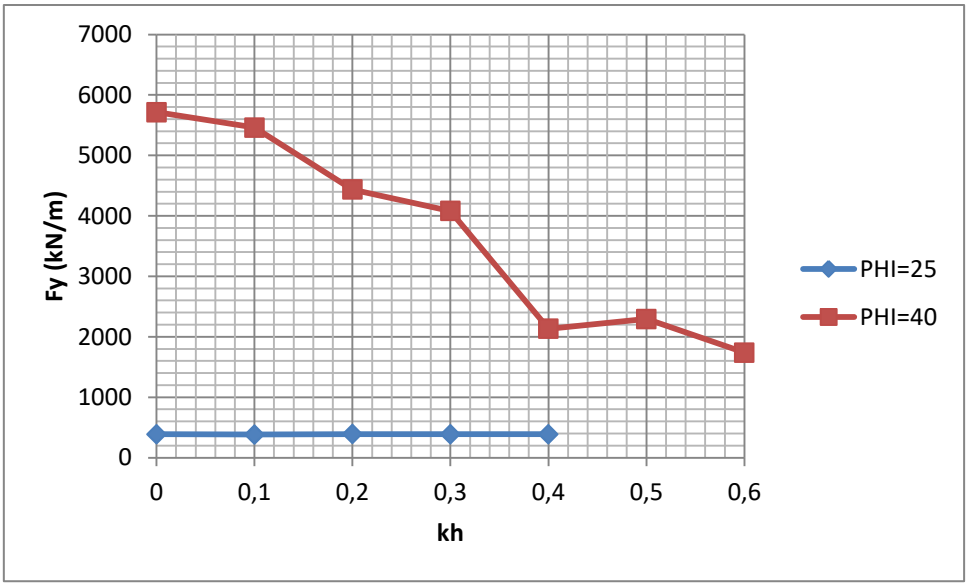


Figure 4.11. Effet de variation d'accélération horizontale sur la capacité portante pour le cas de sol non renforcé (sans cavité)

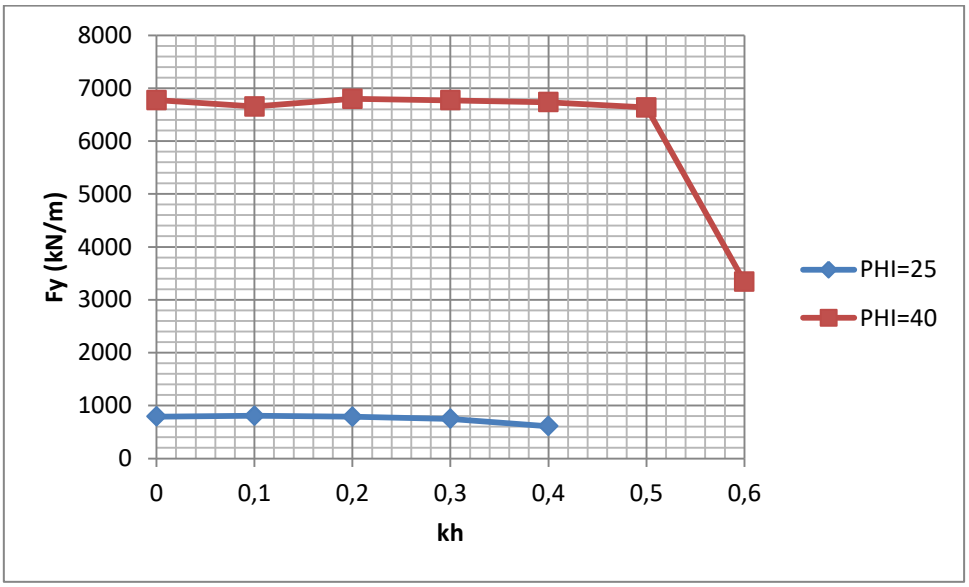


Figure 4.12. Effet de variation d'accélération horizontale sur la capacité portante pour le cas de sol renforcé (sans cavité)

Les figures 4.11 et 4.12 présentent l'effet du coefficient pseudo-statique horizontal Kh sur la capacité portante dynamique Fy dans le cas d'un sol sans cavité, pour les configurations renforcée et non renforcée.

D'après les résultats obtenus, on remarque que l'augmentation du coefficient sismique horizontal Kh entraîne une diminution progressive de la capacité portante dans les deux cas étudiés. Cette diminution est liée à l'augmentation des forces d'inertie générées par le chargement pseudo-statique, ce qui réduit la stabilité du système sol–fondation.

Pour le sable lâche ($\phi = 25°$), les valeurs de Fy restent faibles et presque stables pour les faibles valeurs de Kh, puis diminuent légèrement lorsque Kh devient important. Cela montre la forte sensibilité du sable lâche aux sollicitations sismiques en raison de sa faible résistance au cisaillement.

En revanche, le sable dense présente des capacités portantes beaucoup plus élevées. Dans le cas non renforcé, la valeur maximale de Fy atteint environ 5700 kN/m pour Kh=0, puis diminue progressivement jusqu'à environ 1800 kN/ /m pour Kh=0,6. Cette réduction importante traduit l'effet défavorable de l'accélération horizontale sur la stabilité du massif de sol

Dans le cas renforcé, les valeurs de Fy restent supérieures à celles du sol non renforcé pour toutes les valeurs de Kh La capacité portante maximale atteint environ 6900 kN/m, pour le sable dense, ce qui montre l'efficacité du renforcement dans l'amélioration du comportement mécanique du système. Le géogrille contribue à redistribuer les contraintes et à limiter les déformations sous la fondation.

On observe également que la diminution de Fy sous l'effet de Kh est moins marquée dans le cas renforcé, notamment pour les faibles et moyennes valeurs du coefficient pseudo-statique. Toutefois, pour les fortes valeurs de Kh une chute importante de la capacité portante est enregistrée même dans le cas renforcé, avec des valeurs proches de 3400 kN/m pour Kh=0,6

Enfin, la comparaison entre les deux configurations montre que le renforcement améliore significativement la stabilité dynamique de la fondation face aux sollicitations sismiques horizontales. Le sable dense renforcé représente le cas le plus performant, tandis que le sable lâche non renforcé demeure le plus sensible aux effets du chargement pseudo-statique.

- **Pour X/B=2**

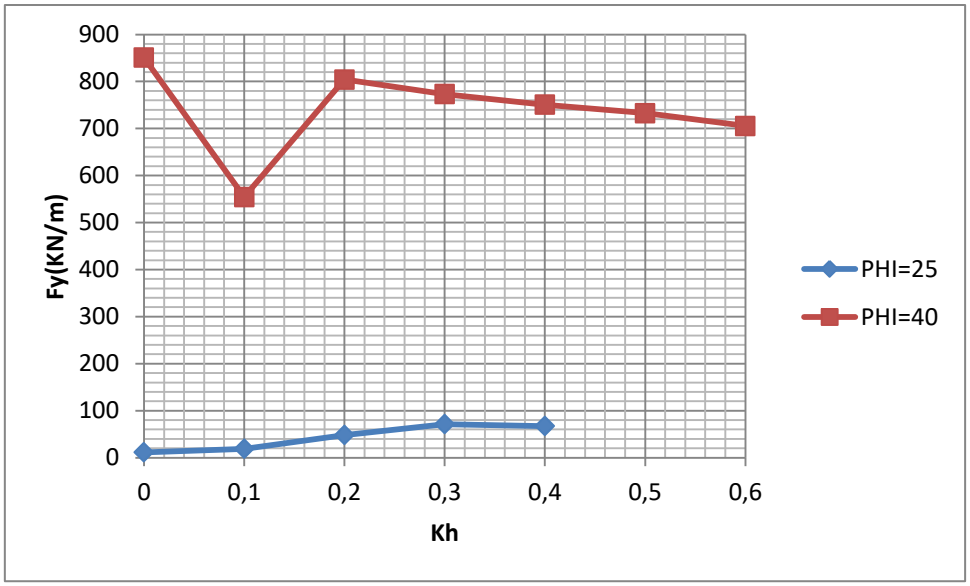


Figure 4.13. Effet de variation d'accélération horizontale sur la capacité portante pour le cas de sol non renforce (X/B=2)

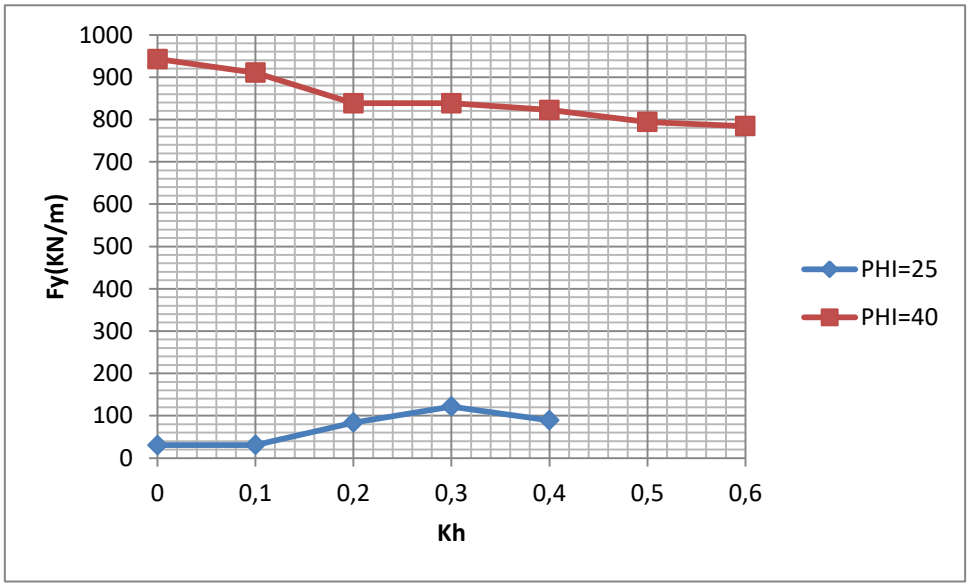


Figure 4.14. Effet de variation d'accélération horizontale sur la capacité portante pour le cas de sol renforcé (X/B=2)

Les figures 4.13 et 4.14 montrent l'effet du coefficient pseudo-statique horizontal Kh sur la capacité portante dynamique Fy dans le cas d'un sol comportant une cavité située à une distance relative (X/B=2), pour les configurations renforcée et non renforcée.

D'après les résultats obtenus, on remarque que l'augmentation de Kh influence directement la stabilité du système sol–fondation. Globalement, les valeurs de Fy diminuent avec

l'augmentation du coefficient pseudo-statique, ce qui traduit l'effet défavorable des forces sismiques horizontales sur la capacité portante.

Pour le sable lâche les valeurs de Fy restent faibles dans les deux configurations. Dans le cas non renforcé, une légère augmentation est observée pour les valeurs intermédiaires de Kh avec une valeur maximale proche de 70 kN/m avant une stabilisation des résultats. Cela montre la faible résistance du sable lâche face aux sollicitations dynamiques et à la présence de la cavité.

Concernant le sable dense les valeurs de Fy sont nettement plus importantes. Dans le cas non renforcé, la capacité portante maximale atteint environ 850 kN/m pour Kh=0 puis diminue progressivement jusqu'à environ 700 kN/m pour Kh=0,6. Cette diminution est liée à l'augmentation des forces d'inertie qui réduisent la stabilité du massif de sol autour de la cavité.

Dans le cas renforcé, les résultats montrent une amélioration du comportement mécanique du système. Les valeurs de Fy restent globalement supérieures à celles du cas non renforcé, notamment pour le sable dense où la capacité portante atteint environ 950 kN/m pour les faibles valeurs de Kh. Le renforcement permet ainsi une meilleure redistribution des contraintes et une réduction des déformations sous la fondation.

Par comparaison avec le cas sans cavité, on remarque que la présence de la cavité à (X/B=2) entraîne une réduction importante de la capacité portante dans les deux configurations. Cela s'explique par la proximité de la cavité par rapport à la fondation, qui perturbe fortement le champ de contraintes et crée une zone de faiblesse dans le massif de sol.

Enfin, le sable dense renforcé présente le comportement le plus stable, tandis que le sable lâche non renforcé demeure le cas le plus sensible aux effets combinés du chargement pseudo-statique et de la présence de la cavité

- **Pour X/B=3**

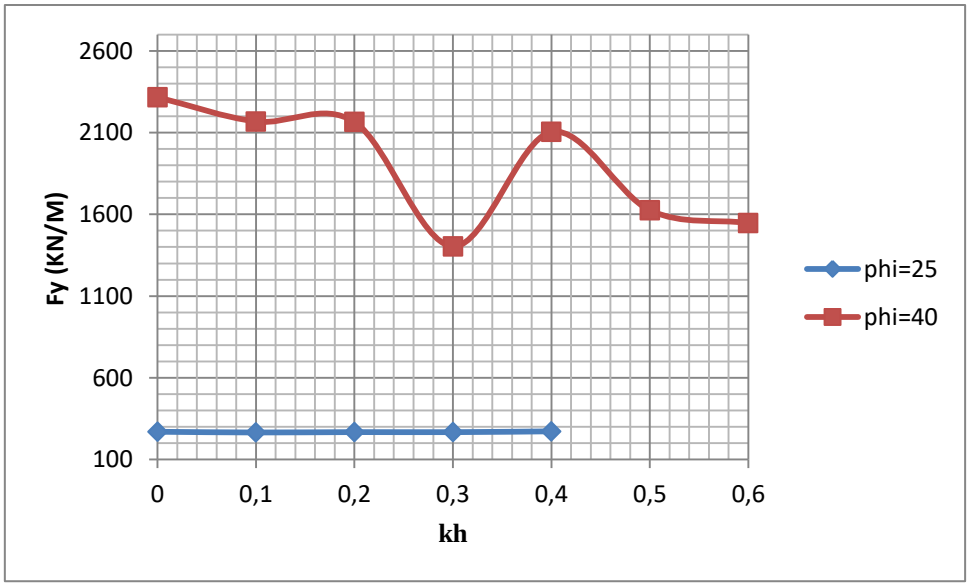


Figure 4.15. Effet de variation d'accélération horizontale sur la capacité portante pour le cas de sol non renforcé (X/B=3)

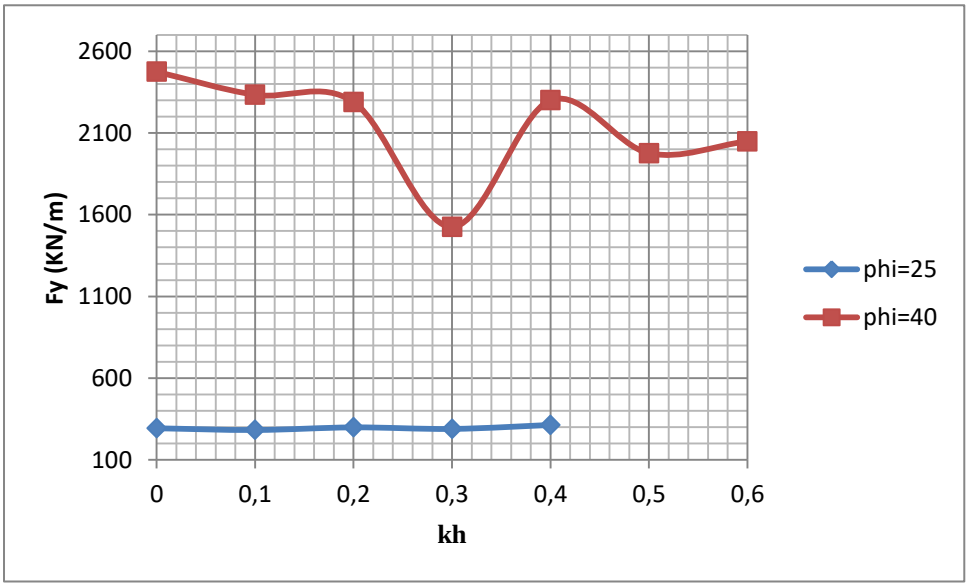


Figure 4.16 Effet de variation d'accélération horizontale sur la capacité portante pour le cas de sol renforcé (X/B=3)

Figure 4.15. Effet de variation d'accélération horizontale sur la capacité portante pour le cas de sol renforcé (X/B=3)

Les figures 4.15 et 4.16 illustrent l'effet du coefficient pseudo-statique horizontal Kh sur la capacité portante dynamique Fy pour un sol comportant une cavité située à une distance relative (X/B=3) dans les cas renforcé et non renforcé.

Les résultats montrent globalement que le sable dense présente des capacités portantes nettement supérieures à celles du sable lâche Cette différence est liée à la résistance au cisaillement plus élevée et à la meilleure rigidité du sable dense.

Pour le sable lâche, les valeurs de Fy restent faibles et presque stables dans les deux configurations, avec de légères variations lorsque Kh augmente. Cela traduit la forte sensibilité du sable lâche aux sollicitations pseudo-statiques ainsi qu'à l'effet de la cavité.

Dans le cas du sable dense non renforcé, la capacité portante atteint environ 2300 kN/m pour Kh=0. Ensuite, une diminution progressive est observée avec l'augmentation de Kh, notamment à Kh=0,3 où Fy chute jusqu'à environ 1400 kN/m. Une légère augmentation apparaît ensuite pour Kh=0,4 , avant une nouvelle diminution pour les fortes valeurs de Kh. Ces variations traduisent l'influence des forces sismiques horizontales sur la redistribution des contraintes autour de la cavité.

Dans le cas renforcé, les valeurs de Fy deviennent légèrement plus élevées que celles du cas non renforcé. La capacité portante maximale atteint environ 2500 kN/m\, 2500kN/m pour les faibles valeurs de Kh. Le renforcement permet ainsi d'améliorer le comportement mécanique du système grâce à une meilleure redistribution des contraintes et à une réduction des déformations sous la fondation.

Par ailleurs, la diminution de la capacité portante sous l'effet de Kh reste moins importante dans le cas renforcé, ce qui montre l'efficacité du géogrille face aux sollicitations dynamiques. Toutefois, pour certaines valeurs intermédiaires de Kh, une baisse notable de Fy est également observée, en raison de l'effet combiné du chargement pseudo-statique et de la présence de la cavité

Par comparaison avec le cas (X/B=2) on remarque que l'augmentation de la distance entre la cavité et la fondation améliore la stabilité du système sol–fondation. L'influence de la cavité devient moins importante lorsque celle-ci est éloignée de la semelle, ce qui explique l'augmentation des valeurs de Fy pour (X/B=3)

Enfin, le sable dense renforcé présente les meilleures performances mécaniques, tandis que le sable lâche non renforcé reste le cas le plus défavorable sous chargement pseudo-statique.

- **pour X/B=4**

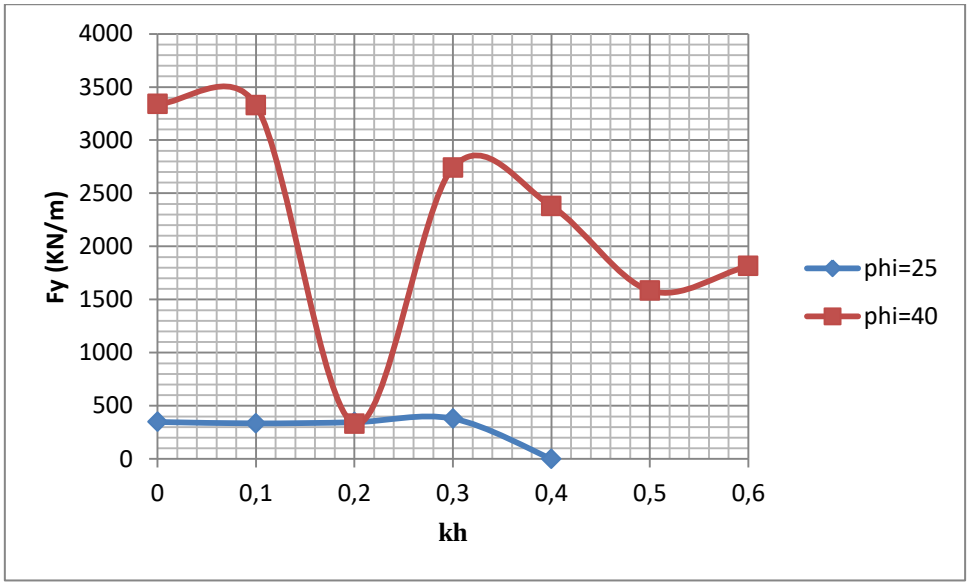


Figure 4.16. Effet de variation d'accélération horizontale sur la capacité portante pour le cas de sol non renforcé (X/B=4)

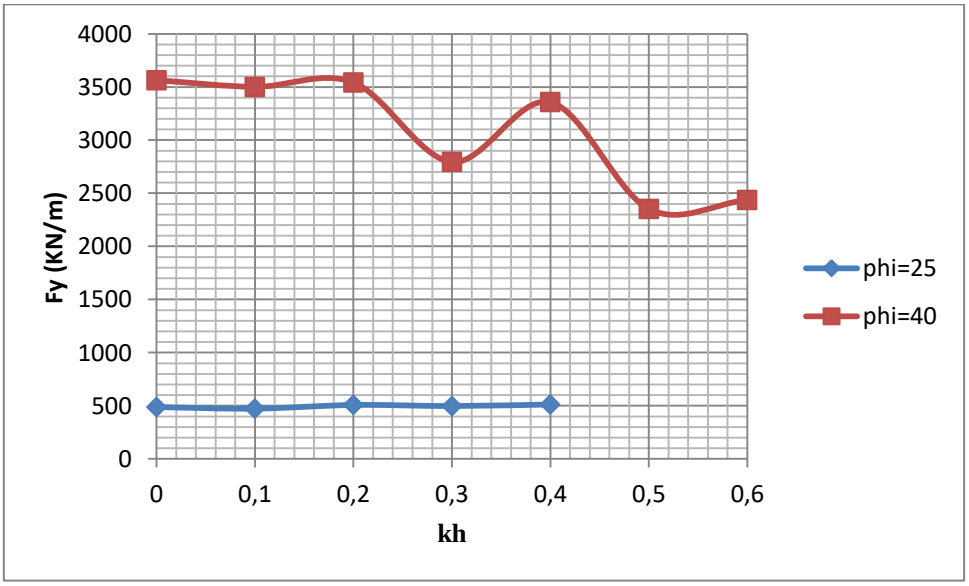


Figure 4.17. Effet de variation d'accélération horizontale sur la capacité portante pour le cas de sol renforcé (X/B=3)

Les figures 4.17 et 4.18 présentent l'effet du coefficient pseudo-statique horizontal Kh sur la capacité portante dynamique Fy dans le cas d'un sol comportant une cavité située à une distance relative (X/B=4), pour les configurations renforcée et non renforcée.

Les résultats montrent que le sable dense développe des capacités portantes beaucoup plus élevées que le sable lâche grâce à sa meilleure résistance au cisaillement et à sa rigidité plus importante.

D'une manière générale, l'augmentation du coefficient pseudo-statique horizontal Kh entraîne une diminution progressive de la capacité portante Fy dans les deux configurations étudiées. Cette réduction est liée à l'augmentation des forces d'inertie sismiques qui affectent la stabilité du massif de sol et perturbent la distribution des contraintes sous la fondation.

Pour le sable lâche, les valeurs de Fy restent faibles aussi bien dans le cas renforcé que non renforcé. Dans le cas non renforcé, une chute importante de la capacité portante est observée pour certaines valeurs élevées de Kh, où Fy devient presque nulle. En revanche, dans le cas renforcé, les valeurs de Fy restent légèrement plus stables grâce à l'effet du géogrille qui contribue à limiter les déformations du sol.

Concernant le sable dense non renforcé, la capacité portante maximale atteint environ 3400 kN/m pour les faibles valeurs de Kh. Toutefois, lorsque Kh augmente, une diminution importante de Fy est observée, notamment autour de Kh=0,2. Malgré quelques variations pour les valeurs intermédiaires de Kh, la tendance générale reste décroissante.

Dans le cas renforcé, les résultats montrent une amélioration nette du comportement du système sol–fondation. Les valeurs de Fy deviennent supérieures à celles du cas non renforcé pour toutes les valeurs de Kh. La capacité portante atteint environ 3600kN/m, ce qui confirme l'efficacité du renforcement dans l'amélioration de la stabilité du massif de sol.

On remarque également que la diminution de Fy avec l'augmentation de Kh est moins importante dans le cas renforcé. Le géogrille permet une meilleure redistribution des contraintes et réduit l'effet défavorable des sollicitations pseudo-statiques, aussi bien pour le sable dense que pour le sable lâche.

Par comparaison avec les cas précédents (X/B=2) l'éloignement de la cavité par rapport à la fondation améliore davantage la capacité portante et réduit l'influence négative de la cavité sur le comportement du système.

Enfin, le sable dense renforcé représente la configuration la plus stable et la plus performante, tandis que le sable lâche non renforcé reste le cas le plus sensible aux effets combinés du chargement sismique horizontal et de la présence de la cavité.

- **Pour X/B=5**

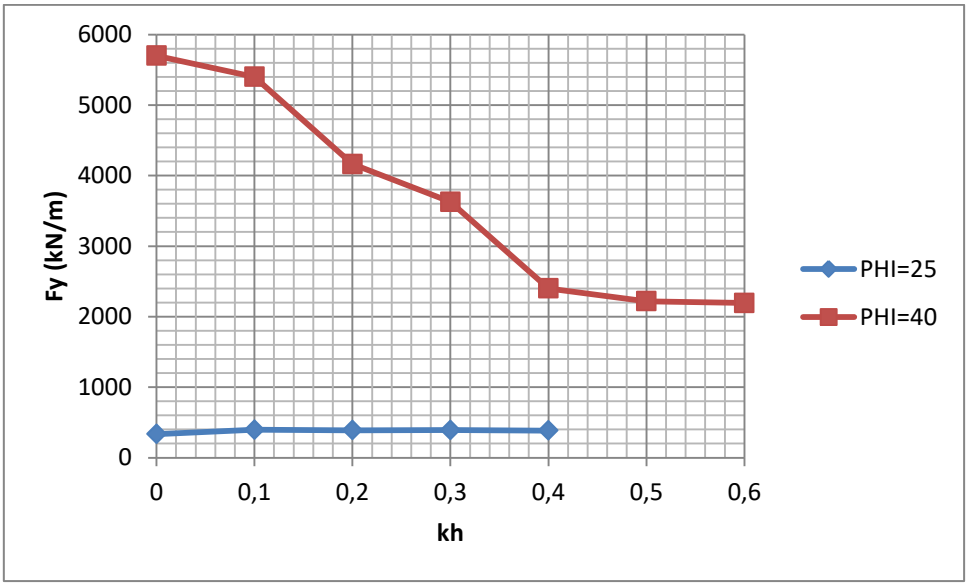


Figure 4.18. Effet de variation d'accélération horizontale sur la capacité portante pour le cas de sol non renforcé (X/B=5)

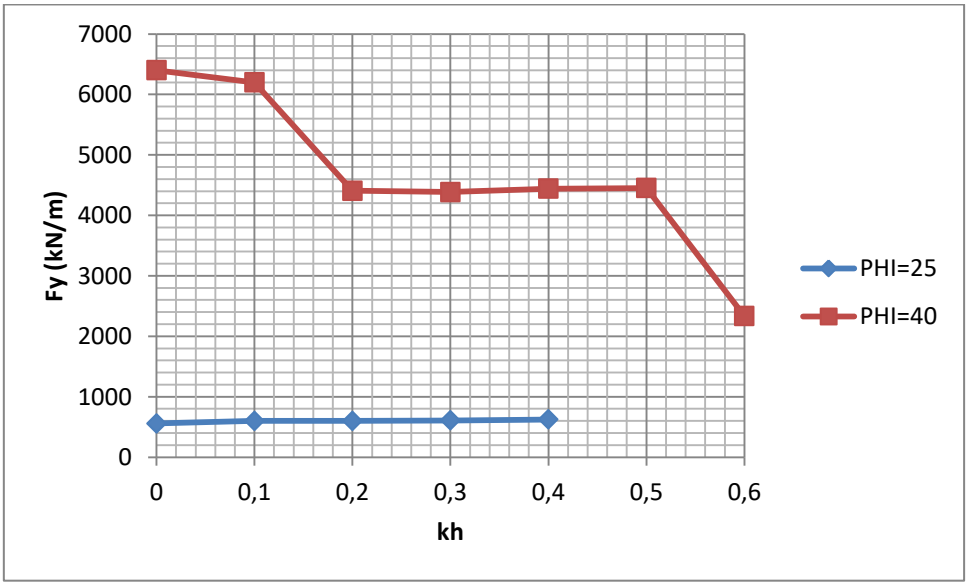


Figure 4.19. Effet de variation d'accélération horizontale sur la capacité portante pour le cas de sol renforcé (X/B=4)

les figures 4.19 et 4.20 présentent l'effet du coefficient pseudo-statique horizontal Kh sur la capacité portante dynamique Fy dans le cas d'un sol comportant une cavité située à une distance relative (X/B=5), pour les configurations renforcée et non renforcée.

Les résultats montrent que la capacité portante diminue globalement avec l'augmentation du coefficient pseudo-statique horizontal Kh. Cette diminution est due à l'augmentation des forces d'inertie sismiques qui réduisent la stabilité du système sol–fondation et perturbent la distribution des contraintes dans le massif de sol.

On remarque également que le sable dense présente des valeurs de Fy beaucoup plus élevées que le sable lâche grâce à sa meilleure résistance au cisaillement et à sa rigidité plus importante.

Dans le cas non renforcé, les valeurs maximales de Fy atteignent environ 5600 kN/, pour les faibles valeurs de Kh, puis diminuent progressivement lorsque Kh augmente. Pour le sable lâche, les valeurs restent faibles et plus sensibles aux effets du chargement pseudo-statique.

Dans le cas renforcé, les résultats montrent une amélioration importante de la capacité portante par rapport au cas non renforcé. Les valeurs de Fy dépassent 6200 kN/m pour le sable dense, ce qui confirme l'efficacité du géogrille dans la redistribution des contraintes et la limitation des déformations sous la fondation.

On remarque aussi que la diminution de Fy avec l'augmentation de Kh reste moins importante dans le cas renforcé. Le renforcement améliore donc la stabilité du système face aux sollicitations pseudo-statiques aussi bien pour le sable dense que pour le sable lâche.

Par ailleurs, lorsque la distance entre la cavité et la fondation atteint (X/B=5), l'influence de la cavité devient très faible. Les valeurs de Fy obtenues deviennent proches de celles du cas sans cavité, ce qui indique que le système sol–fondation se comporte presque comme un massif homogène. L'éloignement de la cavité réduit ainsi la perturbation du champ de contraintes sous la semelle et améliore significativement la stabilité de la fondation.

Enfin, le sable dense renforcé représente le cas le plus stable et le plus performant, tandis que le sable lâche non renforcé demeure le cas le plus sensible aux effets du chargement sismique horizontal.

5.3 Effet de la profondeur de cavité (série C)

Dans cette partie, une étude comparative est réalisée afin d'analyser l'effet de la position de la cavité sur la capacité portante dynamique Fy de la semelle filante soumise à un chargement pseudo-statique. L'analyse est effectuée pour différentes distances relatives entre la cavité et la fondation (X/B=0, 2, 3, 4, 5) , ainsi que pour plusieurs valeurs du coefficient pseudo-statique horizontal Kh variant de 0 à 0,6.

L'étude concerne deux types de sols : un sable lâche ($\phi = 25°$) et un sable dense dans les cas renforcé et non renforcé. Les courbes Fy=f(X/B) permettent ainsi d'évaluer l'influence combinée de la profondeur de la cavité, du chargement sismique horizontal, de la nature du sol et du renforcement sur le comportement du système sol–fondation.

L'objectif principal de cette analyse est de mettre en évidence l'effet de l'éloignement de la cavité sur la stabilité de la fondation et sur l'évolution de la capacité portante dynamique. Cette étude permet également d'évaluer l'efficacité du renforcement dans la réduction de l'influence négative des cavités souterraines sous chargement pseudo-statique.

5.3.1 cas phi=25

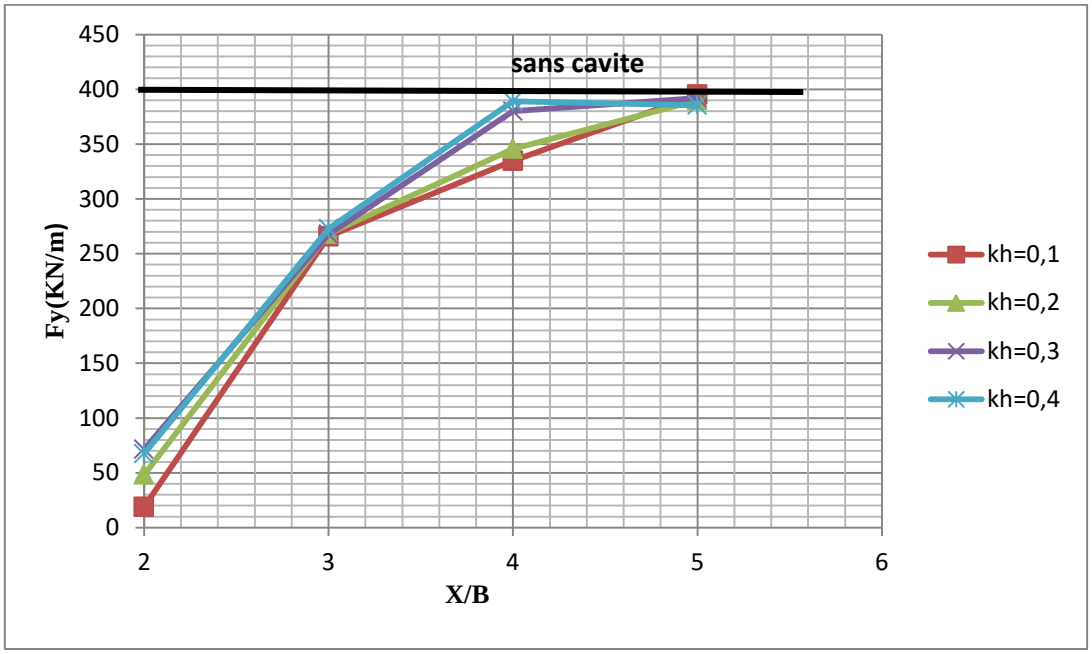


Figure 4.20. Effet de variation de la profondeur de cavité sur la capacité portante pour le cas de sol non renforcé ($\phi = 25°$)

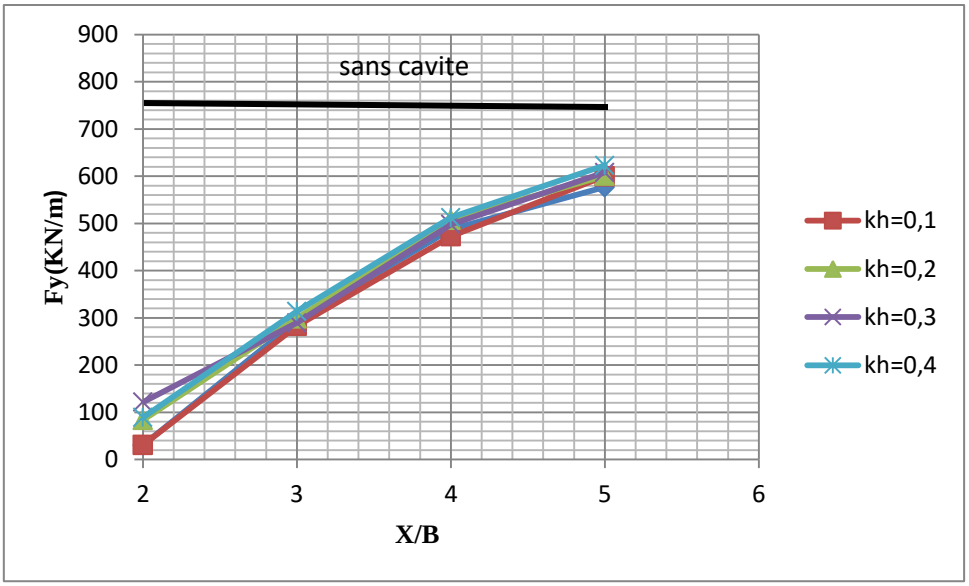


Figure 4.21. Effet de variation de la profondeur de cavité sur la capacité portante pour le cas de sol renforcé ($\phi = 25°$)

Les figures **4.21** et **4.22** présentent l'effet de la position de la cavité sur la capacité portante dynamique Fy pour le cas d'un sable lâche , dans les configurations renforcée et non renforcée, sous différentes valeurs du coefficient pseudo-statique horizontal Kh

Les résultats montrent globalement que la capacité portante augmente avec l'augmentation de la distance relative (X/B) entre la cavité et la fondation. Lorsque la cavité est proche de la semelle (X/B=2), les valeurs de Fy restent faibles en raison de la forte perturbation du champ de contraintes sous la fondation. En revanche, lorsque la cavité s'éloigne progressivement (X/B=3, 4, 5), les valeurs de Fy augmentent de manière importante, traduisant une amélioration de la stabilité du système sol–fondation.

Dans le cas non renforcé, les valeurs de Fy augmentent progressivement jusqu'à atteindre environ 400 kN/m pour les grandes valeurs de (X/B) Toutefois, le sable lâche reste sensible aux sollicitations pseudo-statiques, notamment lorsque le coefficient Kh augmente. L'augmentation de Kh entraîne une légère réduction de la capacité portante, ce qui montre l'effet défavorable des forces sismiques horizontales sur le comportement du massif de sol.

Dans le cas renforcé, les résultats montrent une amélioration nette de la capacité portante par rapport au cas non renforcé. Les valeurs de Fy dépassent 600 kN/m pour les grandes distances relatives, ce qui confirme l'efficacité du renforcement dans la redistribution des contraintes et la limitation des déformations sous la fondation.

On remarque également que l'effet négatif de Kh devient moins important dans le cas renforcé. Les courbes restent relativement proches les unes des autres malgré l'augmentation du coefficient pseudo-statique, ce qui indique une meilleure stabilité du système renforcé face aux sollicitations dynamiques.

Par ailleurs, lorsque la distance (X/B) augmente jusqu'à 5, l'influence de la cavité devient faible et les valeurs de Fy tendent à se stabiliser. Le système se comporte alors presque comme un sol sans cavité, en particulier dans le cas renforcé.

Enfin, la comparaison entre les deux configurations montre que le renforcement améliore significativement la capacité portante du sable lâche et réduit l'influence négative de la cavité ainsi que celle du chargement pseudo-statique horizontal.

5.3.2 cas phi=40

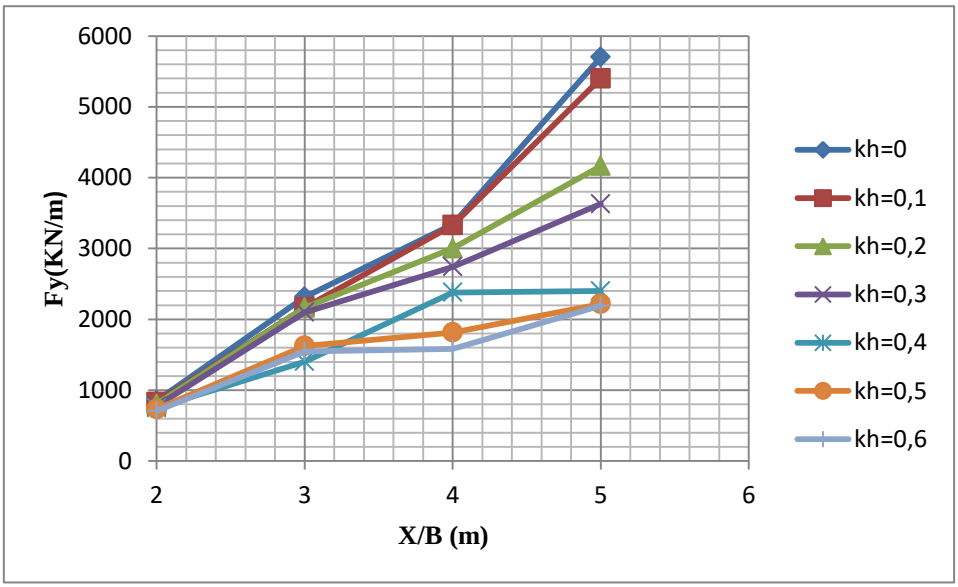


Figure 4.22. Effet de variation de la profondeur de cavité sur la capacité portante pour le cas de sol non renforcé ($\phi = 40°$)

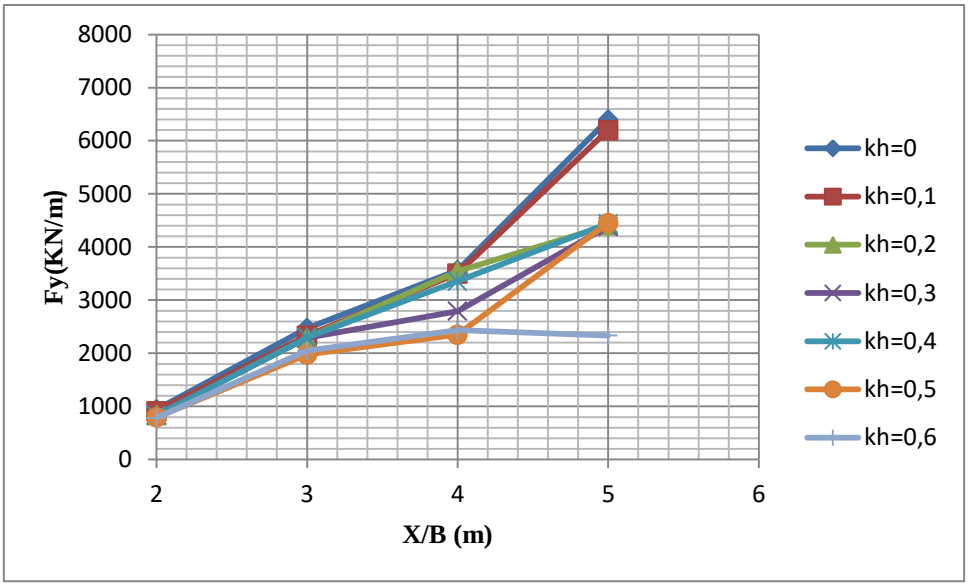


Figure 4.23. Effet de variation de la profondeur de cavité sur la capacité portante pour le cas de sol renforcé $(\phi = 40°)$

Les figures **4.23** et **4.24** illustrent l'effet de la variation de la position de la cavité (X/B) sur la capacité portante dynamique Fy dans le cas d'un sable dense $(\phi = 40°)$, pour différentes valeurs du coefficient pseudo-statique horizontal Kh, dans les configurations renforcée et non renforcée.

Les résultats montrent globalement que la capacité portante augmente avec l'augmentation de la distance relative (X/B) Lorsque la cavité est proche de la fondation (X/B=2) les valeurs de Fy restent relativement faibles en raison de la forte perturbation du champ de contraintes sous la semelle. En revanche, lorsque la cavité s'éloigne progressivement (X/B=3, 4, 5), les valeurs de Fy augmentent de manière importante, traduisant une amélioration de la stabilité du système sol–fondation.

Dans le cas non renforcé, les valeurs maximales de Fy atteignent environ 5700 kN/m pour les faibles valeurs de Kh et pour (X/B=5). Cependant, lorsque le coefficient pseudo-statique horizontal augmente, une diminution progressive de la capacité portante est observée. Pour les fortes valeurs de Kh, notamment Kh=0,5 et Kh=0,6 les valeurs de Fy deviennent plus faibles, ce qui montre l'effet défavorable des forces sismiques horizontales sur la stabilité du massif de sol.

Dans le cas renforcé, les résultats montrent une amélioration nette de la capacité portante par rapport au cas non renforcé. Les valeurs de Fy dépassent 6300 kN/m pour les faibles valeurs de Kh lorsque (X/B=5). Cette amélioration est liée au rôle du géogrille dans la redistribution des contraintes et la réduction des déformations sous la fondation.

On remarque également que la diminution de Fy avec l'augmentation de Kh reste moins importante dans le cas renforcé. Les courbes correspondant aux différentes valeurs de Kh restent relativement proches, ce qui traduit une meilleure stabilité dynamique du système renforcé face aux sollicitations pseudo-statiques.

Par ailleurs, lorsque la distance relative atteint (X/B=5) l'influence de la cavité devient très faible et les valeurs de Fy se rapprochent de celles obtenues dans le cas sans cavité. Cela signifie que l'éloignement de la cavité réduit fortement la perturbation du champ de contraintes sous la semelle et améliore le comportement global du système sol–fondation.

Enfin, la comparaison entre les deux configurations montre que le sable dense renforcé présente les meilleures performances mécaniques et la plus grande stabilité, tandis que le cas non renforcé reste plus sensible aux effets du chargement sismique horizontal et à la présence de la cavité.

6.4 Comparaison entre le comportement statique et pseudo-statique

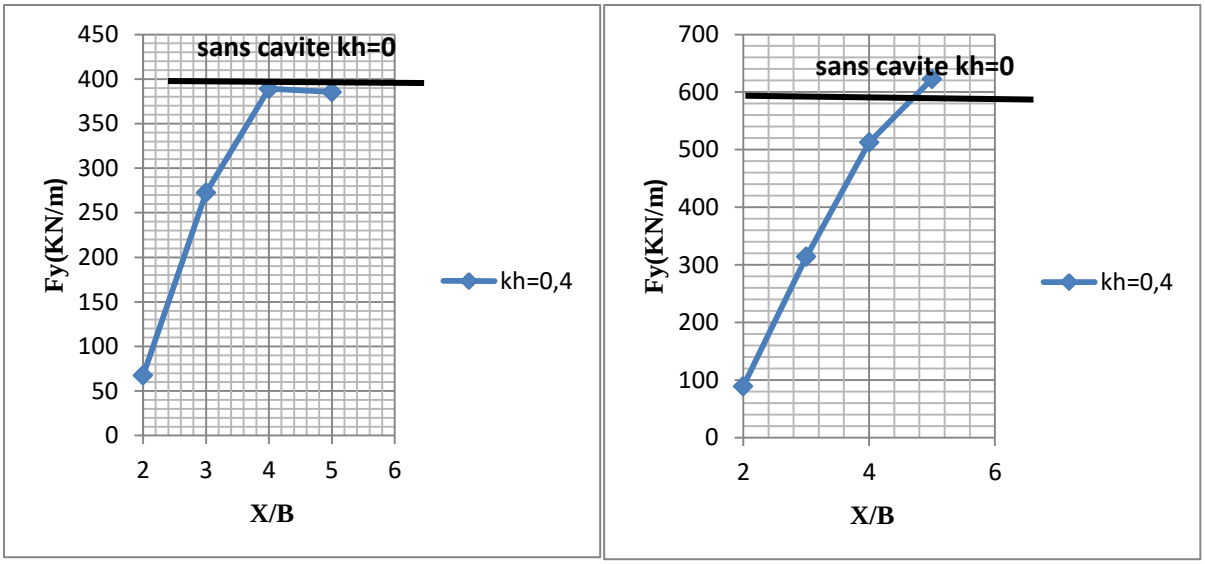


Figure 4.24 : comparaison entre le comportement statique et pseudo-statique pour le sable lâche ($\phi = 25°$) dans les cas renforcé et non renforcé

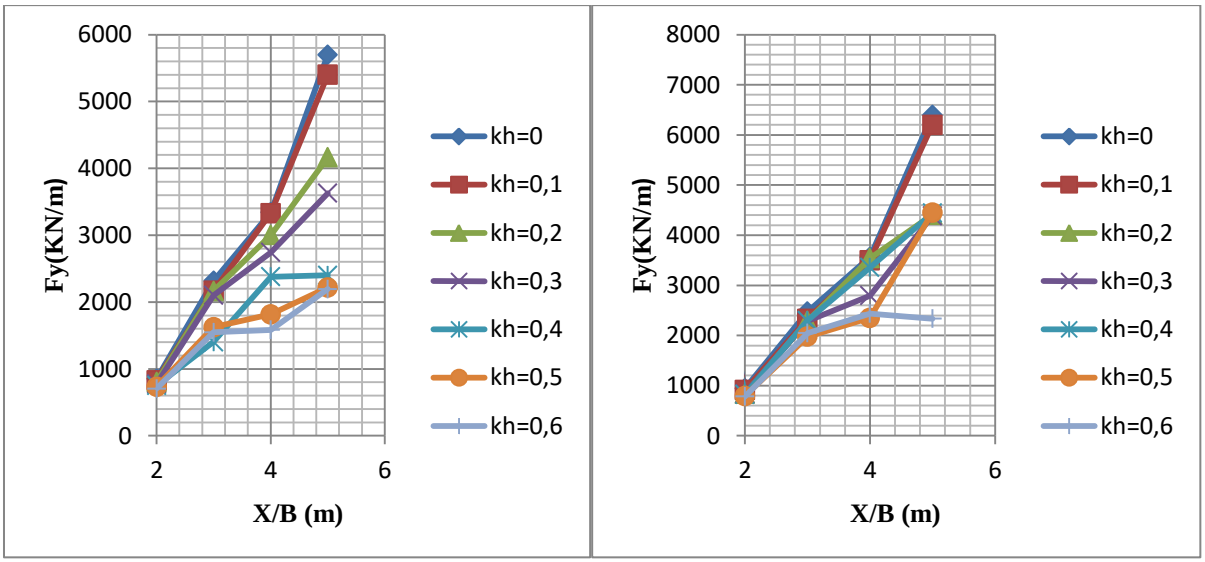


Figure 4.25 : comparaison entre le comportement statique et pseudo-statique pour le sable dense ($\phi = 40°$) dans les cas renforcé et non renforcé

Les figures 4.25 et 4.26 présentent une comparaison entre le comportement statique (Kh=0) et pseudo-statique (Kh=0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5 , 0.6) pour le sable lâche le sable dense (dans les cas renforcé et non renforcé.

Les résultats montrent que les valeurs maximales de la capacité portante Fy sont obtenues dans le cas statique (Kh=0)(Kh = 0)(Kh=0). Pour le sable lâche, les valeurs de Fy atteignent

environ 400 kN/m dans le cas non renforcé et environ 600 kN/m dans le cas renforcé. En revanche, pour le sable dense , les valeurs maximales atteignent environ 5700 kN/m dans le cas non renforcé et dépassent 6300 kN/m dans le cas renforcé.

Lorsque le coefficient d'accélération horizontal augmente, une diminution progressive de la capacité portante est observée. Pour les fortes valeurs de Kh, notamment Kh=0,5 et Kh=0,6, les valeurs de Fy diminuent de manière importante, particulièrement dans le cas non renforcé. Cette réduction est plus marquée dans le sable lâche, qui reste le plus sensible aux sollicitations sismiques.

les résultats montrent que le renforcement améliore le comportement du système aussi bien dans le cas statique que pseudo-statique. Les valeurs de Fy obtenues dans le cas renforcé restent supérieures à celles du cas non renforcé pour toutes les valeurs de Kh ce qui confirme l'efficacité du géogrille dans l'amélioration de la stabilité du massif de sol et la redistribution des contraintes sous la fondation.

6.5 Les mécanismes des ruptures

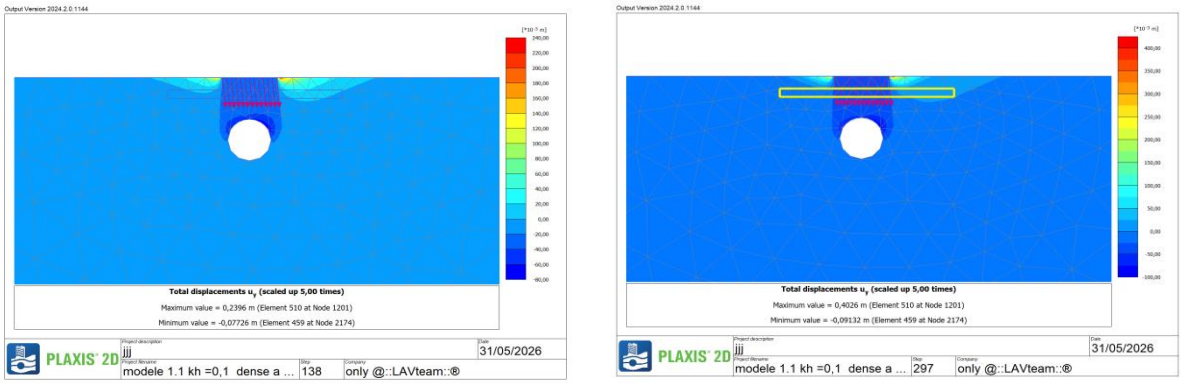


Figure 4.26 : Mécanisme de rupture du sol dense (φ=40∘) pour Kh=0,1 et X/B=2 (Total Diplacement).

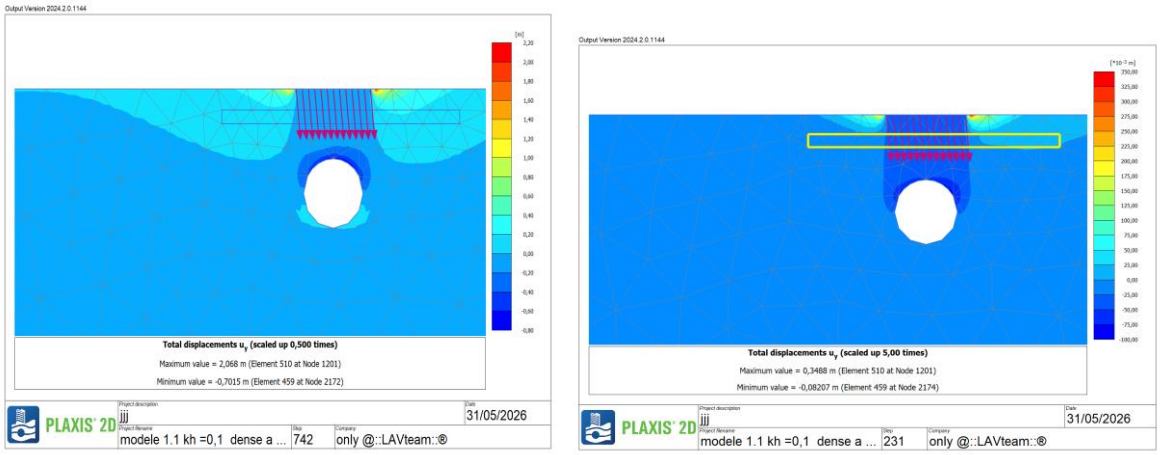


Figure 4.27 : Mécanisme de rupture du sol dense (φ=40∘) pour Kh=0,1 et X/B=2 (Total Diplacement).

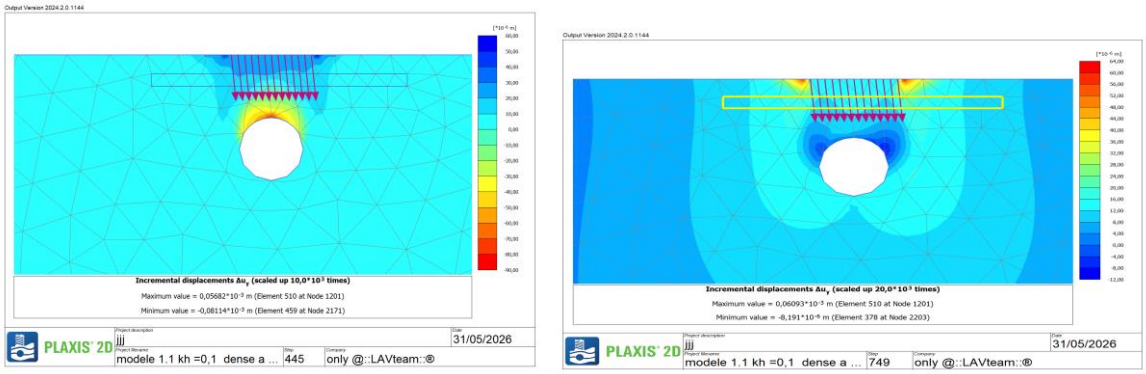


Figure 4.28 : Mécanisme de rupture du sol dense (φ=40∘) pour Kh=0,1 et X/B=2 (incrémental displacement).

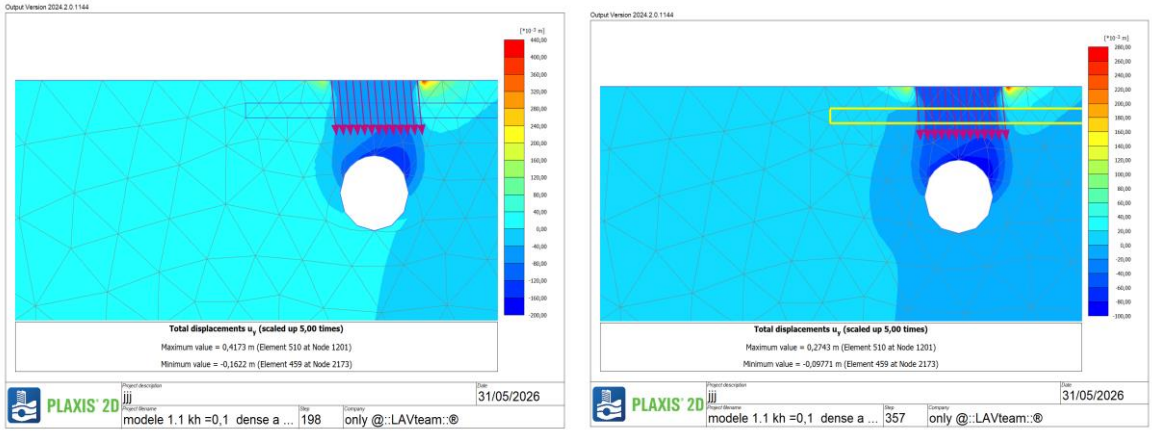


Figure 4.29 : Mécanisme de rupture du sol dense (φ=40∘) pour Kh=0,1 et X/B=2 (incrémental displacement)

6.6 CONCLUSION

Dans ce chapitre, une étude comparative a été réalisée afin d'évaluer l'effet de la nature du sol, du coefficient pseudo-statique horizontal Kh et de la position de la cavité sur la capacité portante dynamique d'une semelle filante reposant sur un sol renforcé et non renforcé.

Les résultats obtenus montré que :

- la nature du sol influence fortement le comportement du système sol–fondation. Le sable dense présente des capacités portantes plus élevées et une meilleure stabilité que le sable lâche grâce à sa résistance au cisaillement plus important.

- L'analyse de l'effet du coefficient d'accélération horizontal Kh a également montré que l'augmentation des sollicitations sismiques entraîne généralement une diminution de la capacité portante dynamique Fy, en raison de l'augmentation des forces d'inertie qui affectent la stabilité du massif de sol.

- l'effet de la position de la cavité, les résultats indiquent que l'augmentation de la distance relative (X/B) améliore progressivement la stabilité de la fondation et réduit l'influence négative de la cavité. Pour les grandes distances, les valeurs de Fy deviennent proches de celles obtenues dans le cas sans cavité.
- le renforcement par géogrille a permis d'améliorer significativement le comportement mécanique du système dans les différents cas étudiés, notamment pour le sable dense, qui représente la configuration la plus favorable

CONCLUSION GÉNÉRALE

Le travail a porté sur l'étude de la capacité portante dynamique d'une semelle filante reposant sur un sol renforcé et non renforcé comportant des cavités sous chargement pseudo-statique. L'étude a été réalisée à l'aide d'une modélisation numérique sous PLAXIS 2D afin d'analyser l'influence des principaux paramètres géotechniques et sismiques sur le comportement du système sol–fondation.

Les résultats obtenus ont montré que :

- la nature du sol influence fortement la capacité portante, où le sable dense présente un comportement plus stable et des valeurs de Fy plus élevées que le sable lâche. L'étude a également mis en évidence l'effet défavorable du coefficient d'accélération horizontal Kh, dont l'augmentation entraîne une diminution progressive de la capacité portante dynamique.
- qu'une cavité proche de la fondation réduit significativement les valeurs de Fy, tandis que l'augmentation de la distance relative (X/B) diminue progressivement son influence. Pour les grandes distances, les résultats deviennent proches du cas sans cavité
- Le renforcement par géogrille a montré une efficacité importante dans l'amélioration du comportement mécanique du système, en augmentant la capacité portante et en réduisant l'effet négatif des sollicitations sismiques et de la présence des cavités. Les meilleures performances ont été obtenues dans le cas du sable dense renforcé, alors que le sable lâche non renforcé représente le cas le plus défavorable.

Enfin, cette étude a permis de mieux comprendre le comportement des fondations superficielles renforcées sous chargement pseudo-statique en présence de cavités, et peut constituer une base utile pour l'amélioration du dimensionnement des fondations dans les zones sismiques. Comme perspectives, il serait intéressant d'étendre cette étude à des modélisations tridimensionnelles, à d'autres types de sols ainsi qu'à des analyses expérimentales plus approfondies.

Rréférences

[1] DTU 13.12 (1988). *Règles pour le calcul des fondations superficielles*. Ed. CSTB. Paris.

[2] Terzaghi, K., Peck, R. B., & Mesri, G. (1996). *Soil mechanics in engineering practice*. John Wiley & Sons.

[3**]** Frank, R. (1999). *Fondations superficielles*. Ed. Techniques Ingénieur

[4] Touati Salma *Calcul numérique de la capacité portante sismique d'une fondation filante*. Mémoire de Master en Génie Civil, Université Badji Mokhtar Annaba, Faculté des Sciences de l'Ingéniorat, 2019.

[5] Vésic, A.S, 1973, Analysis of ultimate loads of shallow foundations, « journal of soil Mechanics and foundations division, American society of civil engineers

[6] TERZAGHI, K. 1943, Theoretical Soil Mechanics, John Wiley & Sons, New York

.[7] CERNICA, John N. Foundation design. *(No Title)*, 1995.[8] AHLEM, Guetari. *Capacité portante des fondations sous charge inclinée par approche numérique*. 2019. PhD Thesis.

[9] MEYERHOF, G. G. The ultimate bearing capacity of foundations. *Geotechnique*, 1951, 2.4: 301-332.

[11] MEYERHOF, George Geoffrey. Some recent research on the bearing capacity of foundations. *Canadian geotechnical journal*, 1963, 1.1: 16-26.

[12] VESIĆ, Aleksandar S. Discussion of "Bearing Capacity Theory from Experimental Results". *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 1973, 99.7: 575-577.

[13] MABROUKI, Abdelhak. *MODELISATION NUMERIQUE DE L'INTERACTION ENTRE UNE FONDATION SUPERFICIELLE ET D'AUTRES CONSTRUCTIONS*. 2011. PhD Thesis. UNIVERSITE MOHAMED KHIDER BISKRA.

[14] GHOBRIAL, Fady. Analyse Dynamique des Pentes Argileuses et Développement d'une Nouvelle Méthode Pseudo-Statique Spectrale. 2019.

[15**]** FEMA**,** «Quantification of Building Seismic Performance Factors», 695p.

[16] Chopra A.K., «Dynamics of Structures : Theory and Applications to Earthquake Engineering»,

Techniques, Journal of Engineering Research and Application, 2248-9622, (Part -2)

[17] **A.Rahal, M.Boussalem**. « Renforcement des sols par ajout des fibres

Naturelles ».Mémoire de fin d'études : Université de Jijel, (promotion 2018), p.6. Historuque des sols

[18] **Prashant Patil, Ipupu Mena, Shubham Goski, Yogesh Urs**. Soil Reinforcement Techniques, Journal of Engineering Research and Application, 2248-9622, (Part -2)

[19] **NF EN ISO 10318-1** Mai 2015, Géosynthétiques - Partie 1 : termes et définitions.

[20] **ZIGHMI Imène-Bassma**. « Etude numérique de l'influence des paramètres géotechniques sur le comportement des sols renforcés par colonnes ballastées », Mémoire de Magistère, Université de Tizi Ouzou

[21] ZAIMA, Yousra; BOUBEZARI, Imane; ARABET, Leila Encadreur. *Etude du comportement statique et dynamique d'un massif en sol renforcé*. 2019. PhD Thesis. Université de Jijel.

[22] **NFP84-500 Avril 2013**, Géo membranes - Dictionnaire des termes relatifs aux Géo membranes

[23] **ZIGHMI Imène-Bassma**. « Etude numérique de l'influence des paramètres géotechniques sur le comportement des sols renforcés par colonnes ballastées », Mémoire de Magistère, Université de Tizi Ouzou

[24] **NFP84-500 Avril 2013**, Géomembranes - Dictionnaire des termes relatifs aux Géomembranes

[25] C**apaccio, G. et Ward, I. M**., "Properties of Ultra-High Modulus Linear Polypropylene", Nature Physical Sciences, vol. 243, 1974, pp. 130-143.

[26] **Ward, I. M**, "The Orientation of Polymers to Produce High Performance Materials", Proceedings of the Symposium on Polymer Grid Reinforcement in Civil

[27] **KARECH TOUFIK**. « Analyse de comportement des sols renforcés par la méthode de l'homogénéisation », thèse de doctorat, Université de Batna

[28] **KERISEL J.**"Histoire de la mécanique des sols en France jusqu'au 20ème siècle géotechnique vol 6.

[29] **Schlosser F. Guillonx A,** "Le frottement dans le renforcement des sols" Revue française de géotechnique (1981)

[30] **Bastick, M. Schlosser, F, Amar S, and Conepa Y** "Instrumentation d'un Mur experimental en Terre armée a armatures courtes ", Proc 12 th int. Conf. on soil Mech and F

dn. Engng, Rio de Janeiro vol 2 (1989)

[31] **GARECHE I, BENTIBA R.** « Etude expérimentale du comportement des éléments de la terre armée sous chargements cycliques », Mémoire de Master Académique, université de Tebessa, 2016

[32] **ZEROUAL FARIDA** « Étude du comportement d'un mur de soutènement soumis à es sollicitations dynamiques », Mémoire de Magister, université de Batna 1

[33] ASSMA, BENBOUZA. Analyse numérique de l'effet d'une cavité sur la capacité portante des fondations superficielles. 2024.

[34] GéoRisques. (s.d.). *Dossier expert sur les cavités souterraines*. Consulté le 24 Mai 2024, sur https://www.georisques.gouv.fr/consulter-les-dossiers-thematiques/dossier-expert-sur-les-cavites-souterraine.

[35] JAISWAL, Sagar; CHAUCHAN, Vinay Bhusan. Assessment of seismic bearing capacity of a strip footing resting on reinforced earth bed using pseudo-static analysis. *Civil and Environmental Engineering Reports*, 2021, 31.2: 117-137.

.