

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Mémoire de Master

Présenté à l'Université 8 Mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Option : GEOTECHNIQUE

Présenté par : **BEN ARBIA FATIMA ZAHRA**

**Thème: APPLICATION DE LA METHODOLOGIE DES
SURFACES DE REPNSES A LA STABILITE D'UN
OUVRAGE DE SOUTENEMENT SYNTHETIQUE**

Sous la direction de : **Dr. BOUTAHIR NEE BENCHEIKH M**

Juin 2023

Remerciements

Au Nom De Dieu Le Clément Et Le Miséricordieux

Avant tout Je tiens remercier du fond du coeur Dieu le tout puissant

*Qui m'a aidé jusqu'à l'atteint de ce niveau Et qui m'a donné
l'inspiration, la volonté, le courage et la persévérance dans mes études.*

*Je remercie chaleureusement mes parentes qui j'ai soutenu tout au long
de mes études, parfois au prix de quelques sacrifices et sans qui j'ai pas pu
atteindre ce niveau.*

*Je remercie chaleureusement ma encadrante Mme **Boutahir/
Bencheikh M**, pour ses conseils et sa énorme confiance de moi, et ses
précieuses orientations qu'elle n'a cessé de nous apporter tout long de la
préparation de mon mémoire .*

*Je remercie aussi vont à tout le personnel **de laboratoire national de
l'habitation et de la construction Guelma (HIBA et Ketfi K)** .*

*Je remercie les membres du jury trouvent ici pour
avoir accepté d'honorer par leur présence.*

*Je remercie aussi toute personne ayant contribué De près ou de loin à la
réalisation de Ce modeste travail.*

Fatima zahra

Dédicaces

Grace à Dieu tout clément et miséricordieux, qui m'a tracé la route, et ma donnée le pouvoir et le courage de continuer jusqu'à La fin.

Je dédie ce modeste travail :

*A mes parents : Ma chère mère **Hinda**, pour l'affection et l'amour qui m'a Donné, le courage et la force dans les moments les plus difficiles.*

*Mon père **Malik**, pour son soutien moral et ses conseils les Plus précieux qui m'ont servi dans ma vie et son encouragement Sans limite.*

*Ma adorable sœur **Marwa**.*

*Mon cher Frère **Achref**.*

*A celui qui m'a soutenu tout le temps **S**.*

*A Groupe LNHC(**Hiba, Abdlghani, Rida,Riyad**)*

*A tout ma famille **Benarbia et Bouchmel***

*A ma grande mère **Yamina***

*A mes chères cousins : **Wissal, Imane, Amira, Riham, Amani***

*Mes petits anges : **Joujou, ziad, Alaa***

*A mes amis **Rayen, Hadil, Salma, Ikram, Imane, Ghousson, Marwa, Zoubayda, Chaima, Wafa***

*A mes chères collègues de ma promotion " **Géotechnique 2023**".*

Fatima zahra

*R*ésumé:

Depuis quelques années, les connaissances théoriques en mécanique des sols progressent fortement. L'ingénieur dispose d'un grand nombre d'outils pour l'analyse et la conception d'ouvrages divers. L'utilisation de calculs par éléments finis pour dimensionner les ouvrages est ainsi limitée par une mauvaise connaissance des propriétés mécaniques des sols. C'est dans ce contexte que se pose la méthodologie des surfaces de réponse qui est un ensemble de techniques utilisées dans l'étude empirique des rapports entre une ou plusieurs réponses et un groupe de variables.

Le présent travail consiste, en premier temps la compréhension du comportement des ouvrages de soutènement renforcée par géosynthétiques à travers l'analyses numériques effectuées sur les paramètres géométriques et mécaniques influençant la stabilité, et dans un second temps la contribution de l'application de la méthode des surfaces de réponses dans l'analyse numérique de ces types des ouvrages, dans laquelle plusieurs paramètres sont exigés pour calculer le coefficient de sécurité et le déplacement horizontal et d'élaborer un modèle d'optimisation.

Pour atteindre ces objectifs, un plan d'expériences numérique fractionnel type centrale composite L26 sera adopté comme support de modélisation du mur renforcé basé sur les paramètres de renforcement les plus significants à travers une analyse de variance (ANOVA), et proposition des modèles mathématiques reliant les paramètres de renforcement

Mots clés:

*A*nalyse de variance, *I*dentification de paramètres, *O*ptimisation, *S*outènement Synthétique, , *R*enforcement.

*A*_{bstract}

*I*n recent years, theoretical knowledge of soil mechanics has been progressing strongly. The engineer has a large number of tools for the analysis and design of various structures. The use of finite element calculations to design structures is thus limited by poor knowledge of the mechanical properties of soils. It is in this context that arises the methodology of response surfaces which is a set of techniques used in the empirical study of the relationships between one or more responses and a group of variables.

*T*he present work consists, first of all, in the understanding of the behavior of retaining structures reinforced by geosynthetics through the numerical analyzes carried out on the geometric and mechanical parameters influencing the stability, and secondly the contribution of the application of the surface method. Answers in the numerical analysis of these types of structures, in which several parameters are required to calculate the safety factor and the horizontal displacement and to develop an optimization model.

*T*o achieve these objectives, a digital fractional experimental plan of the L26 composite central type will be adopted as a support for modeling the reinforced wall based on the most significant reinforcement parameters through an analysis of variance (ANOVA), and proposing mathematical models linking reinforcement parameters

Key words:

*V*ariance analysis, *I*dentification of parameters, *O*ptimization, *S*ynthetic support,
*R*einforcement

ملخص

في السنوات الأخيرة ، كانت المعرفة النظرية بميكانيكا التربة تتقدم بقوة. يمتلك المهندسون عددًا كبيرًا من الأدوات لتحليل وتصميم الأعمال المختلفة. وبالتالي ، فإن استخدام حسابات العناصر المحدودة لتصميم الهياكل محدود بسبب ضعف المعرفة بالخصائص الميكانيكية للتربة. في هذا السياق ، نشأت منهجية أسطح الاستجابة وهي مجموعة من التقنيات المستخدمة في الدراسة التجريبية للعلاقات بين واحد أو أكثر من الاستجابات ومجموعة من المتغيرات.

يتكون العمل الحالي ، أولاً وقبل كل شيء ، من فهم سلوك الهياكل الاستنادية المعززة بعلم الأرض من خلال التحليلات العددية التي يتم إجراؤها على المعلمات الهندسية والميكانيكية التي تؤثر على الاستقرار ، وثانياً مساهمة تطبيق طريقة السطح. في التحليل العددي لهذه الأنواع من الهياكل ، حيث يلزم وجود العديد من المعلمات لحساب عامل الأمان والإزاحة الأفقية وتطوير نموذج التحسين.

لتحقيق هذه الأهداف ، سيتم اعتماد خطة تجريبية رقمية من النوع المركزي المركب L26 كدعم لنمذجة الجدار المعزز بناءً على معلمات التعزيز الأكثر أهمية من خلال تحليل التباين (ANOVA) ، واقتراح النماذج الرياضية التي تربط معلمات التعزيز.

كلمات-مفتاح

التباين ، تحديد المعلمات ، التحسين ، الدعم التركيبي ، التعزيز.

Table Des Matières

| | Page |
|---|-------------|
| Remerciement | |
| Dédicaces | |
| Résumé | i |
| Abstract | ii |
| ملخص | iii |
| Table des matières | iv |
| Introduction général | viii |
| Chapitre I: Synthèse Bibliographique sur les ouvrages de soutènement | |
| I.1.Introduction | 1 |
| I.2.Généralités | 1 |
| I.2.1.Historique | 1 |
| I.2.2.Définition | 1 |
| I.2.3.But | 2 |
| I.2.4. Principe du soutènement | 2 |
| I.3.Différents types des murs de soutènements. | 3 |
| I.3.1.Cas ou la poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement | 3 |
| I.3.1.1.Murs poids en béton ou maçonnerie | 4 |
| I.3.1.2.Mur en terre armée | 4 |
| I.3.1.3.Ouvrages cellulaires | 5 |
| I.3.2.Cas ou la poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement dans le sol de fondation | 6 |
| I.3.2.1.Murs cantilever en béton armée | 6 |
| I.3.2.2.Les murs en parois moulées | 7 |
| I.3.2.3.Les rideaux de palplanches | 8 |
| I.3.3.Cas ou la poussée est reprise en totalité ou en partie par des ancrages | 10 |
| I.3.3.1.Paroi moulée ancrée | 11 |
| I.3.3.2 les ancrages | 14 |
| I.3.2. La charge doublement excentrée | 16 |
| I.4.Différents modes de rupture | 16 |
| I.5.Conclusion | 17 |
| Chapitre II: Géosynthétiques et leurs applications en renforcement | |
| II.1.Introduction | 18 |
| II.2.Définition | 18 |
| II.3.Classification des géosynthétiques. | 19 |
| II.3.1.Les géotextiles. | 19 |
| II.3.1.1.Un non tissé | 19 |
| II.3.1.2.Un tissé | 19 |
| II.3.1.3.Un tricotées | 20 |
| II.3.2.Les géogrilles. | 20 |
| II.3.3.Les géofilets. | 20 |
| II.3.4.Les géomembranes. | 20 |
| II.3.5.Les géosynthétiques bentonitiques (GSB). | 21 |

Table Des Matières

| | |
|---|----|
| II.3.6.Les géotuyaux. | 22 |
| II.3.7.Les géosynthétiques alvéolaires. | 22 |
| II.3.8.Les blocs ou plaques de géomousses. | 22 |
| II.4.Avantage de l'utilisation de géosynthétique pour le renforcement. | 23 |
| II.4.1.La séparation | 23 |
| II.4.2.Le Renforcement | 24 |
| II.4.3.Le contrôle de l'érosion | 24 |
| II.4.4.Le filtration | 25 |
| II.4.5.Le Drainage | 26 |
| II.4.6.Confinement des (barrières aux) fluides/gaz. | 26 |
| II.5.Murs en sols renforcés par géogrilles. | 27 |
| II.5.1.Exemples d'utilisation des géosynthétiques dans le renforcement des sols- Renforcement de pentes raides et des talus subverticaux | 27 |
| II.5.2.Comportement d'un mur en sol renforcé | 28 |
| II.5.3.Prédimensionnement | 29 |
| II.5.4.Analyse externe de stabilité. | 29 |
| II.5.5. Analyse interne de stabilité. | 29 |
| II.5.6.Les Coefficients partiels de sécurité | 30 |
| II.6.Conclusion | 31 |

Chapitre III: La pratique des éléments finis en géotechnique

| | |
|---|----|
| III.1.Introduction | 32 |
| III.2.Bref aperçu sur la méthode des éléments finis | 32 |
| III.2.1.Concepts de base de la méthode aux éléments finis | 33 |
| III.2.2.L'analyse des déplacements par MEF | 33 |
| III.2.3.L'interpolation des déplacements | 34 |
| III.2.4. Déformations. | 34 |
| III.3.Présentation de PLAXIS | 36 |
| III.3.1.Le logiciel Plaxis | 36 |
| III.3.2.Système d'options du code Plaxis | 37 |
| III.3.3.Types de modèle en Plaxis | 38 |
| III.3.4.Types d'éléments utilisés par Plaxis. | 38 |
| III.3.5.Modèles de comportement utilisés dans le Plaxis | 39 |
| III.3.6.Modèle de comportement élasto-plastique | 40 |
| III.3.6.1.Elasto-plasticité | 40 |
| III.3.6.2.Comportement élastoplastique | 40 |
| III.3.6.3.Modèle de Mohr-Coulomb | 41 |
| III.3.6.4.Autres modèles disponibles dans le Plaxis | 43 |
| III.4.Conclusion | 44 |

Chapitre IV: Modélisation numérique et étude paramétrique

| | |
|--|----|
| IV.1.Introduction | 45 |
| IV.2.Spécification du modèle de référence | 45 |
| IV.3.Modèle constitutif et paramètres des matériaux. | 45 |
| IV.3.1.Paramètres du sol et de l'interface. | 45 |
| IV.3.2.Paramètres des éléments structuraux (le Mur) | 46 |
| IV.3.3.Les géogrilles de renforcement | 46 |
| IV.4.Modélisation par Plaxis V8.6 | 47 |
| IV.4.1.Modèle numérique (procédure de calculs). | 47 |
| IV.4.2.Phasage de calcul | 47 |

Table Des Matières

| | |
|---|----|
| IV.2.3.Génération du maillage | 48 |
| IV.4.3.Conditions initiales | 49 |
| IV.5.Influence de l'utilisation des géogrilles sur les déplacements | 49 |
| IV.6.Principaux résultats | 50 |
| IV.6.1.Les déplacements | 51 |
| IV.6.2.Contraintes horizontales et la force de poussée. | 51 |
| IV.6.3.Résumé des résultats. | 52 |
| IV.7.Etude paramétrique. | 52 |
| IV.7.1.Effet de la longueur des géogrilles (Longueur en fonction de la Hauteur du mur L/H). | 52 |
| IV.7.2.Effet de l'espacement vertical entre les nappes de géogrilles : | 53 |
| IV.7.3.Effets de la rigidité normale du géogrille. | 56 |
| IV.7.4.L'influence des propriétés mécaniques du sol renforcé (remblai). | 57 |
| IV.7.5.Effet de maillage | 59 |
| IV.7.6.Effet de la surcharge | 60 |
| IV.8.Conclusion | 61 |

Chapitre V : Introduction à la méthode des plans d'expériences

| | |
|---|----|
| V.1.Introduction | 62 |
| V.2.Qu'est-ce que les plans d'expériences (PEX) ? | 62 |
| V.3.Termes et concepts communs des plans d'expériences | 62 |
| V.4.Cas d'utilisation des plans d'expériences | 64 |
| V.5.Objectifs d'utilisation des plans d'expériences | 65 |
| V.5.1.Objectif de comparaison d'alternatives | 65 |
| V.5.1.1.Objectif de criblage | 65 |
| V.5.1.2.Objectif de modélisation | 65 |
| V.6.Quelques notions sur la MPE | 66 |
| V.6.1.Notions d'espace expérimental | 66 |
| V.6.2.Coordonnées centrées réduites | 67 |
| V.6.2.1.Changement de l'unité de mesure | 67 |
| V.6.2.2.Déplacement de l'origine des mesures | 67 |
| V.6.2.3. Domaine d'étude | 68 |
| V.6.3.Notion sur la représentation des plans d'expérimentation | 68 |
| V.6.3.1.Représentation géométrique | 68 |
| V.6.3.2.Représentation matricielle | 69 |
| V.7.Différents plans d'expériences existants | 69 |
| V.7.1.Plan factoriel complet (PFC) | 69 |
| V.7.2.Plan factoriel fractionnaire | 70 |
| V.7.3.Plan Rechtschaffner. | 70 |
| V.7.4.Plans de Plackett et Burman. | 70 |
| V.7.5.Plans de Koshal. | 71 |
| V.7.6.Tables de Taguchi. | 71 |
| V.8.Différents types des plans d'expérience | 71 |
| V.8.1.Plans factoriels complets à deux niveaux | 71 |
| V.8.1.1. Plans complets à deux facteurs. | 71 |
| V.8.1.2. Plans factoriels à k facteurs à deux niveaux | 73 |
| V.8.1.3. Avantages et inconvénients des plans factoriels complets | 73 |
| V.8.2.Plans factoriels fractionnaires à deux niveaux | 73 |
| V.9.Méthode d'optimisation | 75 |
| V.9.1.RSM (réponse surface méthodologie) | 75 |

Table Des Matières

| | |
|--|-----|
| V.9.2.Les Principes généraux | 75 |
| V.9.3.Étapes de la méthodologie de surface de réponse | 75 |
| V.9.3.1. La première étape | 75 |
| V.9.3.2. La deuxième étape | 75 |
| V.9.3.3. La troisième étape | 76 |
| V.9.4. Les avantages et les inconvénients (RSM) | 76 |
| V.9.4.1.Les avantages | 76 |
| V.9.4.2.Les inconvénients | 77 |
| V.10.Conclusion | 77 |
| Chapitre VI : Optimisation des Paramètres de Renforcement Par les plans d'expériences | |
| VI.1.Introduction. | 78 |
| VI.2.Construire un plan d'expérience. Les plans composites centrés. | 78 |
| VI.3.Interprétation des résultats par la méthode des surfaces de réponse. | 79 |
| VI.3.1.Analyse de la variance ANOVA | 80 |
| VI.3.2.Analyse de régression | 81 |
| VI.3.3.Validité du modèle | 82 |
| VI.3.4.Analyse de confirmation | 82 |
| VI.4.Résultats et discussion | 83 |
| VI.4.1.Analyse de régression. | 85 |
| VI.4.2.Estimation des coefficients | 85 |
| VI.4.3.Représentation graphique des surfaces de réponses | 88 |
| VI.5.Optimisation par la méthode de fonction de désirabilité | 90 |
| VI.5.1.Optimisation des paramètres L, Sv et EA. | 90 |
| VI.6.Conclusion | 93 |
| Conclusion générale | 94 |
| Listes des figures | 96 |
| Listes des tableaux | 99 |
| Table des Notations Principales | 100 |
| Références Bibliographiques | 101 |

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Introduction générale

Les ouvrages de soutènement sont des structures construites pour résister aux pressions de la terre et de l'eau, et pour maintenir la stabilité des terrains avoisinants. Ces structures sont cruciales dans de nombreux projets d'infrastructure, tels que la construction de routes, de tunnels et de ponts. Les ouvrages de soutènement synthétiques, tels que les murs de gabions et les géogrilles, sont de plus en plus utilisés en raison de leur coût inférieur et de leur facilité de mise en œuvre.

Cependant, l'efficacité et la stabilité de ces ouvrages de soutènement synthétiques peuvent être affectées par différents facteurs tels que les propriétés géotechniques du sol, les conditions de surcharge, etc. Par conséquent, il est essentiel de comprendre le comportement et la performance de ces structures face aux diverses contraintes.

C'est devant l'intérêt potentiel de la technique de renforcement des murs de soutènement par géosynthétique, que se situent les travaux de recherche présentés dans ce mémoire d'une part, et d'autre part cette étude vise à explorer l'application de la méthodologie des surfaces de réponses à la stabilité de ce type de mur. Nous examinerons les principes fondamentaux de cette méthodologie et son application aux ouvrages de soutènement synthétiques. Nous passerons également en revue les travaux de recherche existants sur ce sujet et aborderons les aspects pratiques de l'utilisation de la méthodologie des surfaces de réponses pour l'évaluation de la stabilité des ouvrages de soutènement synthétiques.

L'objet du présent travail porte sur la modélisation numérique et l'optimisation des paramètres influençant la stabilité d'un mur de soutènement renforcé par géogrille, par l'utilisation de la méthode des surfaces de réponses via les plans d'expériences numériques. Dans un premier temps à travers la détermination d'un modèle géotechnique, dit de référence et de développer un modèle numérique pour simuler le comportement du mur renforcé, et en second temps le choix d'un plan d'expériences numériques comme support de modélisation du mur basé sur les paramètres de renforcement, à savoir l'espacement vertical entre renforcements (S_v), sa longueur (L) et sa rigidité normale (EA). L'utilisation des plans d'expériences conduit à établir un plan, comportant le maximum de précision dans les résultats avec un minimum d'expériences.

Ce mémoire présente une contribution globale à la modélisation numérique et l'optimisation d'un mur de soutènement renforcé par géogrille. Il est organisé en Six chapitres.

Le premier chapitre donne une présentation du domaine d'emploi des écrans de soutènement avec une étude bibliographique sur les ouvrages de soutènements ;

Le deuxième chapitre propose une synthèse bibliographique sur les géosynthétiques et leurs applications en renforcement.

Le troisième chapitre fournit un bref aperçu de la méthode des éléments finis concerne l'historique, les concepts de base et l'utilisation de cette méthode dans le domaine géotechnique. On a choisi le code éléments finis **PLAXIS**, qui nous permet le passage d'un projet réel complexe au modèle numérique, et de faire l'étude paramétrique facilement et rapidement. **PLAXIS** utilise plusieurs modèles de comportement qui dépendent de la nature du sol et de type d'ouvrage.

Le quatrième chapitre détermine un modèle géotechnique de référence pour notre projet. Après la mise des hypothèses est la définition de la géométrie du modèle et des caractéristiques des matériaux, on passe au calcul par **PLAXIS**. Et on aborde une étude paramétrique, qui montre l'effet des paramètres de calcul et des paramètres géotechniques sur les résultats.

Le cinquième chapitre nous présenterons les plans d'expériences et la méthode des surfaces de réponse, cette technique est un ensemble homogène d'outils et de méthodes visant à établir et analyser les relations existant entre les grandeurs étudiées (réponses) et leurs sources de variation supposées (facteurs)

Le sixième chapitre présente une étude statistique à travers l'analyse de variance (ANOVA) et la procédure d'optimisation des paramètres de renforcement, en se basant sur les modèles numériques développés par la méthode des surfaces de réponses.

Enfin les observations et les conclusions apportées par cette étude a été présentées à la fin de ce mémoire comme conclusion générale.

CHAPITRE I :

SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT

Synthèse Bibliographique sur les ouvrages de soutènement

I.1.Introduction.

Le rôle des ouvrages de soutènement est de retenir les massifs de terre.

Il existe une grande variété des soutènements se caractérisant par des fonctionnements différents et conduisant à des études de stabilité interne spécifiques.

Tous ces ouvrages ont en commun par, la force de poussée exercée par le massif de sol retenu. Par contre, c'est principalement la manière dont est reprise cette force de poussée qui différencie les différents types d'ouvrages.

I.2.Généralités.

I.2.1. Historique.

Dans les premiers besoins générant le mur de soutènement se trouve la fabrication de terrasses sur des terrains pierreux en pente pour un usage agricole, terrasses bordées de murs bas en pierres crues (pierres brutes mises sur assise sans mortier) récupérées par l'érosion des sols : ces murs sont édifiés pour combattre celle-ci (par exemple en Ardèche).

Puis on trouve la construction de terrasses recevant des édifices imposants. Ces murs furent dès l'antiquité des murs massifs constitués en maçonnerie soignée de blocs de pierre (dont l'exemple évocateur est celui des temples en gradins Incas).

Dans sa version initiale de l'époque moderne le **mur poids** en béton qui succéda au milieu du XX^e siècle à la maçonnerie par appareillage du génie militaire ou civil, se compose d'un voile (mur mince) et d'une semelle. (Cette semelle varie en largeur suivant plusieurs facteurs dont la surcharge sur la partie supérieure, le poids volumique et la qualité des sols de fondation, la pente de talus naturel du matériau retenu par le mur).

Depuis quelques décennies, les parois préfabriquées se sont largement substituées aux murs en béton coulé sur place et aux murs en maçonnerie appareillée, parce qu'elles sont meilleur marché, plus rapides et plus faciles à mettre en œuvre, et plus favorables à l'environnement.

I.2.2. Définition.

Le **mur de soutènement** est un mur vertical ou sub-vertical qui permet de contenir des terres (ou tout autre matériau granulaire ou pulvérulent) sur une surface réduite. La retenue des terres par un mur de soutènement répond à des besoins multiples : préserver les routes et chemins des éboulements et glissement de terrain, structurer une berge naturelle en un quai (ports maritimes et voies navigables), parer en soubassement les fondations d'édifices de grande hauteur ou de digues, créer des obstacles verticaux de grande hauteur (murs d'escarpe et glacis dans les fortifications), soutenir des fouilles et tranchées de chantier pour

travailler à l'abri de l'eau (batardeau), établir des fondations ou créer des parkings souterrains, etc.

On trouve des murs de soutènement en pierres sèches, en moellons, en pierres de taille, en briques, en béton armé, en acier.

Les ouvrages de soutènement sont des structures liées au sol pour les quelles l'action de celui-ci intervient doublement :

- Le matériau derrière le mur (généralement du remblai) exerce des poussées sur l'ouvrage.
- L'ouvrage à son tour sollicite le sol de fondation et y crée des contraintes et éventuellement des tassements.

I.2.3. But.

Les murs de soutènement ont pour but de maintenir le sol en place dans le cas où on effectue des remblais, déblais ou pour des ouvrages tels que : quais, canaux, culées de port, terrasses.

Ils ont aussi pour but de protéger d'autres ouvrages contre l'érosion ou les crues.

I.2.4. Principe du soutènement.

La principale considération dans le dimensionnement des soutènements, quel que soit leur type, est la correcte estimation de la *poussée des terres* ou du matériau retenu par cette paroi. Dans leur état naturel, les terres tendent à se conformer en un tas pyramidal conique à la façon d'un tas de sable présentant une pente de talus naturel. L'interposition d'un écran de soutènement dans un massif de terre se substitue à la partie manquante à la base et reçoit une partie du poids des terres restantes en une composante biaise de poussée qui tend à faire basculer et en même temps glisser le mur de soutènement disposé. Pour combattre cette poussée des terres, le mur peut être constitué de différentes façons :

- Opposer un poids supérieur à la partie remplacée en contre-balancement de la poussée : tels sont les murs poids ;
- Etre ancré dans un corps mort fournissant une inertie ou ancré plus loin dans le sol à proximité qui ne fait pas partie de l'ensemble susceptible de glissement ou a une meilleure composition afin que la poussée soit contenue, éviter le glissement et annuler le moment de basculement: ce sont les parois ancrées ;
- Résister au basculement par une semelle insérée sous les terres, semelle de surface de base en rapport avec la hauteur fournissant le moment de renversement : murs Cantilever (en L) ;
- Réduire la poussée par un épaulement des terres retenues entre deux contreforts : murs à redans ;

Les murs de soutènement, quel que soit leur type, doivent en principe être drainés, car la pression de l'eau retenue derrière un mur sans interstices d'évacuation augmente d'autant la poussée sur l'ouvrage et modifie la "consistance" du matériau en le fluidifiant ce qui apporte une transmission de poussée d'une partie plus importante, la friction (phénomène de

s'agripper) en résistance au glissement ayant partiellement disparu, la pente naturelle du tas diminue

I.3. Différents types des murs de soutènements.

Un ouvrage de soutènement peut retenir soit des terres de remblai c'est-à-dire rapportées, soit des terrains en place.

L'effort de poussée exercé par le massif de terre retenue peut être repris de diverses manières trois modes principaux peuvent être distingués:

1. La poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement.
2. La poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement.
3. La poussée est reprise par des ancrages du mur dans les terres

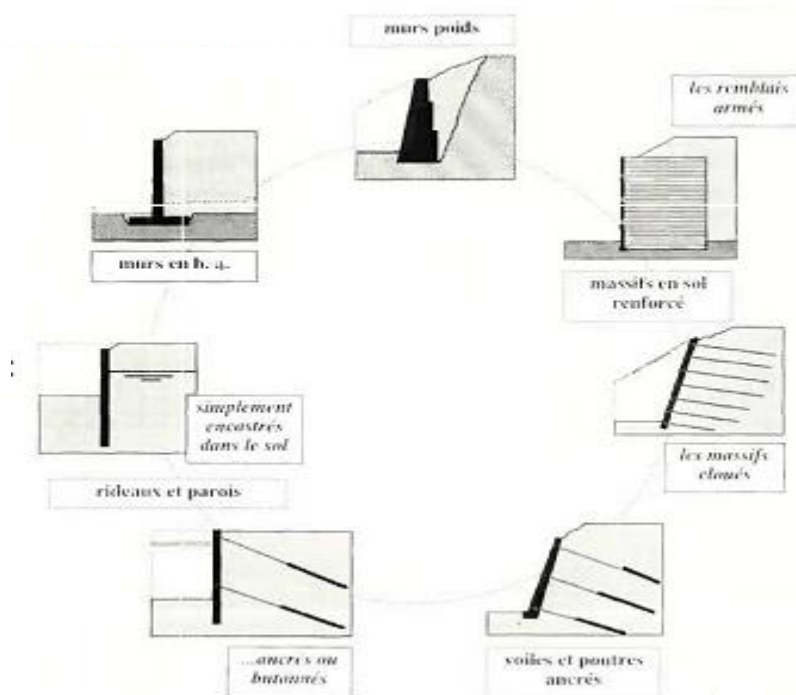


Figure I.1 : Classification des murs de soutènements

I.3.1. Cas où la poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement.

I.3.1.1. Murs poids en béton ou maçonnerie.

Ce type d'ouvrage le plus classique et le plus ancien. Il est en béton ou en maçonnerie. Ce sont des ouvrages rigides qui ne peuvent supporter sans dommages des tassements

différentiels supérieurs à quelque pour-mille. Les murs poids représentent un type de soutènement parmi les plus courants

Le principe du mur poids est d'opposer le poids de la maçonnerie du soutènement à la poussée des terres qui tendent à le renverser. La poussée des terres est minimale au sommet du mur et croît avec la profondeur en arrière du mur : c'est pourquoi les murs poids s'épaississent vers la base (le fruit). Les murs de soutènement de type **ouvrage poids** sont connus depuis l'Antiquité. Ils sont constitués en pierres taillées, moellons ou en brique.



Figure I. 2 : Murs poids

I.3.1.2. Mur en terre armée.

Les murs en terre armée, dans lesquels le sol est renforcé par inclusions souples résistantes à la traction, sont des ouvrages souples qui supportent les tassements différentiels du sol de fondation.

La terre armée est un matériau résultant de l'association d'un sol de remblai et d'armature métallique sous forme de bande, généralement galvanisé.

La terre armée est constituée de :

- a) un massif de remblai mis en place par couches successives compactées.
- b) Eléments de renforcement métallique (bandes, panneaux, de treillis soudé, nappes de treillis soudés, etc) disposés entre les couches de remblai.
- c) un parement relié aux éléments métallique et constitué de panneaux ou d'éléments préfabriqués en béton armé ou non, d'éléments métallique, etc.

Le principe de la terre armée repose sur l'association des armatures synthétiques au remblai mis en œuvre par couches successives.

Les efforts de poussée des terres sont repris par frottement sol /armature. Les armatures sont solidarisiées au parement généralement en béton armé.

Lorsque le massif de terre armée est sollicité, les armatures, par le biais du frottement, se mettent en traction et apporte au sol une cohésion anistrophe.les principaux avantages de ce matériaux sont d'être souple et déformable, donc peu sensible aux tassements du sol de fondation, et économique.les ouvrages réalisés avec ce matériaux sont de trois types : **mur de soutènement, culées de pont et radiers de fondation**



Figure I. 3.Mur de soutènement en terre armée

I.3.1.3.Ouvrages cellulaires.

Les ouvrages cellulaires sont très variés et le type le plus ancien est le mur caisson en éléments préfabriqués. Dans les travaux maritimes, par exemple, on utilise pour la construction des quais de grands batardeaux cellulaire en palplanches métalliques ou de grands caissons en béton armée. Dans un ouvrage cellulaire, la cellule est remplie de sol et l'ensemble forme un ouvrage qui peut être, dans certains cas très souple



Figure I.4.Mur de soutènement cellulaire

I.3. 2.Cas ou la poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement dans le sol de fondation

I.3. 2.1.Murs cantilever en béton armée



Figure I.5.Murs cantilever en béton armée

Ce type de mur de soutènement est très couramment employé. Ils sont constitués d'un voile résistant en béton armé encastrement sur une semelle de fondation, en béton armé également, et généralement horizontale. La semelle peut-être pourvue d'une bêche pour améliorer le stabilité de l'ouvrage au glissement. Ils sont normalement pourvus d'un dispositif de drainage disposé à l'arrière du voile auquel est associé un dispositif d'évacuation des eaux (barbacanes). Ces murs sont bien adaptés pour la réalisation d'ouvrages en remblai comme en déblai, en site terrestre hors d'eau. Ils sont souvent économiques pour des hauteurs qui atteignent jusqu'à 6 à 8 mètres, voire une dizaine de mètres. Ils nécessitent en principe un terrain de fondation de qualités moyennes à bonnes, susceptible de faibles tassements (quelques centimètres au plus), dans la mesure où le recours à des fondations profondes (ou éventuellement à un traitement préalable du sol) rend généralement la solution peu avantageuse.

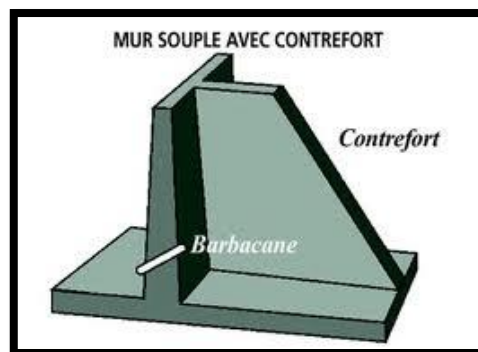


Figure I.6.Mur de soutènement en contrefort

I.3.2.2. Les murs en parois moulées.

Une paroi moulée est un écran en béton armé moulé dans le sol. La stabilité de la tranchée pendant les opérations de forage, de ferrailage et de bétonnage est obtenue avec un fluide de perforation appelé boue. La boue est fabriquée avec de la bentonite. Elle forme sur les parois de l'excavation un dépôt étanche appelé cake qui lui permet de ne pas percoler dans le terrain et d'assurer la pression hydrostatique qui s'oppose à l'éboulement des parois. Une boue fabriquée avec des polymères peut être aussi utilisée

La paroi moulée est le terme logique de l'évolution des rideaux de pieux jointifs ou sécants, l'épaisseur de ces parois verticales varie généralement de 0.5m à 1.50m. leur profondeur souvent comprise entre 10m et 20m, n'est limitée que par les moyens mis en œuvre pour les réaliser.

Ce procédé de fondation et de soutènement des terres est relativement récent. Il a vu le jour en Italie vers 1950. Dans ce pays, l'acier très cher ce qui diminue l'intérêt des palplanches. Par ailleurs les rideaux de palplanches présentent l'inconvénient de ne pas être étanches et de ne pas pouvoir être battus dans des couches dures ou à proximité d'ouvrages fragiles. En outre, il est souvent économique de réaliser directement un écran définitif, en béton armé, qui peut être utilisé ultérieurement comme mur porteur. On peut distinguer deux catégories dans les applications possibles de la paroi moulée

Les écrans d'étanchéité qui ont pour objet d'assurer l'étanchéité d'une enceinte et de rester définitivement enfouis dans le terrain.



Figure I.7. Mur en parois moulées

Le principe de la moulée dans le sol consiste à excaver une tranchée verticale de grande profondeur à partir du niveau du sol. la tranchée est toujours remplie par une boue thixotropique qui équilibre la poussée latérale due au terrain sans risquer des éboulements des parois. L'excavation descendue soit au bon sol (cas d'une fondation profonde) soit avec une fiche suffisante (cas d'un soutènement). On met en place les cages d'armature et on effectue le remplissage de l'excavation par un béton coulé à la goulotte (tube plongeur) dans la boue thixotropique. Le béton plus dense reste au fond et fait remonter progressivement la boue que l'on récupère et que l'on recycle.

Cette technique est particulièrement utilisée pour les travaux sous la nappe, en zones urbaines et portuaires. une paroi moulée fonctionne par encastrement total ou partiel dans le sol de fondation.

I.3. 2.3. Les rideaux de palplanches.

Les rideaux de palplanches sont des pièces longues et plates fabriquées quelque fois en bois ou en béton armé, mais le plus souvent il s'agit de profilés métalliques laminés. Munies de joints coulissant et que l'on enfonce dans le sol par battage ou vibro-fonçage. Les rideaux de palplanches sont constitués de palplanches métalliques en générale, emboîtées les unes dans les autres et battues dans le sol de fondation, pour former un écran vertical, le plus souvent rectiligne, servant de soutènement d'un massif de sol.

- **Types de palplanches.**

A l'origine, les palplanches étaient réalisées en bois, il s'agissait de pieux faits de planches qu'on enfonçait en terre pour former un encaissement dans l'eau (pal-planches).

La technique des écrans de soutènement consistant à opposer à la poussée des terres des éléments de structure fichés dans le sol et résistants à la flexion, dans un premier temps fait appel à des pieux en bois juxtaposés les uns aux autres de façon à constituer un écran continu.

A- Les palplanches en bois.

La technique des écrans de soutènement consistant à opposer à la poussée des terres des éléments de structure fichés dans le sol et résistants à la flexion, a, dans un premier temps fait appel à des pieux en bois juxtaposés les uns aux autres de façon à constituer un écran continu.

Cette technique était en particulier utilisée pour la réalisation de batardeaux en rivière, ces derniers étant constitués de deux rideaux de pieux entre lesquels on disposerait un remblai d'argile. La fonction d'étanchéité du batardeau était ainsi assurée par le noyau d'argile, tandis que les rideaux de pieux permettaient de maintenir le confinement de ce noyau. Ces premiers batardeaux, utilisant des pieux plus ou moins bien équarris, devaient présenter une forte sensibilité à l'érosion, l'eau pouvant s'infiltrer entre les pieux et entraîner le sol.

L'évolution naturelle de cette technique a donc consisté à sophistiquer les joints entre les éléments successifs du soutènement. Les palplanches en bois, s'assemblant les unes aux autres en "grains d'orge", ou bien à l'aide d'un dispositif de rainures et languettes, ou encore en faisant appel à un "clameau", se sont ainsi substituées aux pieux en bois initialement utilisés.

Lorsque le terrain s'y prête, (terrain homogène et sans blocs) les palplanches en bois sont plus économiques que les palplanches en acier ou en béton.

Le rideau est esthétique et toujours de couleur uniforme. Sa durabilité est supérieure à 25 ans.

Lors des dommages dus à la navigation, la grande élasticité du bois révèle des avantages importants par rapport au béton ou l'acier.

Les palplanches peuvent être munies d'une entaille pour faciliter l'emboîtement lors du battage. L'angle de cette entaille dépend de la nature du sol.

B- Les palplanches en béton armé.

La recherche d'éléments de structure plus résistants, tant en ce qui concerne leur mise en place dans le sol, qui s'effectue généralement par battage, que leur capacité à résister à la poussée du sol, a conduit les ingénieurs du génie civil à se tourner vers les nouveaux matériaux mis à leur disposition par l'industrie. C'est ainsi que, dès le début du XX^e siècle, les palplanches en béton armé ou en acier se sont inspirées des palplanches en bois.

L'emploi des palplanches en béton armé ne connaîtra pas de réel développement, du fait du poids de ces structures, de leur fragilité, des difficultés de battage qu'elles présentaient ainsi que des difficultés d'étanchement des joints entre palplanches.

A- Les palplanches en acier (métalliques).

Les palplanches en acier vont par contre connaître un développement important. initialement, elle ne différaient pas des profilés métallique utilisés à d'autres fins et notamment en construction métallique. Il s'agissait de profilés en I ou en U assemblés de sorte à constituer des écrans continus le raccord étant constitué d'un profil en I dont les ailes avaient préalablement été recourbées. L'utilisation de telles palplanches restera marginale.

Les palplanches métalliques sont obtenues par laminage à chaud ou profilage à froid, et mises en œuvre verticalement dans le sol généralement par battage, vibrage ou vérinage.

Dans le plus simple des cas, lorsqu'ils sont de faible hauteur, les ouvrages de soutènement routiers sont constitués d'un rideau partiellement fiché dans le sol. Dans ce cas, le rideau est dit simplement encastré dans le sol. il est généralement pourvu en tête d'une poutre de couronnement en béton armé qui a pour objet de le rigidifier longitudinalement et d'en améliorer l'aspect.

Pour des hauteurs moyennes à fortes, et d'une manière plus générale lorsque les efforts qui sollicitent le rideau sont importants ou qu'il est impératif de limiter ses déplacements, l'ouvrage peut comprendre alors un ou plusieurs niveaux d'appuis. Il peut s'agir de tirants d'ancrage passifs, de tirants d'ancrage précontraints, ou même de butons (existe en tranchée couverte A6 au nord de Lyon). le rideau est alors dit ancré ou boutonné.

Les palplanches métallique sont particulièrement bien adapté pour la réalisation d'ouvrage de soutènement (et d'étanchement) en site aquatique et d'une manière plus générale, en présence d'eau (nappe phréatique).

C'est la raison pour laquelle elles sont très couramment utilisées aujourd'hui encore pour la réalisation d'ouvrage provisoires tels que batardeaux et blindages de fouilles sous la nappe, et d'ouvrages définitifs tels que murs de quais maritimes ou fluviaux, soutènement de rives et protections de berges.

La principale limite d'emploi des palplanches métallique est la possibilité de mise en œuvre de celles-ci dans le sol. en effet, cette mise en œuvre n'est généralement possible que dans les sols meubles peu à moyennement compacts, ne contenant pas d'obstacle durs divers, naturels ou rapportés (bancs durs même de faible épaisseur, gros blocs, troncs d'arbres, ...). Par ailleurs, en site urbain, le problème des nuisances sonores en cas de battage dans des terrains difficiles peut constituer une contrainte. On utilise alors le vibro-fonçage.



Figure I.8.Murs de soutènements en palplanche métallique

I.3.3. Cas où la poussée est reprise en totalité ou en partie par des ancrages.

Dans les ouvrages de soutènement en déblai, l'effort de poussée est fréquemment repris en partie ou en totalité par des ancrages

I.3. 3.1.Paroi moulée ancrée.

A-Paroi berlinoise.

Dans son originalité, qui s'est développée lors de la construction du métro de Berlin, au début du 20^{ème} siècle, il s'agit de profils en acier battus dans le sol et la surface entre axes est couverte par des madriers en bois généralement horizontaux

Les murs à la berlinoise se caractérisent par une grande faculté d'adaptation aux différentes situations géologiques rencontrées (canalisation, ou conduite d'eau,...etc.) parce que les distances entre les étais (profilées) peuvent être adoptés aux obstacles rencontrés pendant l'excavation et la méthode de remplissage (revêtement) de l'espace entre les étais peut être varié. C'est pour cela, les murs à la berlinoise sont utilisés de nos jours de plus en plus.

Les parois sont généralement fixées contre le sol avec des cales ou d'autres moyens identiques.

Le revêtement doit se mettre en place au fur et à mesure du creusement de la fouille.

On commence avec la mise en place au plus tard quand une profondeur de creusement de 1.25m est atteinte. La pose de revêtement se poursuit en générale pour chaque 0.5m de creusement, et cela suivant le type de sol.



Figure I.9. Murs de soutènement en paroi berlinoise

L'exécution d'une paroi berlinoise n'impacte que très faiblement le terrain en place. Elle se réalise en plusieurs étapes :

1. Implantation de la future construction et de l'emplacement de la paroi.
2. Forages verticaux de grand diamètre pour la mise en place des profilés et scellement de ces derniers à avec du béton.
3. Terrassement par étapes de un à plusieurs mètres de haut selon le type de terrain.
4. Blindage constitué de bois, de béton projeté ou de béton coulé sur place.
5. Stabilisation de la paroi Au delà de 3 mètres de profondeur il y a lieu de réaliser des ancrages).

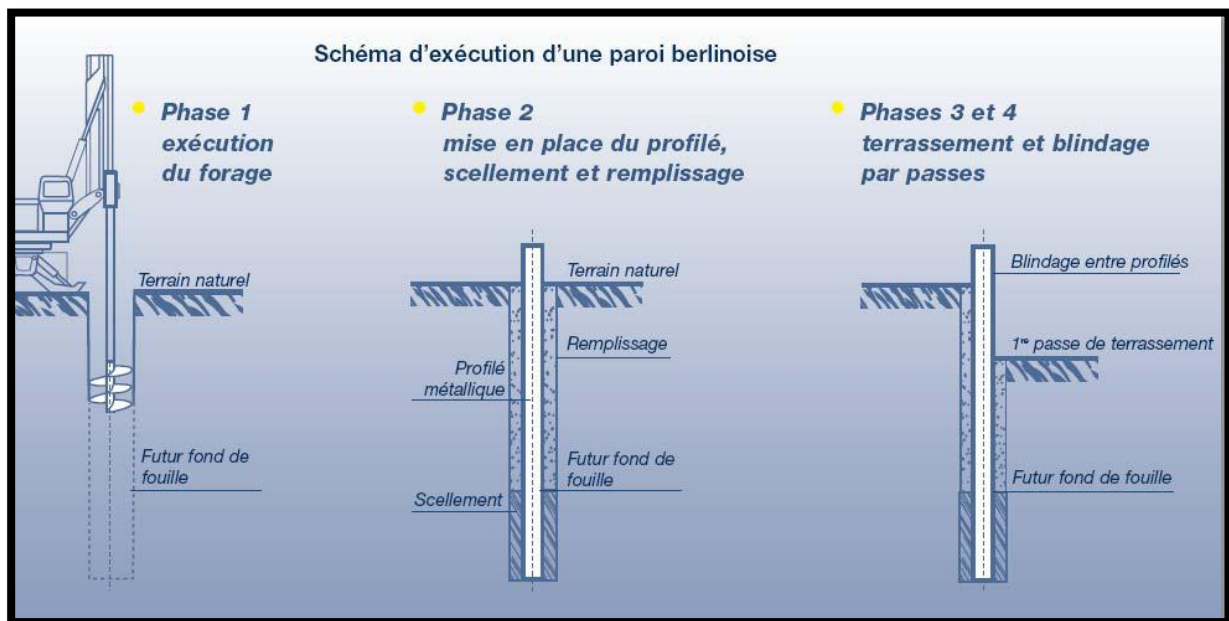


Figure I.10. Les étapes d'exécution d'une paroi berlinoise

B-Paroi parisiennes.

Ce sont des ouvrages constitués de poteaux préfabriqués en béton armé, espacés et fichés dans le sol et d'un parement (béton armé coffré...) réalisé entre les poteaux, descendus dans un forage circulaire. Ces poteaux sont des éléments porteurs définitifs de la structure.

Exécution au fur et à mesure des terrassements et en descendant des parois intermédiaire à partir des aciers en attente.

Mise en place pour assurer la stabilité de la paroi des tirants d'ancrage, généralement provisoire.



Figure I.11.Mur de soutènement en paroi parisiennes

C-Paroi clouées

Ouvrage constitué d'éléments de renforcement du sol en place :

Clou : ce sont généralement des armatures métalliques passives, tels que des ronds à béton scellés dans un forage ou des cornières battues.

Parement : il est souvent constitué d'un voile en béton projeté sur une ou deux nappes de treillis soudé.

La paroi clouée est le type même du soutènement léger et souple, associé au terrain.

Ce soutènement s'appuie essentiellement sur les capacités stabilisatrices des clous associés à une peau de confinement en béton projeté.

L'excavation de la fouille se fait de haut en bas, par phases successives, avec exécution immédiate des clous et du béton projeté.

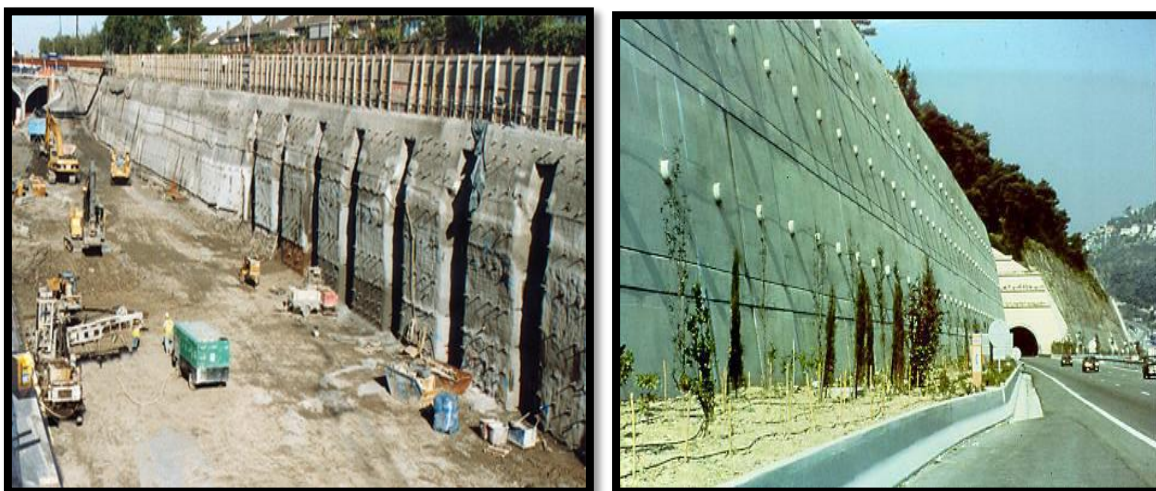


Figure II.12.Mur cloué



Figure I.13.Murs cloués

I.3.3.2 les ancrages.

Les ancrages agissent à la surface du massif rocheux. Une fois installés, ils contribuent à améliorer les caractéristiques géotechniques globales du versant. Ils transmettent les efforts auxquels ils sont soumis au terrain qui, pour sa part, fournit la résistance nécessaire pour la réaction à l'équilibre. Selon la typologie de l'ancrage (ponctuel ou réparti), la transmission des efforts de l'ancrage au terrain s'effectue à travers:

Un système mécanique, réalisé avec des dispositifs d'expansion qui agissent lors du vissage de l'écrou. On parle alors **d'ancrages ponctuels**.

Le scellement de l'espace situé entre le trou du forage et la barre d'ancrage. Le scellement de la barre peut être effectué soit seulement au fond du trou de forage, soit sur toute la longueur de la barre. On parle alors **d'ancrages répartis**.

- **Description technique :**

En fonction de leur typologie et du travail qu'ils vont exercer, les ancrages se classifient en clous, boulons et tirants d'ancrage.

Les clous et les boulons sont des barres métalliques insérées dans des trous forés dans le rocher ou directement fichés dans le terrain. Ils sont sollicités lors des efforts de cisaillement. Les clous et les boulons sont fixés à la surface extérieure par une plaque de répartition et un dispositif de blocage (écrou) et scellés au terrain à l'aide d'une cimentation (mélanges de ciment divers ou résines), ou par l'intermédiaire de moyens mécaniques. Les clous ont un diamètre inférieur à 25 mm, et peuvent parfois être construits en plastique renforcé de fibres de verre. Ils sont scellés sur toute leur longueur au terrain. Les boulons ont un diamètre supérieur à 25 mm et des longueurs variables (maximum 12 m

Les tirants d'ancrage sont sollicités lors des efforts de traction. Ils sont capables de transmettre les forces résistantes au massif rocheux ou au terrain dans lequel ils sont insérés. Un tirant d'ancrage est constitué par une tête équipée d'une plaque de répartition et d'un système de blocage. Ces éléments sont liés à une partie libre, qui comprend la portion qui peut être mise en tension, et la gaine de revêtement, et à une fondation armée

La tête du tirant est d'habitude cimentée à une structure de soutènement (mur, barrière ou poteau).

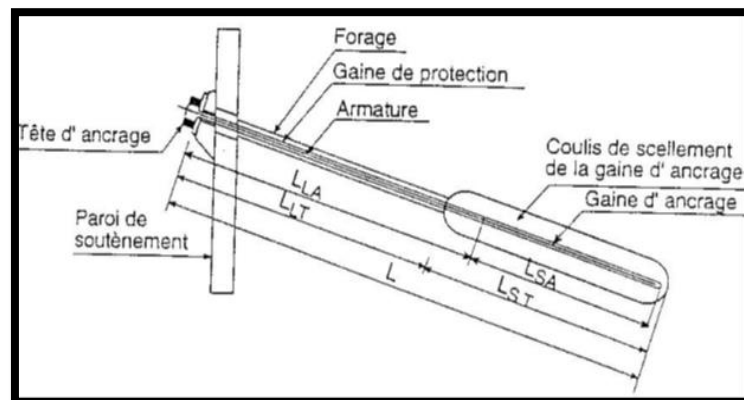


Figure I.14.Schéma d'un tirant

Les tirants d'ancrage peuvent être:

- ✓ **Présollicités** (ou actifs) : quand ils sont mis en tension lors de la réalisation de l'ancrage.

- ✓ **Non présollicités**(ou passifs): quand ils sont sollicités par des efforts de traction liés à des mouvements ou des déformations du massif rocheux.
- ✓ **Partiellement présollicités**: quand ils sont mis en tension lors de la réalisation de l'ancrage, avec une tension inférieure à celle prévue durant le fonctionnement.

B. Domaine d'utilisation.

Les ancrages sont largement utilisés pour la stabilisation et le renforcement des structures (murs de soutènement, barrières, quais portuaires, palplanches, digues, pylônes), des pentes et des talus rocheux, ainsi que des terrains meubles. En particulier, les ancrages sont efficaces dans:

- ✓ Des terrains naturellement cohésifs (argiles et silts à basse plasticité et donc peu déformables).
- ✓ Des terrains naturellement cimentés ou des sables et des graviers présentant une cohésion réelle (due à la fraction fine) ou apparente (fournie par l'humidité).
- ✓ Des roches disloquées.
- ✓ Des terrains situés au-dessus de roches de mauvaise qualité.

L'utilisation des ancrages est au contraire moins indiquée pour les interventions qui concernent la stabilisation des terrains meubles présentant un comportement cohésif.

I.4. Différents modes de rupture.

Dimensionner un ouvrage de soutènement consiste à déterminer ses éléments géométriques et ses éléments structuraux pour qu'il soit stable sous l'action des forces qui lui sont appliquées et notamment de la poussée des terres qu'il retient.

Cinq modes de rupture, peuvent être rencontrés dans les ouvrages de soutènement :

- le glissement sur sa base (a)
- le renversement (b)
- le poinçonnement du sol de fondation (c)
- le grand glissement (d)
- la rupture des éléments structuraux de l'ouvrage (e)

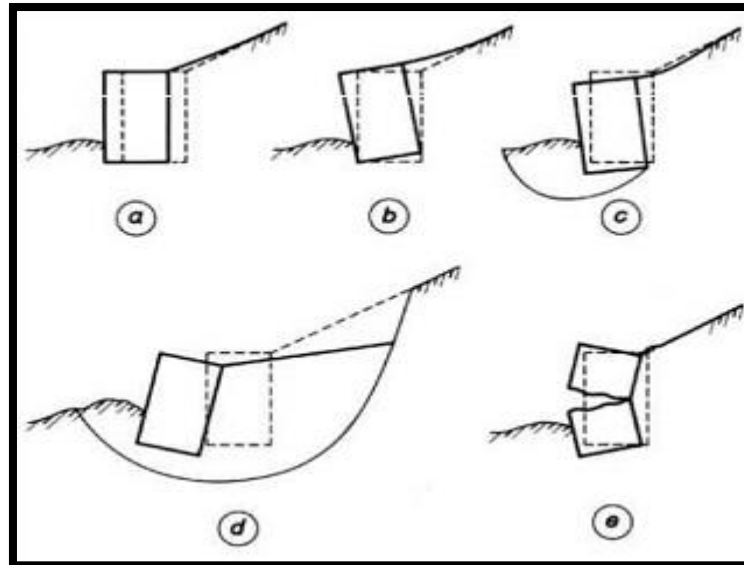


Figure I.15. Mode de rupture des ouvrages de soutènement

Les quatre premiers types de rupture sont relatifs à l'instabilité externe de l'ouvrage, la rupture des éléments structuraux constituant l'instabilité interne.

Les parois de soutènement (rideaux de palplanches, parois moulées) ont une instabilité externe limitée aux ruptures par renversement et par glissement. Par contre, on rencontre dans ce type d'ouvrage une rupture par renard hydraulique lorsqu'il existe une dénivellation de nappe de part et d'autre de la paroi.

L'étude de la stabilité externe d'un ouvrage de soutènement fait appel à des concepts et à des méthodes de calcul qui sont communs à l'ensemble des ouvrages. Par contre, l'étude de la stabilité interne est assez spécifique à chaque type d'ouvrage.

I.5. Conclusion.

Les ouvrages de soutènement sont des constructions ont pour but de prévenir l'éboulement ou le glissement des talus raides ou verticaux ; leur mise en œuvre peut, être faite à titre temporaire ou définitif. La réalisation des ouvrages de soutènement est nécessaire, soit pour protéger les chaussées routières contre le risque d'éboulement ou d'avalanches dans les zones montagneuses, soit pour réduire l'emprise des talus naturels dans les sites citadins, lors de la construction d'une route, d'un bâtiment ou d'un ouvrage d'art.

CHAPITRE II:

GÉOSYNTHÉTIQUES ET LEURS APPLICATIONS EN RENFORCEMENT

Géosynthétiques et leurs applications en renforcement

II.1. Introduction.

L'utilisation des géosynthétique a connu un essor considérable ces dernières années à travers le monde au vu des résultats obtenus notamment en matière de renforcement des sols. Ce matériau à la portée de tout le monde en matière de cout, facilement utilisable a été l'une des innovations les plus spectaculaires dans le domaine de la géotechnique. L'idée est venue de l'utiliser dans le renforcement des massifs de terres ou des remblais qui ne présentent pas une stabilité satisfaisante vis-à-vis du glissement, néanmoins les études menées jusque là pour définir le comportement de ce matériau associé au sol restent insuffisantes pour avoir une idée fixe sur le comportement de ce matériau, le terrain reste à défraichir encore pour statuer définitivement sur cette option qui présente à coups sûr des avantages pécuniaires considérables. Notre idée a été d'exploiter ce chemin et mettre en exergue les avantages de ce matériau dont l'utilisation peut apporter des solutions aux problèmes posé.

II.2.Définition.

Le nom "**géosynthétique**" désigne les nappes synthétiques utilisées en contact avec le sol. Mis en application depuis une vingtaine d'années dans le domaine du génie civil, les géosynthétiques sont principalement utilisés sous la forme de nappes pour assurer aussi bien un rôle de drain, de filtre, de séparation ou de renforcement. Ils permettent, lorsqu'ils sont incorporés dans la structure, de diminuer la quantité de matériaux utilisés, d'utiliser des matériaux de qualité limitée, d'empêcher l'interpénétration de deux couches, de renforcer en grande déformation un remblai sur sol mou.[1]

Les polymères les plus couramment rencontrés dans les nappes géosynthétiques sont les suivants :

- **Les vinyliques** tels que le chlorure de polyvinyle (PVC), très résistants à l'eau et à l'attaque de nombreux produits chimiques ou micro-organismes ; ils sont très utilisés comme drains.
- **Les acryliques** sont utilisés dans les géosynthétiques sous forme de résine ou d'émulsion pour les consolider.
- **Les polyamides** (PM ex : Nylon) sont très sensibles à l'eau et donc peu utilisés.
- **Les polyesters** (PS) possèdent des propriétés mécaniques élevées et une inertie aux acides et aux micro-organismes qui les rendent très intéressants. Ils sont cependant attaqués en surface par les bases.
- **Les polyoléfines** telles que le polyéthylène (PE) ou le polypropylène (PP) sont également très utilisés du fait de leur forte insensibilité chimique et de leurs bonnes propriétés mécaniques et de leur faible coût.

II.3. Classification des géosynthétiques.

Les géosynthétiques peuvent être généralement classés en catégories selon le mode de fabrication. Les dénominations courantes et de brèves descriptions des géosynthétiques sont présentées ci-dessous.[2]

II.3.1. Les géotextiles.

Les géotextiles sont des nappes continues de fibres ou filaments tissés, non-tissés, tricotés ou thermo-soudés. Les nappes sont souples et perméables et ressemblent en général à des textiles. Les géotextiles sont utilisés pour des applications en séparation, filtration, drainage, renforcement et contrôle de l'érosion.

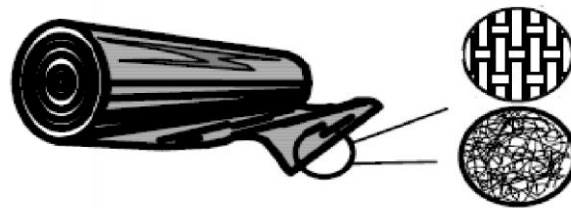


Figure II.1. Les Géotextiles

II.3.1.1. Un non tissé est un géotextile se présentant sous forme d'une feuille manufacturée, constituée d'un voile ou d'une nappe de fibres, orientées selon une direction ou distribuées aléatoirement (Fig. II.2).



Figure II.2. Géotextile non tissé.

II.3.1.2. Un tissé est constitué de séries de fils perpendiculaires combinés de façon systématique (exemple : des tissus utilisés pour des chemises, des voiles de bateaux, les bâches). (Fig. II.3)



Figure II.3. Géotextile tissés

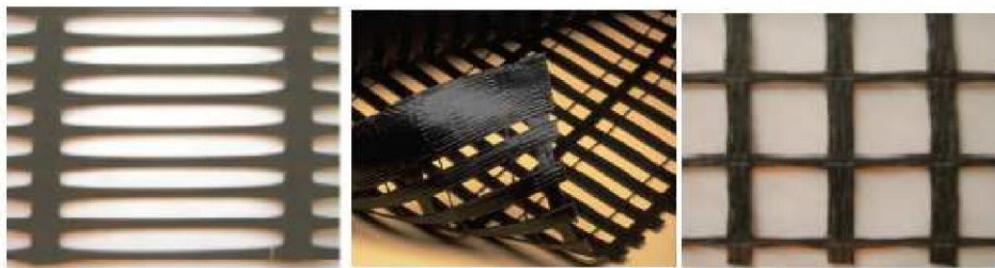
II.3.1.3. Un tricotées un géotextile produit par assemblage de deux nappes de fils parallèles au moyen d'un fil de liaison, de façon à obtenir la répartition géométrique désirée. (Fig. II.4)



Figure II.4. Géotextile tricoté

II.3.2. Les géogrilles.

Les géogrilles sont des géosynthétiques ressemblant à des grilles ouvertes. La principale application des géogrilles est le renforcement des sols.



Géogrille extrudé

géogrille uniaxiale

géogrille biaxiale

Figure II.5. Les Différents types de géogrilles.

II.3.3. Les géofilets.

Les géofilets sont des matériaux analogues aux grilles, constitués de deux ensembles de brins grossiers parallèles de polymères extrudés, s'entrecroisant selon un angle aigu constant. Le maillage forme une nappe ayant une porosité dans le plan qui est utilisée pour véhiculer des débits relativement importants de fluides ou de gaz.

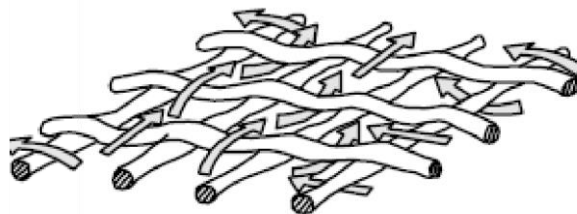


Figure II.6. Les Géofilet

II.3.4. Les géomembranes.

Les géomembranes sont des nappes souples continues fabriquées à partir d'un ou plusieurs matériaux synthétiques. Elles sont relativement imperméables et sont utilisées

comme couche d'étanchéité pour le confinement des fluides ou des gaz et comme barrière à la vapeur.



Figure II.7.Les Géomembrane.

II.3.4. Les géocomposites .

Les géocomposites sont des géosynthétiques fabriqués par association de deux ou plusieurs types de géosynthétiques. Ils incluent par exemple : géotextile-géofilet, géotextile-géogrille, géofilet-géomembrane ou un géosynthétiquebentonitique (GSB). Les drains géocomposites préfabriqués ou les drains verticaux préfabriqués sont constitués d'une âme drainante en plastique entourée d'un filtre géotextile.

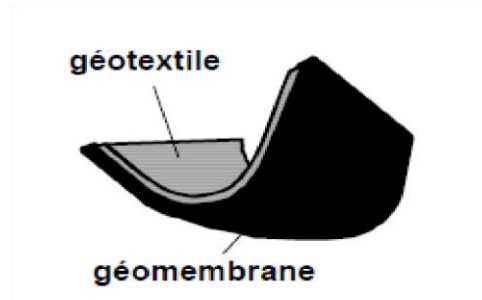


Figure II.8.Les Géocomposites.

II.3.5. Les géosynthétiques bentonitiques (GSB).

Les géosynthétiques bentonitiques sont des géocomposites préfabriqués avec une couche de bentonite incorporée de façon typique entre un géotextile supérieur et un géotextile inférieur ou collée à une géomembrane ou une couche unique de géotextile. Les géosynthétiquesbentonitiques à base de géotextiles sont souvent cousus ou aiguilletés à travers le cœur de bentonite pour augmenter la résistance au cisaillement interne. Lorsqu'ils sont hydratés, ils sont efficaces comme barrière aux liquides et gaz et sont communément utilisés dans les étanchéités de décharges, souvent en association avec une géomembrane.

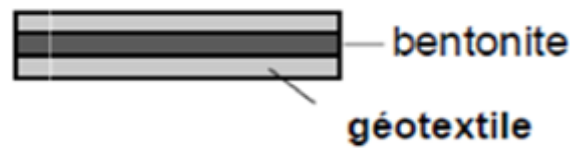


Figure II.9. Les Géosynthétiques bentonitiques.

II.3.6. Les géotuyaux.

Les géotuyaux sont des tuyaux perforés ou des tuyaux pleins en polymères utilisés pour le drainage des liquides ou gaz (y compris la collecte des lixiviats ou gaz dans les cas d'utilisation en installation de stockage de déchets). Dans certains cas les tuyaux perforés sont entourés d'un filtre géotextile.

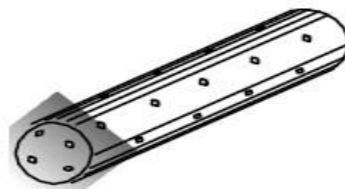


Figure II.10. Les Géotuyaux

II.3.7. Les géosynthétiques alvéolaires.

Les géosynthétiques alvéolaires sont relativement épais, étant constitués de réseaux tridimensionnels réalisés à partir de feuilles de polymères découpées en bandes. Les bandes sont jointes entre elles pour former des cellules interconnectées qui sont remplies de sol et parfois de béton. Dans certains cas des bandes de grilles polyolé fines larges de 0,5 m à 1 m ont été attachées ensemble avec des barres en polymères verticales et utilisées pour former des couches épaisses de géosynthétiques alvéolaires appelées géomatelas.

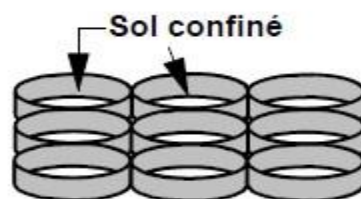


Figure II.11. Les Géosynthétiques alvéolaires

II.3.8. Les blocs ou plaques de géomousses.

Les plaques de géomousses sont obtenues par expansion de mousse polystyrène pour former un réseau de faible densité de cellules closes remplies de gaz. Les géomousses sont utilisées pour l'isolation thermique, comme remblai léger ou comme couche verticale compressible pour réduire la pression des sols contre les murs rigides.

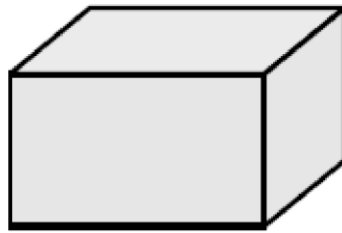


Figure II.12.Plaques de géomousses.

II.4. Avantage de l'utilisation de géosynthétique pour le renforcement.

- Amélioration des caractéristiques mécaniques des sols;
- Réduction de l'interpénétration des matériaux d'apport avec les sols en place et diminution des mouvements de terre;
- Réduction du mélange indésirable de terres et diminution des exigences de transfert de matériau;
- Modification des structures routières et ferroviaires pour en augmenter les capacités;
- Diminution des emprises;
- Création de merlons antibruit d'aspect naturel;
- réduction des délais de construction (possibilité de travailler pendant la période hivernale);
- Augmentation de la sécurité et de la stabilité des remblais; préservation de l'aspect naturel du paysage; optimisation des coûts de construction.[4]

II.4.1. La séparation.

Le géosynthétique sépare deux couches de sol de granulométries différentes. Par exemple, des géotextiles sont utilisés pour empêcher les matériaux de la couche de forme d'une route de pénétrer dans les sols mous de la couche de fondation sous-jacente, maintenant ainsi l'épaisseur de projet et l'intégrité de la chaussée. Les séparateurs permettent également d'empêcher les sols fins sous-jacents d'être "aspirés" dans les couches de base en matériaux granulaires des routes.[3]

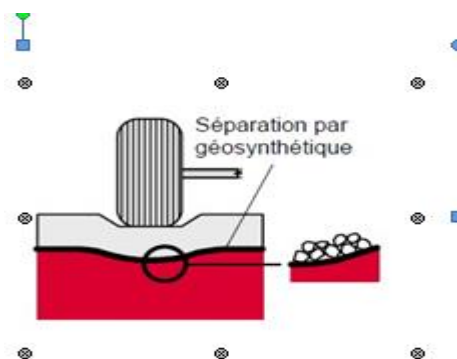


Figure II.13.L'utilisation des géosynthétiques dans la séparation



Figure II.14. Pose des géogrilles de séparation

II.4.2. Le Renforcement.

Le géosynthétique agit comme élément de renfort au sein d'une masse de sol ou en combinaison avec le sol pour produire un composite ayant des propriétés en déformation et résistance améliorées par rapport à un sol non renforcé. Par exemple, des géotextiles et géogrilles sont utilisés pour augmenter la résistance à la traction d'une masse de sol afin de créer des pentes verticales ou subverticales (murs en sol renforcé). Le renforcement permet la construction de remblais sur sols de fondation très mous et la réalisation de pentes de talus de remblais plus raides qu'avec des sols non renforcés. Des géosynthétiques (habituellement des géogrilles) sont également utilisés pour le franchissement de cavités qui peuvent se développer sous des couches support en matériau granulaire (routes et voies ferrées) ou sous les systèmes de couverture dans les installations de stockage de déchets.[3]

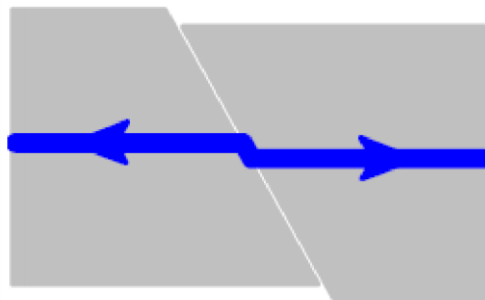


Figure II.15. L'utilisation des géosynthétiques dans le renforcement



Figure II.16. Pose des géotextiles de renforcement

II.4.3. Le contrôle de l'érosion.

Le géosynthétique agit pour réduire l'érosion des sols causée par l'impact des pluies et les eaux de ruissellement. Par exemple, des couvertures géosynthétiques temporaires et des matelas géosynthétiques légers définitifs sont disposés sur la surface du sol exposé sur pentes.

Des fascines en géotextile sont utilisées pour retenir les particules en suspension des eaux de ruissellement chargées en sédiments. Certains matelas pour le contrôle de l'érosion sont fabriqués avec des fibres de bois biodégradables.[3]

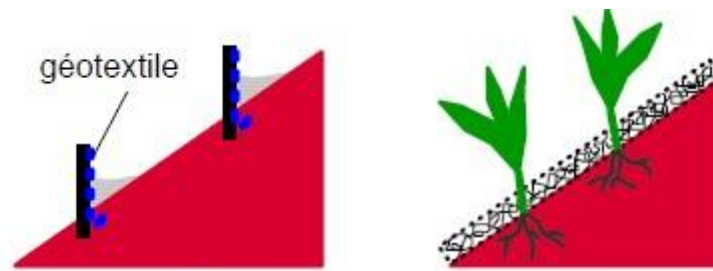


Figure II.17. L'utilisation contre l'érosion

II.4.4. Le filtration.

Le géosynthétique agit comme un filtre de sable en permettant à l'eau de circuler dans le sol tout en retenant en amont les particules de sol. Par exemple les géotextiles sont utilisés pour empêcher la migration des sols dans les matériaux granulaires drainants ou les drains tout en maintenant l'écoulement au travers du système. Les géotextiles sont également utilisés en dessous des enrochements ou d'autres matériaux de protection dans les systèmes de protection des côtes ou des berges de rivières pour empêcher l'érosion des sols.[3]

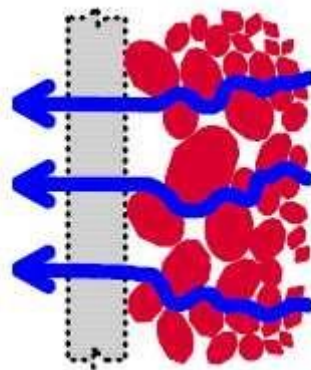


Figure II.18. L'utilisation des géosynthétiques dans la filtration



Figure II.19. L'utilisation pour filtration

II.4.5. Le Drainage.

Le géosynthétique agit comme un drain pour conduire les écoulements de fluides dans les sols moins perméables. Par exemple les géotextiles sont utilisés pour dissiper les pressions interstitielles à la base des remblais routiers. Pour des débits plus importants, des géocomposites drainants ont été développés. Ces matériaux ont été utilisés comme écrans drainants de rives de chaussées, épis drainants sur talus et comme drains dans les culées et murs de soutènement. Des drains verticaux préfabriqués (DVP) sont utilisés pour accélérer la consolidation des sols mous cohésifs sous remblais et remblais pré-chargés.[3]

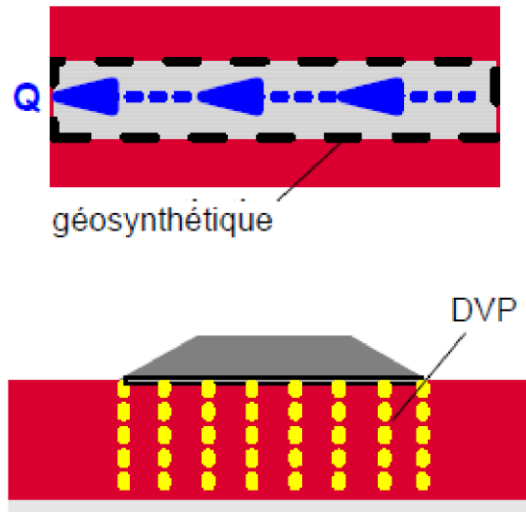


Figure II.20. Le Géosynthétiques en drainage.



Figure II.21. L'utilisation des géotextiles pour le drainage.

II.4.6. Confinement des (barrières aux) fluides/gaz.

Le géosynthétique se comporte comme une barrière relativement imperméable aux fluides ou gaz. Par exemple, des géomembranes, des composites en films minces et géotextiles, des géosynthétiques bentonitiques et des géotextiles enduits sur site sont utilisés comme barrière aux fluides pour limiter le débit de fluides ou gaz. Cette fonction est également utilisée dans les couches de chaussées en béton bitumineux, en capsulage de sols gonflants et confinement de déchets.[3]

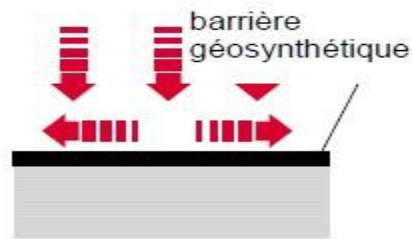


Figure II.22.L'utilisation des géosynthétique comme Confinement des (barrières aux)fluides/gaz.

II.5. Murs en sols renforcés par géogrilles.

La revue bibliographique concernant les murs en sol renforcées par géogrilles est basée sur des références concernant les aspects suivants : Méthodologie de conception; mécanismes de rupture du mur en sol renforcé par des inclusions et utilisation de PLAXIS dans l'analyse des ouvrages de soutènement en sol renforcé.

La méthodologie de conception avec les géosynthétique (géogrille) et les revêtements en bloc modulaires ont été étudiée dans plusieurs documents de FHWA et d'AASHTO (Elias et Christopher 1997, AASHTO 1998).

La conception d'un Mur en sol renforcé comprend les étapes suivantes : Spécifications des données d'entrée de conception.

- Prédimensionnement.
- Analyse externe de stabilité.
- Analyse interne de stabilité.
- Calculs de déformation et de tassement.
- Caractéristiques basées sur le rendement de conception.

Les informations nécessaires pour commencer la conception :

Paramètres du mur : taille totale (h) ; inclinaison du parement (i) ; type de revêtements (blocs modulaires, béton préfabriqué, renfort enveloppé, etc...) ; type de renforcement des éléments (bandes en métal, nappes de barre, géogrille, geotextile, etc.).

Paramètres du sol : angle de frottement interne, poids spécifique du sol maintenu, paramètres de résistance au cisaillement.

II.5.1.Exemples d'utilisation des géosynthétiques dans le renforcement des sols- Renforcement de pentes raides et des talus subverticaux.

Le renforcement avec les géogrilles est utilisé pour obtenir des pentes plus fortes que la pente limite définie par l'angle du talus du matériau naturel de remblais. Il est particulièrement pertinent de construire des talus raidis avec une façade végétale qui s'intègre bien dans l'environnement. Ainsi, le renforcement par les géogrilles a permis de construire des talus raidis végétalisés ayant des hauteurs avoisinant les 45 m.

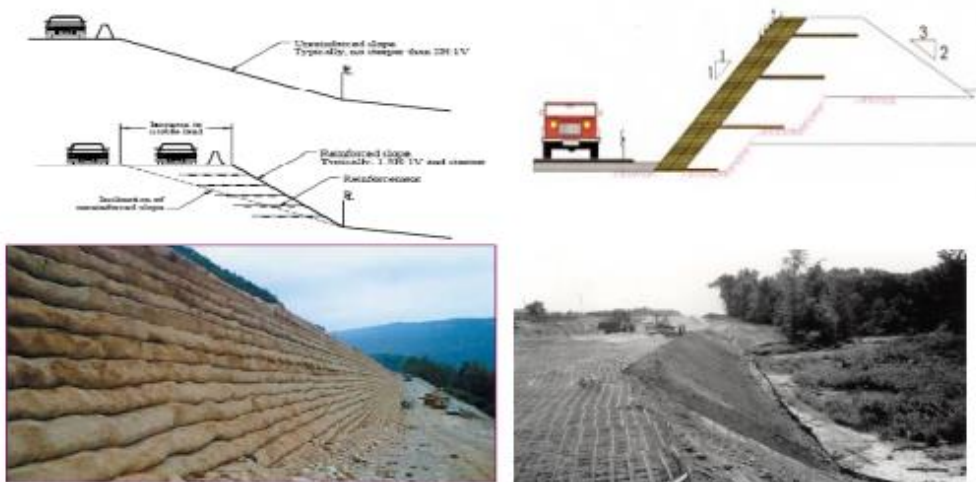


Figure II.23.Revêtement des talus

II.5.2.Comportement d'un mur en sol renforcé.

Traditionnellement, les murs de soutènement ont été construits avec des parements en béton ou de maçonnerie, afin de résister aux pressions latérales ou hydrostatiques des sols. En utilisant les géogrilles, le mur peut être construit sans support externe; la façade n'a alors qu'une fonction de protection esthétique. Les géogrilles peuvent être utilisées en combinaison avec différents types de parements, blocs ou panneaux en béton, panneaux en bois, parements végétalisés...

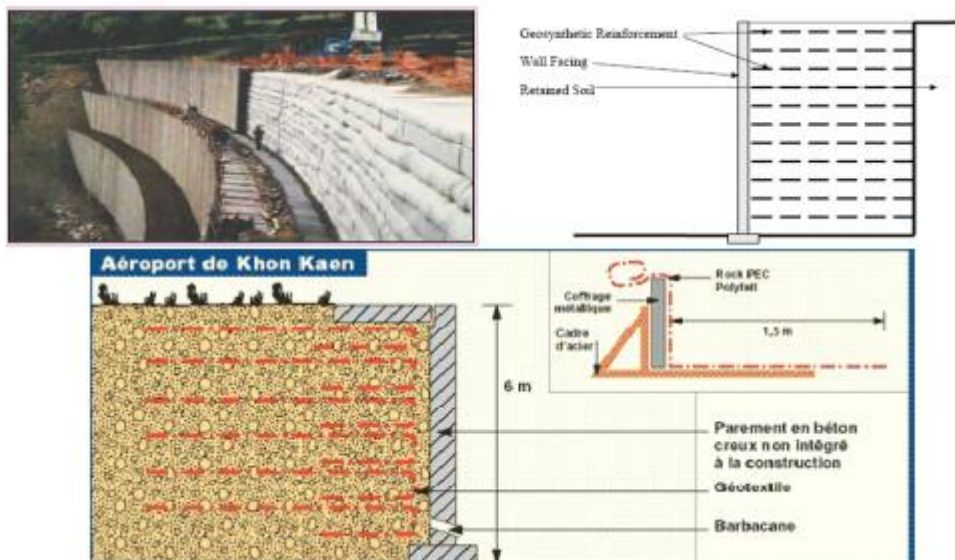


Figure II.24.Utilisation du géotextile

II.5.3.Prédimensionnement.

Basé sur des observations in-situ d'ouvrage de soutènement en sol renforcé : la longueur minimum prescrite des éléments de renforcement est : $L \geq 0,7 \times H$

Selon la norme NF P 94-220-0 : La dimension transversale d'un ouvrage à parement vertical en remblai armé est généralement voisine de $0,7 H_m$.

Ainsi chaque changement de longueur entre lits de renforcement consécutifs dans l'ouvrage est-il limité à la plus grande des deux valeurs : $0,15 H_m$ et 1 m . La longueur minimale est de $0,4 H_m$ en pied et n'est pas inférieure à $0,5 H_m$ en moyenne pour un mur à parement vertical. L'espacement des lits de renforcement. Le tableau précise l'espacement relatif maximal S_v/H des lits en fonction de la longueur du lit inférieur L_{inf} et de la hauteur mécanique H .

| L_{inf} / H_m | S_v / H_m |
|-------------------------------|--------------|
| $L_{inf} / H_m < 0,55$ | $\leq 1/8$ |
| $0,55 < L_{inf} / H_m < 0,65$ | $\leq 1/6$ |
| $0,65 < L_{inf} / H_m < 0,75$ | $\leq 1/4,5$ |
| $0,75 < L_{inf} / H_m$ | ———— |

Tableau II.1. Espacement relatif maximal S_v/H_m en fonction du rapport L_{inf}/H

II.5.4. Analyse externe de stabilité.

L'analyse externe de stabilité d'un mur en sol renforcé est semblable à l'analyse de stabilité des murs de soutènement conventionnels. Elle permet de vérifier si les dimensions d'un mur en sol renforcé assurent sa stabilité globale sous les charges induites par le sol retenu. La masse renforcée est considérée comme un bloc plein. Les facteurs minimums correspondants de la sécurité sont comme suit :

- Glissement direct le long de l'interface avec le sol de base ($F > 1.5$).
- Excentricité ($e < L/6$ ou $L/4$) ou renversement ($F_o > 2.0$).
- Portance (approche de Meyerhof ($F > 2.0$)).
- Stabilité vis-à-vis au glissement d'ensemble ($F > 1.3$).

II.5.5. Analyse interne de stabilité.

L'analyse de la stabilité interne examine la possibilité d'un effondrement dans le sol renforcé en raison de la force ou la longueur insuffisante d'ancrage de l'armature.

Des surfaces planes de glissement peuvent se développer à travers le pied et les armatures étudiées. Si l'inclinaison frontale du mur est supérieure à 10 degrés, l'inclinaison des surfaces de glissement est définie par la théorie de Coulomb. Si l'inclinaison frontale du mur est inférieure ou égale à 10 degrés, l'inclinaison des surfaces de glissement est définie par la

théorie de Rankine. L'analyse de stabilité interne rend l'espacement et les paramètres de résistance de l'armature nécessaires pour assurer l'intégrité et la stabilité interne du sol renforcé. Les calculs majeurs sont:

- La vérification contre la résistance à la traction
- La vérification contre le retrait d'armature.

La vérification contre la rupture d'armature se fait à chaque niveau de l'armature. Il faut s'assurer que la résistance à la traction nécessaire de l'armature est inférieure à la résistance admissible à long terme: $\tau \leq T_{al} \cdot R$

Là où :

T_{max} : la force de traction maximum requise pour résister à la pression latérale active de la terre à la surface du mur :

T_{al} : la capacité de traction admissible par largeur d'unité du renfort ;

R_c : La résistance à la traction à long terme admissible est calculée selon le type du renforcement .Pour le geosynthétique, la résistance à la traction admissible tient compte de la réduction de la force finale due au fluage, à la dégradation, et aux dommages horizontaux.

Comme l'état des contraintes et des déformations dans ce volume réduit du sol dépend du comportement d'ensemble de l'ouvrage, il faut faire appel à un certain nombre d'hypothèses ainsi qu'à des résultats de mesures sur des ouvrages réels similaires pour pouvoir résoudre le

problème. Il est classiquement supposé que les contraintes tangentielles : τ_i et $\tau_{i+1}(Z)$

sur les faces supérieure et inférieure s'équilibrent ainsi que les efforts tranchants horizontaux dans le parement. Par ailleurs, le cisaillement τ est nul au point de traction maximale T_M (T

est maximale et sa dérivée, proportionnelle à τ est nulle) et les directions horizontale et verticale sont des directions principales pour les contraintes. La face arrière de la tranche est alors prise verticale au point de traction maximale T_M ce qui permet d'écrire simplement

l'équilibre horizontal de la tranche sous la forme suivante : $T_M = S_V \cdot K \cdot \sigma_v(z)$

Avec :

S_V : espacements vertical et horizontal.

$\sigma_v(z)$: contrainte verticale à la profondeur z et au point de traction maximale.

K : coefficient reliant la contrainte horizontale à la contrainte verticale.

II.5.6. Les Coefficients partiels de sécurité.

Dans l'approche traditionnelle du dimensionnement d'un ouvrage, le coefficient global de sécurité F_s tient compte des incertitudes sur les actions et les résistances ainsi que des imprécisions inhérentes à la méthode de calcul. De plus, dans le cas particulier des ouvrages

en sol renforcé, un coefficient F_R est appliqué sur les efforts maximaux mobilisables dans les renforcements. Dans l'étude à l'équilibre limite d'un ouvrage se rompant le long d'une surface de rupture, l'ouvrage est considéré comme étant sûr si l'inégalité suivante est respectée :

F_s : coefficient de sécurité globale

F_{s0} : valeur minimale admissible pour F_s , généralement prise égale à 1,5.

τ_{max} : (sol renforcé) efforts résistants mobilisables le long de la surface de rupture dans le sol renforcé.

τ_{ext} : (actions) résultante des actions extérieures sur cette même surface de rupture.

II.6. Conclusion.

L'utilisation de la technique de renforcement des sols par géosynthétiques s'est développée pour une large variété d'applications dans les domaines hydraulique et mécanique. L'inclusion de géosynthétiques dans les sols permet, selon le domaine ou la fonction de l'ouvrage, d'améliorer les propriétés de ces sols. Dans le domaine hydraulique, les géosynthétiques (géotextiles, généralement non-tissés, géocomposites ou géomembranes) contribuent à améliorer les fonctions de filtration, de drainage et d'étanchéification. Dans le domaine mécanique, les géosynthétiques (généralement tissés ou grilles) contribuent à améliorer les propriétés de séparation et de renforcement.

CHAPITRE III :

LA PRATIQUE DES ÉLÉMENTS FINIS EN GÉOTECHNIQUE

La pratique des éléments finis en géotechnique

III.1. Introduction.

La méthode des éléments finis (MEF) est de nos jours un standard de calcul et de dimensionnement des structures et pièces mécaniques. Elle offre des solutions numériques, et donc approchées. Pour divers types de structures, de comportements, de liaisons, etc. La connaissance de cette méthode est donc indispensable pour les ingénieurs en génie mécanique et civil, aussi bien que dans d'autres domaines de la physique. Les domaines d'application de cette méthode vont du calcul des structures à l'analyse acoustique, en passant par l'analyse thermique, électromagnétique et écoulement de fluide, avec la possibilité de faire du couplage entre ces différents phénomènes. Les systèmes étudiés peuvent être linéaires, non linéaires, transitoires, vibratoires, hétérogènes, orthotropes, etc[8]

Depuis plus de trois décennies, la méthode des éléments finis n'a cessé de montrer son intérêt et sa robustesse à travers des tests de validation, de comparaison et de recalage. Ces décennies de recherches ont conduit à des logiciels de calcul non seulement performants, mais aussi fiables.

En pratique, les logiciels de calcul par éléments finis sont devenus des outils pour l'ingénieur, au même titre que les méthodes de calcul traditionnelles de la mécanique des sols. L'utilisation d'un code de calcul a été rendue très facile par le développement de pré- et de post processeurs conviviaux et simples d'emploi [04].

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

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

III.2. Bref aperçu sur la méthode des éléments finis.

La MEF a été utilisée beaucoup dans la pratique d'ingénierie depuis plus de trente années. C'est bien récemment qu'elle a commencé à être utilisée largement pour analyser des problèmes de la géotechnique. C'est probablement parce qu'il y a beaucoup de questions complexes qui sont spécifiques à la géotechnique, dont les réponses n'ont été trouvées que récemment[1].

Quand cette méthode est correctement utilisée, elle peut produire des résultats réalistes qui aident à trouver des solutions aux problèmes d'ingénierie du sol. Une bonne analyse qui simule le vrai comportement du sol permet à l'ingénieur de comprendre mieux ces problèmes.

III.2.1. Concepts de base de la méthode aux éléments finis.

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité du déplacement réel de la structure en tant qu'objet continu.

III.2.2. L'analyse des déplacements par MEF.

La MEF est une procédure computationnelle qui peut être utilisée pour obtenir une solution approximative à un problème de valeur limite. Des équations mathématiques sous forme d'une série d'équations algébriques impliquent des quantités à évaluer à points discrets dans la zone d'intérêt.

Les équations des éléments finis sont formulées de façon à minimiser l'erreur dans la solution approximative.

L'objectif de la première étape, dans n'importe quelle analyse par MEF, est de créer un maillage EF (figure 3.1). Le maillage consiste en éléments reliés ensemble aux nœuds.

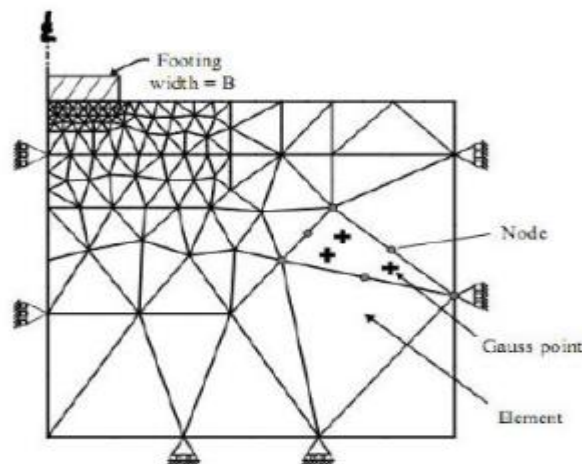


Figure III.1. Maillage en PLAXIS[2]

Les nœuds sont les points où les valeurs des variables fondamentales sont calculées. Pour une approximation de la base des déplacements, les variables fondamentales sont des déplacements.

Les valeurs de déplacement nodal sont interpolées dans les éléments pour donner des expressions algébriques aux déplacements, et aux déformations, partout dans la maille. Une loi constitutive est utilisée alors pour relier les déformations avec les contraintes et cela conduira au calcul des forces qui agissent aux nœuds de l'élément. Les forces nodales sont en rapport avec les déplacements nodaux. Ce rapport est exprimé par des équations formulées et résolues dans le programme des éléments finis pour trouver les valeurs des déplacements nodaux.

La méthode des éléments finis englobe les étapes suivantes :

1- La discrétisation des éléments: C'est le processus de modéliser la géométrie du problème sous une étude par un assemblage de petites régions, appelées éléments finis. Ces éléments ont des nœuds définis sur les limites ou dans les éléments mêmes.

2- L'approximation des variables fondamentales: Une valeur fondamentale doit être sélectionnée (par exemple : déplacements) et réglée, comme elle doit varier sur un élément fini établi. Cette variation est exprimée par des valeurs nodales.

3- Equations élémentaires: L'utilisation du principe vibrationnel approprié (par exemple, énergie potentielle minimum) pour dériver les équations de l'élément:

$$K^e U^e = P^e \quad (\text{III-1})$$

4-Equations globales: L'assemblage des équations élémentaires sous forme d'équations globales :

$$KU = P \quad (\text{III-2})$$

5-Les conditions aux limites : La formulation des conditions aux limites et la modification des équations globales. L'affectation des charges P, lorsque les déplacements affectent U. Les équations globales sont sous forme d'un système à grand nombre d'équations, qui doivent être résolues pour obtenir les déplacements à tous les nœuds. A partir de ces déplacements nodaux, telque les contraintes et les déplacements sont évalués.

III.2.3.L'interpolation des déplacements.

Les déplacements dans l'élément sont exprimés dans le terme des valeurs nodales. Cela est accompli par l'utilisation des fonctions d'interpolation (habituellement, polynômes). Illustration pour le cas d'un élément triangulaire à six-nœuds (figure III.2):

$$u(x, y) = a_0 + a_1x + a_2y + a_3x^2 + a_4xy + a_5y^2 \quad (\text{III-3})$$

$$v(x, y) = b_0 + b_1x + b_2y + b_3x^2 + b_4xy + b_5y^2 \quad (\text{III-4})$$

Où les constantes $a_1, a_2, \dots, a_5, b_1, b_2, \dots, b_5$ dépendent des valeurs nodales.

L'interpolation du second degré implique un total de 12 constantes. Ces constantes peuvent être écrites en termes de 12 déplacements nodaux associés avec l'élément.

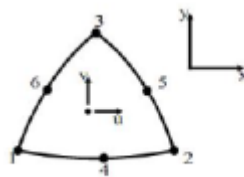


Figure III.2.Élément à 6 nœuds

III.2.4.Déformations.

Les déformations peuvent être dérivées dans l'élément qui utilise les définitions standard. Le cas du triangle à six-nœuds donne :

$$\varepsilon_{xx} = \frac{\partial u}{\partial x} = a_1 + 2a_3x + a_4y \quad (\text{III-5})$$

$$\varepsilon_{yy} = \frac{\partial u}{\partial y} = b_2 + b_4x + 2b_3y \quad (\text{III} - 6)$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} = (b_1 + a_2) + (a_4 + 2b_3)x + (2a_3 + b_4)y \quad (\text{III} - 7)$$

Les équations de ce type qui relient des déformations à des déplacements nodaux sont écrites généralement dans une forme d'équation matricielle:

$$\varepsilon = B^e U \quad (\text{III-8})$$

Où le vecteur de déformations ε , et le vecteur de déplacements nodaux sont associés avec chacun des six nœuds dans l'élément, U_e

III.3.Présentation de PLAXIS.

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

III.3.1.Le logiciel Plaxis.

Le code Plaxis est un logiciel couramment utilisé dans les bureaux d'études. Conçu par des géotechniciens numériciens de l'université de Delft aux Pays-Bas dans les années 1980.Ce programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows[3].

Si ce code a initialement été développé pour analyser les digues et les sols mous, son champ d'application s'étend aujourd'hui à une large gamme de problèmes géotechniques. Il permet d'analyser des problèmes élastiques, élasto-plastiques, élasto-viscoplastiques en grands déplacements par la méthode lagrangienne actualisée.

Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d'arc). Le manuel d'utilisation du code Plaxis présente une description détaillée du logiciel.

L'utilisation de PLAXIS consiste en quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output, Curves):

- **Le programme d'entrée de données (Input).**



Pour générer un modèle d'éléments finis avec plaxis, on commence par la création d'un modèle géométrique à deux dimensions composé de points, de lignes et d'autres composant. La génération d'un maillage approprié et des conditions aux limites est réalisée automatiquement par Plaxis à partir du modèle géométrique précédemment entré, comme on peut retoucher le maillage afin d'améliorer ses performance.

L'utilisateur devra aussi spécifier les propriétés des matériaux et les chargements existants.

Plusieurs lois de comportement sont disponibles dans la bibliothèque de Plaxis telles que :

- Le critère de rupture Mohr-coulomb.
- La loi élastique linéaire.
- Le critère soft soil model.
- Le critère hardening soil model.
- Le critère soft soil creep model.

On peut aussi définir le type du comportement du matériau en choisissant entre un comportement drainé, un comportement non drainé ou un comportement d'un matériau non poreux.

Les éléments disponibles dans Plaxis sont de deux types, des éléments à 6 nœuds et des éléments à 15 nœuds.

La dernière étape de l'entrée des données comprend la génération des pressions interstitielles et des contraintes effectives initiales dans le but de définir l'état initial du sol.

- **Le programme de calcul (Calculations).**



Après la définition du modèle, les calculs proprement dits peuvent être effectués. Il est toutefois nécessaire de définir au préalable le type de calcul à réaliser ainsi que les cas de chargements qui seront appliqués, on opère grâce au programme de calcul. Ce programme distingue un calcul plastique, une analyse de la consolidation et une analyse en variables de lagrange actualisées. La combinaison entre le type d'analyse et l'algorithme définira le calcul à effectuer soit la recherche de charge de ruine, un calcul de stabilité, une construction par étape ou un calcul de consolidation.

Les algorithmes d'étapes de chargement utilisent l'une des procédures du choix de taille des Pas : une procédure automatique ou une procédure manuelle dont les paramètres de contrôle sont :

- Erreur tolérée pour s'assurer que les erreurs d'équilibre restent dans les limites acceptables.
- Sur faxation afin de réduire le nombre d'itérations nécessaire à la convergence.
- Nombre maximum d itérations qui représente le nombre dit itérations maximal admissible pour chaque pas de calcul.
- Minimum et maximum souhaité dit itérations par pas afin d'obtenir une courbe efforte déplacement lisse.

- Contrôle de la longueur d'arc est une option qui permettra d'évaluer automatiquement la fraction de charge extérieure à appliquer pour atteindre la rupture.

- **Le programme de résultats (Output) :**



Ce programme contient tous les éléments qui permettent de voir les résultats des données générées et des calculs d'éléments finis. Au début du programme de résultats, l'utilisateur doit choisir le modèle et la phase de calcul appropriée ou le numéro du pas pour lequel les résultats seront affichés.

- **Le programme courbe (Curves) :**



Ce programme contient tout le nécessaire pour générer des courbes charges-déplacements, des chemins de contrainte et des courbes contraintes-déformations.

III.3.2. Système d'options du code Plaxis :

- **Le Maillage:** l'opérateur peut bien entendu de spécifier un maillage très détaillé, mais si seules les grandes lignes de celui-ci importe de détail des éléments, agencé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de nœuds, avec un contrôle permanent à l'écran.
- **Les conditions aux limites en déplacement:** si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra spécifier les subtilités d'une manière précise (le vecteur déplacement est nul à la base du domaine étudié, et le vecteur déplacement horizontal est nul sur ses faces latérales), l'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir du menu avec un contrôle immédiat du résultat à l'écran.
- **Les contraintes initiales dues au poids des terres:** peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre. Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état K_0 donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre K_0 et les autres caractéristiques mécaniques).

Le menu permet alors, par un changement fictif nul, de rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après application de la gravité. L'option K_0 est particulièrement intéressante dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale.

- **Les pressions interstitielles:** ont été l'objet d'un soin particulier dans Plaxis pour qui souhaite faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles, Mais bien sûr, cette opération demande du temps (d'opérateur et de machine).
- **Le coefficient de sécurité:** c'est une notation très importante en géotechnique, puisqu'il résume en une seule information une qualité considérable de données, supposant une réduction proportionnelle de la résistance mécanique des matériaux impliqués, ce qui ne constitue pas un état réel de rupture. C'est la même approche, adaptée aux éléments finis élastoplastiques, qui préside à l'évaluation du coefficient de sécurité dans Plaxis.

Un calcul par éléments finis fournit une masse imposante de résultats ; résultats directement utiles au projeteur : déplacements, contraintes, pressions interstitielles à un stade donné du chargement, et des résultats plus mathématiques concernant le déroulement du processus de calcul proprement dit. L'ensemble de ces résultats est accessible, selon que l'on est intéressé par l'un ou l'autre aspect.

III.3.3. Types de modèle en Plaxis.

Plaxis V8 peut être utilisé pour réaliser des analyses par éléments finis en deux dimensions. Les modèles d'éléments finis peuvent être soit plans (Plane strain), soit axisymétriques (*Axisymmetric*). Les modèles en déformations planes sont utilisés pour des structures ayant une section (plus ou moins) uniforme, et avec un état de contraintes et un schéma de chargement uniformes sur une longueur suffisante perpendiculairement à la section (direction z). Les déplacements perpendiculaires à la section sont considérés comme nuls. Cependant, les contraintes normales dans la direction z sont intégralement prises en compte.

Les modèles axisymétriques sont utilisés pour des structures circulaires ayant une section radiale (plus ou moins) uniforme, avec un schéma de chargement réparti autour de l'axe central et des états de contrainte et de déformation identiques selon les directions radiales (figure III.1). A noter que pour les problèmes axisymétriques, la coordonnée x représente le rayon et la coordonnée y correspond à l'axe de symétrie. Il ne faut pas utiliser dans ce cas de coordonnées x négatives. Pour un modèle d'éléments finis à deux dimensions, le choix de Plane strain ou de *Axisymmetry* a pour conséquence de ne laisser que deux degrés de liberté en translation par nœud dans les directions x et y .

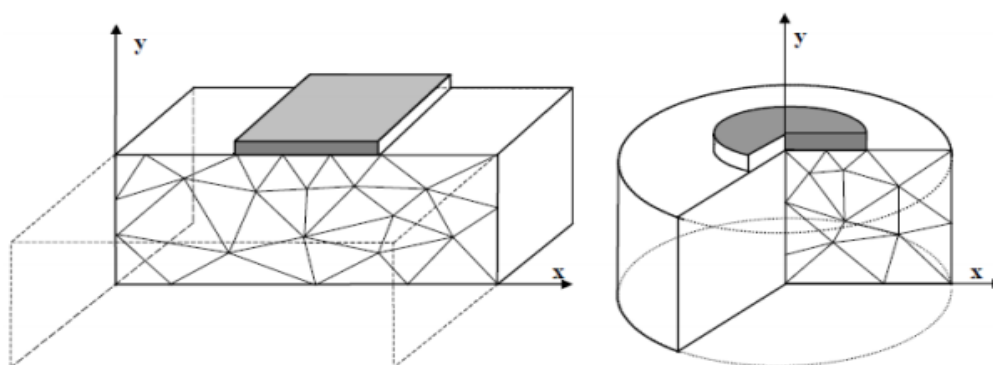


Figure III.3. Exemples de problèmes en déformations plane et axisymétrique.

III.3.4. Types d'éléments utilisés par Plaxis.

L'utilisateur doit sélectionner des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume. L'élément par défaut est le triangle à 15 nœuds. Il fournit une interpolation du quatrième ordre pour les déplacements et l'intégration numérique se fait sur douze points de Gauss (points de contrainte). Pour le triangle à 6 nœuds, l'interpolation est d'ordre deux et l'intégration numérique se fait sur trois points de Gauss (figure III.2). Le type d'éléments pour les éléments de structure est automatiquement compatible avec le type d'éléments de sol choisi[4].

Le triangle à 15 nœuds est un élément très précis qui a produit des résultats en contraintes de haute qualité sur différents problèmes, comme par exemple le calcul de la rupture de sols incompressibles. L'utilisation des triangles à 15 nœuds implique une consommation de mémoire assez élevée, et les calculs et la manipulation sont donc un peu ralentis. C'est pour cela qu'un type d'éléments plus simple est également disponible. Le triangle à 6 nœuds est un élément relativement précis donnant de bons résultats pour les analyses standards en déformations, à condition d'utiliser un nombre suffisant d'éléments. Cependant, il faut être prudent dans le cas de modèles axisymétriques ou dans des situations où une rupture (possible) est à prendre en compte, comme un calcul de capacité portante ou le calcul de coefficient de sécurité selon la méthode de *phi-reduction*. Les charges à la rupture et les coefficients de sécurité sont généralement surévalués avec des éléments à 6 nœuds. Pour ces calculs, il convient d'utiliser plutôt des éléments à 15 nœuds. Un élément à 15 nœuds peut être imaginé comme la réunion de quatre éléments à 6 nœuds, étant donné que le nombre de nœuds et de points de contraintes est identique dans les deux cas. Néanmoins, un élément à 15 nœuds est plus puissant que quatre éléments à 6 nœuds réunis[4].

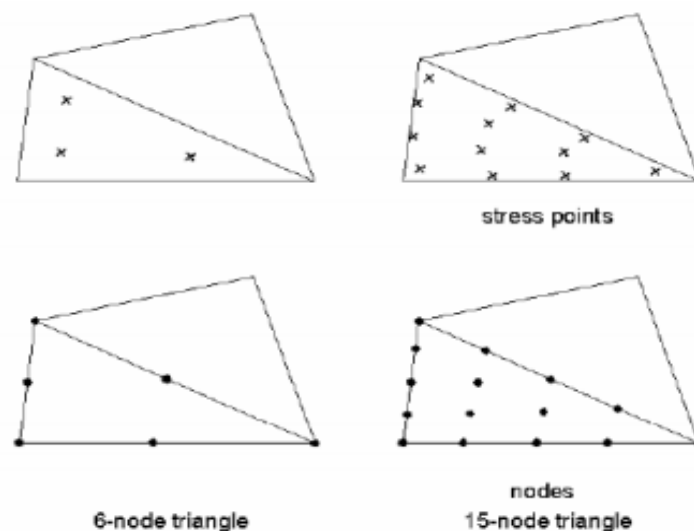


Figure III.4. Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol

III.3.5 Modèles de comportement utilisés dans le Plaxis.

Les sols et les roches tendent à se comporter d'une manière fortement non linéaire sous l'effet d'un chargement. Ce comportement non linéaire en contraintes-déformations peut être modélisé suivant différents niveaux de sophistication. Mais le nombre de paramètres à introduire dans les modèles augmente avec ce degré de sophistication. Le modèle bien connu de Mohr-Coulomb peut être considéré comme une approximation au premier ordre du comportement réel du sol. Ce modèle, élastique parfaitement plastique, nécessite cinq paramètres fondamentaux qui sont : le module d'Young, E , le coefficient de Poisson, ν , la cohésion, c , l'angle de frottement, ϕ , et l'angle de dilatance, ψ . Comme les ingénieurs géotechniciens sont habitués à utiliser ces cinq paramètres, et qu'ils disposent rarement d'autres données, une attention particulière sera portée à ce modèle classique de comportement[3].

III.3.6. Modèle de comportement élasto-plastique.

III.3.6.1. Elasto-plasticité.

Un comportement de type élastique linéaire isotrope ne peut être utilisé qu'en première approche car il ne permet pas de prendre en compte les déformations irréversibles. La plupart des matériaux sont en effet élastoplastiques, leur comportement est caractérisé par l'apparition de déformations élastiques et de déformations irréversibles. La déformation totale est la somme des déformations élastiques ε^e et plastiques ε^p . Elle est donnée par l'équation suivante [1]:

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \text{ (III - 9)}$$

III.3.6.2. Comportement élastoplastique.

Le comportement élastoplastique peut être représenté par un modèle monodimensionnel, en série un ressort de raideur K , pour symboliser l'élasticité du matériau, à un patin de seuil S_0 (figure III.5).

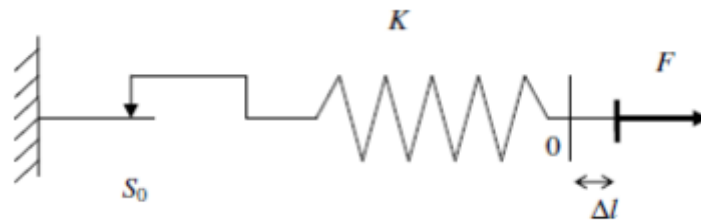


Figure III.5. Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique

La courbe effort-déplacement ou contrainte-déformation que l'on trouve est présentée sur la figure III.6.

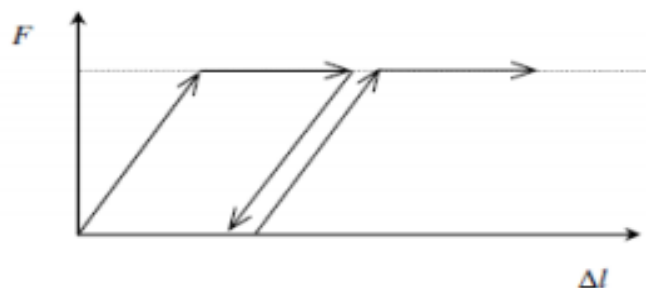


Figure III.6. Représentation du comportement élastique parfaitement plastique

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

Le type de comportement représenté par les figures 3.3 et 3.4 est un comportement élastoplastique sans écoulement. La figure III.7 représente un comportement élastoplastique avec écoulement.

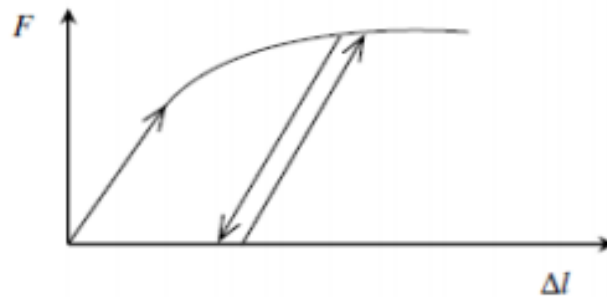


Figure.III.7. Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage

III.3.6.3.Modèle de Mohr-Coulomb.

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

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

$$\tau = \sigma_n \tan \varphi + c \text{ (III - 10)}$$

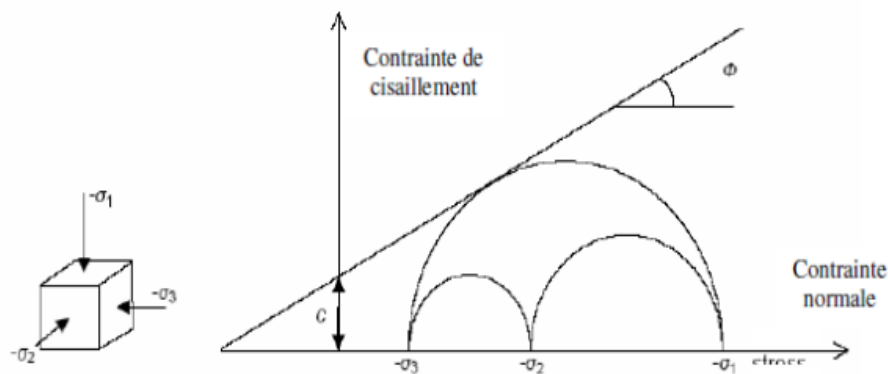


Figure III.8. Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice (figure 3.9) sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.

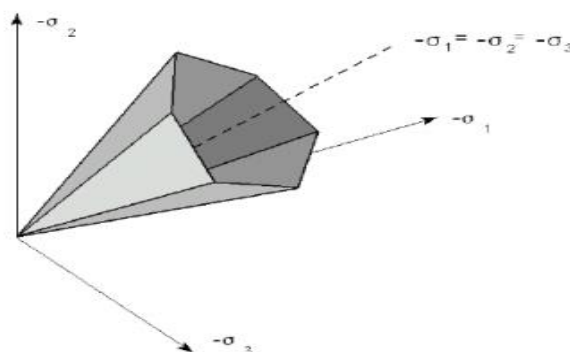


Figure III.9. Représentation du critère de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes.

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres (figure 3.10) [3].

Figure III.10. Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb

- a) **Module d'Young** : défini soit par le module tangent initial E_0 , soit par le module sécant à 50% de la résistance en compression E_{50} (figure 3.11) ;

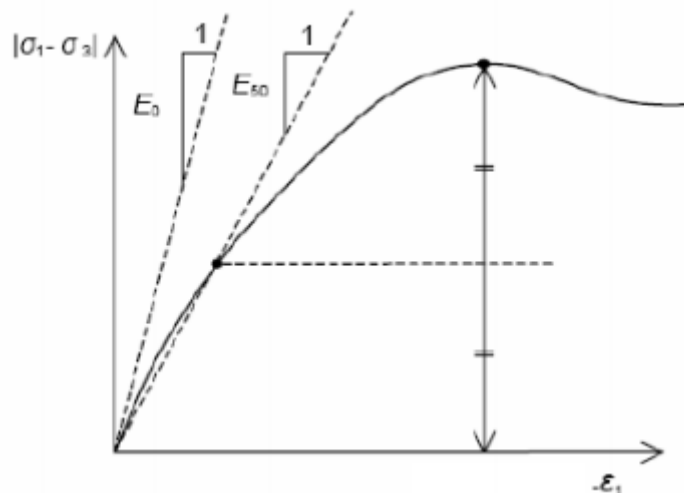


Figure III.11. Définition du module à 50 % de la rupture

- b) **le coefficient de Poisson ν** : évalué par l'intermédiaire du coefficient de pression des terres au repos $K_0 = \nu / (1 - \nu)$ pour un chargement gravitaire, dont les valeurs sont comprises entre 0.3 et 0.4.
- c) **la cohésion c** : nulle ($c=0$) pour les sables, mais constante non nulle ($c \neq 0$) ou évoluant avec la profondeur pour les argiles.
- d) **l'angle de frottement interne ϕ** : l'angle de frottement est entré en degrés. Des angles de frottement élevés, obtenus parfois pour des sables denses, augmenteront de manière substantielle la difficulté numérique des calculs plastiques. Par conséquent, les angles de frottement élevés ($>35^\circ$) devrait être évités lors des calculs préliminaires pour un projet.

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

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

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

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

Le cas où $\psi < 0^\circ$ correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). La valeur $\psi = 0^\circ$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes[4].

III.3.6.4. Autres modèles disponibles dans le Plaxis.

PLAXIS contient également des modèles de sols plus avancés comme :

❖ **Modèle de sol avec écouissage (Hardening Soil Model)** : Le modèle HSM a pour objet d'améliorer le modèle de Mohr-Coulomb sur différents points, il s'agit essentiellement :

- De prendre en compte l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente : les courbes œdométriques en contrainte-déformation ne sont pas des droites [4];
- De prendre en compte l'évolution non linéaire du module lorsque le module de cisaillement augmente : le module E_{50} n'est pas réaliste : il y a une courbure des courbes effort-déformation avant d'atteindre la plasticité ;
- De distinguer entre une charge et une décharge ;
- De tenir compte de la dilatance qui n'est pas indéfinie.

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

❖ **Modèle pour sols mous avec effet du temps (Soft Soil Creep Model)** : le SSCM permet de prendre en compte l'écouissage des argiles molles mais pas la consolidation secondaire : celle-ci traduit par une évolution de la déformation axiale dans un essai œdométrique en fonction du temps, après la fin de la consolidation primaire. Cette déformation évolue en fonction du logarithme du temps (au moins pour les échelles de temps observables). Elle est caractérisée par le paramètre $C\alpha$. Elle génère ce qui est appelé la quasi- préconsolidation dans des sols déposés depuis longtemps.

III.4. Conclusion.

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

Les méthodes numériques en géotechnique ont pour but de décrire, d'expliquer ou de prédire le comportement d'une structure naturelle ou artificielle sur la base de lois physiques qui relient les variations des contraintes aux déformations et aux déplacements. C'est dans ce contexte que le code PLAXIS offre la possibilité de prédire la rupture des fondations en utilisant des lois de comportement assez performantes afin de simuler le comportement réel des sols [1].

Le choix du modèle de comportement dépend en fait du problème posé : soutènement, tassement de remblai, fondation sur sol en pente, tunnel : quel modèle de comportement utiliser pour quel problème géotechnique ? La réponse à cette question n'est pas simple car il n'existe pas de modèle universel. Il existe quelques modèles pour simuler le comportement des sols, plus ou moins complexes, selon la complexité des phénomènes que l'on souhaite simuler et la précision recherchée. De plus, le nombre de paramètres du modèle est variable, et leur identification plus ou moins aisée et importante. Plus le modèle de comportement n'est pas sophistiqué.

CHAPITRE IV :

MODÉLISATION NUMÉRIQUE ET ÉTUDE PARAMÉTRIQUE

Modélisation numérique et étude paramétrique

IV.1.Introduction

Dans toute étude géotechnique, la modélisation est une étape décisive qui conditionne la qualité des analyses de diagnostic ou de prévision du comportement des sols et des ouvrages. Un modèle n'est pas seulement une série d'équations représentant le comportement physique ou mécanique du sol, c'est aussi une représentation géométrique de l'espace, qui délimite les couches ou volumes occupés par chaque matériau (sol, roche, eau, béton, métal, géo synthétiques, etc.) et précise la place des conditions aux limites et des interfaces, avec leurs conditions de contact [3].

Le but de cette étude est de déterminer un modèle géotechnique, dit de référence et de développer d'un modèle numérique pour simuler le comportement d'un ouvrage de soutènement synthétique. Pour cette fin le code des éléments finis pour l'analyse des sols et des roches le code PLAXIS, version 8. 6 est utilisé. Le développement du modèle numérique ainsi que la technique de modélisation du sol de fondation, le remblai et le mur renforcé est présenté de façon plus détaillée dans ce qui suit, ainsi que la phase input du procédé de modélisation numérique et le maillage en éléments fini[15].

IV.2. Spécification du modèle de référence.

Le cas étudié consiste à analyser le comportement d'un mur de soutènement renforcé par géogrilles. Le modèle est composé de deux couches, un remblai de hauteur $H=6$ m renforcé par un mur type à parement vertical forme de L et 6 nappes de géogrilles, le sol de fondation de hauteur $h=4$ m et de 30m de longueur.

Le renforcement de ce mur a été effectué par des nappes de géogrilles espacés de 1m en vertical et s'étendent sur une longueur de : $L= 0,5 \times 6 = 3\text{m}$. Concernant les conditions aux limites, les déplacements à la base du modèle sont bloqués dans les deux directions horizontale et verticale, alors que seuls les déplacements horizontaux sont bloqués sur les bords latéraux.

IV.3. Modèle constitutif et paramètres des matériaux.

IV.3.1 Paramètres du sol et de l'interface.

Le comportement du sol est caractérisé par les paramètres résumés dans le tableau IV.1; ces paramètres ont été prises de nombreux références bibliographiques [8],[9] et [12]. Un modèle linéaire élastique parfaitement plastique avec le critère de plasticité de Mohr-Coulomb inclut dans le code PLAXIS est utilisé pour modéliser le comportement des différentes couches du sol.

| Paramètres | Nom | Unité | Remblai (Sable) | Sol de fondation |
|------------------------|-------------------------|-------------------|---------------------|------------------|
| Modèle type | Model | - | Mohr-Coulomb | Mohr-Coulomb |
| Type de comportement | Type | - | Drainé | Drainé |
| Poids volumique sec | γ_{unsat} | KN/m ³ | 17 | 18 |
| poids volumique humide | γ_{sat} | KN/m ³ | 20 | 21 |
| Module d'Young | E_{ref} | KN/m ² | 30000 | 60000 |
| Coefficient de Poisson | ν | / | 0.30 | 0,30 |
| Cohésion | c | KN/m ² | 1 | 25 |
| Angle de frottement | ϕ | (°) | 35 | 20 |
| Angle de dilatace | ψ | (°) | 0 | 0 |

Tableau IV.1. Caractéristiques géotechniques des sols.

IV.3.2. Paramètres des éléments structuraux (le Mur).

Nous allons modéliser le mur par élément plaque avec un modèle de comportement élastique linéaire. Ce modèle est caractérisé par deux propriétés, Une rigidité normale **EA** et une rigidité de flexion **EI**.

| Paramètres | nom | Unité | Valeur |
|------------------------|----------------------|---------------------|---------------|
| Type de comportement | <i>Material Type</i> | - | Elastique |
| Rigidité normale | EA | KN/m | $6,6 * 10^5$ |
| rigidité à la flexion | EI | KNm ² /m | $4,95 * 10^3$ |
| Coefficient de poisson | ν | - | 0,15 |
| Le poids volumique | γ | kN/m ³ | 24 |
| Poids | W | KN/m/m | 7,2 |
| Epaisseur | D | m | 0.3 |

Tableau IV.2. Caractéristiques du mur.

IV.3.3. Les géogrilles de renforcement.

Les géogrilles sont modélisées en utilisant des éléments structuraux appelés «**geogrid** » dans le logiciel plaxis. Ces éléments ont une seule propriété nécessaire, c'est la rigidité axiale EA qui a été prise égale à 1000 KN/m.

| Paramètres | Nom | Valeurs | Unités |
|----------------------|----------------------|---------|-----------|
| Type de comportement | <i>Material Type</i> | - | Elastique |
| Rigidité normale | EA | 1000 | kN/m |

Tableau IV.3. Caractéristiques des géogrilles.

L'interface entre le sol et les géogrilles a été prise égale à 1 mobilisant ainsi un frottement maximum et un interlock parfait. Alors que la dilatance a été choisie nulle. Le maillage a été ensuite généré.

IV.4 Modélisation par Plaxis V8.6.

IV.4.1. Modèle numérique (procédure de calculs).

La modélisation numérique est effectuée en conditions bidimensionnelles de déformations planes en utilisant le logiciel PLAXIS 2D. Le maillage retenu comporte 2345 éléments triangulaires à 15 nœuds dans le cas bidimensionnels. Des éléments d'interface le long de la surface de contact sol-paroi de soutènement sont considérés. Leur comportement est régi par le critère de Mohr-Coulomb.

Il est à noter que l'analyse sera effectuée en « plain strains » ou axisymétrie la figure montre les conditions aux limites. La limite verticale du modèle est fixée dans le sens horizontal mais libre au déplacement dans le sens vertical, à la base le modèle est supposé fixe dans les deux directions (horizontale et verticale).

IV.4.2. Phasage de calcul

La construction du mur a été modélisée par étape de hauteur 1 m, où des couches de sols d'épaisseur 0,50 m ont été placées au fur et à mesure jusqu'à ce que la hauteur totale du mur est atteinte.

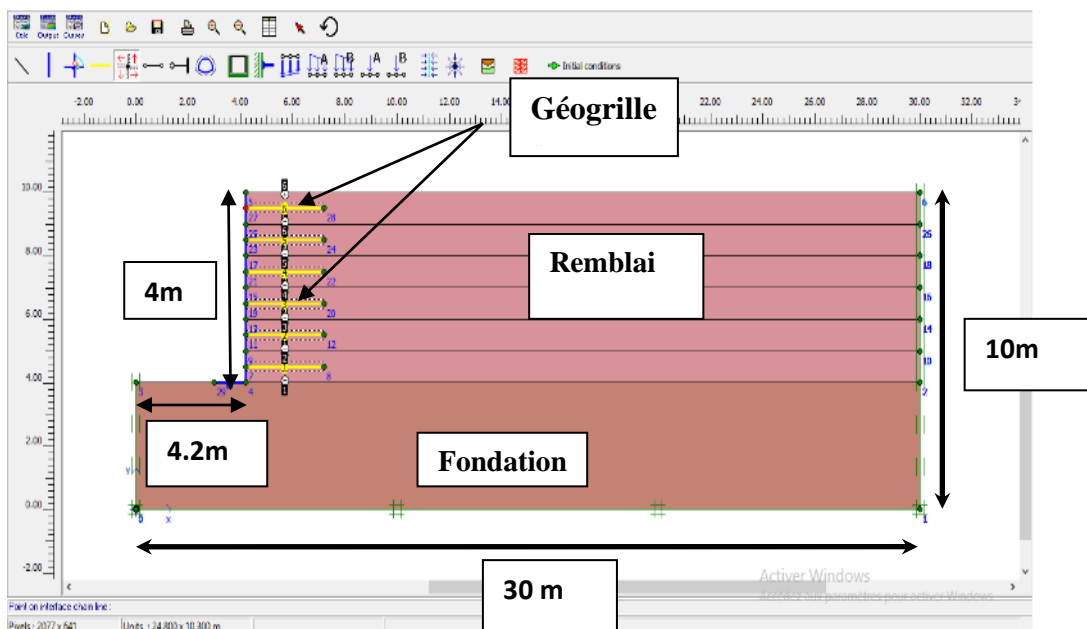


Figure IV.1. Composants du modèle numérique.

Le modèle numérique est mis à jour sans interruption en ajoutant le sol et les nappes de géogrilles par étapes, ce qui représente l'ordre de construction des murs réels. La première nappe de renforcement est toujours installée à l'altitude 0,50 m sur la première couche de sol et le premier bloc du mur. Ensuite, des nappes de géogrille sont installées selon l'espacement de

renforcement $S_v = 1m$ jusqu'à la hauteur totale du remblai. La dernière phase comprend une analyse de sécurité selon la méthode « ϕ/c réduction » et les phases de calcul sont indiquées dans (Figures IV.2)

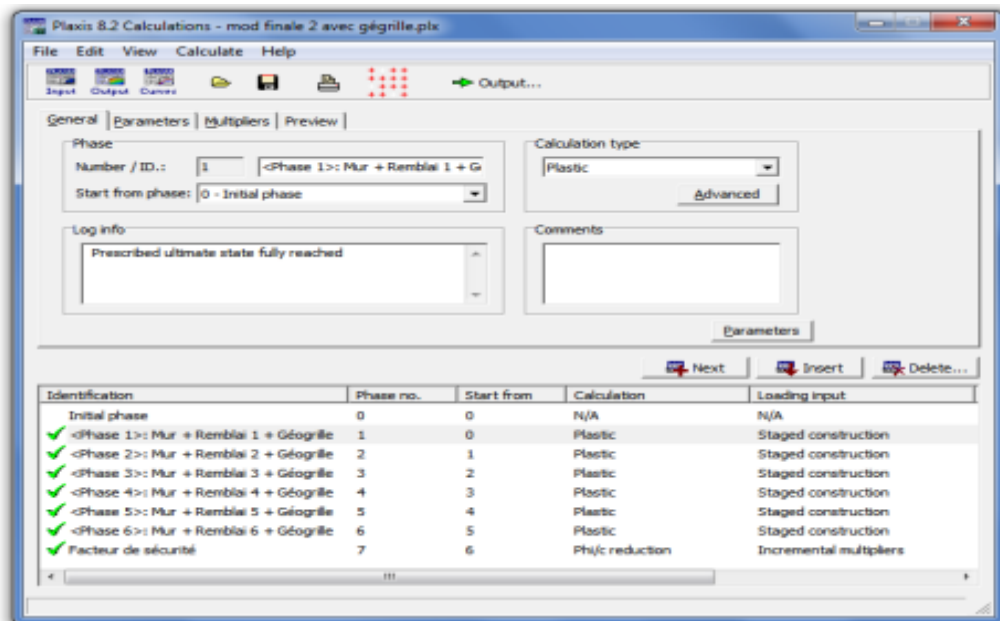


Figure IV.2. Les phases de calcul.

IV.2.3. Génération du maillage.

Le massif de sol a été discrétisé dans son intégralité par des éléments finis de type triangulaires à 15 nœuds. L'optimisation du maillage doit être le fruit d'un compromis entre la capacité de calcul disponible et l'erreur acceptable sur les résultats numériques. L'icône 'maillage' permet d'effectuer automatiquement le maillage du problème. On règle la finesse du maillage dans le menu Mesh sur very fin. Le maillage est constitué en totalité de **266** éléments et **2233** nœuds. Le maillage est présenté sur la figure IV.3.

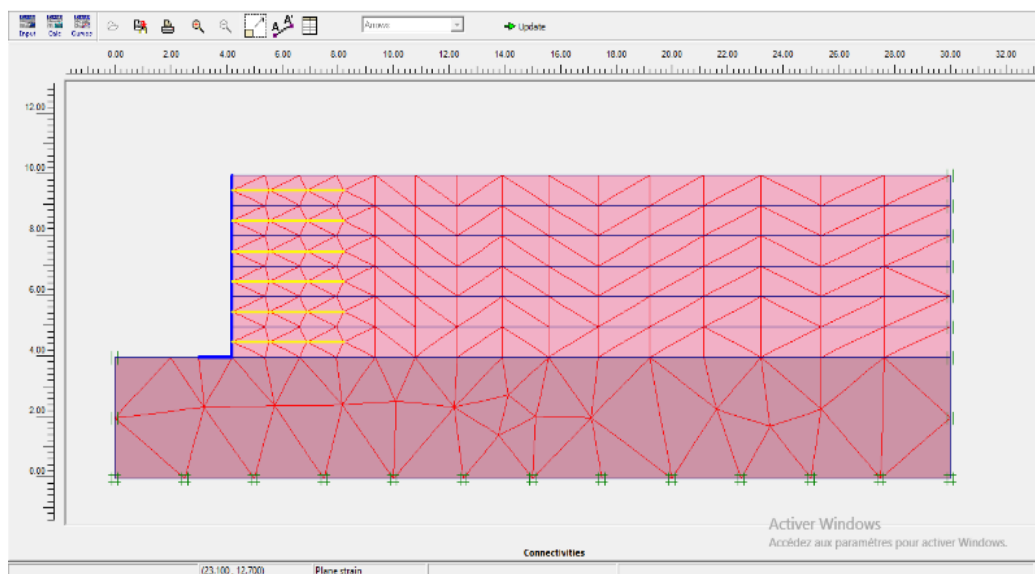


Figure IV.3. Profil représentatif du modèle numérique (Le maillage.)

IV.4.3 Conditions initiales.

Une fois le maillage est effectué il convient de paramétrer les conditions initiales du sol c.à.d. la génération des pressions interstitielles initiales ainsi que des contraintes initiales.

Dans notre cas le sol est sec et aucune nappe d'eau n'est présente.

IV.5. Influence de l'utilisation des géogrilles sur les déplacements.

A- Cas du sol sans géogrilles :

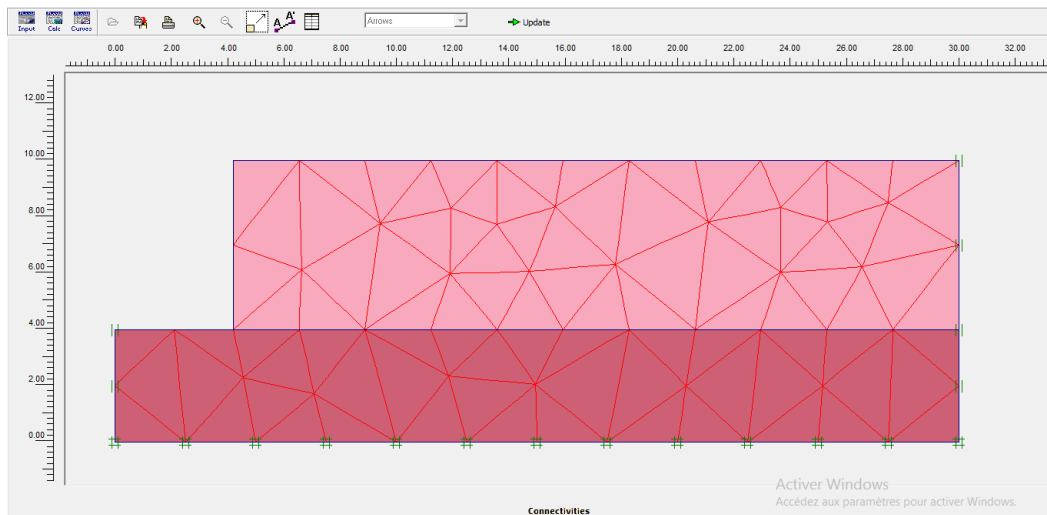


Figure IV.4. Photos de maillage.

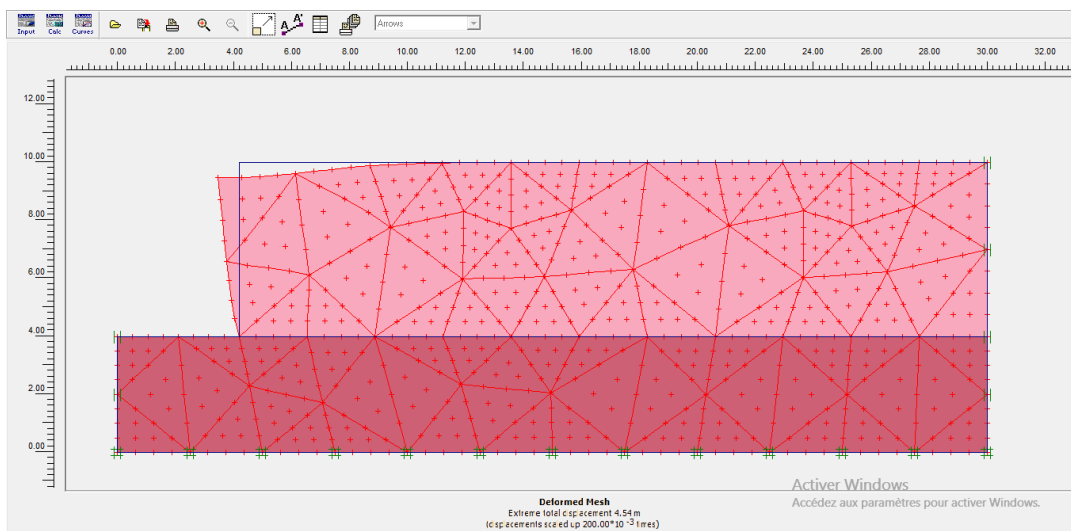


Figure IV.5. Déformation du maillage sans géogrille.

Il y a lieu de noter que le déplacement est très important $165,08 \times 10^{-3} \text{ m}$, et un coefficient de sécurité de 0,871. De ce fait on peut conclure que le remblai est **instable**.

B- Cas du sol avec géo grilles.

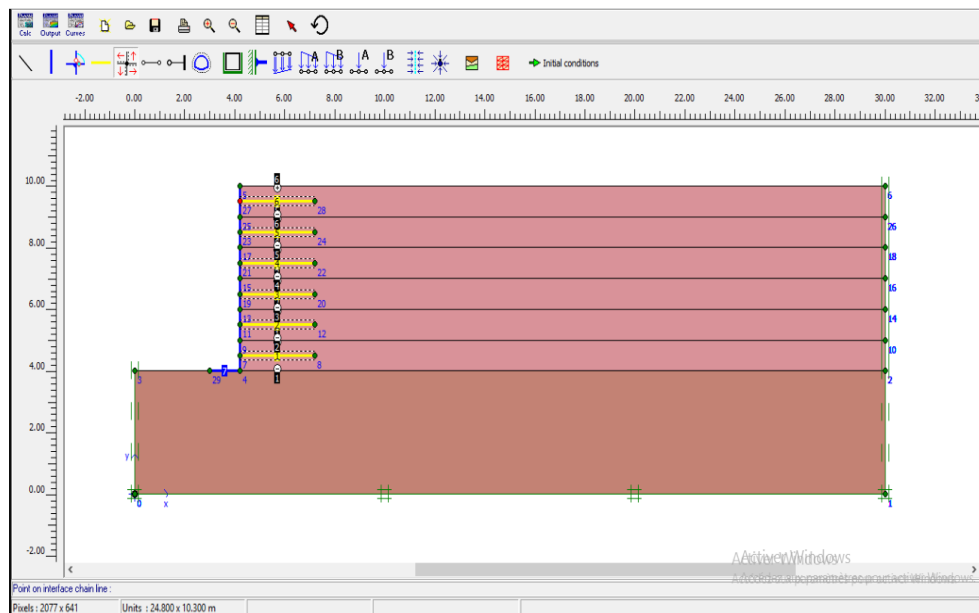


Figure IV.6. Création du modèle et système de fixation.

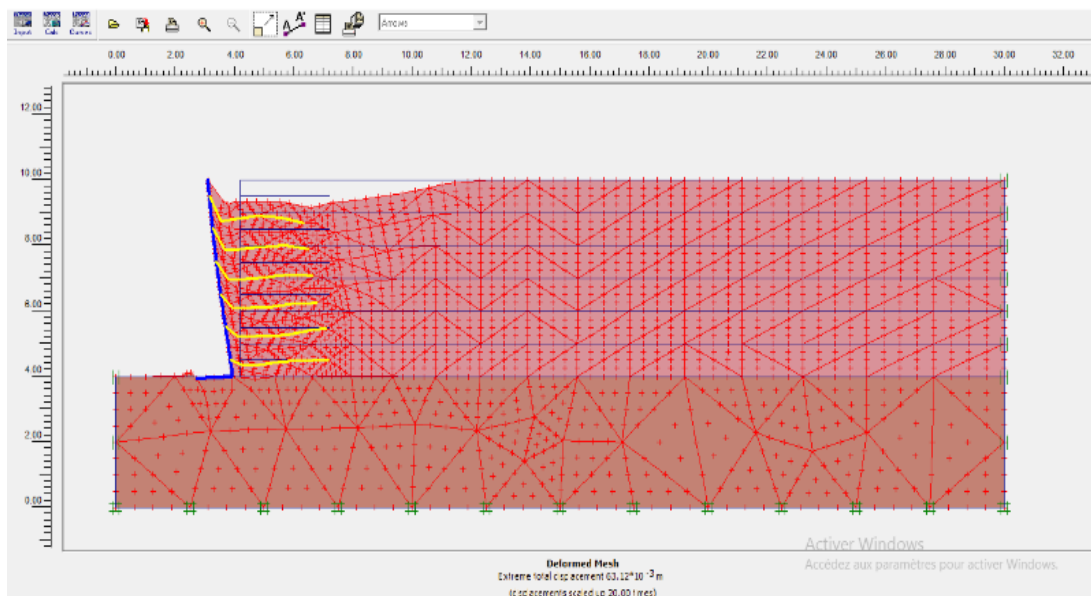


Figure IV.7. Déformation du maillage avec géogrille.

Les résultats montrent que sous l'effet de construire un mur rigide en béton sur la surface du massif et renforcé par géogrille, le calcul du coefficient de sécurité par la méthode Phi- C réduction est estimé à $1,803 > 1,5$, c'est-à-dire que l'ouvrage est en état d'équilibre total.

IV.6. Principaux résultats.

Les principaux résultats d'un calcul d'éléments finis sont les déplacements aux nœuds et les contraintes aux points de contraintes et lorsqu'un modèle inclut des éléments de structure, des efforts sont calculés dans ces éléments.

Dans ce qui suit, on présente les différents résultats des calculs relatifs aux :

- Facteurs de sécurité,
- Déplacements horizontaux;
- Déplacements Verticaux;

IV.6.1. Les déplacements.

Les résultats obtenus à la fin de la phase de construction pour ce cas sont le déplacement maximal 63,12 mm, le déplacement horizontal du mur 55,02 mm et le déplacement vertical du mur 43,82mm. L'utilisation de la méthode de réduction a permis d'obtenir un coefficient de sécurité égale à 1,803.

IV.6.2. Contraintes horizontales et la force de poussée.

Le modèle constitué d'un sol pulvérulent. Si le sol est en état de rupture de poussée, la contrainte qu'exerce sur le mur est horizontale σ_{ha} , La répartition est linéaire, et la force de poussée horizontale F_a est appliquée au tiers ($H/3$) de la hauteur à partir de la base. Les résultats calculent par la théorie de Rankine.

$$\sigma_{ha} = \gamma z K_a = \gamma z \left(\frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} \right)$$

$$F_a = \int_0^H \sigma_{ha} dz = \int_0^H \gamma z K_a dz = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$

| Hauteur (m) | $K_a * \gamma$ (kN/m ³) | σ_{ha} (Kpa) | | Fa (KN/m) | |
|-------------|-------------------------------------|---------------------|-----------|--------------------|-----------|
| | | Théorie de Rankine | Plaxis 2D | Théorie de Rankine | Plaxis 2D |
| 0,5 | 5.4 | 2.7 | 2,23 | 193,05 | 220,96 |
| 1,5 | 5.4 | 8.1 | 4,98 | | |
| 2,5 | 5.4 | 13.5 | 11,91 | | |
| 3,5 | 5.4 | 18.5 | 15,87 | | |
| 4,5 | 5.4 | 24.3 | 21,43 | | |
| 5,5 | 5.4 | 29.7 | 26,45 | | |

Tableau IV.4. Comparaison des résultats des contraintes horizontales et la force de poussée derrière le mur de soutènement renforcé.

On constate dans le graphe suivant que la courbe de contraintes horizontales obtenue par la méthode numérique a une allure semblable à celle calculé analytiquement pour le cas d'un sol renforcé, donc il y a une certaine concordance entre les résultats théoriques (Théorie de Rankine) et ceux obtenus à l'aide de PLAXIS.

IV.6.4. Résumé des résultats.

Pour mieux simplifier, nous avons essayé de résumer les résultats dans un tableau pour afin de faciliter sa compréhension et de bien voir la différence entre les cas. Ainsi, à partir du tableau **IV.5**, on peut remarquer que les déplacements varie inversement avec le facteur de sécurité.

| Les modèles | Le déplacement maximal (mm) | Le déplacement horizontal (mm) | Le déplacement vertical (mm) | Le facteur de sécurité |
|-----------------------|-----------------------------|--------------------------------|------------------------------|------------------------|
| Modèle Sans géogrille | 176,87 | 165,08 | 126,87 | 0,871 |
| Modèle Avec géorilles | 63,12 | 55,02 | 43,82 | 1,803 |

Tableau IV.5. Résumé des résultats.

IV.7. Etude paramétrique.

Après l'établissement du modèle de référence et les résultats obtenus, on peut utiliser notre modèle pour faire une deuxième étude qui est l'étude paramétrique. Il sera question de montre l'effet de quelques paramètres sur les résultats. On utilise le même modèle de référence, avec les mêmes données et on change chaque fois le paramètre à comparer et toujours dans des fourchettes raisonnables.

Dans ce but il serait maintenant de faire varier l'espacement S_v du géogrille ainsi que la longueur L , la rigidité axial EA et bien d'autre paramètres et de constater leur influence sur le déplacement et le coefficient de sécurité. La comparaison sera faite sur deux types de résultats en fonction de la hauteur du mur :

- ❖ **Les déplacements horizontaux et verticaux.**
- ❖ **Le coefficient de sécurité.**

Une vaste étude paramétrique a été réalisée pour différentes paramètres.

IV.7.1. Effet de la longueur des géorilles (Longueur en fonction de la Hauteur du mur L/H).

Afin de comprendre l'effet de la longueur des géorilles sur la réponse du mur, des modèles avec des longueurs différentes ont été analysés avec un espacement vertical $S_v=1m$ et les rapports L / H de 0,67, 1 et 1,5, respectivement.

La lecture des résultats de calcul pour les deux cas de l'espacement ($S_v=1m$ et $S_v=0,5$) est présenté dans le graphe ci-dessous.

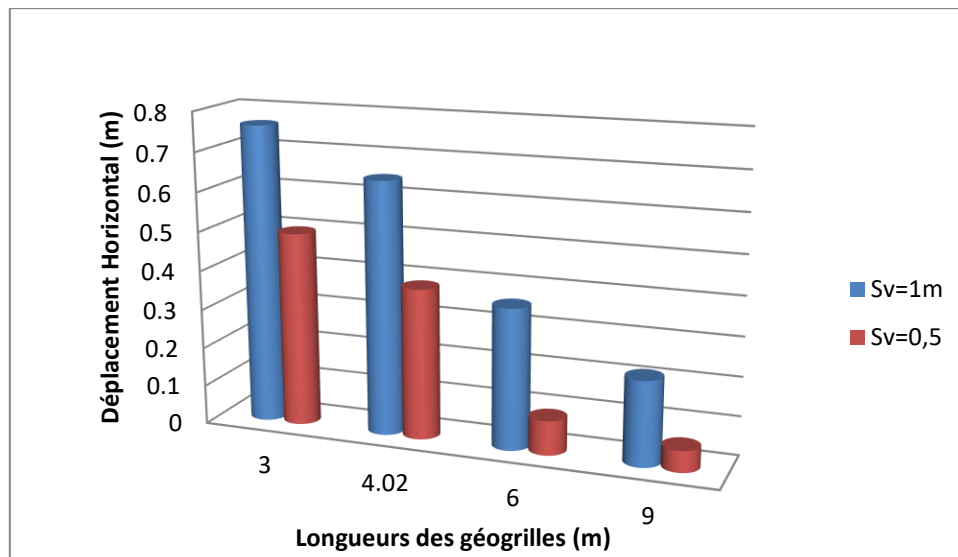


Figure IV.8. Déplacement horizontal du mur pour différents cas de longueur.

On remarque, d'après le graphe que lorsque les nappes des géogrilles ont un espacement de 1m le mur subit un déplacement plus important par rapport au mur pour lesquels des géogrilles ont un espacement de 0,5 m. Alors que dans le premier cas ($S_v=1m$) on note que lorsque la longueur des nappes diminue, il y'a une augmentation du déplacement du mur, qui est plus significative lorsque L passe de 6m à 9m.

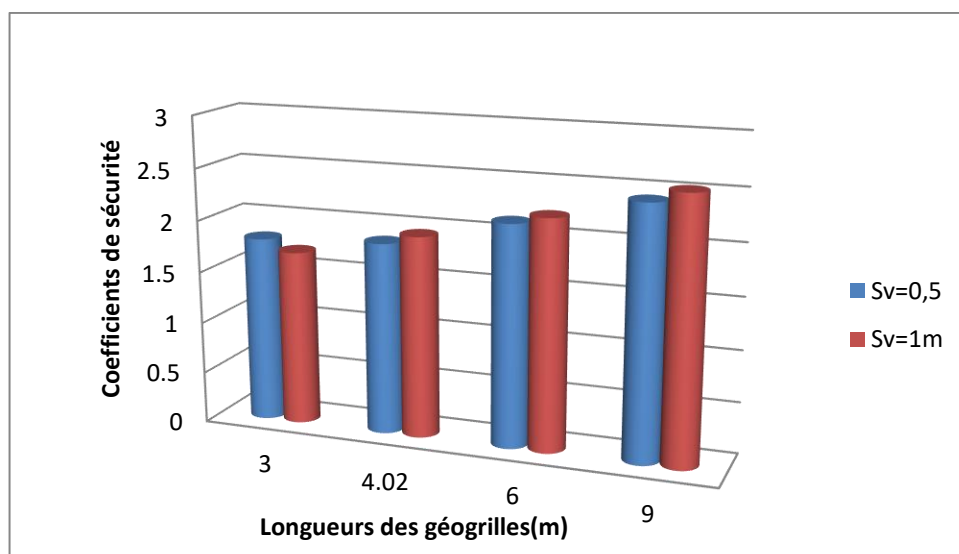


Figure IV.9. Coefficients de sécurité en fonction de la longueur ($S_v=1m$ et $S_v=0,5m$).

Il y a lieu de noter qu'en faisant varier les longueurs des nappes **des géogrilles** nous avons enregistré une variation dans les coefficients de sécurité, Les valeurs calculées du coefficient de sécurité augmentant lorsque la longueur des géogrilles augmentant aussi.

IV.7.2. Effet de l'espacement vertical entre les nappes de géogrilles :

Dans cette phase de l'étude, la longueur des nappes de géosynthétique est constante ($L=3 m$) suivant la méthode de dimensionnement: $L_{renf} = 0,5 * H = 0,5 \times 6 = 3 m$

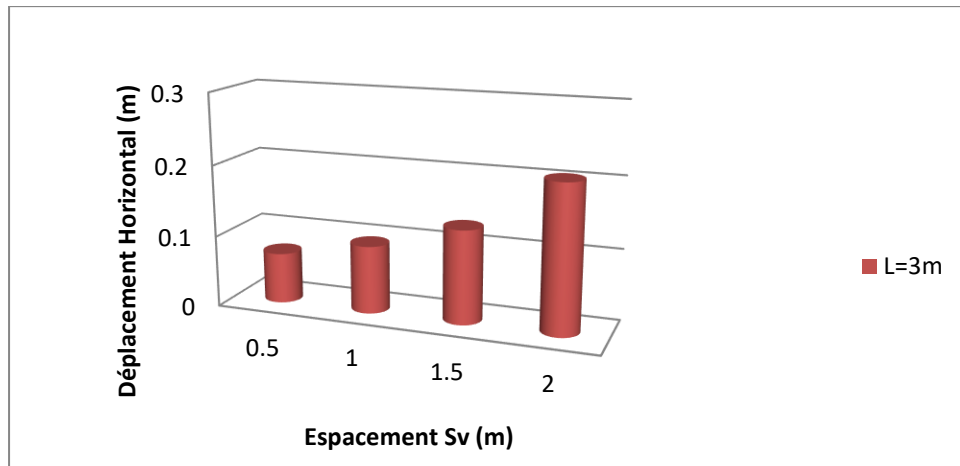


Figure IV.10. Déplacement horizontal du mur pour différents cas d'espacement.

L'espacement vertical entre les nappes horizontales de géogrilles a un effet non négligeable et bien remarquable sur le comportement du mur renforcé et sur sa stabilité globale. La diminution de l'espacement vertical veut dire l'augmentation du nombre des nappes de géogrilles. Le nombre des nappes pour un espacement de 1 m est deux fois ce de 2m. Il est évident que cette augmentation dans le nombre de nappes contribue à la stabilisation du mur et à la réduction du déplacement horizontal du mur (Voir Figure IV.9). Les résultats obtenus montrent que le déplacement horizontal est inversement proportionnel avec l'espacement entre les nappes.

D'autre part on peut conclure que les valeurs calculées du coefficient de sécurité diminuent quand l'espacement augmente.

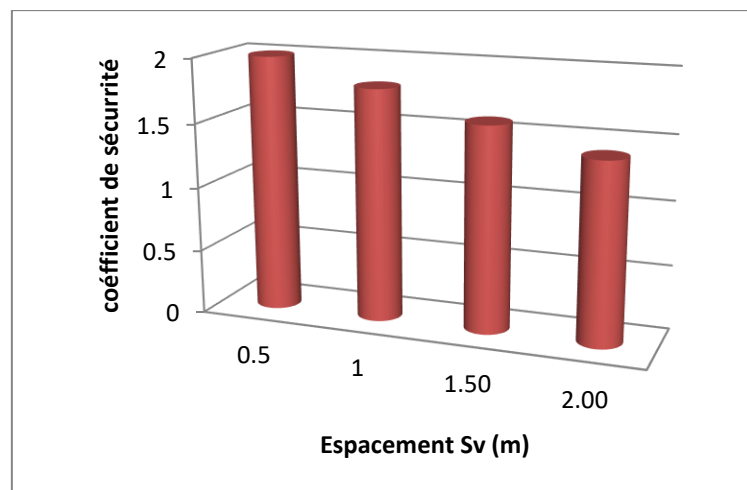


Figure IV.11. Coefficient de sécurité en fonction de l'espacement Sv (L=3m).

Dans ce qui suit, on varie l'espacement entre géogrilles, et pour chaque espacement en variant la longueur, le choix de l'espacement entre les nappes de renforcements est effectué pour quatre valeurs ($S_v=0.5$, $S_v=1.50$ m et $S_v=2.00$ m) et un rapport L/H ayant pour valeurs 0,5, 0,67, 1 et 1,5. Les résultats obtenus représentés sous forme d'un graphe pour différents modèles

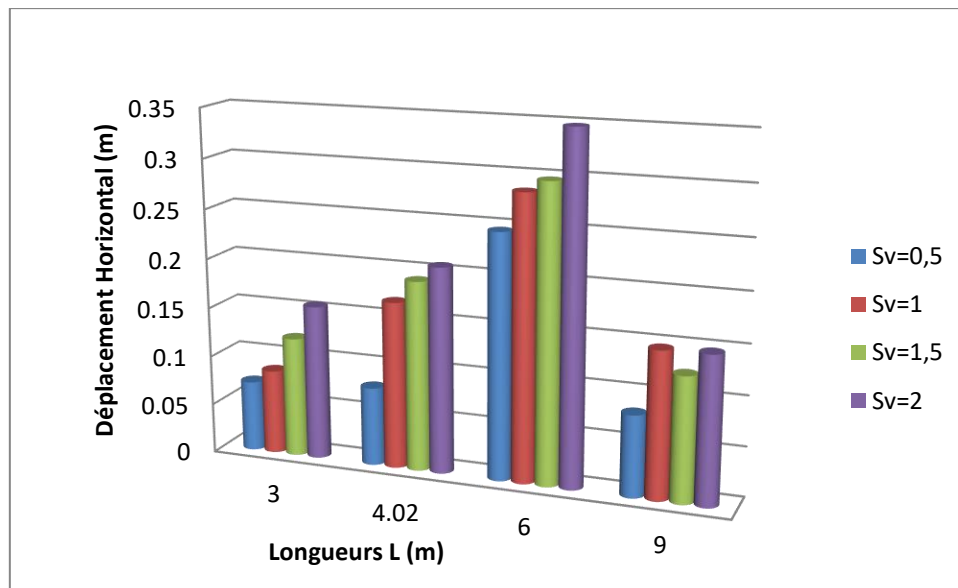


Figure IV.12. Déplacements horizontaux du mur pour différents cas de longueurs.

L'utilisation d'un nombre de nappes de renforcement dans le sol semble avoir une légère influence sur l'évolution du déplacement horizontal dans l'ouvrage surtout au niveau de l'emplacement des géogrilles. En effet augmenter le nombre de nappes de géogrilles réduit ce déplacement et donc agit dans le sens de la stabilité de l'ouvrage (l'espacement 0,5m c'est l'espacement qui donne les déplacements minimaux).

On remarque, d'après la figure IV.10 que lorsque les nappes ont un espacement de 0,5m et un rapport L/H ayant pour valeurs $L/H = 0,67$ ($L=4,02m$), $L/H = 1$ ($L=6m$) le mur subit un déplacement plus important par rapport $L/H = 1,5$ ($L=9m$), Il apparaît également que cette longueur n'a pratiquement pas d'influence sur le déplacement du mur.

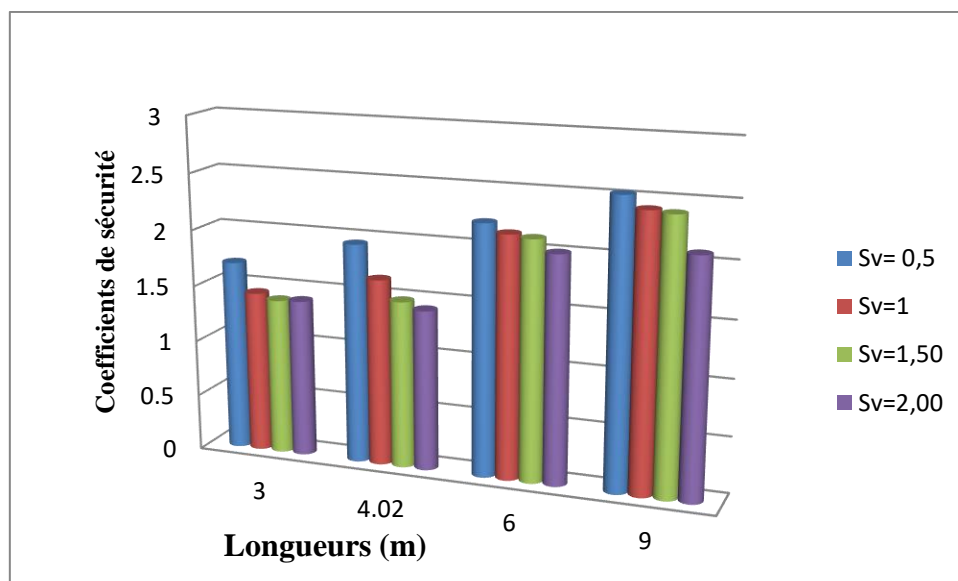


Figure IV.13. Coefficient de sécurité en fonction des espacements.

D'après les graphes de la Figure IV.13 on peut déduire que le coefficient de sécurité augmente quand la longueur de géo grille augmente et lorsqu'on augmente la longueur des nappes de géo grille et on diminue les espacements on constate que le coefficient de sécurité augmente.

IV.7.3. Effets de la rigidité normale du géo grille.

Dans cette phase de l'étude c'est la même que la précédente sauf le changement de la rigidité normale de géo grille pour voir leur influence sur le mur renforcé ($L=3m$ et $S_v=1m$ est fixés à partir de l'étude précédente) la rigidité normale du géo grille varie comme suit :

- $EA=2000KN/m$,
- $EA=3000KN/m$,
- $EA=4000KN/m$,

L'influence de la rigidité sur le déplacement horizontal dans la masse de sol stabilisé et renforcé est donnée sur la figure IV.14, qui donne les déplacements horizontaux en fonction des différentes rigidités. Les résultats des simulations montrent que le déplacement horizontal du mur diminue lorsque la rigidité des géo grilles augmente et montre clairement l'importance de la rigidité des géo grilles.

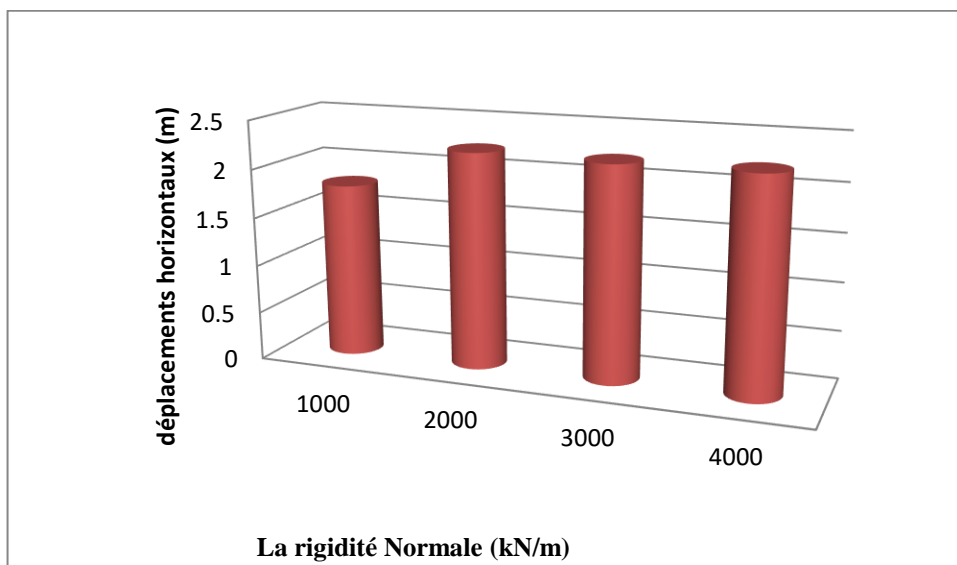


Figure IV.14. Coefficient de sécurité en fonction de la rigidité normale ($L=3m$).

Il y a lieu de noter qu'en faisant varier la rigidité normale des géo grilles nous avons enregistré une variation dans les coefficients de sécurité, Les valeurs calculées du coefficient de sécurité indiquent qu'en augmentant la rigidité axiale (EA) et en gardant l'espacement entre géo grilles constant, on constate que le coefficient de sécurité augmente jusqu'à ce que la rigidité axiale $2000 KN/m$ où il devient constant et qui donne une meilleure stabilité.

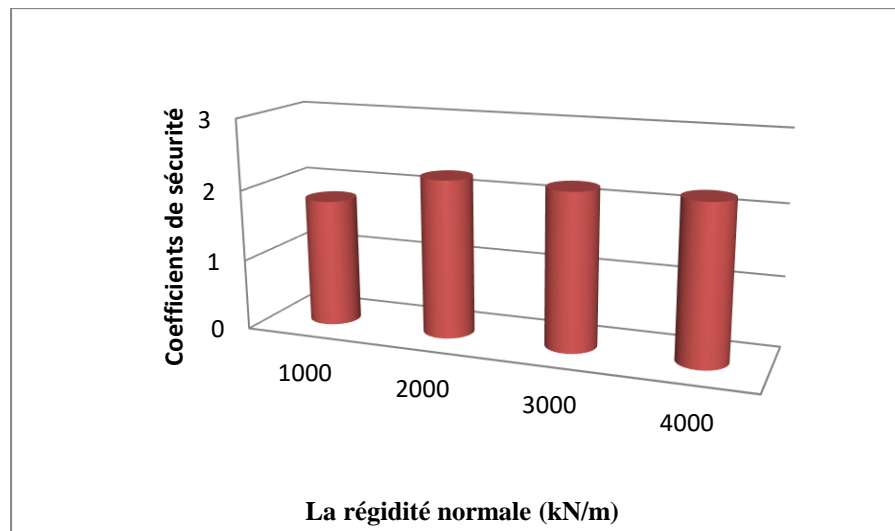


Figure IV.15. Coefficient de sécurité en fonction de la rigidité Normale des géogilles (L=3m).

On remarque que dans les cas des géogrilles à grande rigidité ($EA=4000$ kN/m) espacés de 0.5m et 1m, le déplacement du mur est faible avec une légère augmentation quelque soit la longueur de la géogrilles (6 m ou 9 m). Néanmoins dans le cas d'une faible rigidité, les déplacements sont inversement proportionnels à la longueur et l'espacement entre eux.

IV.7.4. L'influence des propriétés mécaniques du sol renforcé (remblai).

L'influence des propriétés mécaniques du remblai renforcé, est analysé dans cette étude, on garde les mêmes paramètres que le précédente sauf le changement des propriétés mécaniques du sol (le remblai, cas d'un sol cohérent), et les mêmes données qui déjà fixés à partir de l'étude précédente ($EA= 1000\text{KN/m}$, $S_v=1\text{m}$ et $L=3\text{m}$).

La longueur des nappes de géogrille est: $L/H=0,5$ ($L=3\text{m}$); $L/H=0,67$ ($L=4.02$); $L/H=1$ ($L=6\text{m}$) et $L/H=1,5$ ($L=9$).

- La rigidité axiale du géogrille $EA = 1000$ kN/m
- La cohésion $C = 35$ kN/m².
- L'angle de frottement $\varphi=5^\circ$.

Des exemples de répartition des déplacements horizontaux et les facteurs de sécurité dans ce cas pour différentes longueurs des géogrilles, et espacement S_v sont représentés sur la figure ci-dessous.

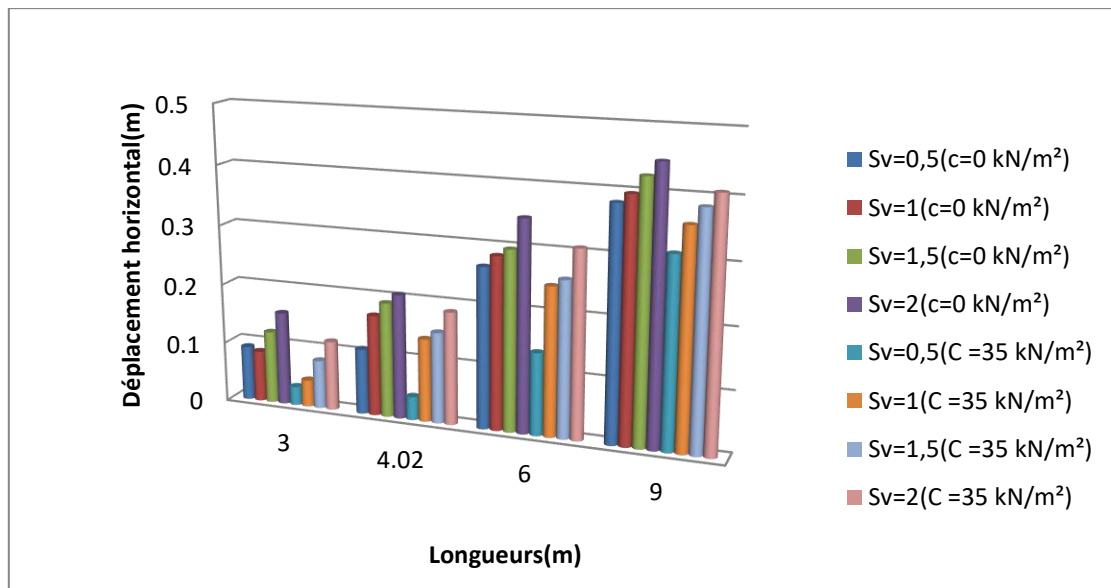


Figure IV.16. Comparaison des déplacements horizontaux.

On remarque que dans le cas des sols cohérents ($C=35\text{Kn/m}^2$), les déplacements horizontaux de mur diminuent presque de l'ordre de 12% mm comparativement aux sols pulvérulents qui atteignent des valeurs plus élevées lorsque l'espacement est important (espacement de 2m) et ce quelque soit la variation de la longueur (voir figure IV.16). On peut déduire que pour un sol cohérent le déplacement horizontal voit des diminutions très importantes en fonction l'espacement des nappes de géogrilles ainsi leur longueur.

Dans le cas des sols cohérents, la variation de coefficients de sécurité a pratiquement la même tendance, Il y a lieu de notés que lorsque en varie le remblai granulaire avec un remblai cohérent en constate que le coefficient de sécurité augmente, donc en favorisant la sécurité.

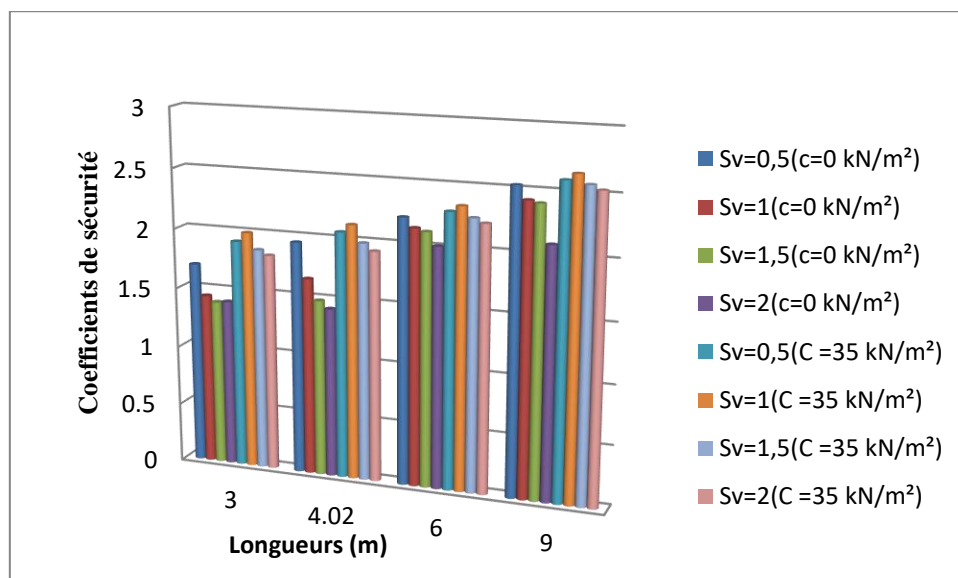


Figure IV.17. Comparaison des coefficients de sécurités.

IV.7.5. Effet de maillage

L'utilisateur de *PLAXIS* doit sélectionner des éléments triangulaires à 6 ou 15 nœuds pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume. Dans cette partie, on propose l'étude de l'effet de maillage (Nombres des nœuds) sur les valeurs des déplacements horizontaux et les coefficients de sécurité.

Pour le maillage, On remarque que la variation du maillage d'un élément de 15-nœuds à un élément de 6 nœuds influe beaucoup plus sur les résultats ; elle provoque la rupture rapide du sol, qui se manifeste par une augmentation importante dans les déplacements horizontaux. Cette variation due à la précision du maillage à 15-nœuds au contraire du maillage à 6-nœuds qui est relativement de moindre précision.

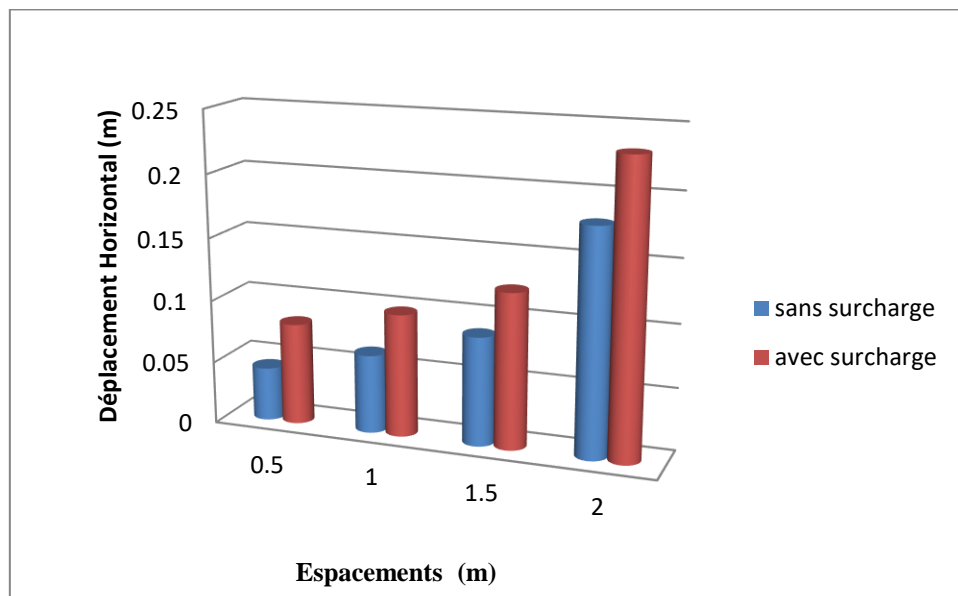


Figure IV.18. Déplacement horizontal pour un élément de 6 et 15 nœuds.

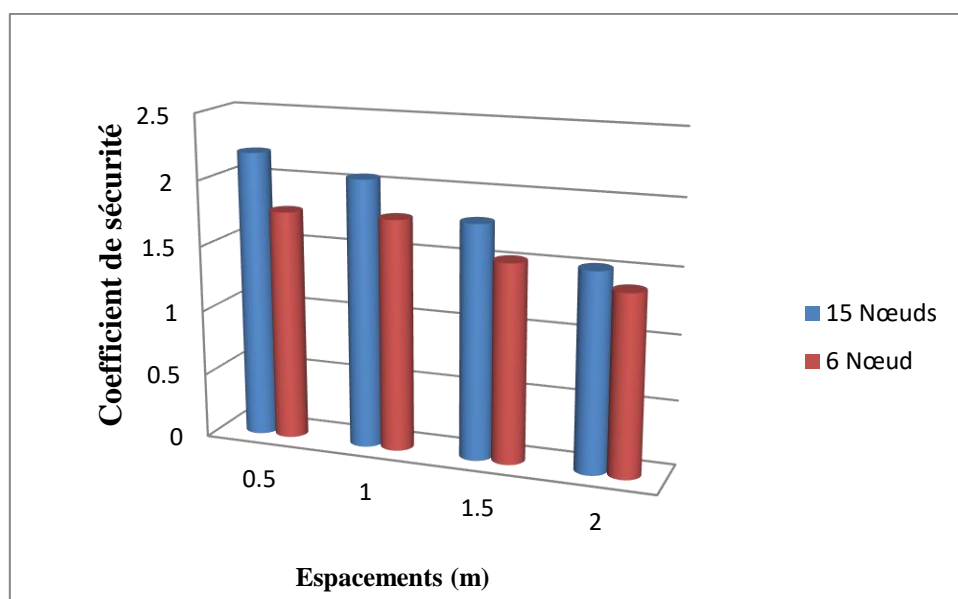


Figure IV.19. Coefficient de sécurité pour un élément de 6 et 15 nœuds.

D'après les graphes on peut déduire que le coefficient de sécurité pour un élément de 15 nœuds plus élevés par rapport à un élément 6 nœuds. c.à.d que celui composé d'éléments à 15 nœuds est plus puissant dans la mesure où il donne des résultats plus précis que des maillages similaires composés du même nombre d'éléments à 6 nœuds.

IV.7.5. Effet de la surcharge

Dans cette phase de l'étude on applique une surcharge uniformément répartie de 50 kPa en surface de massif de sol sur une largeur B=6m. Les données déjà fixés à partir de l'étude précédente (EA=1000KN/m).

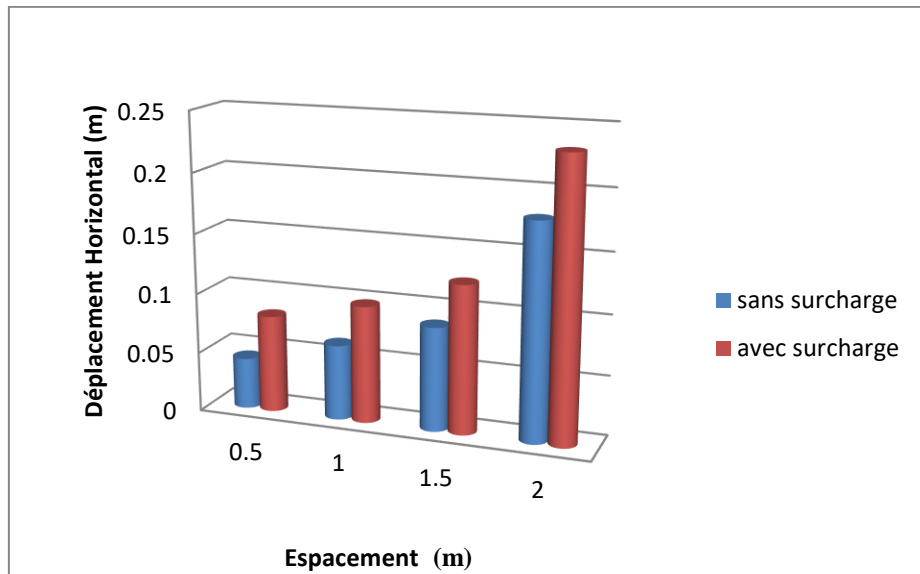


Figure IV.20. Déplacement horizontal d'arrière le mur sans et avec surcharge pour L=3m.

Dans cette figure IV.20 on peut voir clairement que le déplacement horizontal du mur augmente avec la présence de la surcharge.

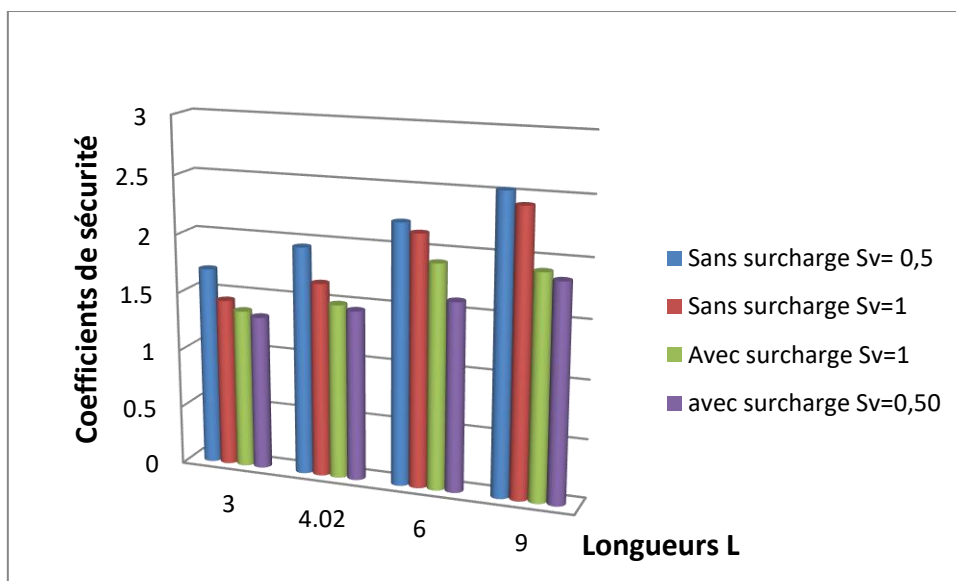


Figure IV.21. Coefficient de sécurité en fonction des longueurs sans et avec surcharge.

D'après les graphes de la Figure IV.21 on peut déduire que le coefficient de sécurité avec surcharge diminue par rapport à au coefficient de sécurité sans surcharge, c'est logique parceque la présence de la surcharge influe considérablement sur la stabilité du mur.

IV.8. Conclusions.

L'étude paramétrique dans le domaine de la géotechnique permet d'évaluer l'influence des paramètres des différentes méthodes de renforcements, sur la sûreté des résultats des modélisations, et spécialement l'effet des nappes de géogrilles à la stabilisation des remblais d'accès de l'ouvrage d'art étudié.

Elle peut être destinée pour avoir les coefficients de variation et pour définir des intervalles de confiance sur les résultats de la modélisation tels que les déplacements horizontaux, les coefficients de sécurité, les contraintes, les forces axiales.

Les conclusions qu'on peut tirer de l'étude paramétrique est :

- L'importance de cette étude paramétrique se révèle avec la mise en évidence de l'intérêt majeur de la longueur de géogrille sur la diminution des déplacements horizontaux du mur et des contraintes horizontales derrière le mur ainsi le coefficient de sécurité.
- Le renforcement réduit les tassements verticaux et les déplacements horizontaux.
- Grâce à la modélisation des murs de soutènements en sol renforcé par différents espacements de géogrilles, il est possible de déduire que la stabilité des murs augmente lorsque l'espacement des géogrilles diminue.
- Les résultats ont également montré que lorsqu'on augmente la rigidité axiale (EA) le déplacement diminue et le coefficient de sécurité augmente.

CHAPITRE V :

INTRODUCTION À LA MÉTHODE DES PLANS D'EXPÉRIENCES

Introduction à la méthode des plans d'expériences

V.1.Introduction.

On nomme plan d'expériences (en anglais, design of experiments ou DOE) la suite ordonnée d'essais d'une expérimentation, chacun permettant d'acquérir de nouvelles connaissances en maîtrisant un ou plusieurs paramètres d'entrée pour obtenir des résultats validant un modèle avec une bonne économie de moyens (nombre d'essais le plus faible possible, par exemple).

V.2.Qu'est-ce que les plans d'expériences (PEX) ? .

Les plans des expériences (PEX) est une branche de la statistique appliquée axée sur l'utilisation de la méthode scientifique pour la **planification** , **réalisation**, l'analyse et l'interprétation de données issues d'essais ou d'expériences contrôlés. PEX est une méthodologie mathématique utilisée pour planifier et mener efficacement une étude scientifique qui modifiè simultanément les variables d'entrée (X) appelées Facteurs afin de révéler leurs effets sur une variable de sortie (ou plusieurs) (Y) appelée Réponse (Voir figure I.1).

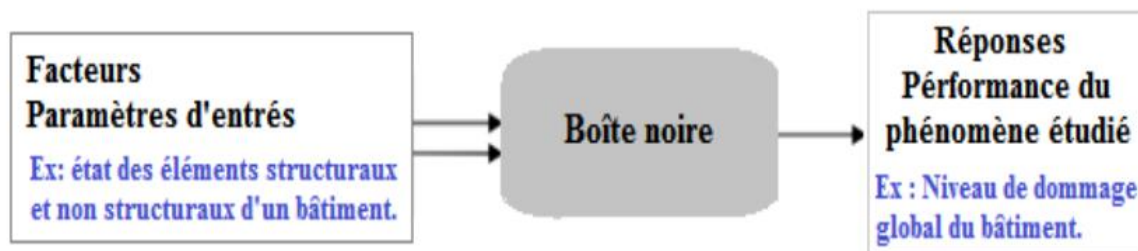


Figure V.1. Entrées et sorties d'une expérience

En combinant plusieurs variables dans une étude au lieu de créer une étude pour chacune, le nombre d'essais requis sera considérablement réduit et une meilleure compréhension du processus est obtenue. Ceci est en contraste direct avec l'approche typique d'un facteur à la fois (UFAF), qui limite la compréhension et gaspille les données. En outre, les études UFAF ne peuvent pas assurer la détection des effets de combinaisons des facteurs (une condition qui sera ultérieurement définie comme une interaction).

V.3. Termes et concepts communs des plans d'expériences.

Il y a plusieurs aspects dans un processus d'un plan d'expériences :

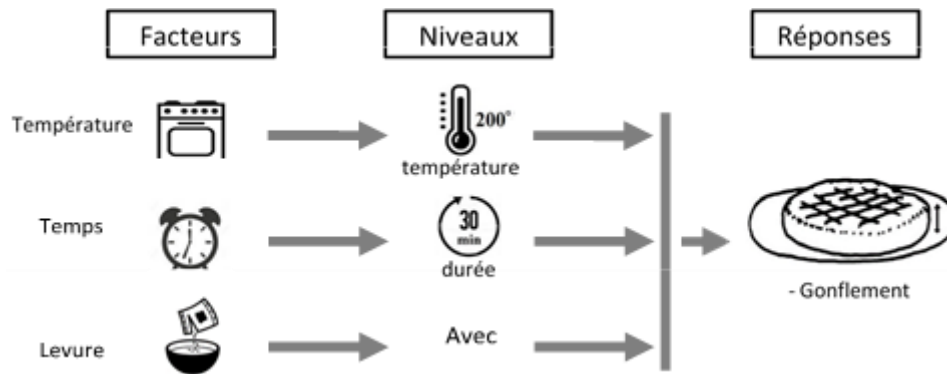


Figure V.2. Exemple de facteurs, de niveaux et de réponses dans un plan d'expériences

- **Réponses ou sorties de l'expérience :** sont des résultats mesurables potentiellement influencés par les facteurs et leurs niveaux respectifs. Les expérimentateurs souhaitent souvent éviter d'optimiser le processus pour une réponse au détriment d'une autre. Pour cette raison, les résultats importants sont mesurés et analysés afin de déterminer les facteurs et leurs niveaux qui fourniront le meilleur résultat global pour les caractéristiques essentielles de la qualité.
- **Facteurs ou entrées pour le processus :** Les facteurs peuvent être classés en variables contrôlables ou non contrôlables. Les variables contrôlables seront appelées facteurs. Les gens considèrent généralement un facteur de bruit comme un facteur incontrôlable qui provoque la variabilité dans des conditions de fonctionnement normales, mais dans certains cas ce facteur peut être contrôlé pendant l'expérience en utilisant le blocage et la randomisation.
- **Facteur quantitatif :** c'est un facteur qui a une valeur donnée. Par contre, si par exemple, le niveau bas et le niveau haut correspondront aux deux modalités du facteur: -1 pour « sans » et +1 pour « avec ». Toutefois ce même facteur peut être quantitatif si nous étudions sa quantité au lieu de son absence/présence.
- **Niveaux et domaine d'étude de chaque facteur :** En plans d'expériences, lorsque nous étudions l'influence d'un facteur, en général, nous limitons sa variation entre deux bornes appelées respectivement : niveau bas (-1) et niveau haut (+1) qui définissent le domaine d'étude de ce facteur.
- **Interaction :** Les interactions se produisent lorsque l'impact d'un facteur dépend de la valeur d'un second facteur.
- **Blocage et réplication :** Le blocage est une technique expérimentale visant à éviter toute variation indésirable du processus d'entrée ou du processus expérimental. Par exemple, une expérience peut être menée avec le même équipement pour éviter toute variation de l'équipement. Les praticiens répliquent également des expériences, en effectuant la même

combinaison plusieurs fois, afin d'obtenir une estimation de la quantité d'erreur aléatoire pouvant faire partie du processus.

➤ **Notion de modèle et de régression linéaire multiple** : La régression linéaire multiple est une méthode d'analyse de données quantitatives. Elle a pour but de mettre en évidence la liaison pouvant exister entre une variable dite expliquée (réponse), que nous la noterons y et plusieurs autres variables dites explicatives (facteurs) que nous les noterons x_1, x_2, \dots, x_k .

$$y = f(x_1, x_2, \dots, x_k) \quad (V.1)$$

V.4. Cas d'utilisation des plans d'expériences.

Un PEX permet à l'expérimentateur de manipuler plusieurs entrées pour déterminer leurs effets sur la sortie de l'expérience ou du processus. De nombreuses expériences maintiennent certains facteurs constants et de modifient le niveau d'une autre variable. L'utilisation de cette approche "un facteur à la fois" (OFAT) pour traiter les données est toutefois inefficace par rapport à l'évolution simultanée des niveaux des facteurs. En réalisant une expérience multi-factorielle, le PEX peut révéler des interactions critiques entre les facteurs qui sont souvent omises lors de la réalisation d'une expérience simple. Alors, les PEX peuvent révéler des problèmes cachés au cours du processus, ces problèmes cachés sont généralement associés aux interactions des différents facteurs.

Les ingénieurs seront en mesure d'identifier les facteurs qui ont le plus d'impact sur le processus et ceux qui ont le moins d'influence sur les résultats du processus c-à-d déterminer et quantifier les effets clés (effets principaux et effets des interactions) dans un processus donné. Ce qui permet une éventuelle réduction du nombre de facteurs à considérer en négligeant certains parmi ces facteurs.

En utilisant correctement les plans d'expériences, le nombre d'essais ou de tests peut être considérablement réduit. Un plan d'expériences robuste peut faire gagner du temps et du coût lors d'une étude expérimentale.

Les PEX permettent aussi de modéliser la réponse en fonction des différents facteurs ce qui définit une relation mathématique entre la réponse et ces facteurs et de fournir des informations statistiques sur la qualité du modèle obtenu (degré de son prédictibilité, robustesse, adéquation, etc). Cette modélisation permet de répondre à des questions du genre :

- Dans quels paramètres le processus offrirait-il des performances acceptables ? (Optimisation) ;
- Quelle sera la réponse du processus sous une configuration donnée des facteurs ? (Prédiction).

V.5. Objectifs d'utilisation des plans d'expériences.

V.5.1 Objectif de comparaison d'alternatives.

Dans le cas d'un exemple de la cuisson du gâteau, nous pourrions vouloir comparer les résultats de deux différents types de farine. S'il s'avérait que la farine des différents fournisseurs avait un résultat non significatif, nous pourrions choisir le fournisseur le moins coûteux. Si le résultat était significatif, nous choisirions celui de la meilleure farine

V.5.1.1 Objectif de criblage.

Il existe souvent de nombreux facteurs possibles, dont certains peuvent être critiques et d'autres qui ne peuvent avoir que peu ou pas d'effet sur la réponse. En tant que but en soi, il est peut être souhaitable de réduire le nombre de facteurs à un ensemble relativement petit (2 à 5), de manière à concentrer l'attention sur le contrôle de ces facteurs. Les expériences de criblage sont un moyen efficace, avec un nombre minimal de tests, pour déterminer les facteurs importants.

V.5.1.2 Objectif de modélisation.

La méthodologie de surface de réponse est un ensemble de techniques mathématiques et statistiques pour la construction de modèles mathématiques empiriques. L'exploitation de ces modèles peut répondre à plusieurs objectifs :

- **Objectif de prédiction** : Un modèle mathématique obtenu peut être utilisé pour prédire une réponse à un point quelconque dans les limites des domaines expérimentaux. La précision des réponses obtenues dépend du degré de capacité de prédiction du modèle (Voir figure V.3).

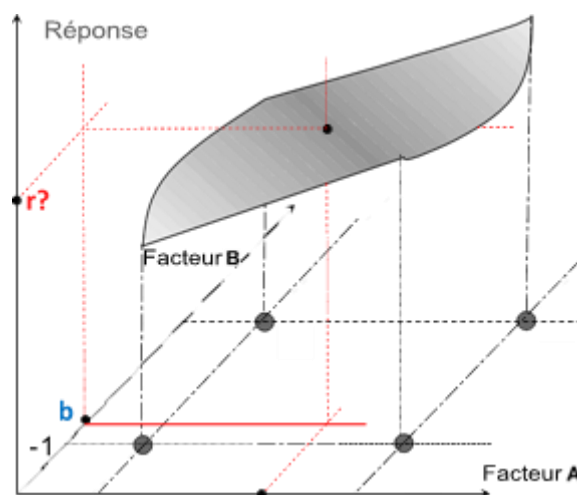


Figure V.4. Exemple graphique de prédiction de la réponse

- **Objectif d'optimisation** : Une optimisation est effectuée pour déterminer les valeurs des entrées du processus à utiliser pour obtenir la sortie du processus souhaitée. Les objectifs d'optimisation habituels peuvent être de maximiser le rendement d'un

processus, de minimiser le temps de traitement nécessaire à la fabrication d'un produit ou d'atteindre une spécification du produit cible.

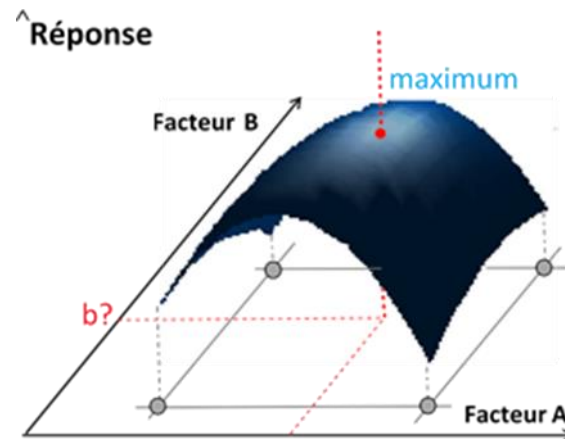


Figure V.5.Exemple graphique de l'optimisation de la réponse

- **Objectif d'optimisation multi-réponse (Équilibrer les compromis) :** L'objectif est de déterminer les paramètres des facteurs permettant d'optimiser simultanément (un compromis) plusieurs réponses.

V.6. Quelques notions sur la MPE.

V.6.1. Notions d'espace expérimental.

Dans leurs études, les expérimentateurs s'intéressent à la grandeur « réponse » qu'ils mesurent à chaque essai, c'est la grandeur d'intérêt. La valeur de cette dernière dépend d'un ou de plusieurs facteurs [4]. Aussi, la valeur donnée à un facteur pour réaliser un essai est appelée « **niveau** ». Et souvent, lorsque l'influence d'un facteur est étudiée, sa variation est limitée par deux bornes.

- La borne inférieure dite aussi le niveau bas est notée N_b .
- La borne supérieure dite aussi niveau haut est notée N_h .

La variation de chaque facteur peut être représentée par un axe gradué et orienté, ainsi un exemple sur la définition du domaine de variation d'un facteur est illustré dans la figure V.5

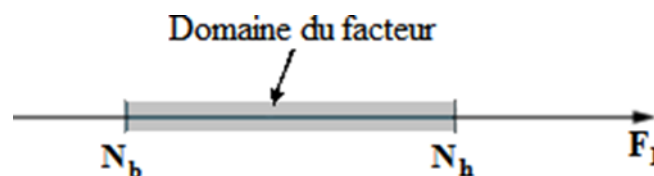


Figure V.2. Domaine de variation d'un facteur.

L'ensemble des valeurs que peut prendre le facteur «F1» entre Nb et Nh, s'appelle le domaine de variation du facteur ou plus simplement le domaine du facteur « F₁ ».

Dans le cas où un autre facteur « F₂ » influe la variation de la réponse, il sera représenté lui aussi par un axe gradué et orienté. Ainsi, comme pour le premier facteur, ce dernier permettra d'illustrer, son niveau haut noté par Nh', son niveau bas noté par Nb' et son domaine de variation. Ce second axe est disposé orthogonalement au premier. De ce fait, auteurs [6,7] ont définis la MSR comme un ensemble d'outils permettant la compréhension et l'exploitation d'objets simplificateurs de la fonction réponse étudiée.

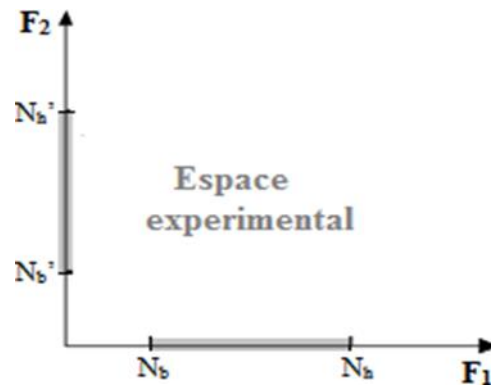


Figure V.6. Représentation de l'espace expérimental [6].

V.6.2. Coordonnées centrées réduites :

Dans l'intérêt de généraliser l'application de cette théorie et d'uniformiser sa présentations quels que soient le domaine d'étude et quels que soient la nature des facteurs, deux modifications doivent être effectuées. Ces deux modifications entraînent l'introduction de nouvelles variables appelées Variables Centrées Réduites (V.C.R.) ; centrées pour indiquer le changement d'origine, et réduites pour signaler la nouvelle unité.

V.6.2.1. Changement de l'unité de mesure.

Les deux bornes de l'espace expérimental, à savoir le niveau bas et le niveau haut seront définis par les valeurs -1 et +1 respectivement.

V.6.2.2. Déplacement de l'origine des mesures.

En prenant en considération les nouvelles unités de mesures, une origine autre que celle exprimée en unité courante doit être présentée. Dans cette perspective, la nouvelle origine peut être représentée par le milieu de l'intervalle [-1, +1].

Le passage des variables d'origine aux variables V.C.R. est donné par la formule suivante :

$$X = \frac{A - A_0}{\Delta A} \quad (V.1)$$

Où les grandeurs X, A et A₀ représente respectivement la variable centrée réduite, la variable d'origine et la valeur centrale en unité courante.

Les variables codées résultent du rapport de deux grandeurs de même unité physique, elles sont donc sans dimension. La disparition des unités naturelles associées au fait que tous les facteurs ont le même domaine de variation (deux unités codées), permettant ainsi la comparaison directe des effets des facteurs entre eux [10].

V.6.2.3. Domaine d'étude.

Dans la pratique, l'expérimentateur sélectionne une partie de l'espace expérimental pour réaliser son étude. Cette zone particulière de l'espace expérimental est dite le domaine d'étude. Ce dernier est défini par les niveaux hauts et bas de tous les facteurs et éventuellement par des contraintes entre les facteurs (figure V.7).

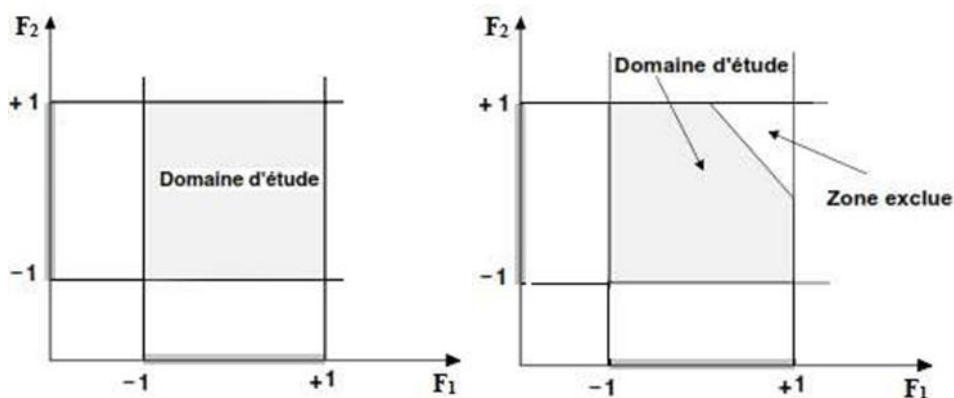


Figure V.7. Domaine d'étude défini par l'union des domaines des différents facteurs

Dans le cas où des contraintes se manifestent sur le domaine d'étude, une réduction de celui-ci est ainsi envisageable c.-à-d. une zone du domaine d'étude initial est mise à l'écart par l'expérimentateur tel que représenté à gauche de la figure V.4.

V.6.3. Notion sur la représentation des plans d'expérimentation.

Le choix du nombre et de l'emplacement des points d'expériences est le problème fondamental de cette méthode. Pour répondre à ces problèmes, deux techniques ont été proposées dans la littérature [12] ; la première, principale dite géométrique et la seconde, équivalente à celle-ci est dite matricielle.

V.6.3.1. Représentation géométrique.

Le meilleur emplacement des points expérimentaux se situe aux sommets du carré définissant le domaine d'étude. Chaque point de ce domaine représente des conditions opératoires possibles, donc une expérience que l'opérateur pourrait réaliser [12]. La disposition des points expérimentaux qui tient compte des propriétés mathématiques et statistiques existantes entre la réponse et les deux paramètres est donnée à la figure V.8.

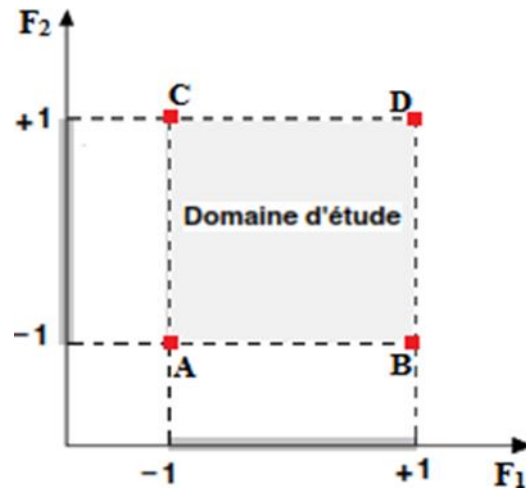


Figure V.8. Représentation géométrique d'un plan à deux facteurs.

Dès que le nombre de facteurs est supérieur à trois, cette méthode de représentation ne peut plus être employée. De ce fait, pour les espaces multidimensionnels, la représentation matricielle est recommandée.

V.6.3.2. Représentation matricielle.

La représentation matricielle équivalente à la disposition donnée à la figure V.8 est présentée dans le tableau V.1.

| Configurations | F1 | F2 | Point correspondant |
|----------------|----|----|---------------------|
| 1 | -1 | -1 | A |
| 2 | +1 | -1 | B |
| 3 | -1 | +1 | C |
| 4 | +1 | +1 | D |

Tableau V.1. Représentation matricielle d'un plan à deux facteurs.

V.7. Différents plans d'expériences existants.

Parmi les plans d'expériences existants, certains sont plus utilisés. Nous distinguons:

V.7.1. Plan factoriel complet (PFC) .

Le plan factoriel complet est un plan d'expériences qui permet de répondre, dans l'idéal, à deux questions différentes dans le même essai, «... mettre en évidence non seulement leurs effets respectifs mais aussi leurs éventuelles interactions... ». L'introduction aux plans PFC se fait par un exemple didactique[11]. Il permet d'introduire les principales notations utilisées par la méthode des plans d'expériences. Il sert également de base à une généralisation de l'écriture mathématique utilisée.

Exemple : Dans le cas où n facteurs (qualitatifs et/ou quantitatifs) sont étudiés dans une même expérimentation, et que chacun a B niveaux de variations. Toutes les combinaisons B^n doivent être étudiées afin de définir tous les traitements (conditions expérimentales).

S'il n'est pas prévu de répéter chaque traitement, le nombre d'essais à réaliser est donc aussi égal à B^n . Dans le cas contraire, en appelant r le nombre de répétitions, devant être le même pour tous les traitements, le nombre total d'essais à réaliser dans le plan expérimental est donné par la formule (V.2) :

$$N = r * B^n \quad (V.2)$$

V.7.2. Plan factoriel fractionnaire.

Le plan factoriel fractionnaire est l'un des aspects les plus intéressants de la méthode des plans d'expériences. Il donne la possibilité de réaliser des plans factoriels à k facteurs avec moins de 2^k expériences [11].

Dans de nombreux domaines, les interactions d'ordre élevées sont souvent considérées comme négligeables. Trop d'expériences sont donc réalisées, d'où l'idée de diminuer la taille des plans et d'utiliser pour l'étude de k facteurs, des matrices d'expériences issues de plan 2^{k-1} , 2^{k-2} , ..., 2^{k-p} .

V.7.3. Plan Rechtschaffner.

Les plans de Rechtschaffner sont des plans factoriels fractionnaires simplifiés qui permettent de déterminer les effets des facteurs et les interactions d'ordre deux uniquement. Mis à part les interactions d'ordre un et deux, toutes les autres sont supposées nulles avant même l'expérimentation. Par conséquent, dans le cas d'utilisation de ce type de plan, le modèle mathématique à adopter au début de l'étude est :

$$y = a_0 + \sum a_i x_i + \sum a_{ij} x_i x_j \quad (V.3)$$

Il suffit de choisir un plan fractionnaire de résolution trois pour obtenir un plan de Rechtschaffner. Mais l'idée de ne déterminer que les effets principaux et les interactions d'ordre deux a été étendue par Rechtschaffner aux plans du second degré et aux facteurs prenant trois niveaux. Ces plans spéciaux sont indiqués dans des tables auxquelles il conviendra de se référer en cas de besoin.

V.7.4. Plans de Plackett et Burman.

Les matrices de Plackett-Burman ne sont autres que des matrices d'Hadamard [7]. Ce sont des matrices ayant 4, 8, 12, 16, 20, 24, 28, 32, 36 lignes. Elles permettent donc des expérimentations ayant un nombre d'essais intermédiaire de celles des plans factoriels qui, eux, ont seulement 2^k lignes (4, 8, 16, 32, etc.). Aussi, il est important de noter que ces derniers, sont des plans souvent saturés où le modèle mathématique (formule V.4) est alors un modèle sans interaction.

$$y = a_0 + \sum N a_i X_i \quad (V.4)$$

V.7.5. Plans de Koshal.

Les plans de Koshal sont des plans qui permettent de déterminer uniquement les effets principaux des facteurs. Par ailleurs, aucune interaction ne peut être évaluée. Par conséquent, le modèle mathématique adopté est analogue à celui des plans de Plackett et Burman (formule V.4). Malgré le fait que ces plans soient peu connus, leur emploi, dans certains cas, peut-être d'une grande utilité, comme pour dégrossir un problème. Il convient aussi de noter que ces plans forment le début d'un plan factoriel et qu'il est toujours loisible de le compléter pour obtenir un plan complet ou fractionnaire.

V.7.6. Tables de Taguchi.

Ces plans sont issus des travaux de Genichi Taguchi dans le but de permettre une utilisation simplifiée des plans factoriels. Les modèles utilisés dans ce cadre étant d'ordre strictement inférieur à 3, seules les composantes nécessaires sont gardées, lors du calcul des coefficients restants. Très souvent, les interactions d'ordre 2 ne sont pas toutes calculées, ce qui apporte des allègements de calcul parfois intéressants.

V.8. Différents types des plans d'expérience.

V.8.1. Plans factoriels complets à deux niveaux.

Les plans factoriels complets à deux niveaux sont les plus simples, ils sont aussi les plus utiles car ils forment la base de tous les débuts d'étude. Les premiers résultats obtenus grâce à ces plans peuvent toujours être complétés par de nouvelles expériences permettant d'atteindre le degré de précision et d'information recherché.

V.8.1.1. Plans complets à deux facteurs.

Pour deux facteurs, le domaine d'étude est un carré, représente un plan factoriel complet à deux facteurs. Le modèle mathématique postulé est un modèle du premier degré par rapport à chaque facteur :

$$y = a_0 + a_1 x_1 + a_2 x_2 + a_{12} x_1 x_2 \quad (V.5)$$

Où

y : est la réponse

x : variables de prédiction appelées facteurs

a : sont les coefficients du modèle mathématique adopté a priori. Ils ne sont pas connus et doivent être calculés à partir des résultats des expériences.

Nous allons d'abord décrire le cas simple du plan 2^2 . Commençons par expliquer cette notation :

- Le 2 en exposant signifie qu'il y a deux facteurs étudiés.

- L'autre 2 signifie que chaque facteur prend deux niveaux.

Cette notation se généralise immédiatement : pour un plan comportant l'étude de k facteurs prenant chacun deux niveaux, on écrira qu'il s'agit d'un plan 2^k .

A. Représentation d'une étude sous forme de tableau.

Les représentations géométriques sont commodes et très parlantes mais dès que le nombre de facteurs est supérieur à trois, elles ne peuvent plus être employées. Pour les espaces multidimensionnels.

Ce tableau s'appelle Tableau d'expérimentation s'il est construit avec les unités physiques habituelles (Tableau V.2) et Plan d'expériences s'il emploie les unités codées (Tableau V.3). Dans ce dernier cas, on rappelle la signification des unités codées en indiquant, pour chaque facteur, leurs valeurs en unités physiques habituelles [15].

| N°essai | Variable 1 | Variable 2 |
|---------|-------------|-------------|
| 1 | Niveau bas | Niveau bas |
| 2 | Niveau haut | Niveau bas |
| 3 | Niveau bas | Niveau haut |
| 4 | Niveau haut | Niveau haut |

Tableau V.2. Expérimentation (unités courantes).

| N°essai | Facteur1 | Facteur2 |
|---------|----------|----------|
| 1 | -1 | -1 |
| 2 | +1 | -1 |
| 3 | -1 | +1 |
| 4 | +1 | +1 |

Tableau V.3. Plan d'expériences (unités codées).

Quels que soient les facteurs ou les domaines d'études retenus. Remplacer les variables naturelles par les variables codées va permettre d'avoir pour chaque facteur le même domaine de variation (entre -1 et +1) et de pouvoir ainsi comparer entre eux l'effet des facteurs.

Il convient de transformer les variables de conception réelles en variables codées, qui sont définies comme étant sans dimension avec une moyenne de zéro et le même écart-type. Le but de l'opération est de traiter tous les facteurs de la même manière et de façon plus aisée car, simplifiée. La règle de passage des variables courantes aux variables codées est :

Ou :

$$X = 2R_i - [R_{\max} + R_{\min}] / [R_{\max} - R_{\min}] \quad (V. 5)$$

- X_i : variables de prédiction centrée réduite (codée)
- R_i : Variable courante (naturelle, réelle)

Le niveau bas est ainsi codé - 1 alors que le niveau haut est codé + 1.

B. Présentation des résultats d'essais.

A chaque essai, l'expérimentateur mesure la réponse qu'il a choisie. La réponse de l'essai n° 1 est y_1 . Celle de l'essai n° 2 est y_2 , et ainsi de suite. Ces réponses sont indiquées en face chaque essai et sont rassemblées dans la colonne «Réponse» (Tableau V.4).

| N°essai | Facteur1 | Facteur2 | Réponse |
|---------|----------|----------|---------|
| 1 | -1 | -1 | Y1 |
| 2 | +1 | -1 | Y2 |
| 3 | -1 | +1 | Y3 |
| 4 | +1 | +1 | Y4 |

Tableau V.4. Plan d'expériences et résultats expérimentaux

V.8.1.2. Plans factoriels à k facteurs à deux niveaux.

On peut augmenter le nombre de facteurs. L'espace expérimental possède autant de dimensions qu'il y a de facteurs.

Un plan comportant k facteurs à deux niveaux est noté 2^k .

- Le k en exposant signifie qu'il y a k facteurs étudiés.
- Le 2 indique le nombre de niveaux par facteur.

On remarquera que cette notation indique également le nombre d'essais à réaliser.

V.8.1.3. Avantages et inconvénients des plans factoriels complets.

Les plans factoriels complets sont des plans dits sans risque car ils permettent de déterminer tous les effets et toutes les interactions sans ambiguïtés. Le nombre d'essais nécessaire est au moins égal au nombre total de coefficients à déterminer. Les essais sont réalisés de telle sorte que les coefficients sont estimés avec une variance minimale. Leur simplicité d'exploitation assure un bon "rendement" par rapport aux résultats obtenus.

Néanmoins ils présentent une limite essentielle : le nombre d'essais augmente très rapidement avec le nombre de facteurs. On atteint déjà 128 expériences (27) pour 7 facteurs ce qui devient donc très vite difficile à réaliser dans la pratique.

V.8.2. Plans factoriels fractionnaires à deux niveaux :

Les plans factoriels fractionnaires sont des plans factoriels qui permettent d'étudier tous les facteurs mais dont le nombre d'essais est réduit par rapport aux plans factoriels complets. Les plans fractionnaires ont été conçus pour remédier à l'inflation rapide du nombre d'essais dans les plans complets.

L'objectif des plans fractionnaires va consister à réduire le nombre.

A. Notation des plans factoriels fractionnaires.

Pour k facteurs prenant deux niveaux le plan complet est noté 2^k .

Le plan fractionnaire, moitié du plan complet possède $1/2 \cdot 2^k$ ou 2^{k-1} essais. On peut donner une signification à chaque caractère de cette notation :

- Le k signifie qu'il y a k facteurs étudiés.
- Le 2 signifie que chaque facteur prend deux niveaux.
- Le 1 signifie que le nombre d'essais du plan a été divisé par 2.

Un plan 2^{5-2} permet d'étudier cinq facteurs prenant chacun deux niveaux en 8 essais. Le plan complet a été divisé par $2^2 = 4$.

Un plan 2^{k-q} permet d'étudier k facteurs prenant chacun deux niveaux. Le plan complet a été divisé par 2^q .

Les plans fractionnaires nécessitent moins d'expériences qu'un plan factoriel.

Le nombre d'expériences : n_{k-q}

La matrice d'expériences est donc divisée k fois.

B. Nombre maximum de facteurs étudiés sur un plan de base.

On peut étudier autant de facteurs supplémentaires qu'il y a d'interactions dans le plan de base. Sur un plan de base 2^2 il y a une interaction. On pourra donc étudier 3 facteurs, deux sur les colonnes 1 et 2, le troisième sur la colonne de l'interaction. Sur un plan de base 2^3 , il y a quatre interactions. On pourra donc étudier 7 facteurs. Trois sur les colonnes 1, 2 et 3. Les quatre autres sur les colonnes d'interaction 12, 13, 23 et 123.

Le Tableau V.5 indique le nombre maximum de facteurs que l'on peut étudier sur différents plans de base.

| Plan de base | Nombre de facteurs principaux | Nombre d'interactions | Nombre maximum de Facteurs étudiés |
|--------------|-------------------------------|-----------------------|------------------------------------|
| 2^2 | 2 | 1 | 3 |
| 2^3 | 3 | 4 | 7 |
| 2^4 | 4 | 11 | 15 |
| 2^5 | 5 | 26 | 31 |

Tableau V.5. Nombre maximum de facteurs étudiés sur un plan de base donné

V. 9. Méthode d'optimisation.

V.9.1. RSM (réponse surface méthodologie).

Le but de l'étude des surfaces de réponses est une modélisation du phénomène étudié, c'est une suite assez naturelle d'une étape de criblage et constitue un moyen efficace de l'optimisation du dispositif expérimentale ou du procédé étudié. Dans la méthodologie des surfaces de réponses, on cherche à relier une réponse continue Y à k facteurs continus et contrôlés X_1, X_2, \dots, X_k , à l'aide d'un modèle de régression, il est courant d'utiliser un modèle du second degré incluant les effets quadratiques des facteurs. Dans la plupart des cas, ce dernier est suffisant pour modéliser correctement les phénomènes étudiés.

Après l'étape d'ajustement du modèle on représente graphiquement celui-ci à l'aide de graphiques de type « surface de réponse », qui permettent de visualiser le comportement de la réponse en fonction des facteurs, ces graphiques procurent une aide appréciable dans l'exploitation du modèle en vue d'une optimisation du système expérimentation.

V.9.2. Les Principes généraux.

La méthode des surfaces de réponse (RSM) est un ensemble de techniques statistiques et mathématiques utilisées pour développer, améliorer et optimiser des procédés. Elle a aussi d'importantes applications dans la conception, le développement et la formulation de nouveaux produits, ainsi que dans l'amélioration de la conception de produits existants.

L'objectif de cette méthode est, plus que de hiérarchiser les effets des différents facteurs, de décrire le plus précisément possible le comportement de la réponse en fonction des variations des facteurs [19].

V.9.3. Étapes de la méthodologie de surface de réponse .

Il est possible de séparer une étude d'optimisation utilisant RSM en trois étapes.

- **La première étape** : est le travail préliminaire dans lequel la détermination des paramètres indépendants et de leurs niveaux est effectuée.
- **La deuxième étape** : est Classement des essais et le traitement et l'analyse des données et la prédiction et la vérification de l'équation du modèle.
- **La troisième étape** : est la représentation des surfaces de réponse dans un espace à trois dimensions (3D) et la détermination des points optimaux.

V.9.3.1. La première étape.

Cette étape concerne la détermination des paramètres opératoires et les domaines expérimentaux. L'étude d'optimisation a été menée sur les paramètres opératoires jugés influents sur le paramètre.

V.9.3.2. La deuxième étape.

La deuxième étape peut élaborer selon les points suivants :

- A. Classement des essais
- B. Modèle mathématique

Le modèle mathématique postulé est un polynôme d'ordre 2 tel que l'équation (V.6):

$$Y=b_0+b_1X_1+b_2X_2+b_3X_3+b_{11}X_1^2+b_{22}X_2^2+b_{33}X_3^2+b_{12}X_1X_2+b_{13}X_1X_3+b_{23}X_2X_3 \quad (V.6)$$

Où:

Y est la réponse et X1, X2 et X3 sont les valeurs des paramètres.

b0, représente le constante de modèle et b1, b2 et b3 sont les coefficients des termes linéaires et b11, b22 et b33 sont les coefficients des termes quadratiques et b12, b13 et b23 sont les coefficients des termes d'interaction.

C. Traitement et analyse des données

Le modèle a été validé par le test de l'analyse de variance (ANOVA), le modèle, les coefficients de régression et le test de défaut d'ajustement vont être considérés comme significatifs lorsque les probabilités de la signification du risque p-value sont inférieures à 0,05. En plus de l'analyse de la variance, nous allons avoir recours à d'autres outils à savoir le coefficient de détermination multiple R² et le coefficient de variance CV, une valeur de coefficient de variance inférieur à 10% indique un degré de précision très élevé entre les valeurs expérimentales et prédites.

V.9.3.3. La troisième étape.

Cet est l'étude de l'optimisation. Après la détermination du modèle et la vérification de sa validité, le problème à l'étude doit être optimisé. Plusieurs méthodes d'optimisation peuvent permettre d'optimiser simultanément les différentes réponses découlant de l'emploi de la méthode des surfaces de réponses.

Pour cela, il suffit de tracer des courbes d'iso réponses pour chaque critère en fonction des variables, puis d'hachurer les zones intéressantes suivant les objectifs retenus. Enfin, par superposition des graphes, on fait apparaître les zones de compromis. Malheureusement, si cette méthode semble très attractive pour des cas simples avec 2 ou 3 variables, elle devient très lourde pour des problèmes plus complexes. Parce que, l'utilisateur doit jongler avec un grand nombre de graphiques pour découvrir le meilleur compromis.

V.9.4. Les avantages et les inconvénients (RSM).

V.9.4.1. Les avantages :

La méthodologie de surface de réponse (RSM) présente plusieurs avantages par rapport aux méthodes expérimentales ou d'optimisation classiques dans lesquelles une variable à la fois technique est utilisée. Premièrement, RSM offre une grande quantité d'informations provenant d'un petit nombre d'expériences. En effet, les méthodes classiques

prennent du temps et un grand nombre d'expériences sont nécessaires pour expliquer le comportement d'un système. Deuxièmement, dans RSM, il est possible d'observer l'effet d'interaction des paramètres indépendants sur la réponse. L'équation du modèle clarifie facilement ces effets pour la combinaison binaire des paramètres indépendants. De plus, le modèle empirique qui a lié la réponse aux variables indépendantes est utilisé pour obtenir des informations sur le processus. Par rapport à ceux-ci, on peut dire que RSM est un outil utile pour l'optimisation des processus de fabrication [20].

V.9.4.1. Les inconvénients :

D'autre part, l'inconvénient majeur de RSM est d'ajuster les données à un polynôme du second ordre. On ne peut pas dire que tous les systèmes contenant une courbure sont bien accueillis par le polynôme du second ordre. Pour surmonter cela, les données peuvent être converties sous une autre forme qui peut être expliquée par le modèle du second ordre. Par exemple, des transformations logarithmiques et d'autres méthodes de linéarisation peuvent être utilisées à cette fin. Bien que ces transformations puissent être utiles, il n'est pas possible de dire que ces transformations donnent des résultats souhaitables pour tous les systèmes. De plus, la transformation de la réponse ou des entrées prend du temps et il est parfois difficile de savoir quelle forme de transformation est la meilleure. Alternativement, si le système est à peine expliqué par un modèle du second ordre, il faut choisir une gamme plus petite de paramètres indépendants. Il est possible d'augmenter la précision de l'équation du modèle en travaillant dans une plage étroite de paramètres indépendants, mais il ne faut pas oublier que travailler dans une plage étroite réduit la possibilité de détermination du point stationnaire. Le travail préliminaire devient plus critique pour la détermination de la plage de paramètres indépendants [20].

La méthodologie de surface de réponse (RSM) ne convient pas pour résoudre des fonctions multimodales hautement non linéaires et également en cas d'objectifs multiples. De plus, la fonction objective doit être continuellement différentiable, ce qui peut ne pas être le cas dans de nombreux processus physiques complexes [20].

V.10. Conclusion.

L'application des méthodes d'optimisation permet de résoudre les problèmes scientifiques posés, ainsi que l'amélioration des paramètres étudiés. Les méthodes des plans d'expériences sert la configuration expérimentale des problématiques d'études. Ces méthodes ont subi un grand développement par les scientifiques et les chercheurs dans le domaine de la géotechnique, car elles ont dépassé les méthodes classiques dans le but de répondre aux exigences pour améliorer le sol, réduire le nombre d'expériences et ainsi réduire les coûts traitement.

CHAPITRE VI :

OPTIMISATION DES PARAMÈTRES DE RENFORCEMENT PAR LES PLANS D'EXPÉRIENCES

Optimisation des Paramètres de Renforcement

Par les plans d'expériences

VI.1.Introduction.

L'objectif principal du présent travail est l'application de la méthode des plans d'expériences qui apporte une méthodologie capable de déterminer de façon optimale la liste des essais à réaliser, d'interpréter de façon très rapide les résultats des expériences, fournir un modèle prédictif permettant de trouver les configurations optimales et d'étudier des phénomènes comportant des interactions (ou couplage d'effets).

Pour atteindre ces objectifs, notre travail consiste à optimiser les paramètres géométriques influençant sur le comportement du mur renforcé par géogrilles, et résoudre le problème par des simulations numériques par les éléments finis et de modéliser les résultats obtenus par la méthode de surface de réponse, à savoir l'espacement vertical entre les géogrilles (S_v), la longueur du renforcement (L), la rigidité normale (EA), à partir des résultats du déplacement horizontal du mur renforcé et le coefficient de sécurité de chaque configuration étudiée.

La présentation de la méthode de surface de réponse pour l'optimisation, appuyer en premier de choisir, dans un recueil de tables, le plan d'expériences le plus adapté au modèle employé, et réaliser le plan correspondant afin d'entirer les conclusions. Pour cela, il faut tout d'abord choisir les facteurs et leurs niveaux de variation, notre modèle comporte trois facteurs d'influence (la longueur des géogrilles (L), l'espacement entre les géogrilles (S_v) et la rigidité normale des géogrilles (EA)) et chaque facteur possède deux niveaux (max et min), dont l'intervalle de variation de chaque paramètre est présenté dans le tableau ci-dessous :

| Paramètres | Repère | Niveaux de variation | |
|-----------------------------|--------|----------------------|-----------------|
| | | Valeur minimale | Valeur maximale |
| L (m) | A | 3 | 9 |
| S_v (m) | B | 1 | 2 |
| EA(KN/m) | C | 2000 | 4000 |

Tableau VI.1. Intervalle de variation des paramètres à optimiser

VI.2. Construire un plan d'expérience. Les plans composites centrés.

Pour notre étude, selon nos paramètres en choisi **un plan de surface de réponse type centrale composite L26** centré de Box-Wilson, couramment appelé Plan Composite Centré, contient un plan factoriel ou fractionnaire incorporé avec des points centraux augmentés d'un groupe de points en étoile permettant d'estimer la courbure. Le nombre de paramètres (3), de

modalités par paramètres (2 Niveaux) et le nombre d'interactions permettent de trouver le plan le mieux adapté au problème du mur renforcé par geogrilles. (Voir tableau VI.2.).

| N° d'essai | Facteurs | | |
|------------|----------|--------|-----------|
| | L (m) | Sv (m) | EA (KN/m) |
| 1 | 9 | 1 | 2000 |
| 2 | 9 | 1 | 3000 |
| 3 | 9 | 1 | 4000 |
| 4 | 9 | 1,5 | 2000 |
| 5 | 9 | 1,5 | 3000 |
| 6 | 9 | 1,5 | 4000 |
| 7 | 9 | 2 | 2000 |
| 8 | 9 | 2 | 3000 |
| 9 | 9 | 2 | 4000 |
| 10 | 6 | 1 | 2000 |
| 11 | 6 | 1 | 3000 |
| 12 | 6 | 1 | 4000 |
| 13 | 6 | 1,5 | 2000 |
| 14 | 6 | 1,5 | 3000 |
| 15 | 6 | 1,5 | 4000 |
| 16 | 6 | 2 | 2000 |
| 17 | 6 | 2 | 3000 |
| 18 | 6 | 2 | 4000 |
| 19 | 3 | 1 | 2000 |
| 20 | 3 | 1 | 3000 |
| 21 | 3 | 1 | 4000 |
| 22 | 3 | 1,5 | 3000 |
| 23 | 3 | 1,5 | 4000 |
| 24 | 3 | 2 | 2000 |
| 25 | 3 | 2 | 3000 |
| 26 | 3 | 2 | 4000 |

Tableau VI.2. Plan d'expériences L26 (26 Run) en valeurs des paramètres

Dans ce tableau, chaque ligne correspond à une modélisation à réaliser numériquement par le logiciel Plaxis 2D, donc il faut réaliser 26 modèles numériques conformément aux données du tableau ci-dessus.

VI.3 Interprétation des résultats par la méthode des surfaces de réponse.

La méthodologie des surfaces de réponse MSR constitue le second volet de la méthode des plans d'expériences. Cette technique vise à déterminer d'une façon quantitative les variations de la fonction réponse vis-à-vis des facteurs d'influence significatifs. Cette procédure comprend 5 étapes :

1. Définition des variables d'entrée indépendantes et des réponses de sortie souhaitées
2. Adopter un plan de conception expérimentale,

3. Procéder une analyse statistique de la variance (**ANOVA**) des variables d'entrées afin de trouver les paramètres les plus significatifs qui affectent la réponse,
4. Effectuer une analyse de régression avec le modèle quadratique de (MSR),
5. Optimiser, les paramètres d'entrée par rapport aux réponses adoptées.

Le concept de surface de réponse modélise une variable dépendante Y , dite variable de réponse, en fonction d'un certain nombre de variables indépendantes (facteurs), X_1, X_2, \dots, X_k , permettant d'analyser l'influence et l'interaction de ces dernières sur la réponse.

VI.3.1. Analyse de la variance ANOVA .

ANOVA (*analysis of variance*) est un ensemble de modèles statistiques permet d'étudier le comportement d'une variable quantitative à expliquer en fonction d'une ou de plusieurs variables qualitatives. en utilisant les moyennes, il peut être intéressant de spécifier nommément sur quel groupe porte ces différences.

Elle consiste essentiellement à partitionner la variation totale d'une expérience en éléments attribuables aux facteurs contrôlés et les erreurs générées. La signification statistique des modèles quadratiques de prédiction est évaluée par **P-value** et **Fvalue** d'ANOVA [13]. Dans le tableau d'ANOVA, P-value est la probabilité (allant de 0 à 1) que les résultats observés dans une étude (ou résultats plus extrêmes) ont pu se produire par hasard.

- Si $P > 0,05$, le paramètre est insignifiant (Non significatif);
- Si $P < 0,05$, le paramètre est significatif.

La première étape de l'ANOVA , consiste à mesurer la dispersion totale des données, en employant comme paramètre la somme des distances au carré, entre chaque observation et la moyenne globale. On appelle ce paramètre la Somme des Carrés Totaux (Total Sum of Squares SS).

$$SC_f = \frac{N}{N_{nf}} * \sum_{i=1}^{N_{nf}} (\bar{y}_i - \bar{y})^2 \quad (\text{VI.1.})$$

Où : $\bar{y} = \frac{1}{N} * \sum_{i=1}^N y_i$, la moyenne des réponses.

y_i : la réponse moyenne observée dans les expériences où le facteur f prend son i ème niveau,

N : nombre total d'expériences,

N_{nf} : niveau de chaque facteur f .

Dans un ANOVA, la comparaison de la variance entre les groupes à celle intra-groupe se fait en calculant la **statistique F**. Cette statistique correspond au ratio entre la moyenne des carrés des groups (MS_T) et la moyenne des carrés des erreurs (MS). Ces deux termes sont obtenus en divisant leurs sommes des carrés respectives par leurs degrés de liberté, comme on le voit présenté typiquement dans un tableau d'ANOVA.

La moyenne des carrés (MC) est estimée en divisant la somme des carrés sur le degré de liberté df .

$$MC_i = \frac{SS_i}{df_e} \quad (\text{VI.2})$$

Afin de vérifier l'adéquation du modèle, l'indice de Fisher F-value est utilisé avec la base que les valeurs de F-calculées devraient être supérieures à celles obtenues à partir du F-table :

$$F_i = \frac{MC_i}{MC_e} \quad (\text{VI.3})$$

avec : MC_e les carrés moyens des erreurs.

La dernière colonne du tableau d'ANOVA (Contribution en %), montre la contribution des facteurs (en pourcentage, %) sur la variation totale, indiquant le degré d'influence sur le résultat.

$$\text{Cont}\% = \frac{SC_f}{SC_T} * 100 \quad (\text{VI.4})$$

VI.3.2. Analyse de régression.

L'analyse de régression calcule la relation estimée entre une variable dépendante et une ou plusieurs variables explicatives. Elle vous permet de modéliser la relation entre les variables choisies et de prévoir des valeurs en fonction du modèle. Pour cela il utilise une méthode d'estimation choisie. Le modèle de régression inclut des sorties, telles que R^2 et des valeurs p, pour fournir des informations sur la façon dont le modèle estime la variable dépendante.

L'analyse de régression peut servir à résoudre les types de problèmes suivants :

- Identifier les variables explicatives qui sont associées à la variable dépendante.
- Comprendre la relation entre les variables dépendantes et explicatives.
- Prévoir les valeurs inconnues de la variable dépendante.

Pour notre cas la relation entre les paramètres d'entrées(l'espacement vertical entre les géogrilles (Sv), la longueur du renforcement (L), la rigidité normale (EA)) et les paramètres de sorties (fonction erreur) (le facteur de sécurité Fs et le déplacement horizontale U_x) est donnée par le modèle quadratique à travers la méthode des moindres carrés ordinaires : $Y = f(Sv, L, EA)$

Où : Y est la fonction de réponse.

L'approximation des Y est proposé au moyen d'un modèle mathématique non-linéaire (quadratique), qui est approprié pour l'étude des effets d'interaction des paramètres du modèle. Le modèle mathématique du second ordre basé sur la méthode de régression générale est donné par [9]:

$$Y = b_0 + \sum_{i=1}^k b_i X_i + \sum_{i,j}^k b_{ij} X_i X_j + \sum_{i=1}^k b_{ii} X_i^2 \quad (\text{VI.5})$$

Où : b_0 est le terme constant de l'équation de régression, les coefficients $b_1, b_2 \dots b_k$ et b_{11}, b_{22}, b_{kk} : sont les termes linéaires et quadratiques respectivement, tandis que b_{12}, b_{13}, b_{k-1} : sont les termes d'interaction

X_i : représente les paramètres d'entrée (E, C, ϕ);

Le coefficient de détermination R^2 est défini par le rapport de la dispersion des résultats, donné par la relation :

$$R^2 = \frac{\sum(y_i - \bar{y})^2}{\sum(\bar{y}_i - \bar{y})^2} \quad (\text{VI.6})$$

Avec :

- y_i : Valeur de la réponse calculée à la i ème expérience;
- \bar{y}_i : Valeur de la réponse calculée à la i ème expérience;
- \bar{y} : Valeur moyenne des réponses mesurées.

VI.3.3. Validité du modèle.

L'exactitude d'une équation de régression joue un rôle important dans l'analyse de régression. Tous les modèles incluent une certaine marge d'erreur, mais comprendre les statistiques vous permettra de déterminer si le modèle peut être utilisé dans votre analyse ou si des ajustements doivent être apportés.

Afin de tester la validité du modèle, l'analyse de variance (ANOVA) est utilisée pour examiner la signification et l'adéquation du modèle, le coefficient de détermination, symbolisé par R^2 est un nombre compris entre 0 et 1, les valeurs les plus proches de 1 indiquant des modèles d'une plus grande exactitude. Une valeur R^2 égale à 1 désigne un modèle parfait.

VI.3.4. Analyse de confirmation.

L'analyse de confirmation est le processus qui consiste à tester notre modèle, les sorties statistiques suivantes sont utilisées pour déterminer la pertinence dans le cadre de l'analyse de confirmation :

- Statistique F et sa valeur p associée,
- Statistiques t et leurs valeurs p associées,
- Intervalles de confiance.

La statistique F est une statistique globale renvoyée par un test F qui analyse l'influence combinée des variables explicatives, il est associée à une valeur p, qui indique la probabilité que les relations dans nos données soient le fruit du hasard, les valeurs sont données sur une échelle allant de 0,0 à 1,0. Autrement dit, la probabilité que les relations du modèle soient réelles est de 0,95, soit 19 sur 20.

La statistique t est une statistique locale renvoyée par un test t, qui analyse si les coefficients de régression du modèle sont significativement différents de zéro. Chaque statistique t est associée à une valeur p, qui indique la pertinence de la variable explicative. Comme pour les valeurs p du test F, la valeur p de chaque test t doit être inférieure ou égale à 0,05 .

Les intervalles de confiance montrent le coefficient de régression pour chaque variable explicative et les intervalles de confiance de 90%, 95% et 99%.

VI.4. Résultats et discussion.

Les résultats de la modélisation en termes de déplacement horizontal et le coefficient de sécurité et présentent dans le Tableau VI.3. Ces résultats sont obtenus suite aux différentes combinaisons conformément à la matrice de planification des expériences pour un paln de surface de réponse type centrale composite L26.

| N° d'essai | Facteurs | | | Réponses | |
|------------|----------|--------|-----------|----------|------|
| | L (m) | Sv (m) | EA (KN/m) | Ux (m) | Fs |
| 1 | 9 | 1 | 2000 | 0,68 92 | 2,48 |
| 2 | 9 | 1 | 3000 | 0,905 | 2,47 |
| 3 | 9 | 1 | 4000 | 0,821 | 2,47 |
| 4 | 9 | 1,5 | 2000 | 1,015 | 2,47 |
| 5 | 9 | 1,5 | 3000 | 1,250 | 2,48 |
| 6 | 9 | 1,5 | 4000 | 0,9908 | 2,47 |
| 7 | 9 | 2 | 2000 | 0,4790 | 2,43 |
| 8 | 9 | 2 | 3000 | 0,6230 | 2,45 |
| 9 | 9 | 2 | 4000 | 1,100 | 2,45 |
| 10 | 6 | 1 | 2000 | 1,7631 | 2,14 |
| 11 | 6 | 1 | 3000 | 1,1252 | 2,14 |
| 12 | 6 | 1 | 4000 | 1,717 | 2,14 |
| 13 | 6 | 1,5 | 2000 | 1,801 | 2,13 |
| 14 | 6 | 1,5 | 3000 | 1,1100 | 2,13 |
| 15 | 6 | 1,5 | 4000 | 1,170 | 2,13 |
| 16 | 6 | 2 | 2000 | 0,78 | 2,10 |
| 17 | 6 | 2 | 3000 | 2,07 | 2,10 |
| 18 | 6 | 2 | 4000 | 1,237 | 2,09 |
| 19 | 3 | 1 | 2000 | 0,1870 | 1,69 |
| 20 | 3 | 1 | 3000 | 0,9850 | 1,68 |
| 21 | 3 | 1 | 4000 | 1,95 | 1,69 |
| 22 | 3 | 1,5 | 3000 | 0,3620 | 1,63 |
| 23 | 3 | 1,5 | 4000 | 1,55 | 1,63 |
| 24 | 3 | 2 | 2000 | 0,2240 | 1,58 |
| 25 | 3 | 2 | 3000 | 0,2370 | 1,58 |
| 26 | 3 | 2 | 4000 | 0,5640 | 1,59 |

Tableau VI.3. Plan d'expériences L26 en valeurs des paramètres

| Source | Somme des carrés SS | df | Moyenne des carrés MC | F-value | P-value | % de Contribution | Remarque |
|-----------------|---------------------|----|-----------------------|---------|----------|-------------------|--------------------|
| Model | 4.14 | 9 | 0.4598 | 752.42 | < 0.0001 | 99.75 | significant |
| A-L | 0.1008 | 1 | 0.1008 | 164.98 | < 0.0001 | 2.42 | significant |
| B-Sv | 0.4916 | 1 | 0.4916 | 804.44 | < 0.0001 | 11.84 | significant |
| C-EA | 0.6884 | 1 | 0.6884 | 1126.55 | < 0.0001 | 16.58 | significant |
| AB | 0.3039 | 1 | 0.3039 | 497.40 | < 0.0001 | 7.32 | Significant |
| AC | 0.4796 | 1 | 0.4796 | 784.93 | < 0.0001 | 11.55 | significant |
| BC | 0.0289 | 1 | 0.0289 | 47.31 | < 0.0001 | 0.69 | Significant |
| A ² | 2.16 | 1 | 2.16 | 3528.07 | < 0.0001 | 0.52 | Significant |
| B ² | 0.0603 | 1 | 0.0603 | 98.73 | < 0.0001 | 1.45 | Significant |
| C ² | 0.0169 | 1 | 0.0169 | 27.63 | < 0.0001 | 0.40 | significant |
| Résiduel | 0.0098 | 16 | 0.0006 | | | 0.23 | |
| Total | 4.15 | 25 | | | | | |

Tableau VI.4. Analyse de la variance ANOVA pour le déplacement horizontal Ux

La F-valeur du modèle de 752,42 implique que le modèle est significatif. Il n'y a que 0,01 % de chances qu'une F-valeur. Les P-valeurs inférieures à 0,0500 indiquent que les termes du modèle sont significatifs. Dans ce cas, L, Sv, EA, L*Sv, L*EA, Sv*EA, L², Sv², EA² sont des termes de modèle significatifs.

| Source | Somme des carrés SS | df | Moyenne des carrés MC | F-value | P-value | % de Contribution | Remarque |
|-----------------|-----------------------|----|-----------------------|----------|----------|------------------------------|------------------------|
| Model | 2.95 | 9 | 0.3277 | 3646.43 | < 0.0001 | 100 | Significant |
| A-L | 2.85 | 1 | 2.85 | 31712.96 | < 0.0001 | 96.61 | Significant |
| B-Sv | 0.0156 | 1 | 0.0156 | 173.66 | < 0.0001 | 0.5288 | Significant |
| C-EA | 8.23x10 ⁻⁶ | 1 | 8.23x10 ⁻⁸ | 0.0009 | 0.9762 | 2.78x10⁻⁴ | Non Significant |
| AB | 0.004 | 1 | 0.004 | 44.88 | < 0.0001 | 0.135 | Significant |
| AC | 9.39x10 ⁻⁶ | 1 | 9.39x10 ⁻⁶ | 0.1047 | 0.7507 | 3.18x10⁻⁴ | Non Significant |
| BC | 0.0001 | 1 | 0.0001 | 0.8340 | 0.3745 | 3.389x10⁻³ | Non Significant |
| A ² | 0.0313 | 1 | 0.0313 | 348.55 | < 0.0001 | 10.61 | Significant |
| B ² | 0.0004 | 1 | 0.0004 | 4.31 | 0.0544 | 0.0135 | Significant |
| C ² | 2.89x10 ⁻⁸ | 1 | 2.89x10 ⁻⁸ | 0.0003 | 0.9859 | 9.79x10⁻⁷ | Non Significant |
| Résiduel | 0.0014 | 16 | 0.0001 | | | 0.058 | |
| Total | 2.95 | 25 | | | | 100 | |

Tableau VI.5. Analyse de la variance ANOVA pour le facteur de sécurité Fs

L'analyse de la variance ANOVA présentée dans le Tableau VI.4, montre que la rigidité normale des géogrilles (EA) et la longueur des géogrilles, sont les facteurs les plus importants dans le renforcement du mur renforcé par géogrilles, leurs contributions sont **16.58 %**, pour la rigidité normale du géogrille (EA) est de **96.61%**, puis l'espacement en géogrille (Sv) avec un pourcentage de contribution de **11.84 %**. Par conséquent, la régression est très significative et le modèle pour chaque réponse est jugé conforme.

Pour les termes d'interactions (L*EA, Sv*EA) ont des faibles contributions et le terme quadratique (EA²) n'ont pas d'effets significatifs sur le résultat.

VI.4.1. Analyse de régression.

L'équation de régression fournit des informations utiles concernant l'influence de chaque variable explicative sur les valeurs de prévision, notamment le coefficient de régression pour chaque variable explicative. Les valeurs de pente peuvent être comparées pour déterminer l'influence relative de chaque variable explicative sur la variable dépendante ; plus la valeur de pente est éloignée de zéro (que la valeur soit positive ou négative), plus l'influence est grande.

L'ensemble des caractéristiques essentielles d'ajustement du modèle postulé est groupé dans le tableau VI.3. La relation fonctionnelle entre les variables de sortie (déplacement horizontal et facteur de sécurité) et les variables d'entrées (L, Sv,EA) a été exprimé avec un coefficient de détermination (**R²= 99,63% pour U_x et R²= 99,95% pour F_s**) qui est le rapport entre la variation due au modèle et la variation totale, montre que le modèle à un bon ajustement pour les deux réponses. Le tableau renseigne également la valeur de l'écart type résiduel, la valeur de la moyenne des réponses et le nombre des essais effectués.

VI.4.2. Estimation des coefficients.

Afin de déterminer les facteurs influents les deux réponses des modèles de régression multiple postulés ci-dessus, nous avons évalué les valeurs des coefficients, leur écart type, f-valeur t et p-valeur par le biais de la méthode de screening (tableau 5). La valeur 0,05 est le seuil de vérification indiquant en probabilité que le coefficient n'est pas nul et par conséquent il est significatif

Le calcul des coefficients des facteurs et de leur interaction ainsi que l'évaluation de leur aspect significatif nous a permis de prédire les modèles polynomiaux qui sont présentés par les équations correspondantes.

$$U_x = -2.49128 + 0.889466L + 0.596673S_v + 0.000453EA + 0.106100L * S_v - 0.000071L * EA - 0.000098S_v * EA - 0.067535L^2 - 0.423095S_v^2 + 5.37869E-08EA^2$$

$$F_s = 2.13 + 0.4144 * L - 0.0294 * S_v - 0.0001 * EA + 0.0183 * L * S_v + 0.0009 * L * EA + 0.0025 * S_v * EA - 0.0733 * L^2 - 0.0085 * S_v^2 + 0.0001 * EA^2$$

Ce modèle comporte deux coefficients constants, six coefficients correspondant successivement aux effets des interactions des facteurs séparément sur la réponse U_x et F_s (L, Sv et EA), trois coefficients correspondant successivement à l'effet de l'interaction des deux facteurs sur la réponse U_x et F_s (L*Sv, L*EA et Sv*EA) et trois coefficients correspondant à l'effet de l'interaction des facteurs séparément au carré (L^2 , Sv^2 et EA^2). Par conséquent nous avons constaté d'après ces modèles que les effets de tous les facteurs ainsi que leur interaction sont significatifs pour le déplacement horizontal et le facteur de sécurité.

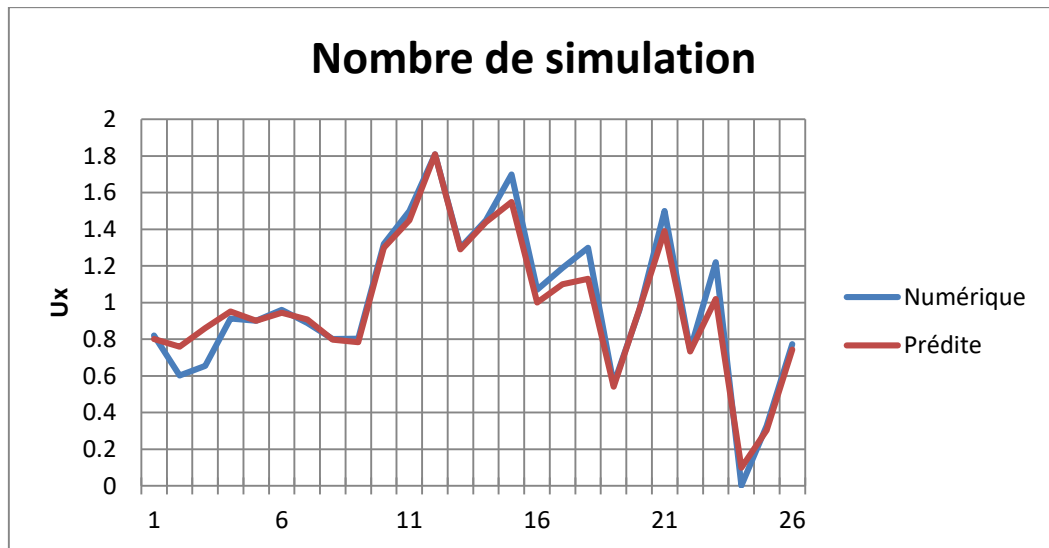


Figure VI.1. Valeurs numériques et valeurs prédites du déplacement horizontal U_x

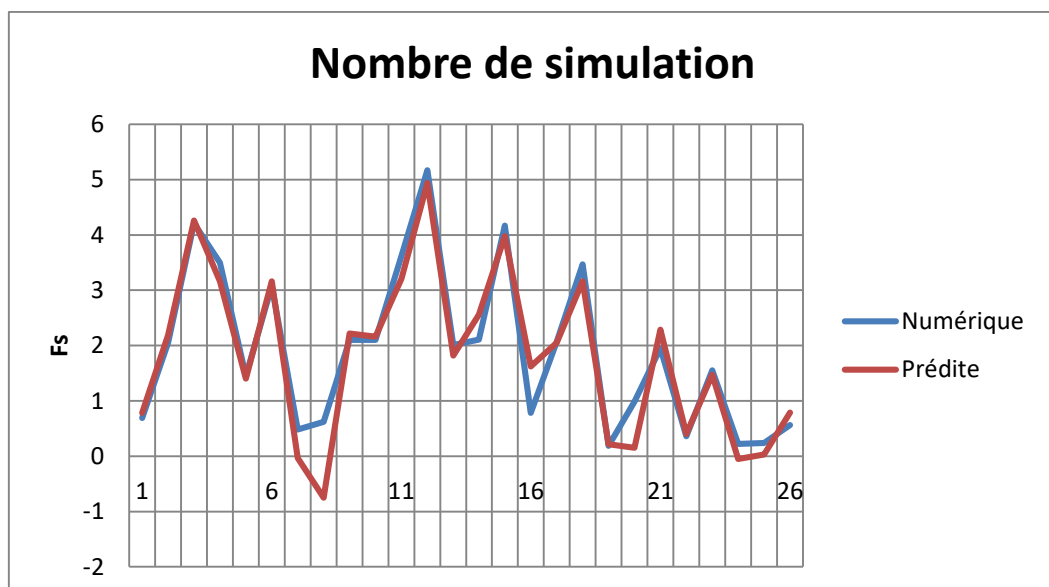


Figure VI.2. Valeurs numériques et valeurs prédites du facteur de sécurité F_s

Une comparaison entre les valeurs numériques et prédites est présentée dans la figure VI.1 et VI.2 pour les deux réponses U_x et F_s . L'analyse des résultats montre que les valeurs prédites et les valeurs numériques sont très proches et en bonne concordance, cela indique la haute précision du modèle trouvé.

D'après les figures VI.4 et VI.5, les résidus du modèle du déplacement horizontal et de coefficient de sécurité peuvent être jugés comme normalement distribués. Le test de normalité est donc satisfaisant.

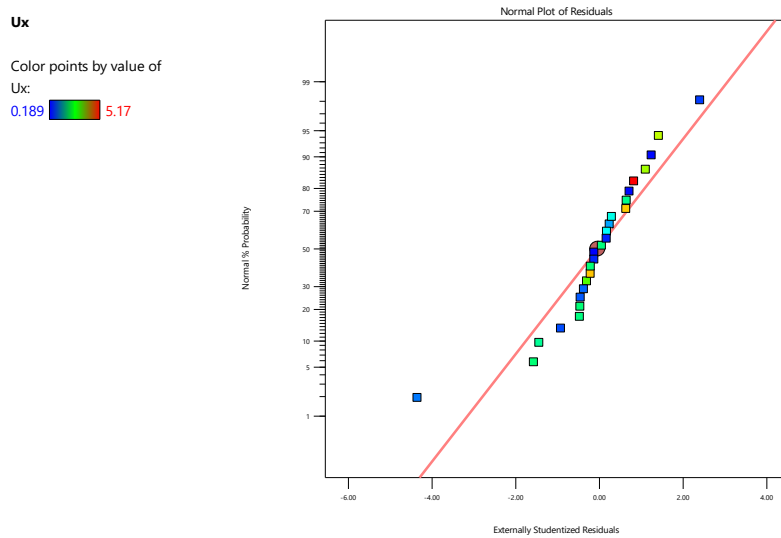


Figure VI.3. Probabilités normales des résidus du déplacement horizontal U_x

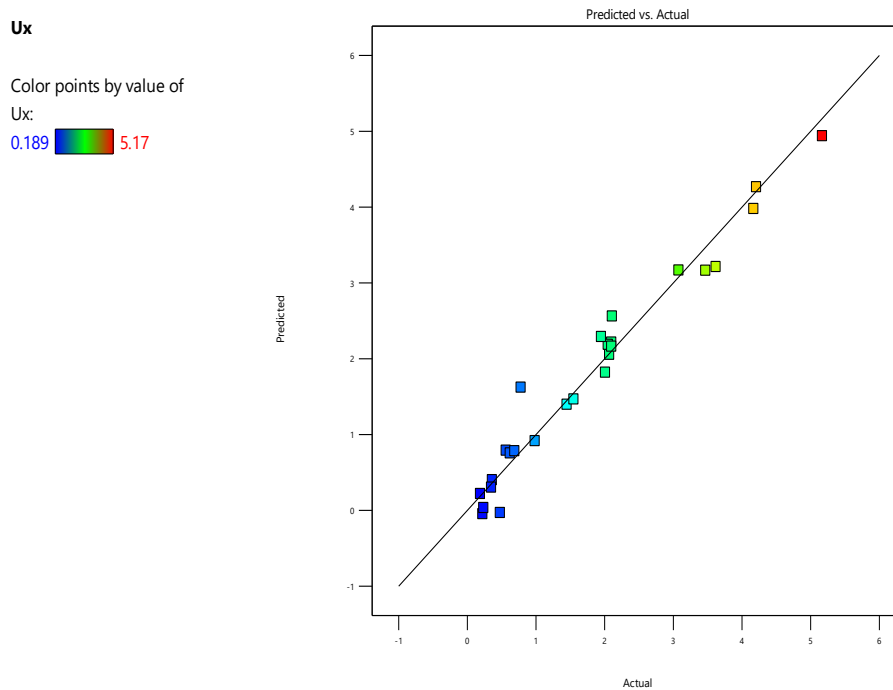


Figure VI.4. Probabilités normales des résidus du facteur de sécurité F_s

Les graphes de surface de réponse de la figure VI.5 représente les résultats de la surface de réponse (3D) du déplacement horizontal U_x , et le facteur de sécurité F_s en fonction des paramètres d'entrés (L , S_v , B). L'analyse des surfaces de réponses confirme les résultats de l'ANOVA, on remarque que la rigidité normale (EA) des géogrilles est important et à la grande influence sur le déplacement horizontal, alors que la longueur du renforcement (L) possède l'effet le plus significatif sur le facteur de sécurité F_s .

VI.4.3. Représentation graphique des surfaces de réponses.

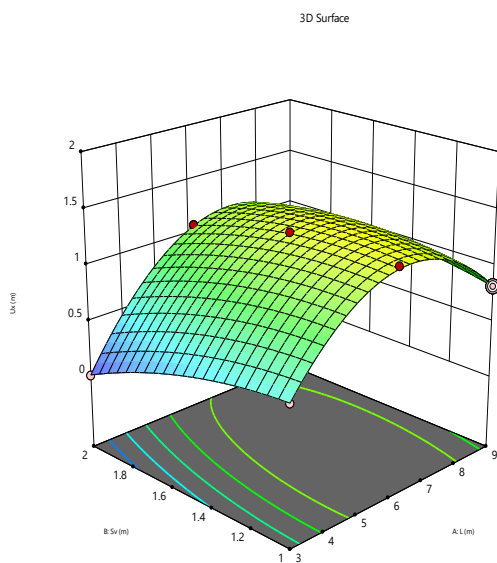
Les graphes de contour permettent de visualiser la surface de réponse, et aussi de limiter les plages de variation des valeurs de réponse et les conditions d'exploitation souhaitables, ainsi es surfaces de réponses peuvent présenter les variations des réponses en fonction de seulement 2 facteurs à la fois, les autres facteurs étant réglés sur une valeur fixe. Les figures 18 et 19 représentent les surfaces de réponses associées aux modèles de mur renforcé par géogridles .

Factor Coding: Actual

Ux (m)
 Design Points:
 ● Above Surface
 ○ Below Surface
 0.0018 1.81

Ux (m) = 0.82
 Std # 26 Run # 1
 X1 = A = 9
 X2 = B = 1

Actual Factor
 C = 2000



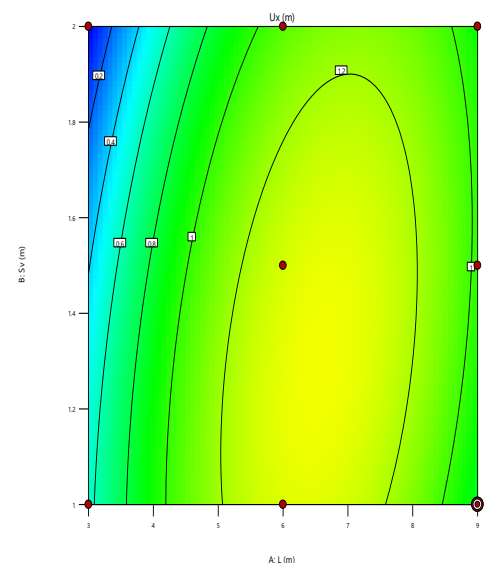
Factor Coding: Actual

Ux (m)
 ● Design Points
 0.0018 1.81

Ux (m) = 0.82
 Std # 26 Run # 1

X1 = A = 9
 X2 = B = 1

Actual Factor
 C = 2000

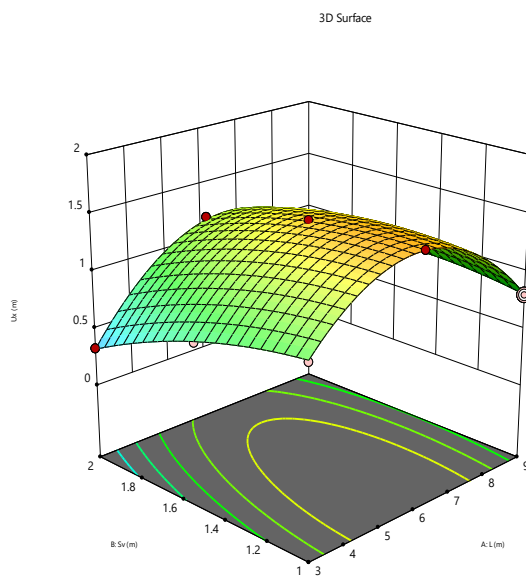


Factor Coding: Actual

Ux (m)
 Design Points:
 ● Above Surface
 ○ Below Surface
 0.0018 1.81

Ux (m) = 0.802
 Std # 11 Run # 2
 X1 = A = 9
 X2 = B = 1

Actual Factor
 C = 3000



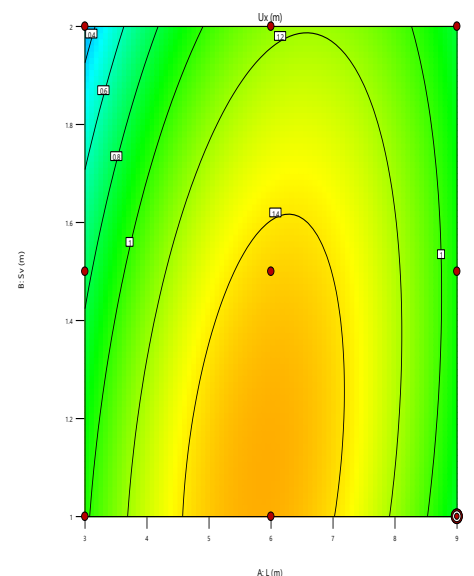
Factor Coding: Actual

Ux (m)
 ● Design Points
 0.0018 1.81

Ux (m) = 0.802
 Std # 11 Run # 2

X1 = A = 9
 X2 = B = 1

Actual Factor
 C = 3000

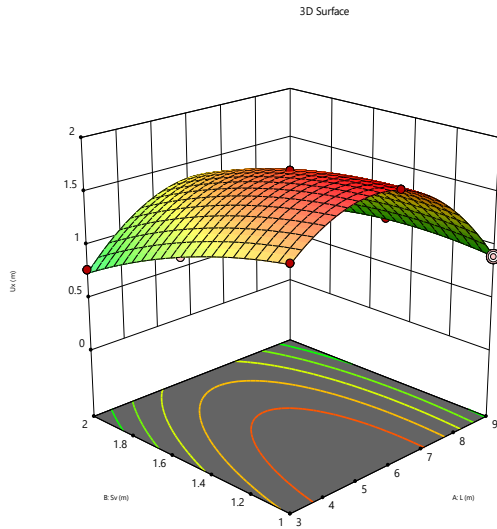


Factor Coding: Actual

Ux (m)
 Design Points:
 ● Above Surface
 ○ Below Surface
 0.0018 1.81

Ux (m) = 0.9
 Std # 14 Run # 3
 X1 = A = 9
 X2 = B = 1

Actual Factor
 C = 4000



Factor Coding: Actual

Ux (m)
 ● Design Points
 0.0018 1.81

Ux (m) = 0.9
 Std # 14 Run # 3

X1 = A = 9
 X2 = B = 1

Actual Factor
 C = 4000

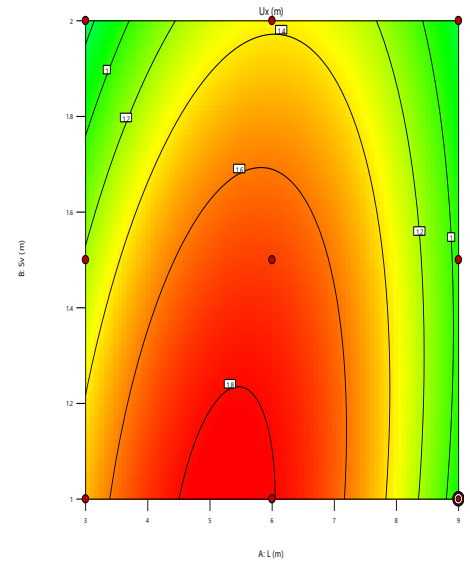


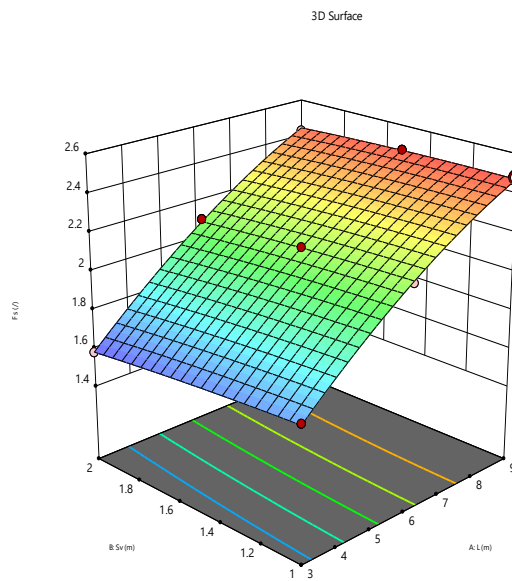
Figure VI.5. Surfaces de réponses et contours pour la fonction d'erreur en fonction de (L, Sv, EA) pour U_x

Factor Coding: Actual

Fs (I)
 Design Points:
 ● Above Surface
 ○ Below Surface
 1.58 2.48

Fs (I) = 2.48
 Std # 26 Run # 1
 X1 = A = 9
 X2 = B = 1

Actual Factor
 C = 2000



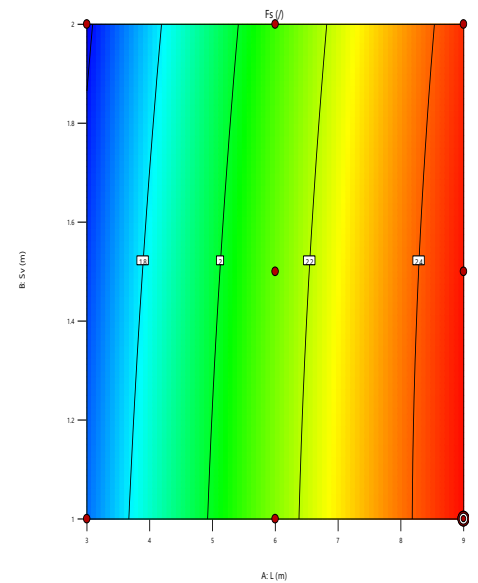
Factor Coding: Actual

Fs (I)
 ● Design Points
 1.58 2.48

Fs (I) = 2.48
 Std # 26 Run # 1

X1 = A = 9
 X2 = B = 1

Actual Factor
 C = 2000



Factor Coding: Actual

$F_s (j)$

Design Points:

- Above Surface
 - Below Surface
- 1.58 2.48

$F_s (j) = 2.47$

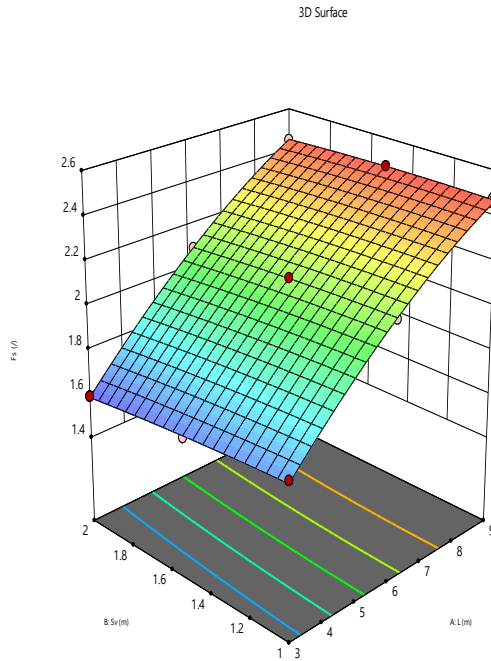
Std # 14 Run # 3

$X_1 = A = 9$

$X_2 = B = 1$

Actual Factor

$C = 4000$



Factor Coding: Actual

$F_s (j)$

Design Points

- Design Points
- 1.58 2.48

$X_1 = A$

$X_2 = B$

Actual Factor

$C = 3000$

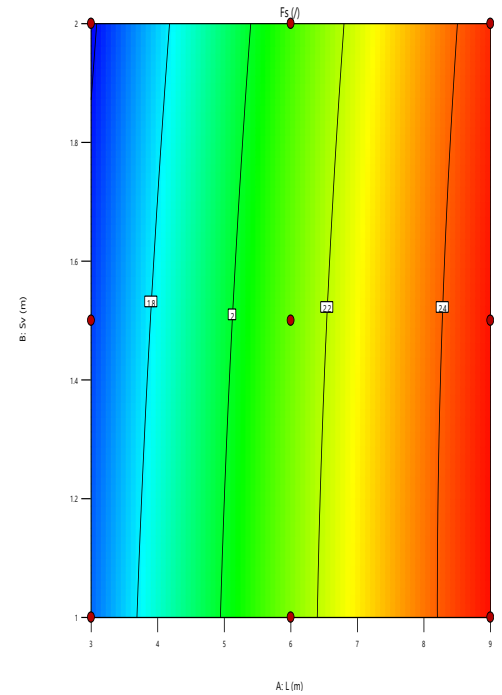


Figure VI.6 : Surfaces de réponses pour la fonction d’erreur en fonction de (L, Sv, EA) pour F_s

VI.5. Optimisation par la méthode de fonction de désirabilité.

Les effets des facteurs L, Sv et EA sur le déplacement horizontal et le facteur de sécurité peuvent être représentés de manière graphique comme sur la figure VI.7. La recherche des conditions opératoires optimales conduisant à l’optimisation de l’élaboration du mur renforcé par géogrilles ayant des réponses optimales, à partir de modèles précédemment établis, s’est faite à l’aide du profileur de réponse (figure 4) dont la valeur de désirabilité proche de 1 correspond aux valeurs maximales de la capacité d’adsorption et du rendement.

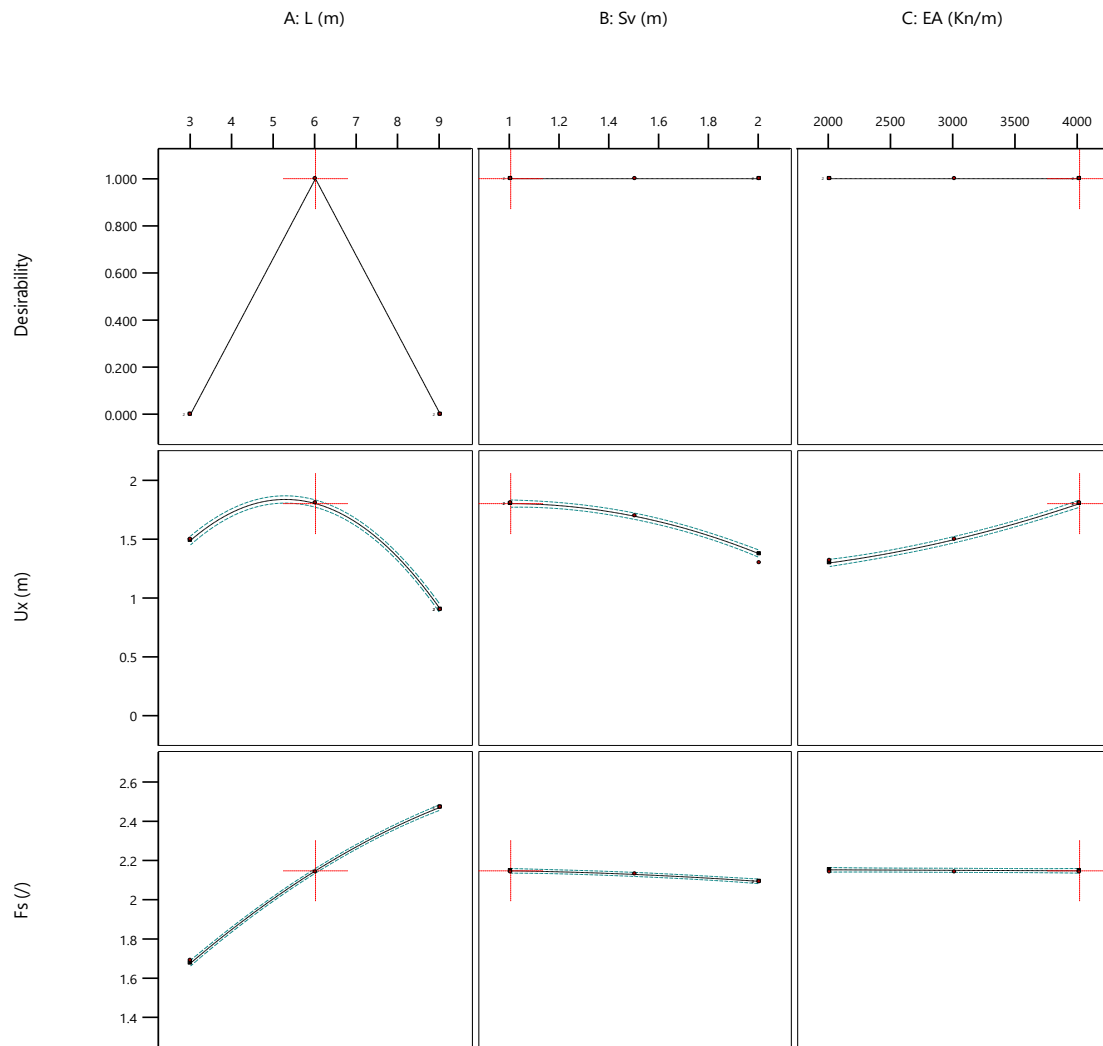


Figure VI.7. Profil de prévision des conditions optimales

La rigidité normale des géogrilles (EA) est le facteur ayant le plus d'influence sur le déplacement horizontal comme le montre la figure 19, et la longueur de géogrille est le facteur ayant le plus d'influence dans le facteur de sécurité (Fs) , l'espacement entre les géogrilles semble ne pas avoir d'influence sur cette visualisation graphique des effets des facteurs sur la stabilité du mur renforcé par des géogrilles, cependant, l'analyse de variance (ANOVA) permis de juger ces facteurs (EA et L) comme influent.

Concernant la désirabilité des réponses pour des valeurs cible des réponses Ux et Fs, la fonction de désirabilité individuelle est représentée sur la figure VI.6. La fonction de désirabilité vaut 1.

VI.5.1. Optimisation des paramètres L, Sv et EA .

Une optimisation est effectuée pour déterminer les valeurs des entrées du processus à utiliser pour obtenir la sortie du processus souhaitée. Les objectifs d'optimisation habituels peuvent être de maximiser le rendement d'un processus, de minimiser le temps de traitement nécessaire à la fabrication d'un produit ou d'atteindre une spécification du produit cible.

Les contraintes utilisées pendant le processus d'optimisation sont illustrés dans le tableau VI.5. Le problème revient à cibler la fonction de désirabilité (D) qui est la fonction objective sous les contraintes des variables. Le tableau VI.6 illustre les valeurs optimales des paramètres du problème étudié.

| Paramètres | Objectif | Limite inférieure | Limite Supérieure | Poids inférieure | Poids Supérieure | Importance |
|-----------------|-------------------|-------------------|-------------------|------------------|------------------|------------|
| L (m) | Dans l'intervalle | 3 | 9 | 1 | 1 | 3 |
| Sv (m) | Dans l'intervalle | 1 | 2 | 1 | 1 | 3 |
| EA(KN/m) | Dans l'intervalle | 2000 | 4000 | 1 | 1 | 3 |
| Ux (m) | minimiser | 0.0018 | 1.81 | 1 | 1 | 3 |
| Fs | minimiser | 1.58 | 2.48 | 1 | 1 | 3 |

Tableau VI.6. Contraintes appliquées sur les paramètres à optimiser

| Number | L(m) | Sv(m) | EA(KN/m) | Ux(m) | Fs | Desirability | |
|----------|--------------|--------------|-----------------|--------------|--------------|--------------|-----------------|
| 1 | 6.000 | 1.000 | 4000.000 | 1.805 | 2.146 | 1.000 | selecetd |
| 2 | 6.000 | 1.500 | 3000.000 | 1.439 | 2.128 | 1.000 | |
| 3 | 6.000 | 1.500 | 4000.000 | 1.697 | 2.128 | 1.000 | |
| 4 | 6.000 | 2.000 | 2000.000 | 1.067 | 2.088 | 1.000 | |
| 5 | 6.000 | 1.000 | 2000.000 | 1.300 | 2.151 | 1.000 | |
| 6 | 6.000 | 1.500 | 2000.000 | 1.289 | 2.128 | 1.000 | |
| 7 | 6.000 | 2.000 | 4000.000 | 1.376 | 2.092 | 1.000 | |
| 8 | 6.000 | 2.000 | 3000.000 | 1.168 | 2.090 | 1.000 | |
| 9 | 6.000 | 1.000 | 3000.000 | 1.499 | 2.149 | 1.000 | |
| 10 | 6.000 | 1.109 | 2989.561 | 1.501 | 2.146 | 1.000 | |

Tableau VI.7. Valeurs des paramètres à optimiser

Dans le tableau ci-dessous, une comparaison est présentée entre les valeurs des paramètres déduites numériquement et celles optimisées par la méthode proposée.

| Paramètres | Sv (m) | L (m) | EA (KN/m) | Réponses | | | |
|---------------------------|--------|-------|-----------|-------------------|----------------|---------------|-------------|
| | | | | Numériques Ux (m) | Prédites Ux(m) | Numériques Fs | Prédites Fs |
| Valeurs optimisées | 1,00 | 6 ,00 | 4000 | 2,12 | 1,805 | 1,654 | 2,146 |

Tableau VI.8: Comparaison entre les valeurs des paramètres numériques et prédites

VI.6. Conclusion .

A travers l'étude de l'optimisation par la méthode de surface de réponse **type centrale composite L26** des paramètres géométriques qui influencent le comportement du mur renforcé par géogrilles présentées dans le chapitre quatre, 3 facteurs (L, Sv et EA) on été identifiés comme ayant une influence statistiquement significative sur le déplacement horizontal et le facteur de sécurité.

Ce type d'étude vise à estimer l'effet des facteurs (L, Sv et EA) et des interactions de ces paramètres sur les réponses (U_x et F_s) afin d'identifier parmi eux les éléments statistiquement influents le comportement du mur renforcé par géogrilles, et de trouver les valeurs souhaitées, sans faire appel à des méthodes d'optimisation complexes.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Conclusion générale

Ces dernières années, le renforcement des sols par des nappes en géosynthétique en Génie Civil a connu un développement considérable, grâce surtout à un coût de fabrication bas et une méthode d'emploi relativement facile, donc c'est une technique efficace et économique pour son rôle de la meilleure résistance à la traction qui lui sont appliquées à une couche de terrain. Ils s'utilisent pour une multitude d'applications dans le domaine de la géotechnique. Ils sont employés aux plusieurs domaines et des applications multiples selon leurs fonctions et leurs types de géosynthétique.

Le renforcement des sols par géogrilles dans le cas des remblais, des talus et des remblais sur les sols compressibles présente beaucoup d'avantages. L'élargissement des applications de renforcement des murs de soutènement par géosynthétique dont la faisabilité du point de vue technique et pratique ne fait plus de doutes, n'a pas encore connu l'essor prévu. C'est devant l'intérêt potentiel de la technique de renforcement des murs de soutènement par géosynthétique, que se situent les travaux de recherche présentés dans ce mémoire.

Le travail présenté dans ce mémoire et divisé en deux volets, le premier volet a aidé à fournir une bonne compréhension du problème de modélisation des murs de soutènement renforcé par géogrilles. Nous pouvons recommander ce qui suit :

Grâce à la modélisation des murs de soutènement en sol renforcé par différents espacements de géogrilles par Plaxis 2D, il est possible de déduire que la stabilité des murs augmente lorsque l'espacement des géogrilles diminue.

- L'importance de cette étude paramétrique se révèle avec la mise en évidence de l'intérêt majeur de la longueur de géogrille sur la diminution des déplacements horizontaux du mur et des contraintes horizontales derrière le mur ainsi le coefficient de sécurité.
- Le nombre de nappe de renforcement horizontale réduit le déplacement horizontal.
- Lorsque les géogrilles sont plus rigides, les déplacements horizontaux sont plus faibles ce qui paraît évident.
- Le choix du type de remblai est très important. Un sol grossier (pulvérulent) diminue les déplacements horizontaux.
- Comparativement à un maillage composé de quatre éléments à 6 nœuds, on trouve que celui composé d'éléments à 15 nœuds est plus puissant dans la mesure où il donne une distribution plus fine des nœuds et permet donc d'aboutir à des résultats plus précis que des maillages similaires composés du même nombre d'éléments à 6 nœuds.

Le deuxième volet c'est l'optimisation des paramètres influençant la stabilité d'un mur de soutènement synthétique à savoir l'espacement vertical entre les géogrilles (S_v), sa longueur (L) et sa rigidité normale (EA), par l'utilisation de la méthode des surfaces de réponses via les plans d'expériences numériques à travers un plan fractionnel type central composite **L26**, à travers le calcul numérique par le logiciel en éléments finis Plaxis. Cette méthode statistique permet de modéliser la relation entre les variables d'entrée (L , S_v et EA),

Conclusion générale

prédire la performance des ouvrages de soutènement synthétiques et d'optimiser leur conception.

En conclusion, l'application de la méthodologie des surfaces de réponse à la stabilité d'un ouvrage de soutènement synthétique est une approche efficace pour optimiser la conception d'un ouvrage de soutènement. Grâce à l'utilisation de cette méthode, il est possible d'identifier les paramètres les plus influents sur la stabilité de l'ouvrage, de déterminer les interactions entre ces paramètres et d'obtenir une fonction mathématique qui permet de prédire la réponse de l'ouvrage pour des combinaisons de paramètres donnés.

Listes des Figures

| Chapitre I | | Page |
|---------------------|--|-------------|
| Figure I.1 | Classification des murs de soutènements | 3 |
| Figure I.2 | Murs poids | 4 |
| Figure I.3 | Mur de soutènement en terre armée | 5 |
| Figure I.4 | Mur de soutènement cellulaire | 5 |
| Figure I.5 | Murs cantilever en béton armée | 6 |
| Figure I.6 | Mur de soutènement en contrefort | 6 |
| Figure I.7 | Mur en parois moulées | 7 |
| Figure I.8 | Murs de soutènements en palplanche métallique | 10 |
| Figure I.9 | Murs de soutènement en paroi berlinoise | 11 |
| Figure I.10 | Les étapes d'exécution d'une paroi berlinoise | 12 |
| Figure I.11 | Mur de soutènement en paroi parisiennes | 13 |
| Figure I.12 | Mur cloué | 13 |
| Figure I.13 | Murs cloués | 14 |
| Figure I.14 | Schéma d'un tirant | 15 |
| Figure I.15 | Mode de rupture des ouvrages de soutènement | 17 |
| Chapitre II | | |
| Figure II.1 | Les Géotextiles | 19 |
| Figure II.2 | Géotextile non tissé | 19 |
| Figure II.3 | Géotextile tissés | 19 |
| Figure II.4 | Géotextile tricoté | 20 |
| Figure II.5 | Les Différents types de géogrilles | 20 |
| Figure II.6 | Les Géofilet | 20 |
| Figure II.7 | Les Géomembrane | 21 |
| Figure II.8 | Les Géocomposites | 21 |
| Figure II.9 | Les Géosynthétiques bentonitiques | 22 |
| Figure II.10 | Les Géotuyaux | 22 |
| Figure II.11 | Les Géosynthétiques alvéolaires | 22 |
| Figure II.12 | Plaques de géomousses | 23 |
| Figure II.13 | L'utilisation des géosynthétiques dans la séparation | 23 |
| Figure II.14 | Pose des géogrilles de séparation | 24 |
| Figure II.15 | L'utilisation des géosynthétiques dans le renforcement | 24 |
| Figure II.16 | Pose des géotextiles de renforcement | 24 |
| Figure II.17 | L'utilisation contre l'érosion | 25 |
| Figure II.18 | L'utilisation des géosynthétiques dans la filtration | 25 |
| Figure II.19 | L'utilisation pour filtration | 25 |
| Figure II.20 | Le Géosynthétiques en drainage | 26 |
| Figure II.21 | L'utilisation des géotextiles pour le drainage | 26 |
| Figure II.22 | L'utilisation des géosynthétique comme Confinement des (barrières aux) fluides/gaz | 27 |
| Figure II.23 | Revêtement des talus | 28 |
| Figure II.24 | Utilisation du géotextile | 28 |
| Chapitre III | | |
| Figure III.1 | Maillage en PLAXIS[2]. | 33 |
| Figure III.2 | Elément à 6 nœuds. | 34 |
| Figure III.3 | Exemples de problèmes en déformations plane et axisymétrique. | 38 |
| Figure III.4 | . Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de | 39 |

| | | |
|----------------------|--|----|
| | sol. | |
| Figure III.5 | Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique | 40 |
| Figure III.6 | .Représentation du comportement élastique parfaitement plastique. | 40 |
| Figure III.7 | Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage | 41 |
| Figure III.8 | Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb. | 41 |
| Figure III.9 | Représentation du critère de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes. | 42 |
| Figure III.10 | Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb. | 42 |
| Figure III.11 | Définition du module à 50 % de la rupture | 42 |
| Chapitre IV | | |
| Figure IV.1 | Composants du modèle numérique. | 47 |
| Figure IV.2 | Les phases de calcul. | 48 |
| Figure IV.3 | Profil représentatif du modèle numérique(Le maillage.) | 48 |
| Figure IV.4 | Photos de maillage. | 49 |
| Figure IV.5 | Déformation du maillage sans géogrid. | 49 |
| Figure IV.6 | Création du modèle et système de fixation. | 50 |
| Figure IV.7 | Déformation du maillage avec géogrid | 50 |
| Figure IV.8 | Déplacement horizontal du mur pour différents cas de longueur | 53 |
| Figure IV.9 | Coefficients de sécurité en fonction de la longueur ($S_V=1m$ et $S_v=0,5m$). | 53 |
| Figure IV.10 | Déplacement horizontal du mur pour différents cas d'espacement | 54 |
| Figure IV.11 | Coefficient de sécurité en fonction de l'espacement S_v ($L=3m$) | 54 |
| Figure IV.12 | Déplacements horizontaux du mur pour différents cas de longueurs. | 55 |
| Figure IV.13 | Coefficient de sécurité en fonction des espacements. | 55 |
| Figure IV.14 | Coefficient de sécurité en fonction de la rigidité normale ($L=3m$). | 56 |
| Figure IV.15 | Coefficient de sécurité en fonction de la rigidité Normale des géogrids ($L=3m$) | 57 |
| Figure IV.16 | Comparaison des déplacements horizontaux | 58 |
| Figure IV.17 | Comparaison des coefficients de sécurités. | 58 |
| Figure IV.18 | Déplacement horizontal pour un élément de 6 et 15 nœuds. | 59 |
| Figure IV.19 | Coefficient de sécurité pour un élément de 6 et 15 nœuds. | 59 |
| Figure IV.20 | Déplacement horizontal d'arrière le mur sans et avec surcharge pour $L=3m$. | 60 |
| Figure IV.21 | Coefficient de sécurité en fonction des longueurs sans et avec surcharge | 60 |
| Chapitre V | | |
| Figure V.1 | Entrées et sorties d'une expérience | 62 |
| Figure V.2 | Exemple de facteurs, de niveaux et de réponses dans un plan d'expériences. | 63 |
| Figure V.3 | Exemple graphique de prédiction de la réponse | 65 |
| Figure V.4 | Exemple graphique de l'optimisation de la réponse. | 66 |
| Figure V.5 | Domaine de variation d'un facteur. | 66 |
| Figure V.6 | Représentation de l'espace expérimental | 67 |
| Figure V.8 | Domaine d'étude défini par l'union des domaines des différents facteurs. | 68 |
| Figure V.9 | Représentation géométrique d'un plan à deux facteurs. | 69 |
| Chapitre VI | | |
| Figure VI.1 | Valeurs numériques et valeurs prédites du déplacement horizontal U_x . | 86 |
| Figure VI.2 | Valeurs numériques et valeurs prédites du facteur de sécurité F_s | 86 |
| Figure VI.3 | Probabilités normales des résidus du déplacement horizontal U_x . | 87 |
| Figure VI.4 | Probabilités normales des résidus du facteur de sécurité F_s . | 87 |

| | | |
|--------------------|--|----|
| Figure VI.5 | Surfaces de réponses et contours pour la fonction d'erreur en fonction de (L,Sv,EA) pour U_x | 89 |
| Figure VI.6 | Surfaces de réponses pour la fonction d'erreur en fonction de (L,Sv,EA) pour F_s . | 90 |
| Figure VI.7 | Profil de prévision des conditions optimales. | 91 |

Listes Des Tableaux

| Chapitre II | | Page |
|---------------------|--|-------------|
| Tableau II.2 | Espacement relatif maximal Sv/Hm en fonction du rapport Linf/H | 29 |
| Chapitre IV | | |
| Tableau IV.1 | Caractéristiques géotechniques des sols | 46 |
| Tableau IV.2 | Caractéristiques du mur. | 46 |
| Tableau IV.3 | Caractéristiques des géogrilles | 46 |
| Tableau IV.4 | Comparaison des résultats des contraintes horizontales et la force de poussée derrière le mur de soutènement renforcé. | 51 |
| Tableau IV.5 | Résumé des résultats | 52 |
| Chapitre V | | |
| Tableau V.1 | .Représentation matricielle d'un plan à deux facteurs | 69 |
| Tableau V.2 | Expérimentation (unités courantes) | 72 |
| Tableau V.3 | . Plan d'expériences (unités codées) | 72 |
| Tableau V.4 | Plan d'expériences et résultats expérimentaux | 73 |
| Tableau V.5 | Nombre maximum de facteurs étudiés sur un plan de base donné | 74 |
| Chapitre VI | | |
| Tableau VI.1 | Intervalle de variation des paramètres à optimiser | 78 |
| Tableau VI.2 | Plan d'expériences L26 (26 Run) en valeurs des paramètres | 79 |
| Tableau VI.3 | Plan d'expériences L26 en valeurs des paramètres | 83 |
| Tableau VI.4 | Analyse de la variance ANOVA pour le déplacement horizontal U_x . | 84 |
| Tableau VI.5 | Analyse de la variance ANOVA pour le facteur de sécurité F_s . | 84 |
| Tableau VI.6 | Contraintes appliquées sur les paramètres à optimiser | 92 |
| Tableau VI.7 | Valeurs des paramètres à optimiser | 92 |
| Tableau VI.8 | Comparaison entre les valeurs des paramètres numériques et prédites. | 92 |

Table des Notations Principales

| Symboles | Désignation |
|--|---|
| A | Coefficient d'accélération de zone |
| c | Cohésion du sol |
| c' | Cohésion effective du sol |
| E | Module d'élasticité du sol (module d'Young) |
| E _{ref} | Module de référence |
| E ₅₀ | Module sécant |
| FS | Coefficient de sécurité |
| G | Module de cisaillement du sol (module de Coulomb) |
| H | Effort horizontal |
| H _{max} | Effort horizontal maximal |
| h | Hauteur du talus |
| K ₀ | Coefficient des terres au repos |
| k _h | Coefficient pseudo statique horizontal |
| k _v | Coefficients pseudo statique vertical |
| k _x | Perméabilité du sol selon la direction des x |
| k _y | Perméabilité du sol selon la direction des y |
| L | Longueur du talus |
| U | Résultante des pression interstitielles éventuelles |
| u | Pression interstitielle |
| W | Poids des terres |
| β | Angle du talus |
| γ | Poids volumique du sol |
| γ _d | Poids volumique sec du sol |
| γ _h | Poids volumique humide du sol |
| γ _{sat} | Poids volumique saturé du sol |
| φ | Angle de frottement interne du sol |
| φ' | Angle de frottement interne effectif du sol |
| ν | Coefficient de Poisson |
| σ | Contrainte |
| σ ₁ , σ ₂ , σ ₃ | Contraintes principales majeure, intermédiaire et mineure |
| σ' | Contrainte effective |
| β | Inclinaison de la surface de rupture |
| ΣM _{sf} | Coefficient total de sécurité |
| τ _{ult} | Contrainte de cisaillement ultime du sol |
| τ _{max} | Résistance au cisaillement |
| τ | Contrainte de cisaillement mobilisée |
| ψ | Angle de dilatance |

Références Bibliographiques

- [1] **Tacnet, J.M., Philippe, G.** (2000). Ouvrages de protection contre les risques naturels et ouvrages en sites instables : Utilisation de matériaux grossiers : Renforcement par géosynthétiques Ouvrages de référence. Cemagref, 92p. 25-26
- [2] **Schlosser, F.** Ouvrages de soutènement, poussée et butée, Techniques de l'ingénieur, Construction, C242.17p.
- [3] **Guler, E., M. Hamderi et M. Demirkan** (2007). Numerical analysis of reinforced soil retaining wall structures with cohesive and granular backfills. *Geosynthetics International*, 14, No. 6, p330 -345.
- [4] **Ferber V.**, Emploi des géosynthétiques. *LCPC Nantes -Reconnaissance et mécanique des sols. Géotechnique Routière. P1-36.*
- [5] **Bathurst, R.J. and Hatami, K.** 2001. Review of numerical modeling of geosynthetic reinforced soil walls. Invited theme paper, Computer Methods and Advances in Geomechanics: 10th International Conference of the International Association for .Computer Methods and Advances in Geomechanics, 7-12 January 2001, Tucson, Arizona, USA, Vol. 2, pp. 1223-1232.
- [6] **Schlosser F., Unterreiner P.**, Renforcement des sols par inclusions; *Techniques de l'Ingénieur, traité Construction, doc C 245, p01-21.*
- [7] **Burwash W.J., 2001.** Case History of a 9m high geogrid reinforced retaining wall backfilled with cohesive soil. *Geosynthetics '91 Conference Atlanta, USA. P485-493.*
- [8] **Caquot, A.**, “ Équilibre des massifs á frottement interne. Stabilité des terres pulvérulentes et cohérentes”, Gauthier–Villars, Paris. (1934).
- [9] **Costet, J. & Sanglerat, G.** : Cours pratique de mécanique des sols, Tome 2. Dunod, Paris. 1969.
- [10] **J.M. Alliot, T. Schiex, P. Brisset, and F. Garcia.** Intelligence artificielle et informatique théorique. Cépadués éditions, 2002.
- [11] **R.L. Cooley.** A method of estimating parameters and assessing reliability for models of steady state groundwater flow. 2 - application of statistical analysis. *Water resources research*, 15(3):603–617, 1979.
- [12] **S. Levasseur.** Analyse inverse d'essais et d'ouvrages géotechniques. Master's thesis, Université Joseph Fourier, Grenoble, 2004.
- [13] **S. Levasseur.** Identification des paramètres mécaniques des sols par analyse inverse sur des essais et ouvrages géotechniques. In Proceedings of the 25emes ` Rencontres AUGC - Prix Jeunes Chercheurs "René Houpert", 2007. Bordeaux, France. [14] S. Levasseur, Y.
- [14] **Malécot, M. Boulon, and E. Flavigny.** Analyse inverse d'une courbe pressiométrique par algorithme génétique. In Symposium International ISP5/PRESSIO 2005, 2005. Paris, France.
- [15] **S. Levasseur, Y. Malécot, M. Boulon, and E. Flavigny.** Analyse inverse par algorithme génétique en géotechnique : application à un problème d'excavation. In 17eme ` Congrès Français de la Mécanique, 2005. Troyes, France.
- [16] **S. Levasseur, Y. Malécot, M. Boulon, and E. Flavigny.** Soil parameter identification from in situ measurements using a genetic algorithm and a principle component analysis. In

Proceedings of the 10th Int. Symposium on Numerical Models in Geomechanics, pages 665–670, 2007. Rhodes, Grèce.

*N*etographique

- [17] <http://irc.cnrc.gc.ca/cbd/cbd221f.html>
- [18] http://WWW.introduction à la géotechnique_fichiers /ch1601h2.htm
- [19] <http://WWW.uni-Weimar.de/Bauing/geotechnik/D/Staff/witt98-1-Teilsicherheit.pdf>
- [20] <http://WWW.uni-Weimar.de/Bauing/geotechnik/D/Staff/witt/GTS2003-witt.pdf>
- [21] <http://coin du projeteur .free.fr/beton/courssemelle.htm>