

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 : **Géotechnique**

Présenté par : **BENHAMOUDA Souhila**

OUMEDDOUR Hala

Thème : Calcul Numérique des Murs en Sol Renforcé par Géosynthétiques

Sous la direction de : Pr. NOUAOURIA Mohamed Salah

Septembre 2020

Remerciements

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie notre encadreur le **Pr. NOUAOURIA Mohamed Salah** de nous avoir pris en charges, et pour sa disponibilité, son aide et ses précieux conseils.*

Nous ne saurons oublier de remercier les honorables Membres du Jury qui nous ont fait l'immense honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Nous portons avec gratitude de reconnaissance pour l'ensemble des professeurs du département de Génie Civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur en Génie Civil.

Nous aimerons exprimer notre gratitude à nos chères familles pour leur soutien indéfectible durant notre cursus universitaire

Enfin, nous remercions toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin pour la réalisation de ce travail.

Dédicaces

Je dédie ce travail :

- ❖ *A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*
- ❖ *A mes très chers frères, mes sœurs, ainsi que toute la famille OUMEDDOUR.*
- ❖ *A toutes personnes qui m'a aidé à poursuivre mes études. Ainsi ceux qui m'ont offert l'opportunité de réaliser mon but et poursuivre ma passion.*
- ❖ *A tous les enseignants qui m'ont dirigé vers le chemin de la réussite.*
- ❖ *A tous mes amies qui m'ont soutenue durant toutes ces années.*
- ❖ *Enfin à tous ceux qui nous sont très chers.*

OUMEDDOUR.H

Dédicaces

Je dédie ce travail :

A mon vrai papa qui me soutient toujours

Merci de tout mon cœur mon très cher frère

BENHAMOUDA.S

Résumé

Les causes de la perte de stabilité des pentes naturelles sont très variées. La mise en mouvement de ces pentes peut provoquer des dommages et des aléas importants aux ouvrages et aux constructions et parfois engendrer même des victimes humaines, avec une influence économique non négligeable.

Les techniques de géosynthétiques pour la construction d'ouvrages de soutènement, constituent à l'heure actuelle une solution économique intéressante.

Les ouvrages de soutènement sont utilisés dans le domaine du génie civil en raison de leurs importances. Afin d'assurer leurs stabilités, il est nécessaire de les renforcer avec des nappes de géosynthétiques, dont principalement les géogrilles.

Le comportement du mur de soutènement renforcé par géogrille nécessite une étude détaillée pour comprendre le mécanisme de rupture et principalement pour calculer le déplacement horizontal et le coefficient de sécurité.

Les méthodes de dimensionnement actuelles des ouvrages de soutènement en sol renforcé sont basées sur l'approche de l'équilibre limite ; de nombreuses études théoriques, expérimentales, et numériques ont montré que ces méthodes sont conservatrices.

Notre étude consiste à :

- Comprendre les différents mécanismes de rupture (le calcul des déplacements horizontaux et le coefficient de sécurité).
- Evaluer l'influence de l'espacement entre les nappes de géogrille, La longueur et la rigidité de la géogrille,
- Réaliser un calcul numérique d'un talus en sol renforcé par des nappes horizontales de géogrilles, à l'aide du logiciel SLIDE 6.0

Mots clés : Mur de soutènement, géogrille, stabilité des talus, Rocscience/SLIDE, coefficient de sécurité.

يعتبر فقدان الاستقرار في المنحدرات الطبيعية من أكبر المخاطر التي يمكن أن تتسبب في أضرار جسيمة للهياكل والمنشآت وأحياناً إلى خسائر بشرية، إضافة إلى تأثير اقتصادي كبير لا يمكن تجاهله. ولها أسباب عديدة ومختلفة.

حالياً تصنف تقنيات الجيوسنتيكت لبناء هياكل الاستناد ضمن الحلول الاقتصادية المهمة.

تستخدم جدران الاستناد في مجال الهندسة المدنية لأهميتها، ولضمان استقرارها من الضروري تقويتها بشرائط من الجيوسنتيكت ومن بينها الجيوغريد.

يتطلب سلوك الجدار الاستنادي الذي يحتوي على الجيوغريد دراسة تفصيلية لفهم آلية الانكسار وبشكل أساسي لحساب الإزاحة الأفقية وعامل الأمان.

تعتمد طرق التصميم الحالية لهياكل الاستناد في التربة المدعمة على مقارنة التوازن الحدي؛ حيث أظهرت العديد من الدراسات النظرية والتجريبية والرقمية أن هذه الأساليب متحفظة.

تتكون دراستنا من:

- فهم آليات الانكسار المختلفة (حساب الإزاحة الأفقية ومعامل الأمان).
- تقييم تأثير التباعد بين طبقات الجيوغريد، وطولها وصلابتها.
- إجراء نموذج رقمي لجدار استناد في التربة معززة بطبقات أفقية من الجيوغريد، باستخدام برنامج SLIDE 6.0

الكلمات المفتاحية: الجدار الاستنادي، الجيوغريد، ثبات الجسر، الانزلاق، عامل الأمان، SLIDE 6.0/Rocscience

Abstract

The causes of the loss of stability of natural slopes are very varied. The setting in motion of these slopes can generate serious damage and hazards to structures, constructions and sometimes even cause human victims, with a significant economic influence.

Geosynthetic techniques for the construction of retaining structures are currently an attractive economic solution.

Retaining structures are used in the field of civil engineering because of their importance.

To ensure their stability, it is necessary to reinforce them with strips of geosynthetics, mainly geogrids.

The behavior of the retaining wall that contains the geogrid requires detailed study to understand the failure mechanism and mainly to calculate the horizontal displacement and the factor of safety.

Current design methods for reinforced soil retaining structures are based on the limit equilibrium approach; many theoretical, experimental and numerical studies have shown that these methods are conservative.

Our study consists of:

- Understand the different failure mechanisms (the calculation of horizontal displacements and the safety coefficient).
- Evaluate the influence of the spacing between the geogrid layers, The length and rigidity of the geogrid,
- Carry out a numerical calculation of a retaining wall in soil reinforced by horizontal layers of geogrids, using the SLIDE V6.0 software.

Keywords: Retaining walls, Geogrid, embankment stability, Rocscience/SLIDE, Safety factor.

Sommaire

Introduction générale	1
-----------------------------	---

Chapitre I : Les géosynthétiques.

1.1 Introduction	3
1.2 Définition	4
1.3 Type des géosynthétiques	4
1.3.1 Les produits perméables	5
1.3.1.1 Les géotextiles	5
1.3.1.2 Produits apparentés aux géotextiles	7
1.3.2 Les produits imperméables	10
1.4 Fonctions des géosynthétiques	14
1.4.1 Fonctions des géotextiles et produits apparentés	14
1.4.1.1 La séparation	14
1.4.1.2 La filtration	14
1.4.1.3 Le drainage	15
1.4.1.4 Le renforcement	15
1.4.1.5 La protection	16
1.4.1.6 La lutte contre l'érosion de surface	16
1.5 Durée de vie	17
1.5.1 Rayonnement ultraviolet	18
1.5.2 Oxydation	18
1.5.3 Micro-organismes	18
1.5.4 Compatibilité chimique	18
1.6 Principaux domaines d'application	19
1.7 Conclusion	19

Chapitre II : Etude bibliographique des ouvrages de soutènement en sol renforcé par géosynthétiques.

2.1 Glissement de Terrain	20
2.1.1 Définition	20
2.1.2 Les types de glissements de terrain	20
2.1.3 Les phénomènes induits par les glissements de terrain	21
2.1.3.1 Niche d'arrachement	21
2.1.3.2 Fissures de tension	22
2.1.3.3 Arbres Basculés	22
2.1.3.4 Zone de Rétention d'eau	23
2.1.3.5 Fissuration des bâtiments	24

2.1.3.6	Déformation des routes	24
2.1.4	Comment se forme un glissement de terrain.....	25
2.1.5	Les facteurs d'instabilité	26
2.1.6	Principales techniques de confortement	26
2.2	Les ouvrages de soutènement.....	29
2.2.1	Généralités sur les ouvrages de soutènements	29
2.2.1.1	Introduction	29
2.2.1.2	Définition des ouvrages de soutènement	29
2.2.1.3	Les différents types des ouvrages de soutènement	30
2.2.2	La poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement	30
2.2.2.1	Murs de soutènement en pierres sèches	31
2.2.2.2	Les gabions	31
2.2.2.3	Les murs en sol renforcé	34
2.2.2.4	Les ouvrages cellulaires	34
2.2.3	Cas où la poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement	35
2.2.3.1	Mur en « T renversé » classique en béton armé	35
2.2.3.2	Les murs en parois moulées	36
2.2.3.3	Les rideaux de palplanches	37
2.2.4	Cas où la poussée est reprise en totalité ou en partie par des ancrages	38
2.3	Les murs de soutènement en sol renforcé par géosynthétiques	39
2.3.1	Introduction	39
2.3.2	Le renforcement des sols	39
2.3.2.1	Renforcement par géosynthétiques	40
2.3.2.2	Murs en remblai renforcé par éléments géosynthétiques	41
2.3.3	Renforcement par géogrilles	43
2.3.3.1	Les géogrilles uni axiales	43
2.3.3.2	Les géogrilles biaxiales	44
2.3.3.3	Les géogrilles triaxiales	44
2.3.4	Mode d'action	45
2.3.5	Conclusion	47

Chapitre III : Calcul des murs de soutènement en sol renforcé par géogrilles.

3.1	Calcul analytique des murs en sol renforcé par géogrilles	48
3.1.1	Introduction	48
3.1.2	Méthodes de calcul	48
3.1.3	Procédés de construction	54
3.1.4	Mécanismes de rupture	57
3.1.5	Dimensionnement des ouvrages de soutènement en sol renforcé	59
3.1.6	Paramètres régissant le comportement des ouvrages de soutènement renforcés	69
3.1.7	Conclusion	78

3.2 Les exemples de calcul analytique des murs en sol renforcé par géogrilles	79
3.2.1 Exemple 1	79
3.2.2 Exemple 2	87
3.2.3 Exemple 3	94

Chapitre IV : Modélisation numérique d'un talus en sol renforcé par géogrilles.

4.1 Introduction	98
4.2 Présentation générale du logiciel SLIDE 6.0	98
4.3 Calcul et analyse des résultats	100
4.3.1 Les étapes de la modélisation	100
4.3.2 Analyse des résultats	105
4.3.2.1 Méthode de conception classique (Bishop simplifiée)	105
4.3.2.2 Méthode de conception selon EUROCODE 7 : approche 1-combinaison 1 ...	112
4.3.2.3 Méthode de conception selon Eurocode7 : Approche 1-Combinaison 2	116
4.4 Proportion de la solution	120
4.5 Conclusion	126
Conclusion générale	127

Liste des figures

Chapitre I – Les géosynthétiques.		
Figure 1.1	Les géotextiles	5
Figure 1.2	Les géotextiles non-tissés (thermoliés et aiguilletés) (BONAR).	6
Figure 1.3	Les géotextiles tissés (De gauche à droite : bandelette, multifilament, monofilament)	6
Figure 1.4	Géotextile tricoté	7
Figure 1.5	Géofilets (SOLMAX)	7
Figure 1.6	Géogrilles (Tensar)	8
Figure 1.7	Les types de géogrilles	8
Figure 1.8	Géospaceur (Silplast)	9
Figure 1.9	Géotextile alvéolaire (Afitex)	9
Figure 1.10	Géotube (Huesker)	10
Figure 1.11	les géosynthétiques bentonitiques	11
Figure 1.12	Géomembranes	11
Figure 1.13	Géocomposite de drainage (Geomat)	12
Figure 1.14	Schéma sur les principaux types de géosynthétique (adapté de la norme NF EN ISO Afnor 2015) (10318-1, 2015)	13
Figure 1.15(a)	Fonctions des géotextiles (Séparation)	14
Figure 1.15(b)	Fonctions des géotextiles (Filtration)	14
Figure 1.15(c)	Fonctions des géotextiles (Drainage)	15
Figure 1.15(d)	Fonctions des géotextiles (Renforcement)	15
Figure 1.16	Principales fonctions des géotextiles (comité marocain des géosynthétiques)	16
Figure 1.17	Principaux domaines d'application des géosynthétiques	19

Chapitre II – Etude bibliographique des ouvrages de soutènement en sol renforcé par géosynthétiques		
Figure 2.1	Glissements de terrain	20
Figure 2.2	Types de glissements de terrain	21
Figure 2.3	Cinématique des glissements pinterest.fr	21
Figure 2.4	Niche d'arrachement	22
Figure 2.5	Fissure de tension	22
Figure 2.6	Arbres basculés	23
Figure 2.7	Zone de rétention d'eau	23
Figure 2.8	Fissuration des bâtiments	24
Figure 2.9	Déformation des routes	25
Figure 2.10	Drainage de talus par barbicanes	26
Figure 2.11	Principe du clouage et exemple de réalisation	27
Figure 2.12	Mur de soutènement.	27
Figure 2.13	Les divers types d'ouvrages de soutènement classés d'après la distinction précédente (6)	30

Figure 2.14	Mur en pierres sèches	31
Figure 2.15	Les gabions	31-32
Figure 2.16	Gabions à double torsion	32
Figure 2.17	Gabions électrosoudés	33
Figure 2.18	Les murs en sol renforcé	34
Figure 2.19	Les ouvrages cellulaires	35
Figure 2.20	Mur en « T renversé » classique (a), Mur en « L »	36
Figure 2.21	Diverses dispositions de bêches	36
Figure 2.22	Murs en parois moulée	37
Figure 2.23	Géométrie des palplanches	38
Figure 2.24	Les rideaux palplanches	38
Figure 2.25	Murs partiellement ou totalement ancrés	39
Figure 2.26	Différents types de géosynthétiques	40
Figure 2.27	Vue du dessus de deux nappes de géosynthétiques.	41
Figure 2.28	Ouvrage en remblai renforcé par nappes de géotextile à parements verticaux et Indépendants	42
Figure 2.29	Ouvrage en remblai renforcé par nappes de géotextile à parement incliné.	42
Figure 2.30	Exemple de géogrille uni-axiale.	44
Figure 2.31	Géogrilles bi-axiales	44
Figure 2.32	Mise en place des nappes de géogrille Triaxiale pour stabilisation sur sol peu porteur	45
Figure 2.33	Imbrication des grains dans une géogrille	46

Chapitre III – Calcul des murs de soutènement en sol renforcé par géogrilles.		
Figure 3.1	Eléments constituant un ouvrage de soutènement en sol renforcé à parement en blocs modulaires (Bathurst et Simac, 1994)	49
Figure 3.2	Equilibres respectifs des deux blocs pris séparément	50
Figure 3.3	Identification des termes utilisés dans la conception des murs de soutènement renforcés par géosynthétique	51
Figure 3.4	Le système à trois composantes (a) face du mur chargés par les forces d'interaction, (b) la force de traction dans le renforcement et la contrainte de la liaison sol-renforcement et (c) la masse du sol renforcé	52
Figure 3.5	La géométrie du mécanisme de rupture en spirale logarithmique (Log-spiral) pour la méthode des tranches horizontales, (b) la géométrie et les forces temporaires de chaque tranche. Nouri et al, (2006)	53
Figure 3.6	Division du coin de rupture en tranches. Ghanbari et Ahmadabadi	54
Figure 3.7	Équilibre des forces dans la $i^{\text{ème}}$ tranche. Ghanbari et Ahmadabadi, (2009)	54
Figure 3.8	Mise en place et compactage du remblai	55
Figure 3.9	Mise en place de la nappe de renforcement attaché aux blocs modulaires	55
Figure 3.10	Détail de système de connexion parement-géogrille	56
Figure 3.11	Procédures générales de construction pour l'utilisation de géotextiles dans la construction de murs en tissu	56

Figure 3.12	Modes de rupture (Bathurst et Simac, 1994)	58
Figure 3.13	Schéma d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé et les forces supposées pour l'analyse de la stabilité externe (AASHTO, 2012).	59
Figure 3.14	Localisation de la surface de rupture pour la conception de la stabilité interne d'ouvrages de soutènement en sol renforcé (AASHTO, 2012). (a) armatures extensibles ; (b) armatures inextensibles.	63
Figure 3.15	Variation du coefficient de pression latérale en profondeur (AASHTO, 2012).	65
Figure 3.16	Ouvrage de soutènement en sol renforcé et forces impliquées dans l'analyse de la stabilité interne (AASHTO, 2012).	66
Figure 3.17	Valeurs de facteur de frottement pour différents types d'armatures	68
Figure 3.18	Rapport de couverture R_c d'après la méthode AASHTO (2012).	69
Figure 3.19	Ouvrage de soutènement en sol renforcé (Bathurst et al. 2006)	70-71
Figure 3.20	Parement en blocs modulaires soumis à une charge latérale répartie et avec une rigidité de cisaillement de l'interface bloc-bloc et une rigidité de cisaillement du pied de parement (Bathurst et al. 2007).	73
Figure 3.21	Mécanisme de rupture en spirale logarithmique (Leshchinsky et al... 2009).	74
Figure 3.22	Modèle numérique d'un ouvrage de soutènement avec un sol de fondation compressible (Damians et al., 2014).	77
Figure ex 1.1	dimensionnement de mur et propriétés des sols.	80
Figure ex 1.2	configuration de mur (MSEW) et du renforcement.	84
Figure ex 2.1	Analyse de stabilité des pentes	89
Figure ex 2.2	Renforcement de la pente	92
Figure ex 3.1	dimensionnement d'un mur en sol renforcé par géogridde.	94

Chapitre IV – Modélisation numérique d'un talus en sol renforcé par géogridde.		
Figure 4.1	Modélisation et calcul de la stabilité des talus	100
Figure 4.2	Présentation de la géométrie de la pente et le nombre des couches	101
Figure 4.3	présentation des caractéristiques mécaniques des sols.	101
Figure 4.4	L'espacement de la grille.	102
Figure 4.5	Présentation de méthode de renforcement du talus.	102
Figure 4.6	Modélisation du profil avec surcharge.	103
Figure 4.7	Modélisation du profil avec charge sismique.	103
Figure 4.8	Modélisation du profil avec la présence de la nappe d'eau.	104
Figure 4.9	présentation des calculs et interprétations.	104
Figure 4.10	Modélisation d'un profil de talus sec non renforcé.	105
Figure 4.11	Résultat d'analyse d'un talus sec non renforcé par la méthode de Bishop	105
Figure 4.12	Modélisation d'un profil de ² talus sec renforcé	106
Figure 4.13	Résultat d'analyse d'un talus sec renforcé par la méthode de Bishop	106
Figure 4.14	Modélisation d'un profil de talus sec renforcé avec surcharge.	107

Figure 4.15	Résultat d'analyse d'un talus sec renforcé avec surcharge par la méthode de Bishop.	107
Figure 4.16	Modélisation d'un profil de talus sec renforcé avec surcharge et charge sismique.	108
Figure 4.17	Résultat d'analyse d'un talus sec renforcé avec surcharge et charge sismique par la méthode de Bishop.	108
Figure 4.18	Modélisation numérique d'un profil du talus renforcé avec surcharge, charge sismique et une nappe d'eau.	109
Figure 4.19	Résultat d'analyse d'un talus sec renforcé avec surcharge, charge sismique et une nappe d'eau par la méthode de Bishop.	109
Figure 4.20	Histogramme de variation de coefficient de sécurité par les différentes méthodes.	111
Figure 4.21	Résultat d'analyse d'un talus sec non renforcé par la méthode de FELLENIUS.	112
Figure 4.22	Résultat d'analyse d'un talus sec renforcé par la méthode de FELLENIUS.	112
Figure 4.23	Résultat d'analyse d'un talus sec renforcé avec surcharge par la méthode de FELLENIUS.	113
Figure 4.24	Résultat d'analyse d'un talus sec renforcé avec surcharge et charge sismique par la méthode de FELLENIUS.	113
Figure 4.25	Résultat d'analyse d'un talus sec renforcé avec surcharge, charge sismique et une nappe d'eau par la méthode de FELLENIUS.	114
Figure 4.26	Histogramme de variation de coefficient de sécurité par les différentes méthodes.	115
Figure 4.27	Résultat d'analyse d'un talus sec non renforcé par la méthode de Fellenius.	116
Figure 4.28	Résultat d'analyse d'un talus sec renforcé par la méthode de Fellenius.	116
Figure 4.29	Résultat d'analyse d'un talus sec renforcé avec surcharge par la méthode de Fellenius.	117
Figure 4.30	Résultat d'analyse d'un talus sec renforcé avec surcharge et charge sismique par la méthode de Fellenius.	117
Figure 4.31	Résultat d'analyse d'un talus renforcé avec surcharge, charge sismique et une nappe d'eau par la méthode de Fellenius.	118
Figure 4.32	Histogramme de variation de coefficient de sécurité par les différentes méthodes.	119
Figure 4.33	modélisation du profil d'un talus sec non renforcé avec $\alpha=30^\circ$.	120
Figure 4.34	Modélisation du profil d'un talus sec non renforcé avec $\alpha=25^\circ$	121
Figure 4.35	modélisation du profil d'un talus sec renforcé avec $\alpha=30^\circ$	121
Figure 4.36	modélisation du profil d'un talus sec renforcé avec $\alpha=25^\circ$	122
Figure 4.37	modélisation du profil d'un talus sec renforcé avec $\alpha=30^\circ$ et une surcharge	122
Figure 4.38	modélisation du profil d'un talus sec renforcé avec $\alpha=25^\circ$ et une surcharge	123
Figure 4.39	modélisation du profil d'un talus sec renforcé avec surcharge, charge sismique et $\alpha=30^\circ$	123
Figure 4.40	modélisation du profil d'un talus sec renforcé avec surcharge, charge sismique et $\alpha=25^\circ$	124

Figure 4.41	modélisation du profil d'un talus sec renforcé avec surcharge, charge sismique, nappe d'eau et $\alpha=30^\circ$	124
Figure 4.42	modélisation du profil d'un talus sec renforcé avec surcharge, charge sismique, nappe d'eau et $\alpha=25^\circ$	125
Figure 4.43	Histogramme de la variation de coefficient de sécurité en fonction de l'angle de la pente.	125

Liste des tableaux

Chapitre I – Les géosynthétiques.		
Tableau 1.1	Fonctions principales assurées par les géosynthétiques élémentaires [comité français des géosynthétiques, 2015]	17

Chapitre III – Calcul des murs de soutènement en sol renforcé par géogrilles.		
Tableau 3.1	Paramètres de performances utilisées pour le dimensionnement des ouvrages de soutènement en sol renforcé (AASHTO, 2012).	61
Tableau ex 1.1	Valeurs de facteurs de réduction recommandées pour la détermination de la résistance à la traction admissible des géogrilles.	81
Tableau ex 1.2	espacements des couches et leurs longueurs.	83
Tableau ex 3.1	Valeurs de facteurs de réduction recommandées pour la détermination de la résistance à la traction admissible des géogrilles.	95
Tableau ex 3.2	espacements des couches et leurs longueurs.	96

Chapitre IV – Modélisation numérique d'un talus en sol renforcé par géogrille.		
Tableau 4.1	données et résultats livrés par le logiciel SLIDE.	99
Tableau 4.2	les valeurs de coefficient de sécurité par la conception classique.	110
Tableau 4.3	les valeurs de coefficient de sécurité par la conception selon l'eurocode7 Approche 1-Combinaison 1	114
Tableau 4.4	les valeurs de coefficient de sécurité par la conception selon l'eurocode7 Approche 1-Combinaison 2	118
Tableau 4.5	les valeurs de coefficient de sécurité en fonction de l'angle de la pente.	125

Introduction générale

Introduction générale

Plusieurs techniques sont disponibles pour l'amélioration de la qualité des sols de faible portance, le renforcement des sols par géosynthétiques est une technique qui permet la construction rapide et économique des ouvrages de soutènement. Cette technique connaît une croissance significative depuis quelques décennies. Les géosynthétiques permettent l'amélioration des qualités des sols dans divers domaines : Tel que le renforcement des sols, l'étanchéité, le drainage, et la protection.

Pour réaliser un massif en sol renforcé il doit être associé à un parement vertical ou sub-vertical et cela nous donne un ouvrage équivalent au mur poids capable de résister à la poussée des terres à l'arrière du mur. Ils doivent supporter les nombreuses contraintes mécaniques appliquées lors de la mise en œuvre et lorsque l'ouvrage est en service ;

Les ouvrages de soutènement en sol renforcé constituent un ajout important dans le domaine de géotechnique, tels que les remblais routiers ou ferroviaires, etc.

Malgré ça, le dimensionnement des d'ouvrages de soutènement renforcés reste difficile en raison de la complexité du comportement mécanique du sol.

plusieurs méthodes de dimensionnement des ouvrages de soutènement en sol renforcé basées sur l'approche de l'équilibre limite, parmi ces méthodes on trouve la méthode AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) et la méthode de FHWA (Federal Highway Administration).

L'utilisation de la modélisation numérique permet de traiter les problèmes d'interaction sol-structure, en introduisant des lois de comportement très avancées qui reflètent bien le comportement du sol et de la structure. La méthode du suivi par éléments finis ou différences finies est largement utilisée ;

Notre projet s'intéresse à l'étude numérique du comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé, en considérant de nombreux paramètres influant sur le comportement de ces ouvrages.

Il se compose en deux parties:

La première partie présente une recherche bibliographique en deux chapitres:

Chapitre 1 : il résume les différents types des géosynthétiques (géotextile, géogrille, géoespaceur...), leurs rôles (séparation, renforcement, drainage...) et leurs domaines d'application au génie civil et travaux publics (routes, infrastructure, bâtiments, ouvrages hydrauliques...etc.)

Chapitre 2 : il se divise en trois grands titres :

- Les glissements de terrain : les phénomènes induits par ces glissements consistent en comment se forme un glissement et quelles sont les principales techniques de confortement.
- Les ouvrages de soutènement : Les différents types d'ouvrages de soutènement, leur fonctionnement et leurs domaines d'application ;
- Les murs de soutènement en sol renforcé par géosynthétiques: les techniques disponibles pour améliorer le comportement mécanique du remblai, le renforcement par géogrilles et leur application au domaine de Génie Civil.

La deuxième partie est consacrée à la présentation de l'outil numérique adopté. Cette partie est présentée en deux chapitres :

Chapitre 3 : il consiste au calcul analytique des murs en sol renforcé par géogrille avec des méthodes de calcul efficaces et sophistiqués, ainsi que les mécanismes de rupture influant sur le dimensionnement des ouvrages de soutènement en sol renforcé par géosynthétiques et les paramètres régissant sur le comportement des ouvrages de soutènement renforcé ;

Chapitre 4 : il présente les méthodes numériques utilisées pour le calcul numérique des ouvrages de soutènement en sol renforcé. Ce chapitre est consacré aussi à la description de l'outil numérique SLIDE 6.0

Chapitre I

Les géosynthétiques

1.1 Introduction

Dans une analogie directe avec le béton armé, les matériaux en acier et polymères fournissent la résistance et la stabilité à la traction aux sols qui ont de faibles ou aucune résistance à la traction. Les matériaux polymères de renforcement sont un sous-ensemble d'un développement récent beaucoup plus grand en matériaux de génie civil : les géosynthétiques.

Depuis le début des années 70, les géosynthétiques sont utilisés de plus en plus dans les infrastructures et les ouvrages en terre.

Au début, on les utilisait comme éléments de drainage et comme couches de protection pour les voies ferrées, dans des fonctions de filtration et de séparation, mais on a développé par la suite des Géosynthétiques pour protéger, renforcer et étanchéifier la fondation de la voie. Holtz 2001 a rapporté qu'en 1970, il y avait seulement cinq ou six types de géosynthétiques disponibles, alors qu'aujourd'hui plus de 600 produits Géosynthétiques différents sont vendus dans le monde entier. (1)

Origine des géosynthétiques

L'utilisation du renforcement remonte très loin dans l'histoire où les chinois eurent utilisé des bâtons et des branches pour renforcer les digues en boue. Au cours des quatre dernières décennies, l'utilisation de renforcement des ouvrages de géotechnique pour améliorer leur performance s'est considérablement diversifiée. En 1926, la première utilisation de tissus dans les routes de renforcement a été tentée aux USA en Caroline du Sud. Fin des années 1950, Une gamme de tissus a été fabriquée pour être utilisée comme couche de séparation et de filtration entre les remplissages granulaires et les sous- sols faibles. Les tissus tissés (aujourd'hui appelés géotextiles) ont joué des fonctions de filtration essentielles dans des projets côtiers aux Pays-Bas et aux Etats-Unis. Rhône-Poulenc Textiles en France a commencé dans les années 1960 à travailler avec des géotextiles aiguilletés non-tissés sur des applications très différentes spécialement pour les systèmes de soutien des voies ferrées et des autoroutes.

Le développement de la technique de renforcement de la terre a été mis au point par l'architecte et inventeur français, Henri Vidal, qui a étudié les effets de frottement du renforcement dans le sol dans le but d'améliorer les propriétés du sol dans le sens où le sol est soumis à une contrainte de traction, dont il a déposé le brevet en 1963. Depuis lors, la terre

armée a été largement utilisée pour la construction de murs de soutènement en terre et de talus de remblai et pour la stabilisation de remblais placés sur un sol meuble.

Par conséquent, de nombreux systèmes de renforcement de systèmes propriétaires ont été développés et, en comparaison avec la construction conventionnelle, ils offrent les avantages d'une construction simple, d'un faible coût et de la capacité à tolérer de grandes déformations sans détresse structurelle. Plusieurs utilisations de géotextiles ont vu le jour à partir des années 1970. Dans le barrage de Valcross en France (Giroud, 1992), un géotextile non tissé a été employé comme un filtre de drainage aval. Aussi, des géotextiles ont été incorporés comme renfort dans les murs de soutènement, les pentes abruptes, etc. Le début de l'utilisation des géosynthétiques s'est produit dans la construction d'un confinement sûr des déchets dangereux pour l'environnement.

Les systèmes de confinement des sols basés sur des filets géotextiles cellulaires ont été développés et évalués en France en 1980. Netlon a développé un concept similaire, mais à plus grande échelle, avec l'introduction du matelas « Tensar Geocell » en 1982. Durant les années 1990, l'ASTM (American Society of Testing Materials), l'ISO (the International Organization for Standardization), et le BSI (British Standards Institution) ont publié les différentes normes dans le but d'une standardisation des géosynthétiques. (2)

1.2 Définition

Un géosynthétique est un produit dont au moins un de ses constituants est à base de polymère synthétique (polyéthylène, polyester...). Il est utilisé en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans les domaines de la Géotechnique et du génie civil.

Les principaux polymères utilisés pour la fabrication de géosynthétiques sont :

- Le polyéthylène (PE) ;
- Le polyamide (PA) ;
- Le polyester (PET) ;
- Le polypropylène (PP) ;
- Le polyéthylène haute densité (PEHD).

Ces polymères ont des propriétés différentes et le choix d'un géosynthétique peut être motivé dans certains cas par le type du polymère.

1.3 Type des géosynthétiques

Il existe deux grandes familles de géosynthétiques :

- ♣ Les géotextiles et produits apparentés aux géotextiles qui sont des produits perméables.
- ♣ Les géomembranes et produits apparentés aux géomembranes qui sont essentiellement imperméables.

1.3.1 Les produits perméables

Dans cette famille on distingue :

1.3.1.1 Les géotextiles

Un géotextile est défini par la norme NF EN ISO 10318 comme une matière textile plane, perméable et à base de polymère (naturel ou synthétique), pouvant être non tissée, tricotée ou tissée, utilisée en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans le domaine de la Géotechnique.



Figure 1.1 Les géotextiles

a) Les géotextiles non tissés

Les géotextiles non tissés sont faits de fibres, de filaments ou d'autres éléments orientés directionnellement ou de façon aléatoire. Ils sont liés de façon mécanique, thermique ou chimique. Ils existent sous deux formes : thermocollé et aiguilleté, comme le montre la figure 1.2 (3).

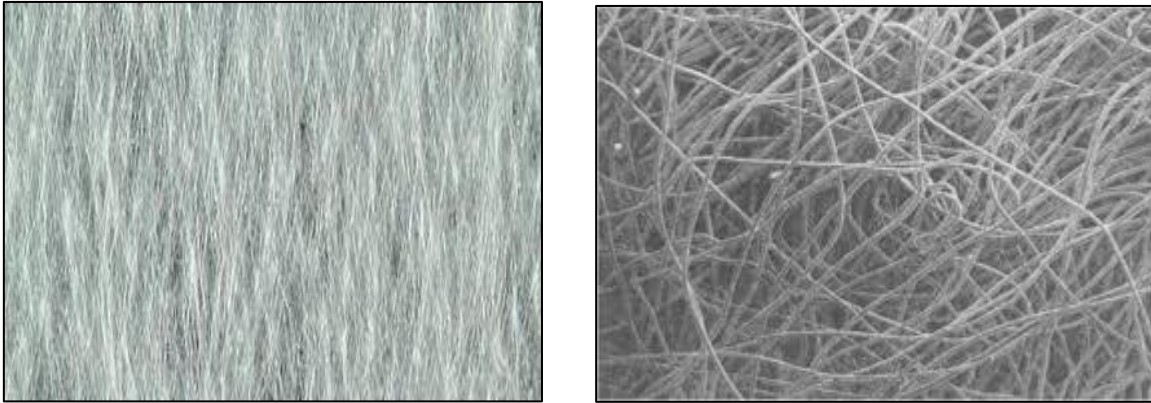


Figure 1.2 Les géotextiles non-tissés (thermoliés et aiguilletés) (BONAR).

b) Les géotextiles tissés

Les géotextiles tissés sont des produits confectionnés par entrelacement, habituellement à angle droit. Ils sont constitués de deux ou de plusieurs faisceaux de fils, de filaments, de bandelettes ou d'autres éléments, comme illustrés dans la figure 1.3



Figure 1.3 Les géotextiles tissés

(De gauche à droite : bandelette, multifilament, monofilament)

c) Les géotextiles tricotés

Un tricoté (figure 1.4) est 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.

L'inconvénient des tricotés est qu'ils sont très déformables. Leur déformation à la rupture est supérieure à 100%. (1)

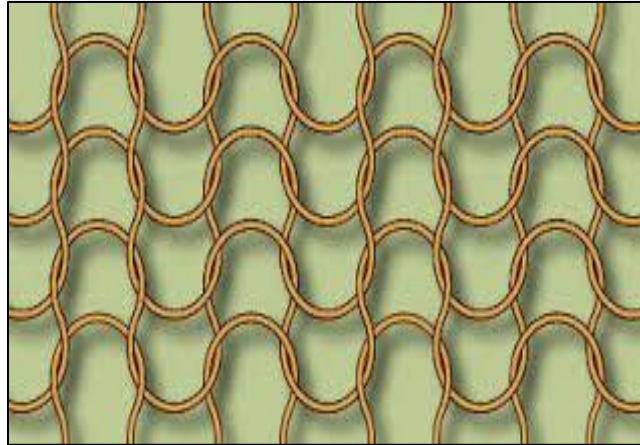


Figure 1.4 Géotextile tricoté

1.3.1.2 Produits apparentés aux géotextiles

Un certain nombre d'autres géosynthétiques sont disponibles, regroupés sous l'appellation de « produits apparentés aux géotextiles ». Ils représentent tous les produits perméables qui ne sont pas des géotextiles. On trouve :

a) Les géofilets

Le géofilet est un géosynthétique constitué d'ensemble de tiges parallèles et superposées entièrement reliées à d'autres ensembles similaires selon des angles variables. (3)

(voir figure 1.5)

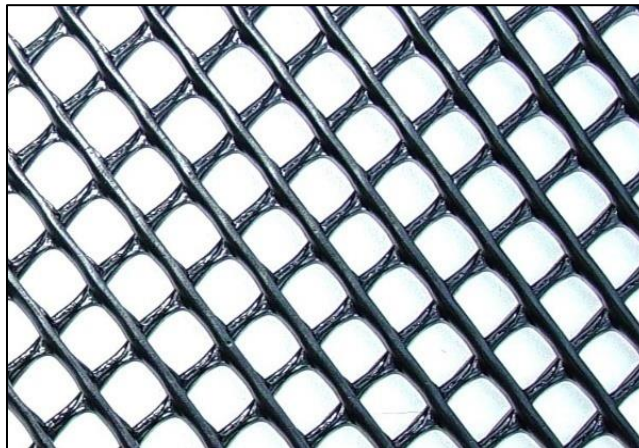


Figure 1.5 Géofilets (SOLMAX)

b) Les géogrilles

Les géogrilles sont dotées d'une structure plane à base de polymère, constituée par un réseau ouvert et régulier d'éléments résistant à la traction et pouvant être assemblées par extrusion, par collage ou par entrelacement, dont les ouvertures ont des dimensions

supérieures à celles des constituants. Les géogrilles sont le plus souvent utilisées pour le renforcement de sol. Comme le montre la figure 1.6.



Figure 1.6 Géogrilles (Tensar)

On distingue des géogrilles mono-axiale, bi-axiale et triaxial illustrés dans la figure 1.7 :

✓ Mono-axiale: la résistance à la traction est plus importante dans un sens (longitudinal ou transversal) que dans l'autre.

✓ Bi-axiale: la résistance à la traction est sensiblement équivalente dans le sens longitudinal et transversal.

✓ Triaxiale: la résistance à la traction est sensiblement la même dans les trois directions.

(3)



a. Mono-axiale

b. Bi-axiale

c. Triaxiale

Figure 1.7 Les types de géogrilles

c) Les goéspaceurs

Les goéspaceurs de drainage sont des grilles tridimensionnelles en polyéthylène haute densité. Ils disposent d'une structure qui assure le maintien de l'espace entre deux matériaux, notamment entre le sol et la géomembrane. Ces derniers garantissent le drainage des liquides et des gaz et résistent aux agressions chimiques. (1) (Figure 1.8)



Figure 1.8 Géospaceur (Silplast)

d) Géotextiles alvéolaires

Des géosynthétiques 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. Les alvéolaires (géoconteneurs) permettent le confinement, la stabilité et le renforcement d'un matériau de remplissage. (1) (Figure 1.9)

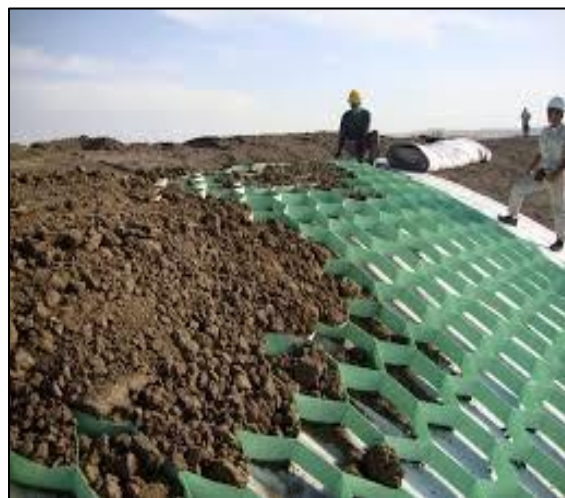


Figure 1.9 Géotextile alvéolaire (Afitex)

e) Géotextile tube (géotuyaux)

Un Géotube est un géotextile qui est tissé en forme de tube, sans coutures, ou qui a été confectionné en forme tubulaire à partir de bandes de géotextiles assemblées. Sur la partie supérieure du Géotube, des manchettes sont confectionnées pour y raccorder les tubes d'alimentation d'une conduite de refoulement. Ce type spécifique de Géotube est utilisé pour la déshydratation de sable ou de boues (1) (voir figure 1.10)



Figure 1.10 Géotube (Huesker).

1.3.2 Les produits imperméables

a) Les géosynthétiques bentonitiques

Les géosynthétiques bentonitiques sont des produits de structure assemblée en usine, formés de géosynthétiques, se présentant d'un matériau composite étanche sous la forme d'une feuille et dans laquelle la fonction d'écran est essentiellement assurée par de l'argile.

Il existe deux types de géosynthétiques bentonitiques illustrés dans la Figure 1.11 suivante :

- ✓ Ceux pour lesquels, l'argile est fixée entre deux géotextiles, figure 1.11(a)
- ✓ Ceux pour lesquels, l'argile est collée sur une géomembrane. (3) voir figure 1.11(b)

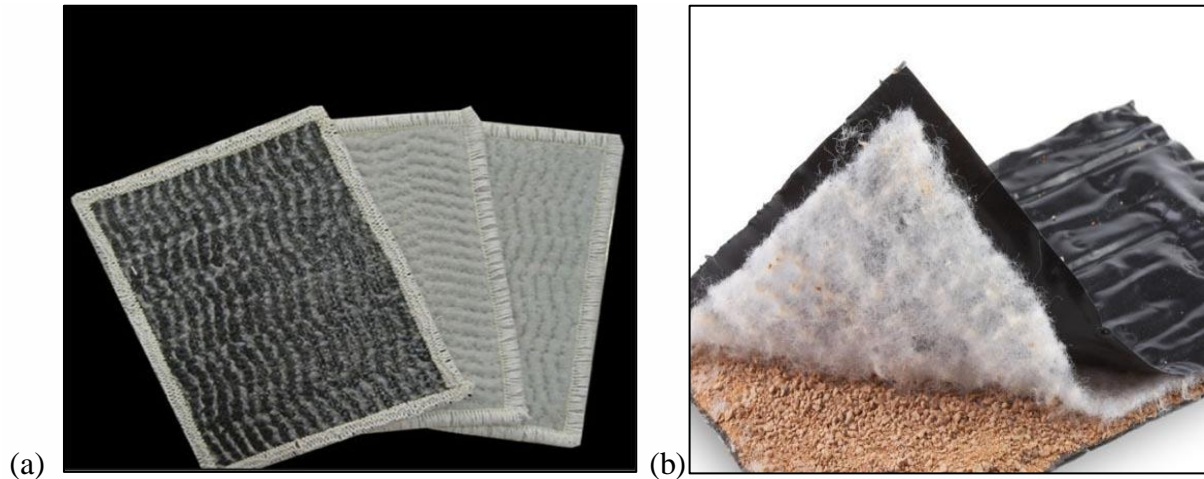


Figure 1.11 les géosynthétiques bentonitiques

b) Géomembranes

Selon la norme NF P 84 500, une géomembrane est un produit, mince, souple, continu, étanche au liquide même sous les sollicitations en service. Une géomembrane qui est illustrée dans la Figure 1.12 est étanche au liquide même sous des déformations de service.

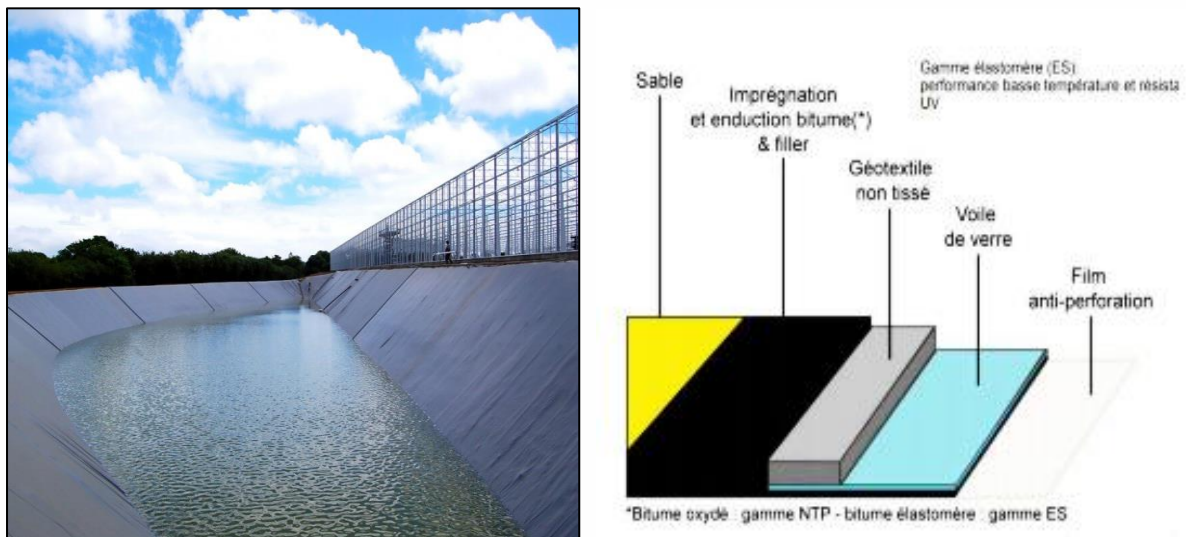


Figure 1.12 Géomembranes

On distingue :

✓ **Géomembrane bitumineuse** sont des géomembranes fabriqués par des produits bitumineux afin d'avoir un aspect viscoélastique.

✓ **Géomembrane élastomère** sont des géomembranes fabriqués par l'éthylène, propylène et diène monomère afin d'avoir un produit infusible et élastique.

✓ **Géomembrane plastomère** sont des géomembranes fabriqués par les Polyoléfines, ils se caractérisent par leurs transformations réversibles à la chaleur. (1).

c) Géocomposite

Les géocomposites sont des produits composés de deux matériaux ou plus, dont au moins l'un des composants est à base de géosynthétique. Afin d'assurer plusieurs fonctions dans une structure, la plupart des géocomposites sont utilisés dans les applications de drainage et de confinement des déchets. (3). figure 1.13.

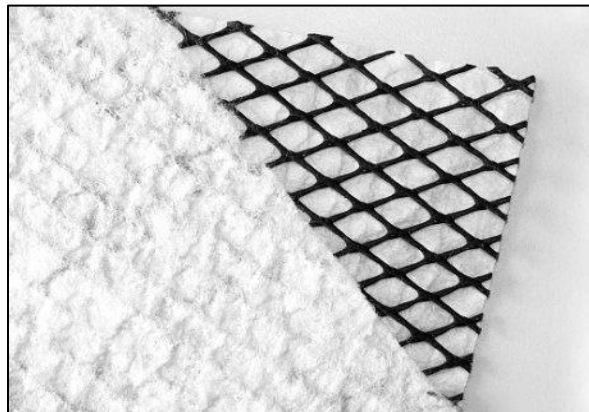


Figure 1.13 Géocomposite de drainage (Geomat)

Les principaux types de géosynthétique sont résumés et présentés dans la Figure 1.14 ci-dessous :

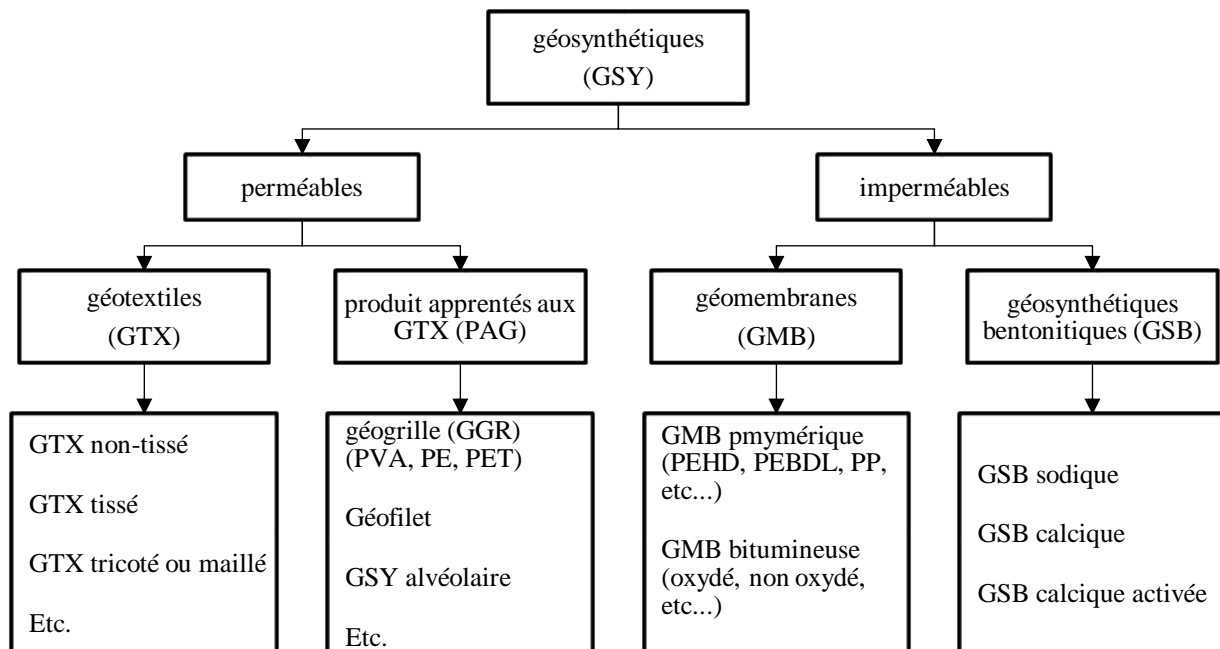


Figure 1.14 Schéma sur les principaux types de géosynthétique (adapté de la norme NF EN ISO Afnor 2015) (10318-1, 2015).

Note :

- PE : Polyéthylène.
- PEHD : Polyéthylène haute densité.
- PEBD : Polyéthylène haute densité linéaire
- PET : Polyester
- PP : Polypropylène
- PVA : Alcool polyvinylique.

1.4 Fonctions des géosynthétiques

1.4.1 Fonctions des géotextiles et produits apparentés

Les géotextiles et produits apparentés peuvent remplir, dans les domaines de la géotechnique et du Génie Civil où ils sont utilisés, différentes fonctions : (figure 1.15)

1.4.1.1 La séparation : prévention du mélange de deux sols ou de matériaux de remblais adjacents de natures différentes figure 1.15(a)

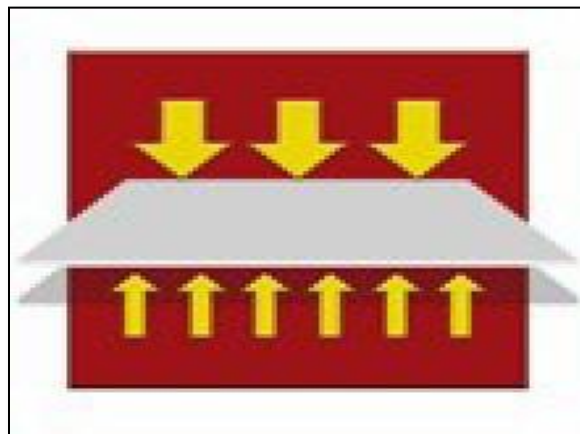


Figure 1.15(a) Fonctions des géotextiles (Séparation)

1.4.1.2 La filtration : rétention du sol, ou d'autres particules soumises à des forces hydrodynamiques, tout en permettant le passage de fluides à travers ou dans un géotextile, ou un produit apparenté aux géotextiles. Le géotextile permet de créer un autofiltre dans le sol en amont, voir figure 1.15(b)

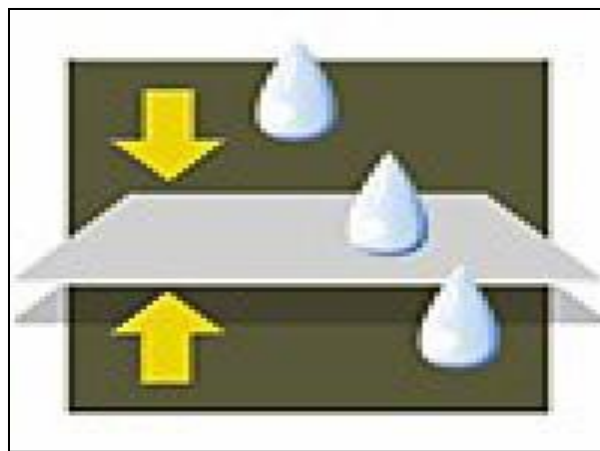


Figure 1.15(b) Fonctions des géotextiles (Filtration)

1.4.1.3 Le drainage : collecte et transport des eaux, souterraines et/ou d'autres fluides dans le plan d'un géotextile ou d'un produit apparenté aux géotextiles. Figure 1.15(c).



Figure 1.15(c) Fonctions des géotextiles (Drainage)

1.4.1.4 Le renforcement : utilisation du comportement en traction -déformation d'un géotextile ou d'un produit apparenté, afin d'améliorer les propriétés mécaniques du sol ou d'autre matériaux de construction. Figure 1.15(d)

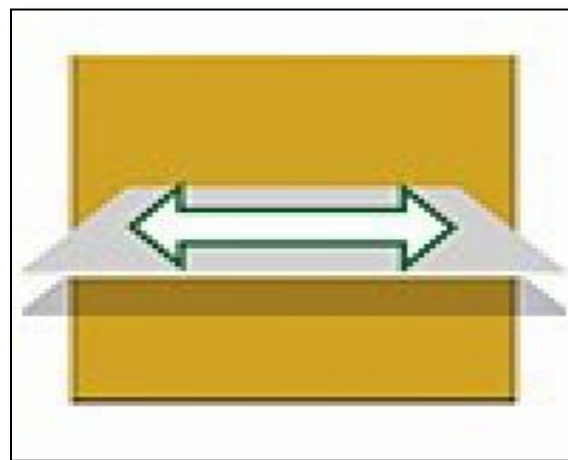


Figure 1.15(d) Fonctions des géotextiles (Renforcement)

1.4.1.5 La protection : prévention ou limitation des endommagements localisés d'un élément ou d'un matériau donné, en utilisant un géotextile ou un produit apparenté.

1.4.1.6 La lutte contre l'érosion de surface : utilisation d'un géotextile ou d'un produit apparenté aux géotextiles, afin d'éviter ou de limiter les mouvements du sol ou d'autres particules à la surface.

Les géotextiles peuvent également être utilisés pour retarder les remontées de fissures en surface des structures de chaussée.

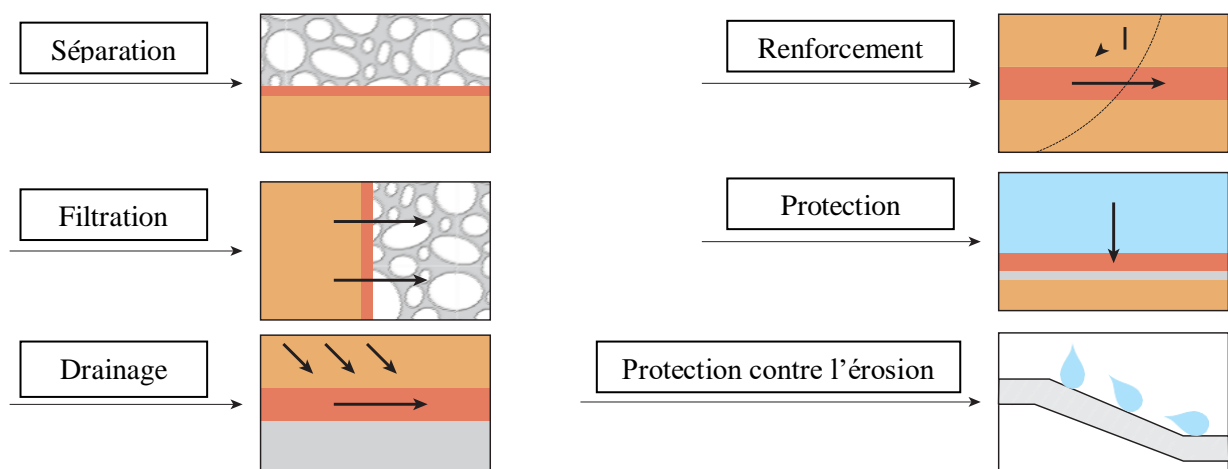


Figure 1.16 Principales fonctions des géotextiles (comité marocain des géosynthétiques)

Tableau 1.1 Fonctions principales assurées par les géosynthétiques élémentaires [comité français des géosynthétiques, 2015]

	Géotextiles	Goéspaceurs	Géogrilles	Géoconteneurs	Géomembranes	Géosynthétique benthoniques
Etanchéité	Non	Non	Non	Non	Oui	Oui
Protection	Oui	Non	Non	Oui	Non	Non
Drainage	Oui	Oui	Non	Non	Non	Non
Filtration	Oui	Non	Oui	Oui	Non	Non
Séparation	Oui	Non	Non	Non	Non	Non
Renforcement	Oui	Non	Oui	Oui	Non	Non
Résistance à l'érosion	Oui	Oui	Non	Oui	Non	Non

1.5 Durée de vie

Afin d'obtenir une durée de vie en adéquation avec la fonction du géosynthétique dans l'ouvrage, les concepteurs doivent prendre en compte les facteurs environnementaux impactant la pérennité des géosynthétiques. Le vieillissement des géosynthétiques exposés est principalement dû au rayonnement ultraviolet, à la chaleur et à l'oxygène, mais aussi à d'autres facteurs climatiques tels que l'humidité, la pluie etc...

Une caractérisation adéquate des matériaux en contact avec les géosynthétiques est par ailleurs essentielle pour une bonne prise en compte de la durabilité des géosynthétiques enfouis :

pH, présence d'oxygène, agressivité chimique, teneur en eau, température, matière organique et micro-organismes.

1.5.1 Rayonnement ultraviolet

Selon leur composition, les géosynthétiques sont plus ou moins sensibles à l'action du rayonnement ultraviolet.

Leur comportement est amélioré par l'adjonction de stabilisants à leur formulation de base.

La mise en place d'une structure de protection supprime ce problème.

La cinétique de dégradation des géosynthétiques liée aux rayonnements ultraviolets dépend également de l'ensoleillement de la localisation géographique (altitude, orientation des talus) de l'ouvrage.

1.5.2 Oxydation

Le phénomène d'oxydation dégrade les caractéristiques mécaniques des géosynthétiques. Ce phénomène est lié à la présence d'agents oxydants au contact des géosynthétiques (oxygène, ozone, effluents...). Selon leur composition, les géosynthétiques sont plus ou moins sensibles à l'oxydation.

1.5.3 Micro-organismes

L'expérience montre que de manière générale les géosynthétiques résistent à l'action des micro-organismes. Cependant certains doivent faire l'objet d'un traitement spécifique.

1.5.4 Compatibilité chimique

Le concepteur doit choisir les géosynthétiques adéquats (ce qui peut parfois nécessiter des essais préliminaires de compatibilité en phase de conception) en fonction de leur bonne compatibilité chimique avec le produit stocké (liquide, solide, gaz).

Les conditions de service de l'ouvrage doivent être définies dès le départ (par exemple : type du produit stocké, dans le cas d'un bassin). Toute modification de ce produit doit être proscrite sans étude de compatibilité chimique préalable. La résistance chimique d'un géosynthétique, au contact d'un produit donné, dépend des facteurs suivants :

- concentration du produit stocké (compatibilité en fonction des concentrations moyennes annuelles et pics de concentration) ;
- temps de contact ;
- température (compatibilité en fonction des températures moyennes annuelles et pics de température) ;

- pH (compatibilité en fonction des pH moyens annuels et pics de pH). (Le Moniteur des travaux publics et du bâtiment).

1.6 Principaux domaines d'application

Les géosynthétiques sont aujourd'hui des matériaux utilisés pour le traitement de certains problèmes géotechniques rencontrés lors de la réalisation des travaux dans le domaine de l'hydraulique, de bâtiment, des routes et infrastructures de transport, des tunnels, ouvrages souterrains, piste d'aérodrome, chemin de fer, et enfin des ouvrages pour la protection de l'environnement.

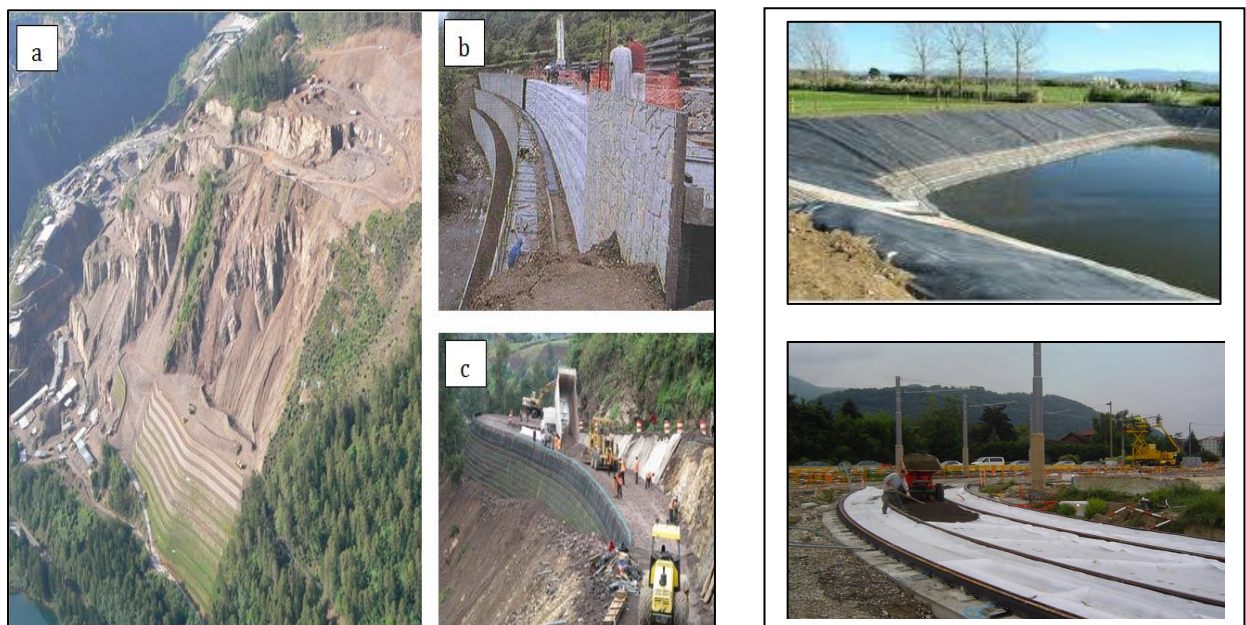


Figure 1.17 Principaux domaines d'application des géosynthétiques

1.7 Conclusion

Dans ce premier chapitre nous avons présenté les différents types des géosynthétiques (géotextile, géogrille, géospaceur...), leurs rôles (séparation, renforcement, drainage...) adapté à n'importe quelle application dans, le domaine de Génie Civil et travaux publics (routes, infrastructure, bâtiments, ouvrages hydrauliques...etc.).

L'utilisation des matériaux géosynthétiques est venue compléter et/ou remplacer les techniques traditionnelles utilisées auparavant dans le drainage et le traitement des sols (isolation des couches, afin d'éviter les remontées argileuses et le traitement des sols compressibles...).

Les géogrille sont généralement utiliser pour renforcer les couches de sols en pentes.

Chapitre II

*Etude bibliographique des ouvrages de
soutènement en sol renforcé par
géosynthétiques*

2.1 Glissement de Terrain

2.1.1 Définition

Les glissements de terrain sont l'un des risques naturels les plus présents et ils affectent toutes les régions du monde, causant chaque année d'énormes dégâts tant en vies humaines qu'en dommages matériels. Ils affectent aussi bien des pentes naturelles que des ouvrages anthropiques comme les digues, barrages ou remblais.



Figure 2.1 Glissements de terrain

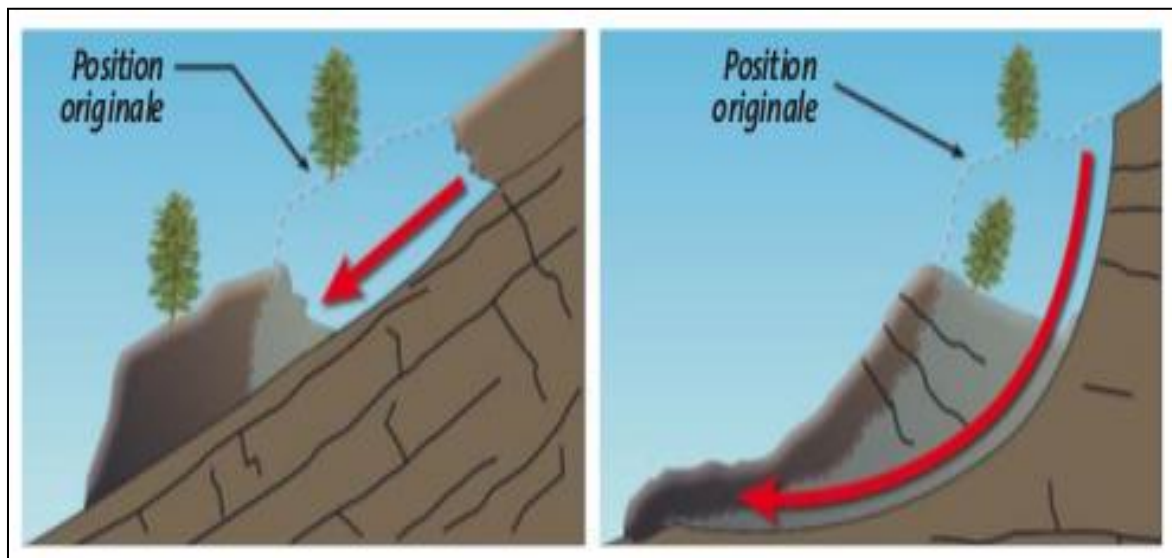
Les glissements de terrain sont des mouvements gravitaires d'une masse de sol dont le volume peut aller de quelques dizaines de mètres cubes à plusieurs dizaines de millions de mètres cubes. L'épaisseur du glissement peut varier de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres tandis que leur surface peut atteindre quelques kilomètres carrés.

Il y a donc une extrême variabilité de glissements depuis celui qui peut entraîner une fermeture d'une route à celui qui modifie complètement la topographie d'un site. Ces glissements peuvent être terrestres ou sous-marins.

2.1.2 Les types de glissements de terrain

Trois types de glissement sont distingués en fonction de la géométrie de la surface de rupture :

- glissement plan ou translationnel, le long d'une surface plane ;
- glissement circulaire ou rotationnel, le long d'une surface convexe ;
- glissement quelconque ou composite lorsque la surface de rupture est un mélange des deux types.



a. Glissement plan

b. Glissement rotationnel

Figure 2.2 Types de glissements de terrain

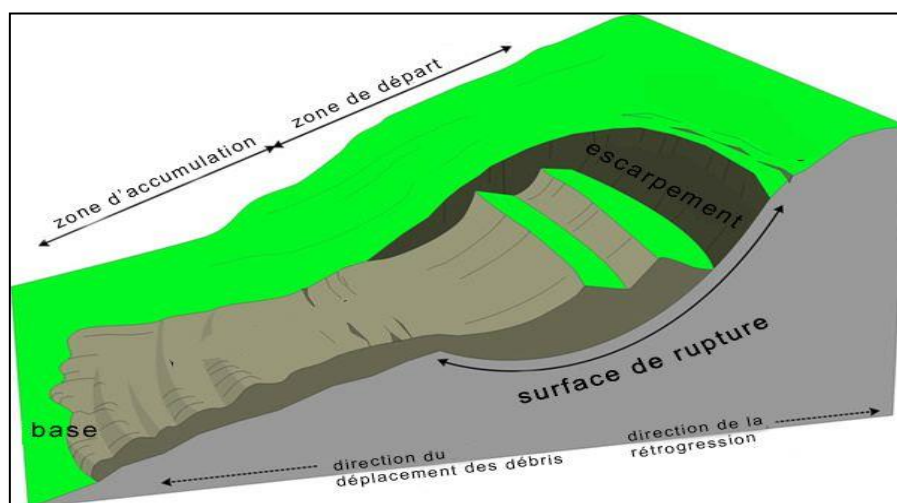


Figure 2.3 Cinématique des glissements pinterest.fr

2.1.3 Les phénomènes induits par les glissements de terrain

Les indices caractéristiques d'activité d'un glissement de terrain sont :

2.1.3.1 Niche d'arrachement

La niche d'arrachement est un enfoncement dans le bord supérieur de la masse en mouvement lors du glissement.



Figure 2.4 Niche d'arrachement

2.1.3.2 Fissures de tension

Les fissures de tension désignent les fissures, ou le système de fissures, dans des masses de blocs ou de roches non consolidés. Elles se produisent lorsqu'un état de contrainte critique est dépassé sous l'effet de mouvements de reptation ou de glissement. Les fissures de tension indiquent une activité de glissement accrue et peuvent représenter le début d'éboulements.



Figure 2.5 Fissure de tension

2.1.3.3 Arbres Basculés

C'est l'un des indices caractéristiques qui peuvent être observés dans les glissements de terrain actifs



Figure 2.6 Arbres basculés

2.1.3.4 Zone de Rétention d'eau

C'est la zone où le sol a une capacité de retenir un volume d'eau, qui ne s'écoule pas sous l'action de la gravité, et cela provoque une perte de capacité portante du sol ;



Figure 2.7 Zone de rétention d'eau

2.1.3.5 Fissuration des bâtiments

Les glissements ou mouvements de terrain peuvent provoquer des tensions plus ou moins fortes sur des bâtiments. Ces tensions sont propices à l'apparition de fissures sur les murs des maisons. Cela dépendra de la nature du sol sur lequel la maison est construite.



Figure 2.8 Fissuration des bâtiments

2.1.3.6 Déformation des routes

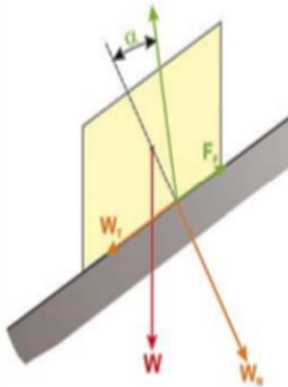
Les glissements de terrain constituent un risque naturel important, La route peut être partiellement ou complètement touchée par ce risque.



Figure 2.9 Déformation des routes

2.1.4 Comment se forme un glissement de terrain

Lorsque les forces s'exerçant sur une pente (**forces motrices**) dépassent la résistance des matériaux constitutifs de cette pente (**forces résistantes**), celle-ci subit une rupture et un glissement de terrain se produit. La rupture de l'équilibre a pour origine soit l'augmentation des forces déstabilisantes, liées à la gravité, soit la diminution des forces résistantes (ou stabilisantes).



Principe de base (schématique)

Un objet posé sur un plan est soumis :

- à une force motrice W_T (composante parallèle au plan de son poids W)
 - à une force résistance F_F (composante parallèle au plan du frottement entre l'objet et le plan)
- F_F est proportionnel au produit :
- de la composante perpendiculaire au plan W_N du poids de l'objet ;
 - et de la tangente de l'angle de frottement α entre l'objet et le plan.

Lorsque $W_T > F_F$ l'objet glisse sur le plan

Lorsque $W_T < F_F$ l'objet est fixe

Lorsque $W_T = F_F$ l'objet est en équilibre limite

Dans la nature les glissements de terrain peuvent se produire sur des surfaces de rupture : planes, circulaires, complexes.

2.1.5 Les facteurs d'instabilité

Facteurs permanents (= de prédisposition, de susceptibilité)

La pesanteur est le moteur du glissement ;
La pente régit directement l'équilibre des efforts mécaniques ;
L'eau diminue la résistance au frottement, modifie les caractéristiques de certains matériaux et augmente le poids des terrains ;
La nature des terrains (lithologie) conditionne directement leur sensibilité au glissement (marnes, argiles, substratum schisteux, alternance matériaux tendres et rocheux) ;
La structure des terrains, c'est-à-dire l'empilement des couches géologiques (stratigraphie) et les discontinuités (fracturation, failles, joints de stratification), est déterminante pour l'apparition d'une surface de rupture.

Facteurs variables dans le temps (= déclenchant, aggravant)

Les précipitations et la fonte des neiges agissent sur le facteur permanent qu'est l'eau dans le sol en augmentant les pressions interstitielles et la mise en charge des terrains ;

Les cours d'eau qui lorsqu'ils entrent en crue et affouillent un pied de talus, entraînent l'activation du glissement ;

Les séismes provoquent des vibrations qui peuvent être responsables du déclenchement de glissements ;

De nombreux glissements ont pour origine **les actions humaines** (terrassements, rejets, fuites ou pompages d'eau, les surcharges, etc.).

2.1.6 Principales techniques de confortement

Il est parfois possible de déployer des contremesures, qui neutralisent l'avancée du mouvement ou limitent son impact au moment de son déclenchement. Ces contremesures sont variées. Conforter un glissement nécessite de connaître non seulement ses dimensions mais aussi son origine (chargement, écoulement d'eau, altération des sols, ruissellement) : le choix de la méthode de confortement en dépend (4) :

a) Dispositifs de drainage

L'eau a fréquemment un rôle moteur dans les glissements de terrain, l'objectif du drainage est de contrôler la teneur en eau du sol et de réduire les pressions interstitielles au niveau de la surface de rupture. Le drainage peut évacuer l'eau de la zone ou encore éviter l'alimentation en eau de la zone par collecte et canalisation des eaux de surface.



Figure 2.10 Drainage de talus par barbacanes

b) Construction de renforts

Le rôle de ces systèmes est d'armer la terre et de limiter son mouvement.

❖ **Le clouage** : Ce dispositif transfère par un système d'accrochage (pieux, clous) les efforts du volume en mouvement vers le volume fixe.

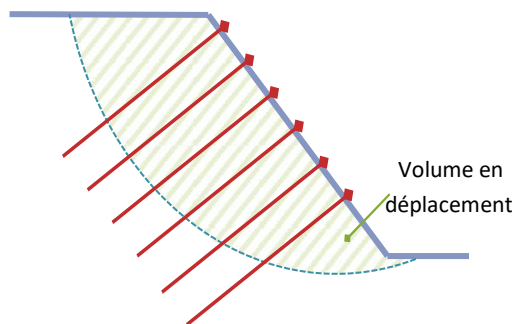


Figure 2.11 Principe du clouage et exemple de réalisation

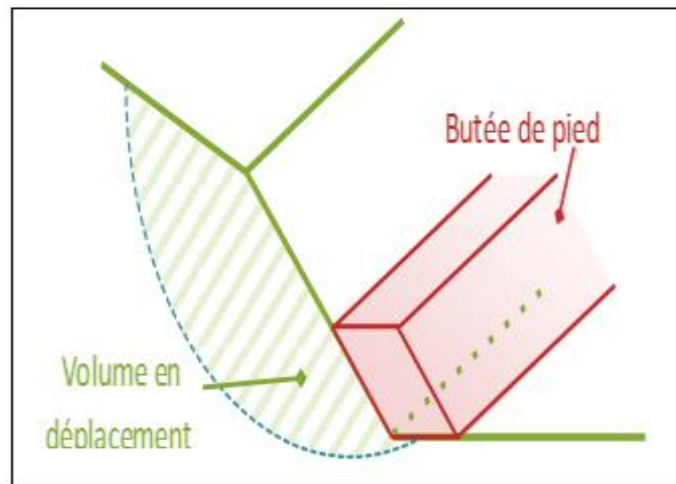
❖ **Le soutènement** : C'est un écran rigide ou souple qui bloque le volume du sol en mouvement. Les efforts mis en jeu sont importants et peuvent provoquer la rupture.



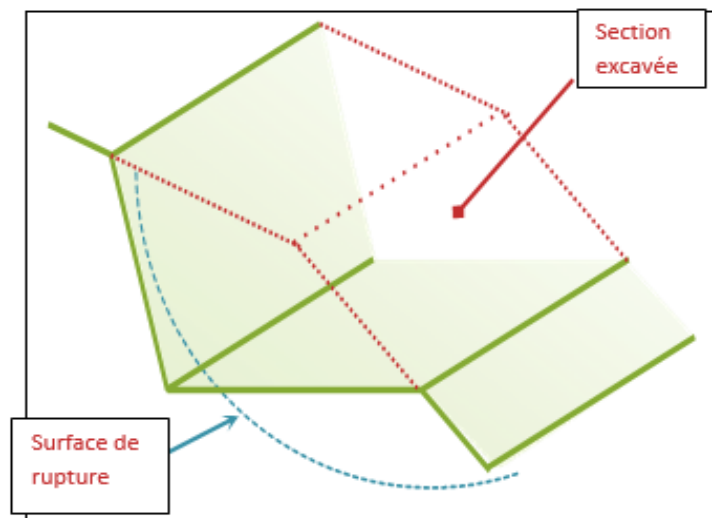
Figure 2.12 Mur de soutènement.

c) Systèmes de terrassement

❖ **Remblai de pied** : Le chargement en pied du glissement contrebalance les forces motrices du volume du sol en mouvement.



❖ **Allègement en tête** : Terrasser la tête du glissement allège la masse du volume du sol en mouvement, et donc diminue les forces motrices.



2.2 Les ouvrages de soutènement

2.2.1 Généralités sur les ouvrages de soutènements

2.2.1.1 Introduction

Parmi les solutions de traitement des glissements des talus, on trouve les murs de soutènement, l'usage de ces murs est très important dans le domaine du Génie Civil, ils sont réalisés dans le but de prévenir les mouvements quand le sol est en pente soit :

- En site montagneux pour protéger les chaussées routières et les voies ferroviaires contre le risque d'éboulement ou d'avalanches.
- En site urbain pour réduire l'emprise d'un talus naturel, en vue de la construction d'une route, d'un bâtiment ou d'un ouvrage d'art.

Les murs de soutènement jouent un rôle très intéressant dans la stabilité de plusieurs structures telles que (les ports, les ponts, les infrastructures, les barrages, les mines..., mais le mur de soutènement a aussi son utilité dans les jardins des particuliers)

2.2.1.2 Définition des ouvrages de soutènement

Le mur de soutènement est un mur vertical ou sub-vertical, Comme son nom l'indique, il sert à soutenir et à résister aux très fortes pressions d'un terrain, en principe une hauteur de terre d'au minimum deux mètres

Un mur de soutènement ne doit normalement pas excéder quatre mètres de hauteur et ne doit pas être construit sur des terrains dont la pente est supérieure à 10°.

Il existe de nombreux types d'ouvrages de soutènement, qui ont été conçus pour répondre aux situations les plus diverses. Ils se distinguent principalement par :

- Leur morphologie.
- Leur mode de fonctionnement.
- Les matériaux qui les constituent.
- Leur mode d'exécution.
- Leur domaine d'emploi privilégié (urbain, aquatique,). (5)

2.2.1.3 Les différents types des ouvrages de soutènement

Un ouvrage de soutènement peut retenir d'une part de terre en remblai et d'autre part en déblai. Le massif de sol retenu exerce la force de poussée qui diffère par trois modes principaux :

- La poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement.
- La poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement.
- La poussée est reprise par des ancrages. (6)







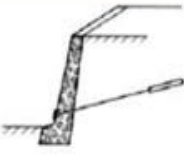

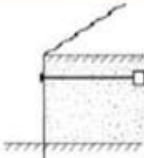
Mode de reprise de la poussée	Ouvrages de soutènement		
Poids de l'ouvrage	 <p>Mur poids en béton ou maçonnerie</p>	 <p>Mur en Terre Armée</p>	 <p>Ouvrage cellulaire</p>
Encastrement	 <p>Mur cantilever en béton armé</p>	 <p>Paroi moulée</p>	 <p>Rideau de palplanches</p>
Ancrage	 <p>Mur en béton, ancré</p>	 <p>Paroi moulée ancrée</p>	 <p>Rideau ancré</p>

Figure 2.13 Les divers types d'ouvrages de soutènement classés d'après la distinction précédente (6)

2.2.2 La poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement

On distingue 4 familles principales d'ouvrages :

- Mur poids
- Mur en gabion
- Mur en sol renforcé ou en terre armée
- Ouvrages cellulaires

2.2.2.1 Murs de soutènement en pierres sèches

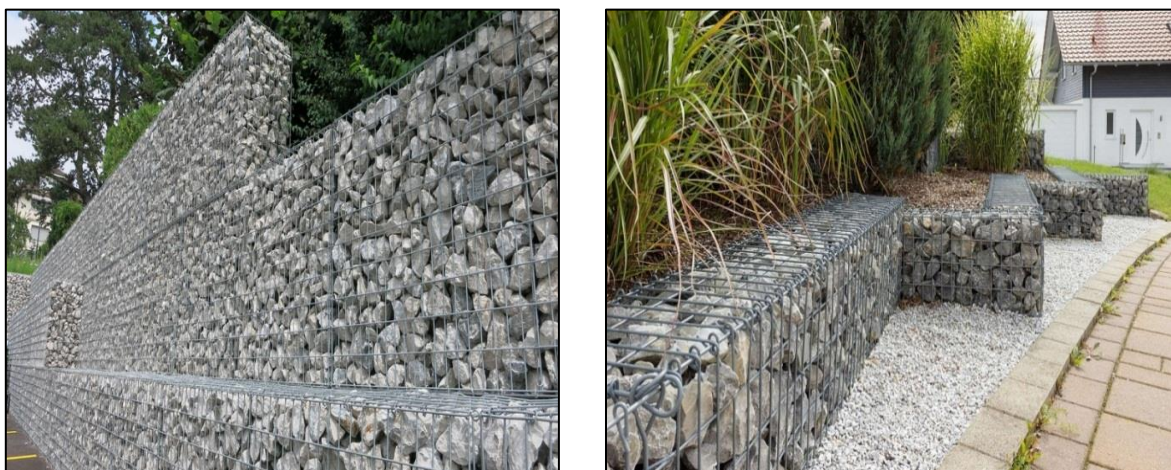
Pendant des siècles, l'état des techniques n'a permis de réaliser que des murs de soutènements avec des matériaux naturels, c'est-à-dire en pierres. En particulier, ces ouvrages étaient souvent basés sur la technique des pierres sèches : aucun liant (mortier ou ciment) n'est utilisé pour maintenir les pierres ensemble. De tels murs présentent des avantages sur un plan environnemental, mais aussi culturel. (7)



Figure 2.14 Mur en pierres sèches

2.2.2.2 Les gabions

Ce mot trouve son origine dans le terme italien « gabbione » qui veut dire « cage », donc les gabions sont des corbeilles à pierres, composées de deux parois grillagées en treillis métalliques électro-soudés de haute résistance, qui forment une cage et que l'on remplit le plus souvent de pierres et parfois de terre, fabriqués en fils de 3mm ou 4 mm de diamètre et de mailles carrées entièrement repliables et assemblés en usine.



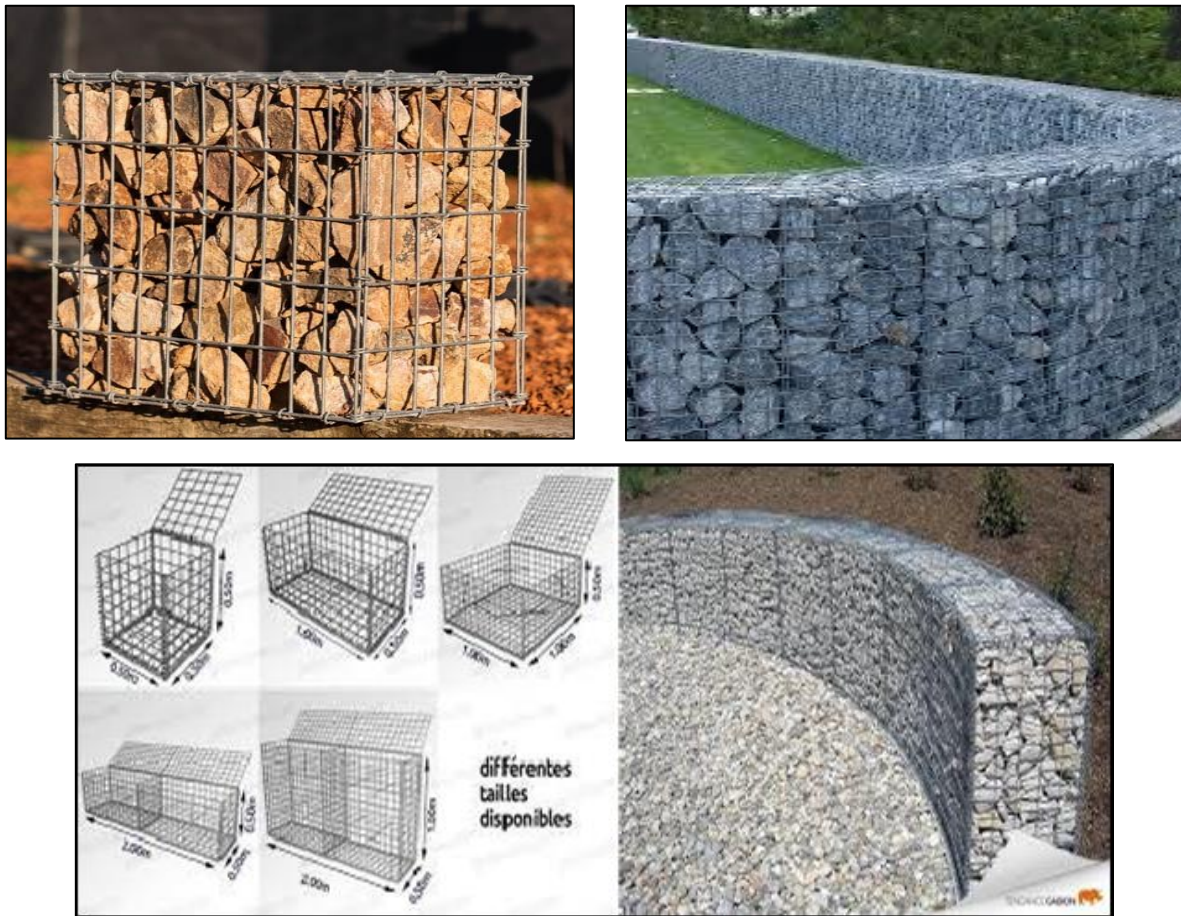


Figure 2.15 Les gabions

- **Réalisation d'un mur de soutènement en gabions**

Un gabion désigne une cage, faite de fils solides en acier et qui est remplie de pierres. Les ouvrages en gabions ne nécessitent pas de fondation et peuvent être réalisés directement sur le décaissement. Il existe deux types de grillage de gabions :

- **Les gabions à double torsion**, à mailles hexagonales, qui sont obtenus par tissage de fils métalliques de petits diamètres.

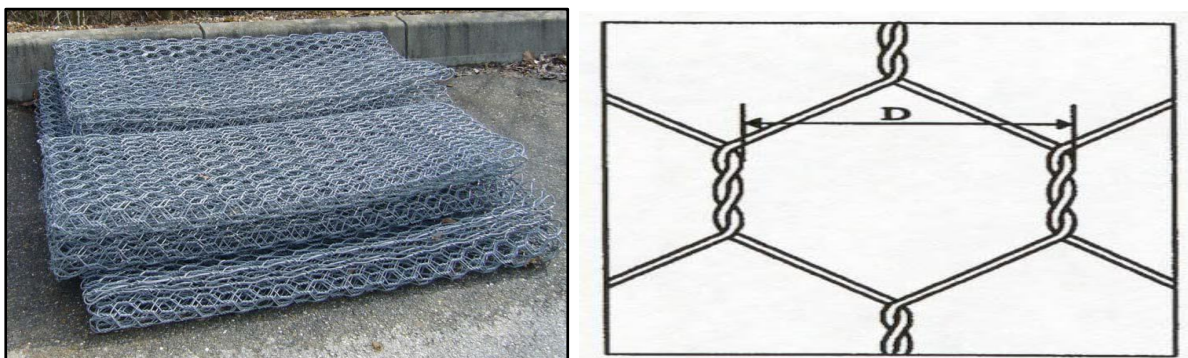


Figure 2.16 Gabions à double torsion

- **Les gabions électro-soudés**, à maille carrée ou rectangulaire, qui sont obtenus par soudage électrique de barrettes d'acier. Ce type de gabion possède une meilleure tenue et une très bonne rigidité. Ils sont plus faciles à mettre en œuvre, leur finition est meilleure, plus soignée. De plus, ils sont facilement récupérables et recyclables. (7)

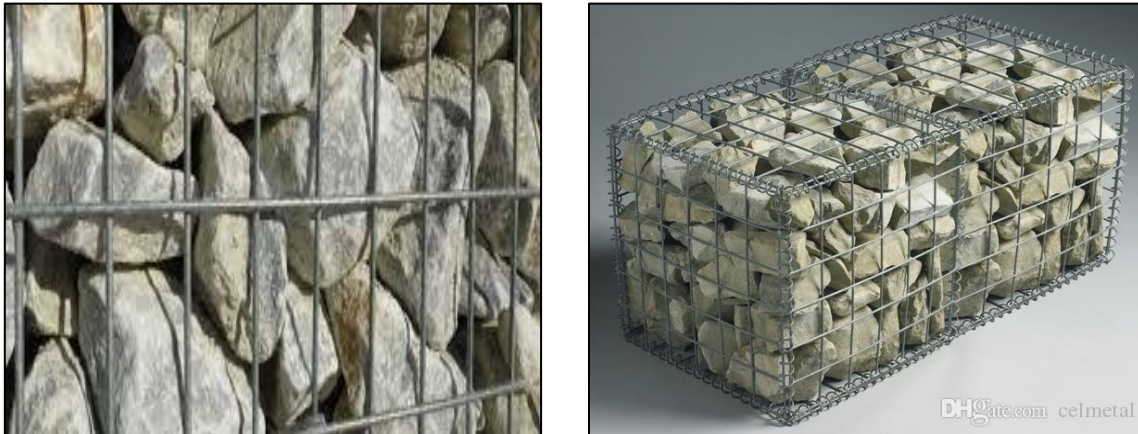


Figure 2.17 Gabions électrosoudés

- **Les avantages :**
- **Economique :** Il suffit de remplir la pierre dans les gabions et de la sceller ;
- Installation simple : Aucune technologie spéciale nécessaire ;
- Résistant aux intempéries sous destruction naturelle, résistant à la corrosion ;
- La boue dans les pierres est bonne pour la culture des plantes. Mélangé pour former une intégrité avec le l'environnement naturel ;
- Une bonne perméabilisation : peut empêcher les dommages par hydrostatique ;
- Moins de frais de transport : Il peut être plié ensemble pour le transport et l'installation ultérieurs ;
- Pas d'effondrement : même sous une grande étendue de déformation.
- **Esthétique :** Les gabions ont tendance à s'intégrer dans leur environnement naturel, ce qui leur donne leur attrait esthétique.
- **Installation :** En ne nécessitant pas de fondation, il peut s'agir d'une solution rentable à un problème ;
- Respectueux de l'environnement : Les gabions peuvent être remplis de matériaux recyclés comme le béton ou les roches qui sont des déchets de projets de construction, ce qui réduirait la mise en décharge et la consommation de carburant.
- **Les inconvénients**
- Les pierres à gabion peuvent être difficiles à obtenir dans certaines carrières ;

- Les grillages des gabions ne sont pas disponibles partout ;
- Les grillages des gabions peuvent se détériorer après quelques années ;
- L'utilisation de gabion se limite aux zones où l'écoulement est intermittent et où le drainage n'est pas très important.
- **Domaine d'application**

Les murs des gabions sont utilisés comme ouvrage de soutènement dans les interventions suivantes :

- Une rapide remise en état des infrastructures détruites ;
- Un aménagement et une stabilisation des pentes en mouvement sans modification d'écoulement des eaux superficielles, permettant une végétalisation des terrains (8).

2.2.2.3 Les murs en sol renforcé

Dans ce type des murs, le sol est renforcé par des inclusions souples résistant à la traction, sont des ouvrages souples qui supportent les tassements différentiels du sol de fondation. (9)

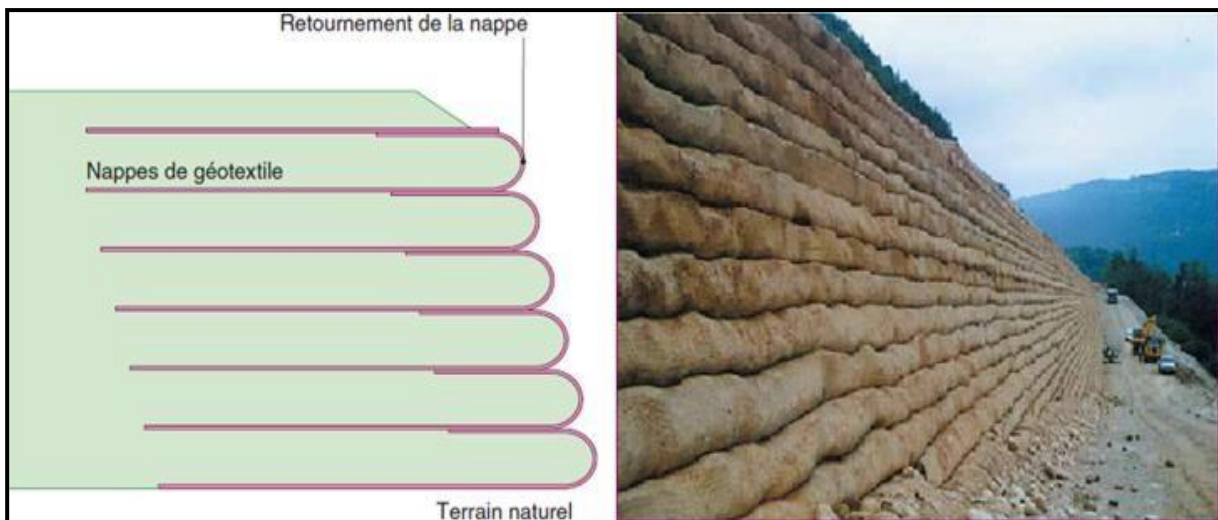


Figure 2.18 Les murs en sol renforcé

2.2.2.4 Les ouvrages cellulaires

Ce sont des murs en béton armé préfabriqué ou en métal constitués d'éléments superposés. Dans un ouvrage cellulaire, la cellule est remplie de sol et l'ensemble forme un ouvrage qui peut être, dans certains cas, très souple, on l'utilise généralement dans les travaux maritimes. (9)

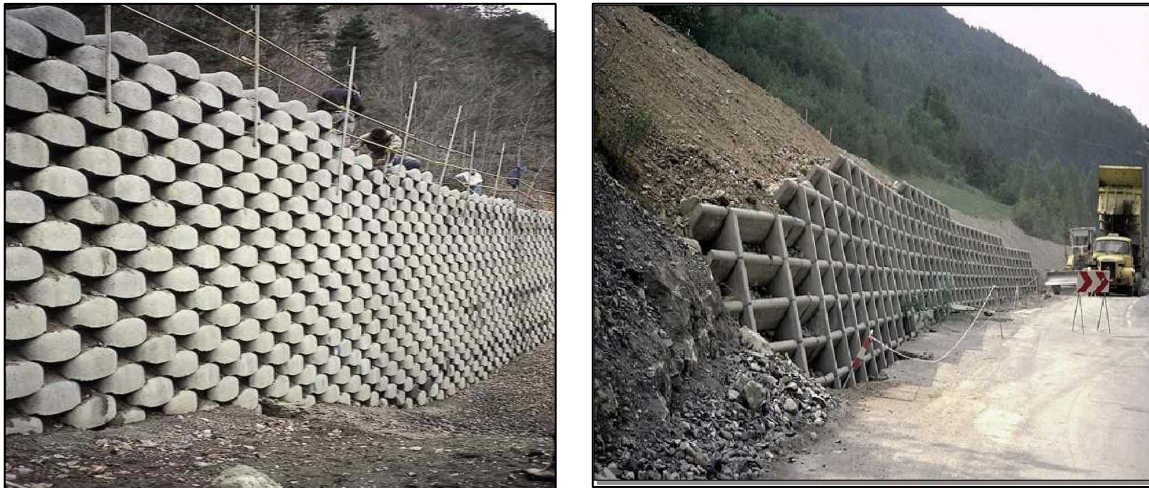


Figure 2.19 Les ouvrages cellulaires

2.2.3 Cas où la poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement

On distingue :

- Mur en en béton armé « T renversé »
- Murs en parois moulées
- Les rideaux de palplanches

2.2.3.1 Mur en « T renversé » classique en béton armé

C'est la forme structurale de ces murs qui fait la différence : ils s'ancrent sur une base horizontale et forment un « T » inversé. Ainsi, la masse de terre derrière le mur fait contrepois à la poussée du sol en pente. On économise ainsi beaucoup de matière par rapport aux murs poids. Mais la contrepartie est que ces murs sont plus susceptibles de se briser s'ils ne sont pas correctement conçus

Les dimensions du muret et de ses fondations dépendent de la nature du sol, du type de mur, etc...

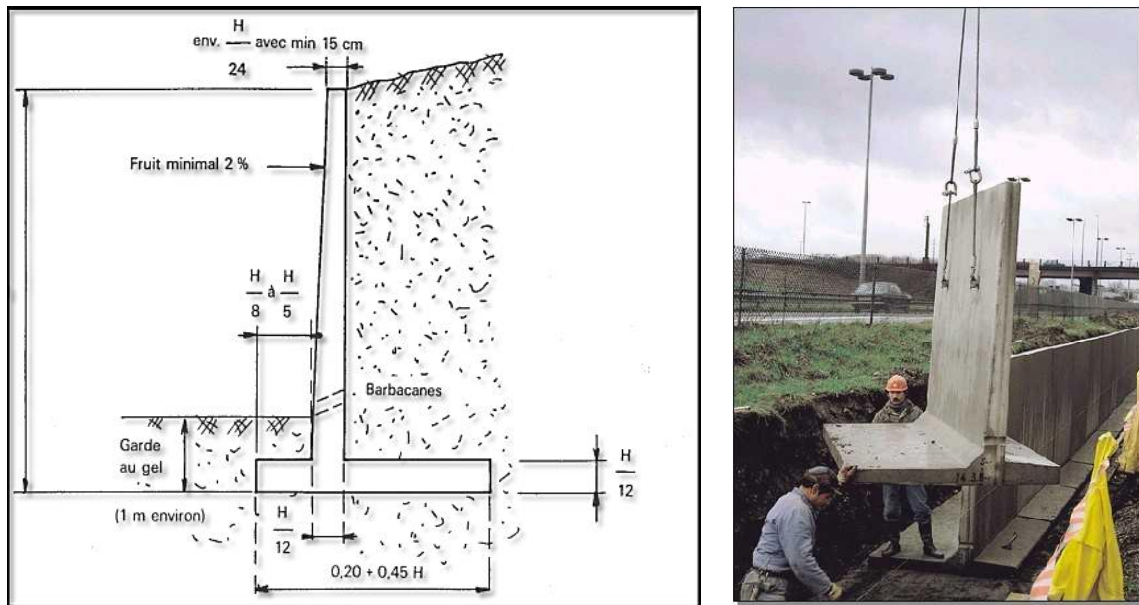


Figure 2.20 Mur en « T renversé » classique (a), Mur en « L »

Parfois, la stabilité au glissement du mur nécessite de disposer sous la semelle une « bêche ». Celle-ci peut être soit à l'avant, soit à l'arrière de la semelle, soit parfois encore en prolongement du voile. Cette bêche est toujours coulée en « pleine fouille » sans coffrage.

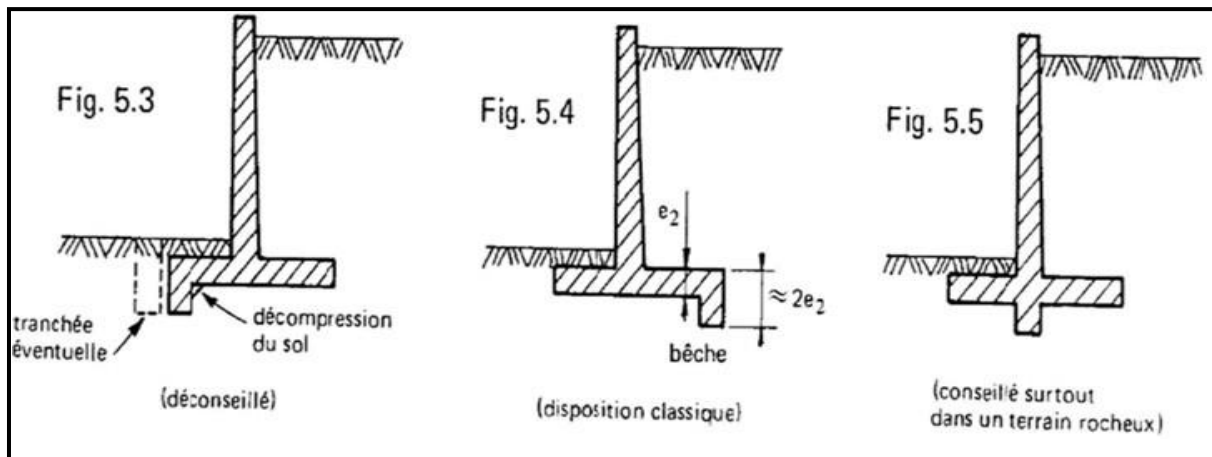


Figure 2.21 Diverses dispositions de bèches

2.2.3.2 Les murs en parois moulées

Le terme de « parois moulées » est utilisé pour désigner :

- les voiles enterrées ;
- coulées dans le sol en se servant du terrain comme coffrage ;
- et en étayant le forage à la boue

Une paroi moulée est donc un mur en béton armé creusé et coulé à même le sol. Pour l'exécution de la paroi, on creuse une tranchée par panneaux adjacents réalisée à la profondeur et avec l'épaisseur voulue. La tenue des parois de forage se fait grâce à un fluide de stabilisation à base de boues bentonitiques ou à base de boues polymères. Les panneaux sont équipés d'une cage d'armatures permettant la reprise des efforts. Le fluide de stabilisation est ensuite traité pour permettre un bétonnage de qualité. Le bétonnage se déroule au tube plongeur.

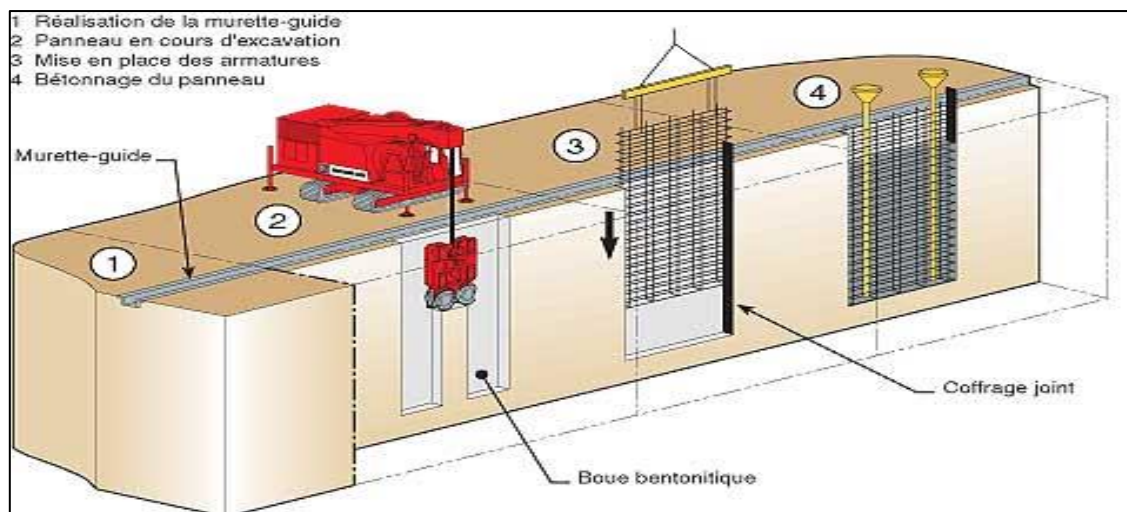


Figure 2.22 Murs en parois moulée

2.2.3.3 Les rideaux de palplanches

La palplanche est une « pièce en bois, acier, béton, etc., de section spéciale, permettant de l'emboîter à une autre et généralement utilisée à la constitution de parois étanches en terrains meubles, aquifères ou immergés. Dans le langage courant, la palplanche est souvent définie comme un « profilé métallique » mais la palplanche ne désigne pas seulement le profilé acier mais bien un profilé de section spécifique fait dans divers matériaux tels que le béton, le bois, ou le PVC. De plus, il ne faut pas confondre « palplanche » et « rideau de palplanche » qui désigne l'ensemble structurel formé par les palplanches assemblées entre elles.

- **Les différents types de palplanche**

Presque tous les matériaux utilisés dans la construction peuvent être utilisés pour réaliser des palplanches. (10)

- palplanches en bois
- palplanche en béton armé

- palplanche en acier
- palplanche en PVC
- palplanche en fibre de verre

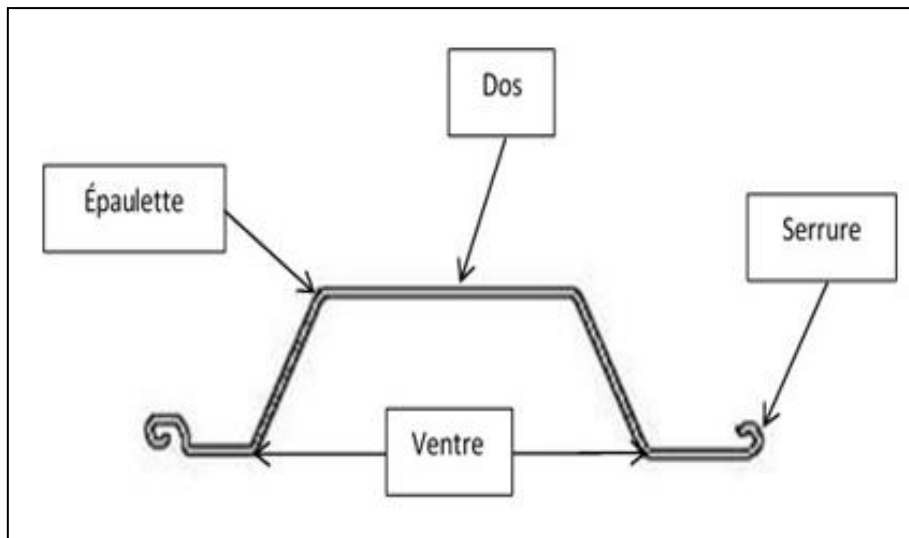


Figure 2.23 Géométrie des palplanches

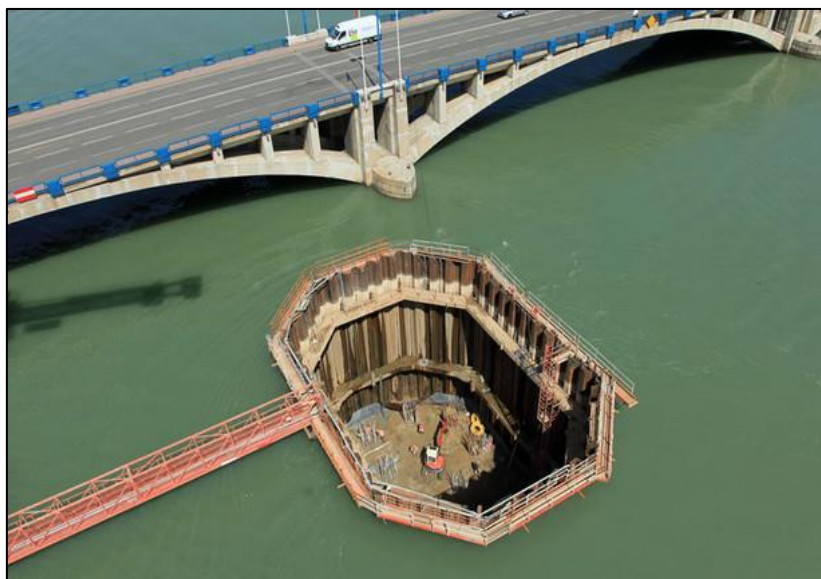


Figure 2.24 Les rideaux palplanches

2.2.4 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. C'est le cas notamment des rideaux des parois moulées et des parois berlinoises. À la différence d'une paroi moulée, une paroi berlinoise est réalisée à partir de poteaux placés préalablement dans le sol en place. Au fur et à mesure de l'excavation,

on vient placer entre les poteaux des éléments de soutènement soit préfabriqués (poutres, plaques), soit coulés en place, et l'on reprend la poussée des terres par des ancrages précontraints fixés sur les poteaux. Il existe également des techniques d'ouvrages en déblai où la poussée des terres est totalement reprise par des ancrages précontraints.

C'est le cas des murs épinglés construits par excavations successives de 2 m de hauteur environ, avec coulage d'éléments verticaux en béton armé et mise en place d'ancrages précontraints. (11)

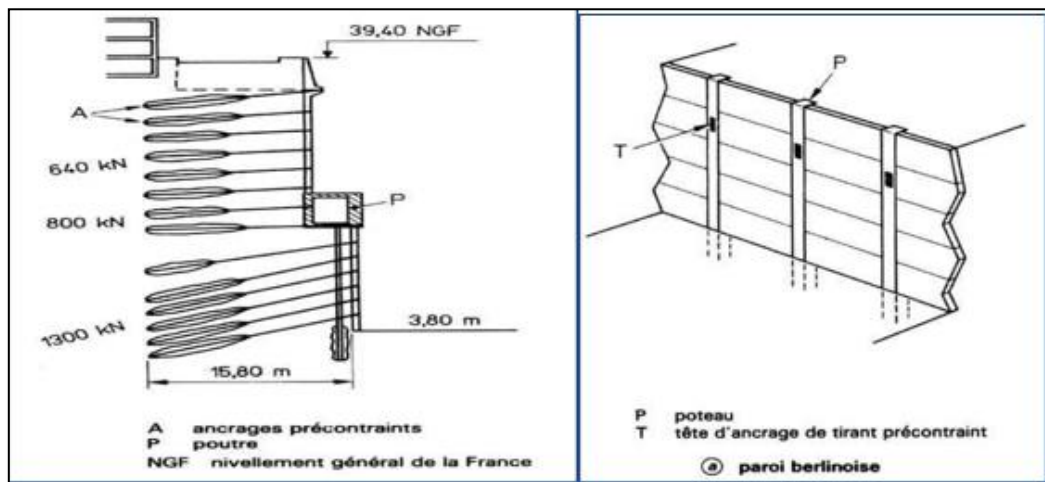


Figure 2.25 Murs partiellement ou totalement ancrés

2.3 Les murs de soutènement en sol renforcé par géosynthétiques

2.3.1 Introduction

Un certain nombre de technique sont disponibles pour améliorer le comportement mécanique du remblai sur sol compressible comme le renforcement avec des géosynthétiques. Dans le domaine de la géotechnique, la technique de renforcement des massifs de remblai par des nappes horizontales de géosynthétiques est l'une des techniques qui évolue actuellement.

Les géosynthétiques sont utilisés principalement pour améliorer la résistance du remblai support des charges, représentant une alternative économiquement et techniquement intéressante. Avec les différents produits géosynthétiques, des solutions innovatrices peuvent être offertes à plusieurs situations. (12)

2.3.2 Le renforcement des sols

Le renforcement des sols consiste, dans son principe, à associer un sol à des éléments résistants de manière à former un matériau composite. Les sols renforcés sont fréquemment

utilisés à présent pour différentes structures tels que les talus, les murs de soutènement et les fondations réalisés sur des sols de très faible portance. (13)

2.3.2.1 Renforcement par géosynthétiques

Les géosynthétiques sont définis comme étant des produits synthétiques, ils sont utilisés en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et du Génie Civil. Les géosynthétiques sont produits sous différentes formes à partir de matières synthétiques sur la base de divers polymères provenant de l'industrie chimique (14).

Ils sont généralement répartis en deux grandes familles :

- ✓ Les produits perméables : les géotextiles et produits apparentés de géotextiles.
- ✓ Les produits essentiellement étanches : les géomembranes et les géosynthétiques bentonitiques. L'association de ces produits forme des géocomposites. (15)

Centaines produits géosynthétiques existant actuellement sur marché peuvent être classés en 5 groupes d'après :

- les matières premières utilisées ;
- les modes de fabrication ;
- les domaines d'utilisation.

(Les géotextiles, les géogrilles, les géofilet, les géomembranes et les géocomposites).



Figure 2.26 Différents types de géosynthétiques

2.3.2.2 Murs en remblai renforcé par éléments géosynthétiques

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

- **Nappe** : dans un massif renforcé, une nappe est un lit de renforcement dont les éléments géosynthétiques sont de grande largeur B et sont soit jointifs, soit espacés d'au plus deux fois la largeur d'un élément ($D < 2B$).
- **Bande** : dans un massif renforcé, désigne le renforcement géosynthétique, lorsque dans un lit, les renforcements sont espacés d'une distance supérieure à deux fois la largeur du renforcement ($D > 2B$).

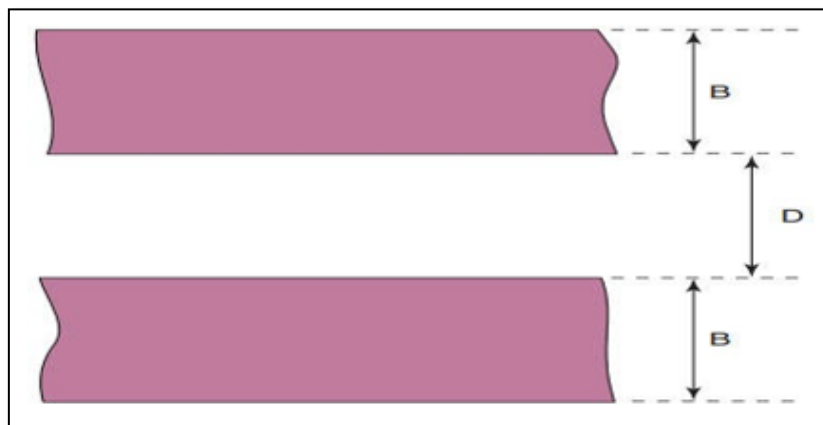


Figure 2.27 Vue du dessus de deux nappes de géosynthétiques.

Les longueurs des éléments de renforcement (bandes ou nappes) et les espacements verticaux entre lits ne sont pas forcément constants sur toute la hauteur de l'ouvrage. Les éléments de renforcement sont disposés horizontalement. De plus, la pente longitudinale doit être nulle, ou quasiment nulle. **(16)**

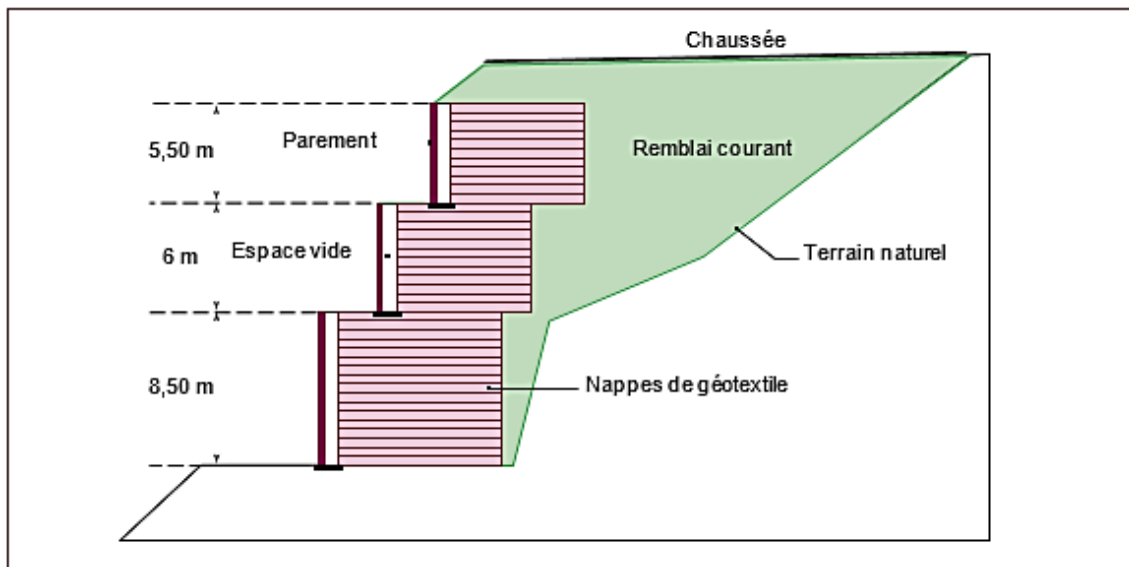


Figure 2.28 Ouvrage en remblai renforcé par nappes de géotextile à parements verticaux et Indépendants

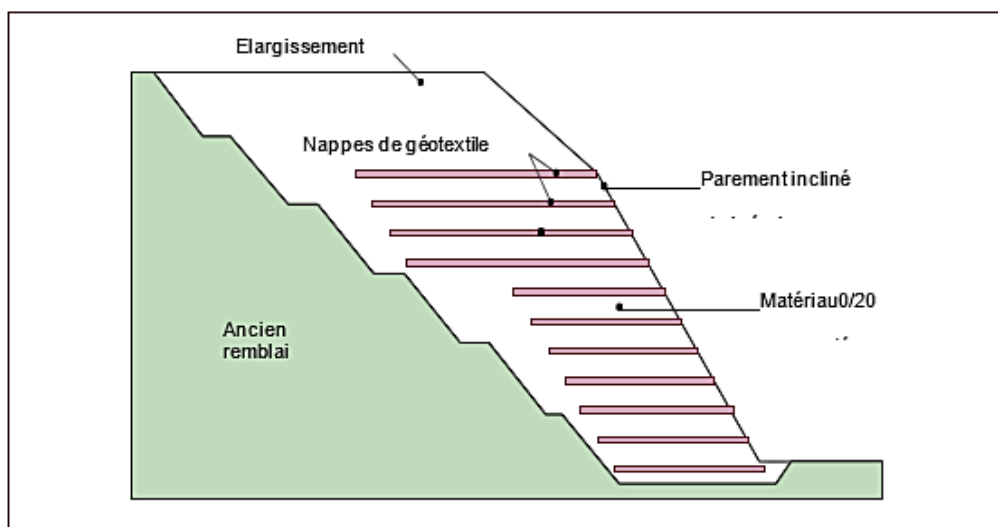


Figure 2.29 Ouvrage en remblai renforcé par nappes de géotextile à parement incliné.

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 **(17)**.

2.3.3 Renforcement par géogrilles

Les géogrilles sont des matériaux géosynthétiques qui consistent en une superficie uniforme formée principalement de polyester, polypropylène et/ou polyéthylène haute densité présentées sous forme de rectangle en bandes jointes par un point appelé nœud.

Elles sont des structures souples présentant des ouvertures de tailles et formes variées servant à renforcer la couche de fondation supérieure ou même le pavage, en les rendant plus forts et prolongeant la durée de vie de l'ouvrage. Ces grilles sont fabriquées de matériaux résistants à la dégradation physique et à la perte de rigidité causées par des environnements agressifs chimiquement. Les géogrilles résistent à l'allongement par fluage et supportent d'importantes charges de traction. **(12)**

Il existe trois types de géogrilles en fonction du type de fabrication : les géogrilles uni-axiales, bi-axiales et triaxiales.

Les géogrilles biaxiales tout comme les uni-axiales sont fabriquées à partir d'une feuille de géotextile perforée et soumise à un étirement graduel jusqu'à parvenir à la forme et aux caractéristiques souhaitées

2.3.3.1 Les géogrilles uni axiales

Les géogrilles uni-axiales ou mono-orientées sont fabriquées de telle sorte que la résistance à la tension va dans le sens de l'expansion du rouleau, c'est-à-dire qu'elles sont conçues pour le renfort sur une seule direction de structures de sol mécaniquement stabilisées et qui impliquent tout type de matériau de remblai.

Les géogrilles uni-axiales ont alors une résistance à la traction plus élevée dans une direction que dans la direction perpendiculaire et dont la maille est allongée.



Figure 2.30 Exemple de géogrille uni-axiale.

2.3.3.2 Les géogrilles biaxiales

Ayant la même résistance dans les deux directions du maillage qui, dans ce cas, est carré. Pour le renforcement de la base et la stabilisation du sol des chaussées des parcs de stationnement et des voies ferrées. Le mode d'action des géogrilles n'est pas le même que pour les géotextiles classiques. En effet, les éléments du sol s'introduisent dans la structure ouverte des géogrilles ce qui permet d'obtenir une transmission de contraintes non seulement par frottement sol – géogrilles mais aussi par auto-blocage entre la grille et le remblai. (12)

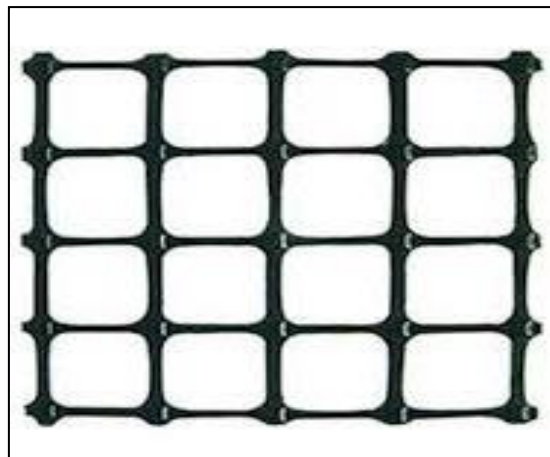


Figure 2.31 Géogrilles bi-axiales

2.3.3.3 Les géogrilles triaxiales

La géogrille Triaxiale permet de verrouiller mécaniquement la couche de remblai granulaire grâce aux mailles triangulaires rigides de module sécant 480 kN/m. La portance est améliorée, l'épaisseur de remblai est réduite, et la durée de vie de l'ouvrage est augmentée.

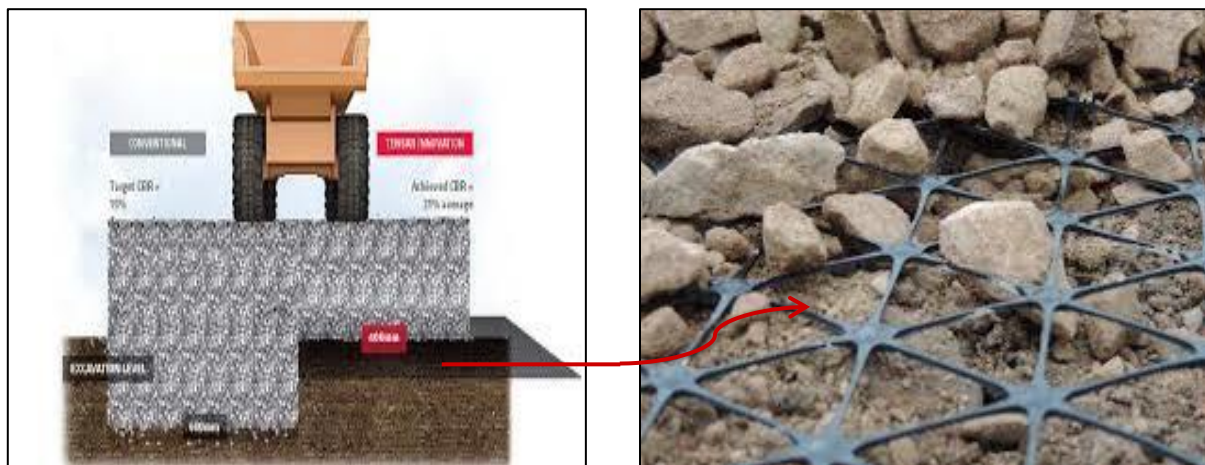


Figure 2.32 Mise en place des nappes de géogridde Triaxiale pour stabilisation sur sol peu porteur

2.3.4 Mode d'action

Ce mode d'action a pour effet d'obtenir une grande résistance au glissement et de réduire la longueur d'ancrage des nappes de géogrilles cependant, la nature même des géogrilles fait que leur module d'élasticité est élevé ce qui génère une grande résistance à la traction pour faibles contraintes. En outre, le problème du fluage à long terme est réduit en grande partie

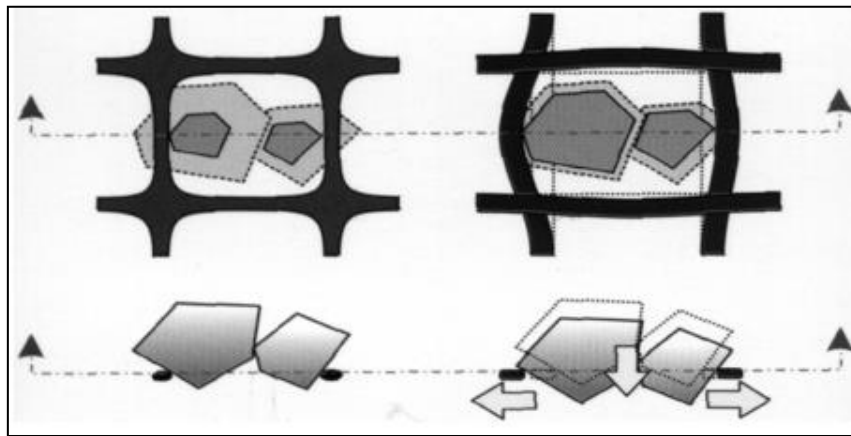


Figure 2.33 Imbrication des grains dans une géogrille

✓ **Avantage des géogrilles**

- Facile à installer, même dans de conditions climatiques défavorables ;
- Augmentation de la sécurité et de la stabilité des talus ;
- Augmentation du volume dans les mouvements de terrain ;
- Maintient l'aspect naturel de murs de contention ;
- Prolongation significative de la durabilité des routes, voies ferrées ;
- Réduction significative de l'apparition de fissures sur la surface des sols renforcés ;
- Haute résistance du matériel face aux dommages lors de son installation.

✓ **Solutions de géogrilles**

- Renforcement et stabilisation de terrepleins sur routes et voies ferrées ;
- Renforcement de la base de terrepleins de sols à faible capacité portante ;
- Renforcement des remplissages et sols dans des zones industrielles et centres commerciaux.
- Renforcement et contrôle de l'érosion de talus et versants inclinés.
- Stabilisation et renforcement de murs de contention et murs végétalisés.
- Stabilisation et renforcement de canalisation, rives et zones littorales.

2.3.5 Conclusion

- Il est possible d'approcher à la mécanique une très grande variété de facteurs de risques et de quantifier rapidement ces risques pour des cas simples.

Les glissements de terrain sont des phénomènes hétéroclites, parfois difficiles à caractériser, pouvant avoir des conséquences humaines et économiques importantes. Néanmoins, la réalité est telle que la plupart des glissements sont difficiles à suivre et peu de zones à risques peuvent être instrumentées par exemple par l'inclinomètre. La prévention peut souvent s'arrêter à la détermination des zones à risques et à la surveillance en temps réel d'une région de mouvements de terrain.

- Il existe des différents types d'ouvrages de soutènement, que l'on peut décomposer en deux grandes familles :

- les murs de soutènement ;
- les écrans de soutènement.

Leurs différences résident dans leur mode de construction et leur fonctionnement qui génèrent des sollicitations différentes avec des justifications spécifiques à ces deux catégories.

Il serait donc essentiel de procéder à une étude approfondie du projet dans le but de choisir un des types de mur de soutènement le plus convenable.

- 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 géotechnique. 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 de géotechnique, les géosynthétiques (généralement tissés ou grilles) contribuent à améliorer les propriétés de séparation et de renforcement.

Chapitre III

Calcul des murs de soutènement en sol renforcé par géogrilles

3.1 Calcul analytique des murs en sol renforcé par géogrilles

3.1.1 Introduction

Le concept de combiner deux matériaux avec des propriétés de résistance différentes pour former un matériau composite avec une plus grande résistance est largement utilisé dans le domaine du génie civil. Dans le domaine de la géotechnique, les ouvrages en sol renforcé par des géosynthétiques sont souvent utilisés dans des infrastructures de petite ou de grande taille. L'utilisation des géosynthétiques dans le domaine de Génie Civil remonte aux années 1960, avec une utilisation limitée ; Ce n'est que dans les années 1970 que leur utilisation en renforcement des sols a commencé à se développer. (18)

La conception, le calcul et le suivi des murs de soutènement en sol renforcé par géosynthétique nécessitant un certain nombre de méthodes, ont été développés après de nombreuses analyses du comportement des sols renforcés sous l'effet de diverses sollicitations statiques et dynamiques auxquelles les murs peuvent être soumis.

Depuis Fellenius (1927) (22), plusieurs auteurs ont proposé des méthodes de calcul plus ou moins sophistiquées et efficaces, en ce qui concerne le développement des techniques, des recherches, et de l'analyse numérique. Une évolution des différentes méthodes d'analyse numérique permettent aujourd'hui à l'ingénieur d'évaluer les mouvements ou l'aléa de la rupture des pentes.

Un mouvement de terrain présente différentes phases, différents mécanismes de rupture, et différents matériaux.

3.1.2 Méthodes de calcul

Pour analyser la stabilité des structures en sols renforcés, plusieurs approches peuvent être citées :

- **AASHTO 2012**, la méthode de conception la plus récente en Amérique du Nord, fondée sur les méthodes d'équilibre limite, utilisée pour l'estimation des charges dans les murs en sols renforcés par géosynthétiques (23).

AASHTO (American Association of State Highway and Transport Officials):

Norme largement reconnue pour la conception et la construction des autoroutes aux États-Unis, ce guide est maintenant utilisé dans le monde entier surtout pour les travaux de recherche, parce qu'il considère plusieurs paramètres (23).

L'édition d'AASHTO 2012 contient 15 sections et des plusieurs annexes, où la 11^{ème} section étant largement consacrée pour les murs de soutènement et les sols renforcés.

- Les codes de conception (**FHWA 2001** ; **NCMA 1997**) précisent les exigences relatives aux charges de connexion entre le renfort et la face du mur. Cependant, ces codes ne tiennent pas explicitement en considération les caractéristiques de mur dans la procédure de conception ;

FHWA (Fédéral Highway Administration) : Guide de conception et de construction des murs de soutènement mécaniquement stabilisés et en sol renforcés, Cette méthode est basée sur l'analyse à l'équilibre limite (24) ;

NCMA (National Concrete Masonry Association) : est un manuel pour l'analyse et la conception des murs de soutènement segmentaires en sol renforcé ;

Le manuel **NCMA** suppose que le sol retenu et le sol dans la zone du sol renforcé soient à la fois à un état d'effondrement initial correspondant à une condition de pression active de la terre. Cette hypothèse est conforme à FHWA et AASHTO (25) ;

La figure 3.1 montre les principaux composants d'un mur de soutènement segmentaire renforcé par géosynthétique.

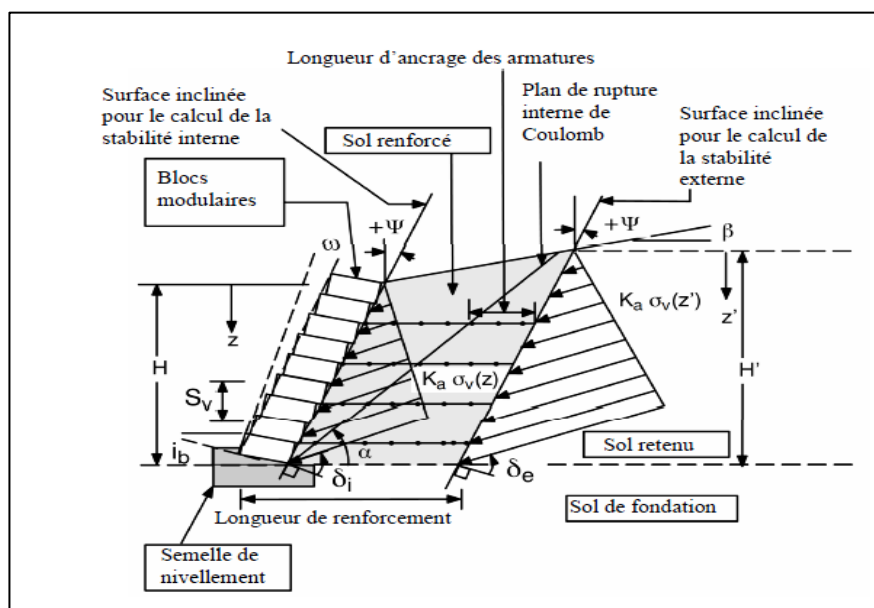


Figure 3.1 Eléments constituant un ouvrage de soutènement en sol renforcé à parement en blocs modulaires (Bathurst et Simac, 1994)

- Les méthodes basées sur le principe de l'équilibre limite : **Méthode de 02 blocs**, la méthode de **Bishop simplifiée** et la méthode de **Rankine modifiée**.
- **La méthode des blocs** : au niveau international c'est une méthode très répandue pour le calcul de la stabilité des parois à forte pente, c'est donc la méthode la plus reconnue pour

le dimensionnement des ouvrages en sol renforcé à talus vertical ou sub-vertical.

La stabilité de l'ouvrage est étudiée suivant le principe de l'équilibre limite et la ligne de glissement est constituée d'une ligne polygonale à deux lignes isolant une zone active que l'on peut diviser en deux blocs de géométrie simple.

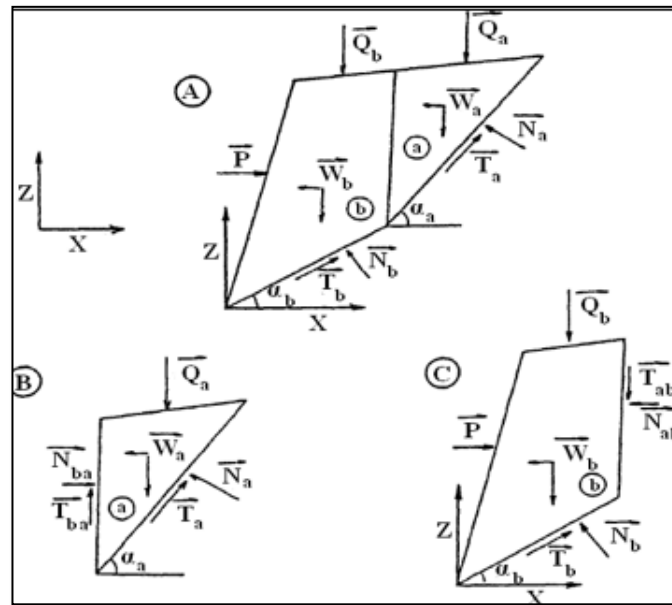


Figure 3.2 Equilibres respectifs des deux blocs pris séparément

- **La méthode de Bishop simplifiée :** L'application de cette méthode pour les remblais renforcés par géosynthétiques consiste en l'évaluation du coefficient de sécurité d'un ouvrage. Les forces et la disposition des nappes sont donc connues.
- **La méthode de Rankine modifiée :** elle consiste à calculer les forces de poussée et de butée à partir d'une approximation de l'état des contraintes dans le sol au contact de l'écran ; La figure 3.3 présente les éléments essentiels dans la conception des murs de soutènement renforcés par géosynthétiques.

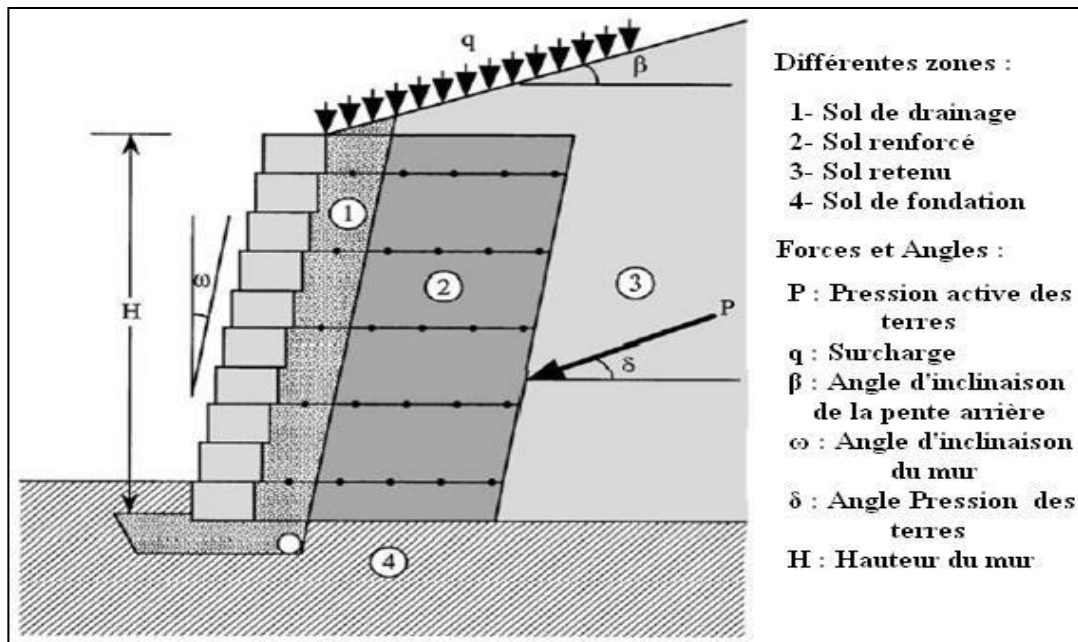


Figure 3.3 Identification des termes utilisés dans la conception des murs de soutènement renforcés par géosynthétique

- La Méthode **KC** est une nouvelle méthode d'analyse présentée par Klar A. et Sas T. (2009) pour les murs en sol renforcé, cette nouvelle méthode appliquée par ordinateur pour l'analyse des murs en sol renforcé, qui prend en compte **l'interaction** entre le parement et les couches de renforcement du sol (26) ;

Cette méthode exige une compatibilité totale entre le renfort des couches et le mur déformant, et est résolu comme un problème d'optimisation sur cette contrainte. Cette méthode de compatibilité cinématique [(**KC**) **kinematic compatibility**] ou bien compatibilité cinématique implique plusieurs hypothèses concernant l'interaction entre les trois éléments du système (sol, mur, et le renforcement).

La méthode KC est une méthode d'analyse qui évalue les déplacements de mur et les distributions de force de traction de renforcement pour une géométrie et propriétés des matériaux données. Par conséquent, il ne peut pas être utilisé pour "la conception directe" (par exemple pour la détermination de la durée requise de renfort ou l'épaisseur de la paroi). Cependant, il peut être utilisé pour la conception par l'évaluation d'une configuration et la validation des facteurs de sécurité requis. Essentiellement, la méthode **KC** est similaire dans son utilisation à celle des éléments finis et des méthodes de différences finies, sauf que la méthode KC nécessite des données d'entrée limitée.

La figure 3.4 montre la répartition du système de mur-sol-renforcement, et les forces d'interaction entre eux comme le suppose la méthode **KC**.

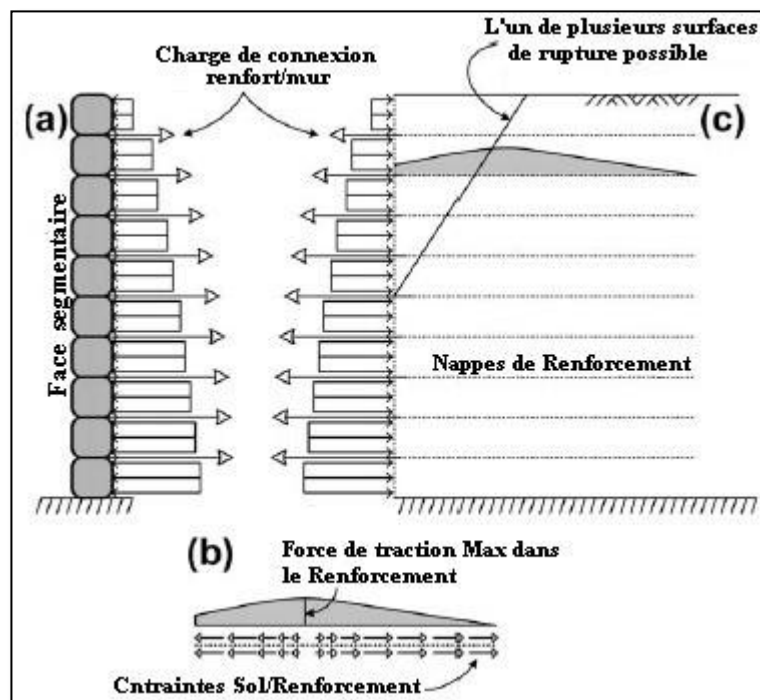


Figure 3.4 Le système à trois composants (a) face du mur chargés par les forces d'interaction, (b) la force de traction dans le renforcement et la contrainte de la liaison sol-renforcement et (c) la masse du sol renforcé

- La méthode **K-rigidité** et la méthode de contrainte de travail, permettant une évaluation plus précise des forces de traction dans les renforts, proposée par Allen et al. (2003) (27) et Bathurst et al. (2005, 2008). (28), (29).

Allen et al. (2003) et Bathurst et al. (2008) ont analysé des différents murs renforcés par des bandes géosynthétiques. Ils ont observé que la répartition des efforts de traction le long des renforts en fonction de la profondeur du mur est généralement de forme trapézoïdale et non pas linéaire comme supposé dans les méthodes simplifiées. Ces auteurs ont proposé une nouvelle théorie pour l'estimation des contraintes le long des renforts géosynthétiques : "la méthode K-rigidité".

Dans cette méthode, la raideur locale et globale du renforcement et la résistance au déplacement latéral causé par la partie bloquée au pied du mur sont prises en compte ;

- La méthode des **tranches horizontale** et la méthode de **concept analytique homogénéisé**.

Ce sont des méthodes de recherche appliquées à l'étude des murs et des pentes en sols renforcés ;

Nouri et al, (2006) (30) développent la méthode des tranches horizontale pour l'analyse de la stabilité statique et sismique des pentes et des murs en sol renforcé. Dans cette approche, le coin glissant est divisé en un certain nombre de tranches horizontales, qui ne croisent pas les renforts, en conséquence le renforcement n'a aucune influence directe sur les forces inter-tranches. À la suite de ce processus, les équations d'équilibre de force et de moment pour chaque tranche où le coin global de glissement peut être satisfait. (19)

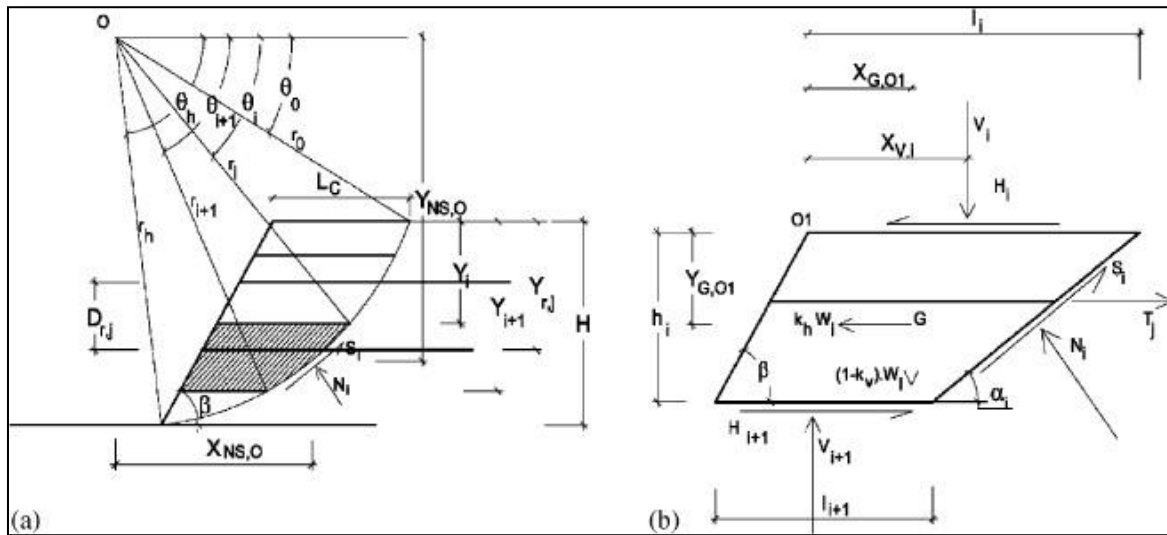


Figure 3.5 (a) La géométrie du mécanisme de rupture en spirale logarithmique (Log-spiral) pour la méthode des tranches horizontales, (b) la géométrie et les forces temporaires de chaque tranche. Nouri et al, (2006)

Shekarian et Ghanbari. (2008) (31) utilisent la méthode des tranches horizontale pour la détermination de la pression de terre et de ses forces associées pour un mur de soutènement rigide verticale avec une formulation 4n pour remblai non renforcé et une formulation 5n pour remblai renforcé. Cette méthode analytique présentée peut être utilisée pour calculer la poussée des terres, la force de traction des renforts et l'angle du coin de rupture dans les sols cohérents-frottant. (19)

Les hypothèses de la Méthode sont les suivantes :

1. Les coordonnées du point d'application de la force vertical inter-tranches est le centre de la surface de la distribution des contraintes dérivées ;
2. La surface de rupture est plane ;
3. La méthode est limitée à des masses homogènes ;
4. La surface de rupture est supposée passer par le pied de mur ;

5. La valeur de la force de cisaillement entre les tranches horizontales a été considéré inégale ($H_i \neq H_{i-1}$);

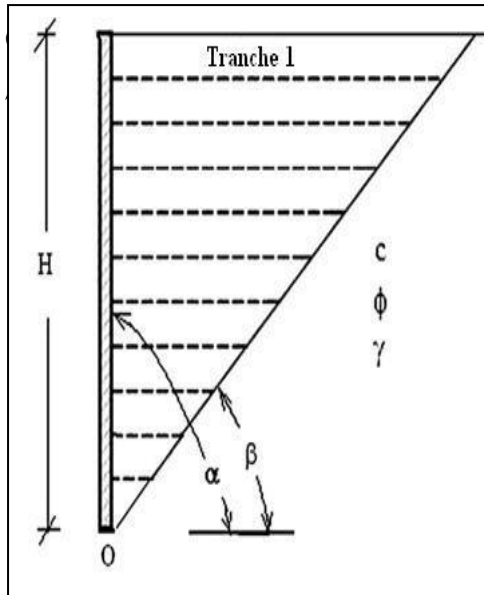


Figure 3.6 Division du coin de rupture en tranches. Ghanbari et Ahmadabadi (31)

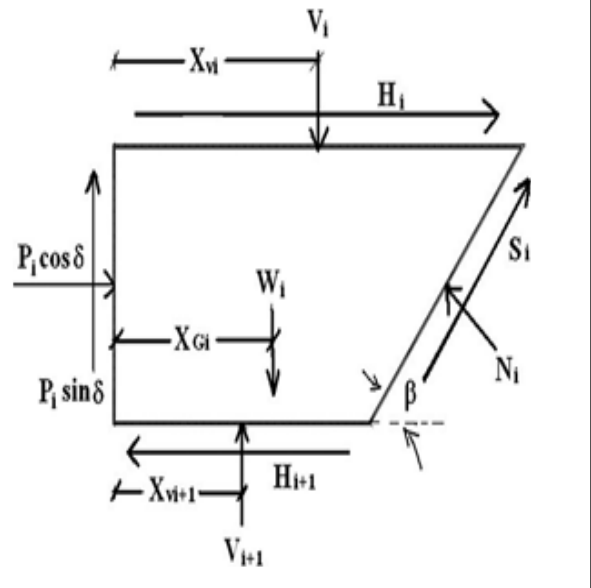


Figure 3.7 Équilibre des forces dans la $i^{ème}$ tranche. Ghanbari et Ahmadabadi, (31)

3.1.3 Procédés de construction

Réaliser un massif de sol renforcé consiste à renforcer un sol au fur et à mesure de la mise en œuvre de couches de remblai par des barres ou des nappes passives (nappes de géotextile, nappes de treillis soudés...).

La construction d'un remblai s'effectue de bas en haut par couches successives. A partir de la réalisation préalable d'une longrine de fondation constituant l'appui de la première rangé d'éléments de parement. Elle comprend les étapes suivantes :

- Mise en place et compactage de la première couche de remblai qui a une épaisseur égale à la hauteur du bloc modulaire (le remblai est mis en place par couches successives compactées).

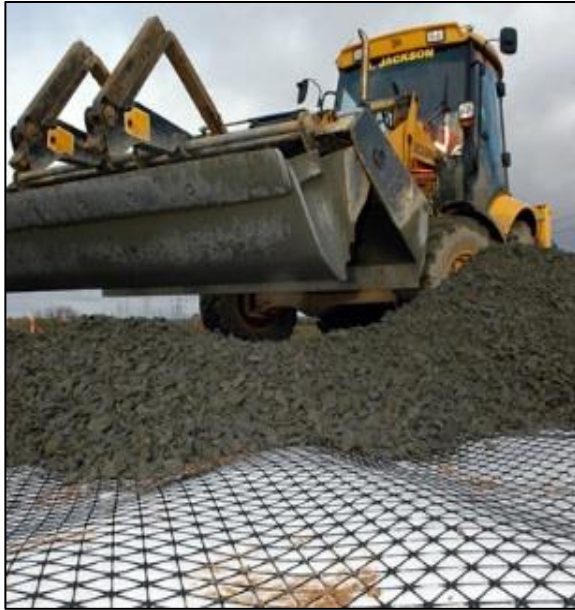


Figure 3.8 Mise en place et compactage du remblai

- Mise en place de la première nappe de renforcement attaché aux blocs modulaires par l'intermédiaire du système de connexion. Il est important de noter que les longueurs des éléments de renforcement (bandes ou nappes) et les espacements verticaux entre lits ne sont pas forcément constants sur toute la hauteur de l'ouvrage **(18)**.



Figure 3.9 Mise en place de la nappe de renforcement attaché aux blocs modulaires

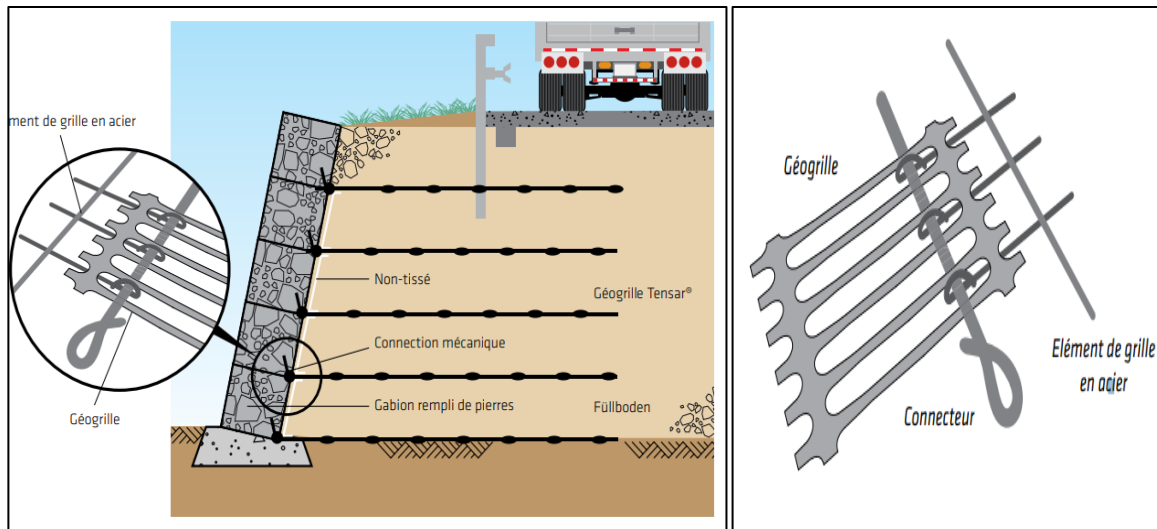


Figure 3.10 Détail de système de connexion parement-géogrille

- Les étapes de construction sont répétées jusqu'à atteindre la hauteur requise de l'ouvrage. Le parement aval peut être vertical ou assez fortement incliné et de nature très variée selon les procédés de construction.

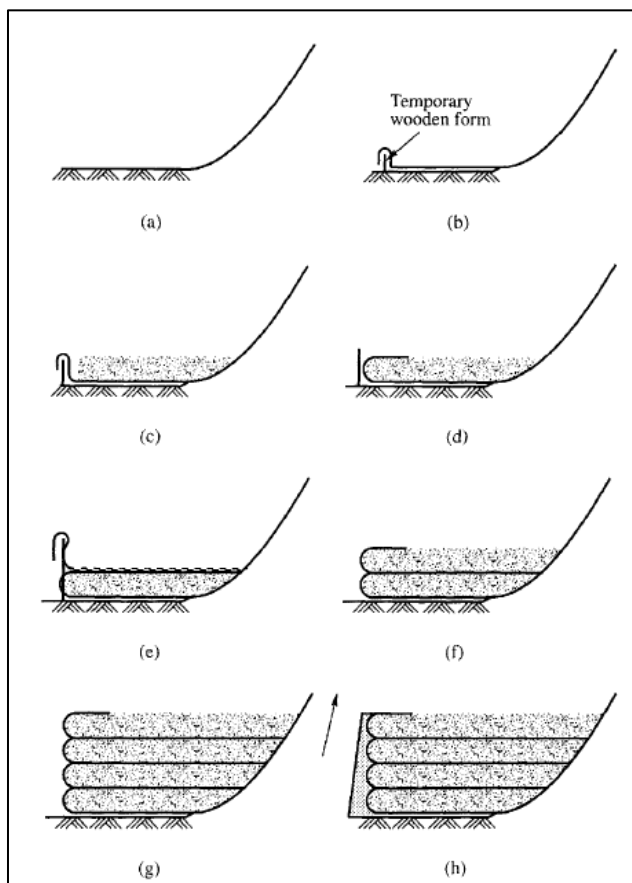


Figure 3.11 Procédures générales de construction pour l'utilisation de géotextiles dans la construction de murs de soutènement

1- Commencer avec une surface de travail adéquate ;

2- Poser une nappe de géotextile de largeur appropriée sur la surface du sol avec 4 à 7 pieds (121,92 à 213,36 cm) à la face du mur couverte sur une forme temporaire en bois (b) ;

3- Remblayer cette nappe avec de la terre ; les sols granulaires ou les sols contenant au maximum 30% de limon et / ou 5 % d'argile sont usuels (c) ;

4- Les équipements de construction doivent travailler à partir du remblai du sol et être tenus à l'écart du géotextile non protégé. L'équipement d'épandage doit être un bulldozer à chenilles larges qui exerce peu de pression sur le sol sur lequel il repose. L'équipement roulant doit également être d'un poids relativement léger ;

5. Lorsque la première couche a été repliée, le processus doit être répété pour la deuxième couche, le revêtement temporaire étant étendu depuis la surface du sol d'origine ou le mur étant reculé d'environ 6 pouces (15,24 cm) de sorte que la forme puisse être supportée à partir de la première couche ;
6. ce processus se poursuit jusqu'à ce que le mur atteigne sa hauteur prévue ;
7. pour la protection contre les rayons ultraviolets et la sécurité contre le vandalisme, les faces de ces murs doivent être protégées par du béton projeté. **(20)**

3.1.4 Mécanismes de rupture

Le dimensionnement des ouvrages de soutènement en sol renforcé nécessite la vérification des conditions de stabilité en considérant les différents modes de rupture. Pour cela, il est indispensable de déterminer les forces de traction maximales dans les nappes de renforcement, l'espacement vertical entre ces nappes et la longueur de renforcement et pour assurer l'équilibre interne et externe de l'ouvrage. La Figure (3.12) présente les modes de rupture possibles pour les ouvrages de soutènement en sol renforcé. **(18)**

A. Mécanisme de rupture externe

Pour ce mécanisme, trois modes de rupture peuvent être identifiés :

1. **Glissement**, ce mode de rupture se passe lorsque la poussée du sol retenu est supérieure à la pression due au poids propre du sol renforcé ;
2. **Renversement**, est aussi provoqué par le sol retenu. La stabilité de l'ouvrage Pour ce mode de rupture est assurée par la largeur du sol renforcé ;
3. **Poinçonnement**, ce mode de rupture se produit lorsque la pression due au chargement appliqué sur le remblai renforcé et son poids propre, dépasse la portance du sol de fondation.

B. Mécanisme de rupture interne

Dans ce cas, il y a aussi la possibilité de trois modes de rupture :

1. Rupture par défaut d'adhérence entre le sol et les nappes de renforcement, qui se produit lorsque la force de traction maximale dans les nappes de renforcement est supérieure à la résistance au cisaillement sol-renforcement ;
2. Rupture par cassure des nappes de renforcement, dès que la force de traction dans les nappes de renforcement dépasse sa valeur ultime, on peut observer une rupture interne selon le plan de Rankine ou Coulomb ;

3. Glissement interne d'une partie du sol renforcé, lorsque la contrainte de cisaillement dans le sol, dépasse la résistance au cisaillement à l'interface sol-renforcement.

C. Mécanisme de rupture au parement

On distingue trois cas :

1. Rupture du système de connexion, les outils de connexion parement-renforcement doivent être choisis pour résister aux forces de connexion ;
2. Rupture du parement par cisaillement, les blocs du parement doivent être choisis avec une résistance au cisaillement supérieure à la poussée du sol renforcé ;
3. Renversement des blocs du parement, l'ouvrage doit être dimensionné avec un espacement vertical entre les nappes de renforcement qui empêche le renversement des blocs modulaires en réduisant la poussée des terres.

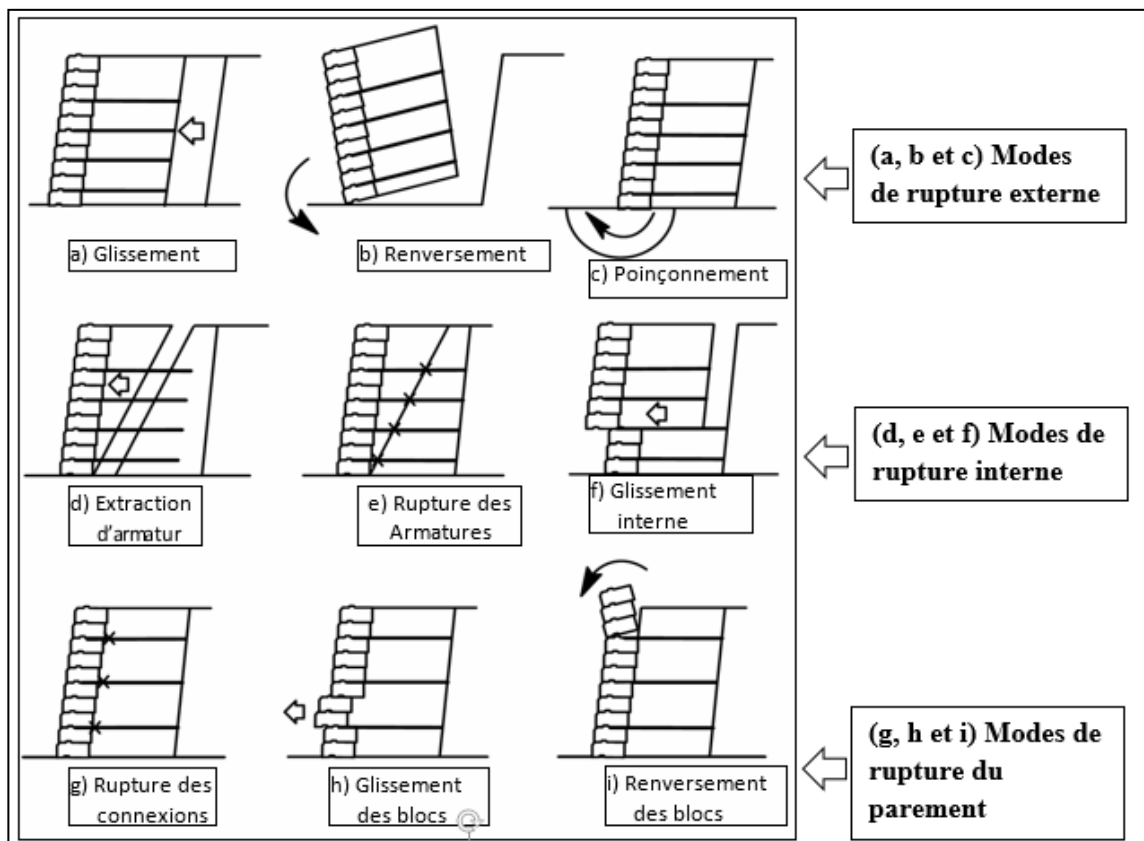


Figure 3.12 Modes de rupture (Bathurst et Simac, 1994)

3.1.5 Dimensionnement des ouvrages de soutènement en sol renforcé

La conception des ouvrages de soutènement en sol renforcé est basée sur l'approche de l'équilibre limite, qui consiste à satisfaire la stabilité interne et externe dans laquelle les critères de conception nécessaires et le facteur de sécurité minimale sont respectés. L'approche de l'équilibre limite est détaillée dans de nombreux règlements de dimensionnement (21)

Dans ce travail nous adoptons la méthode présentée par AASHTO (2012), cette approche est la plus utilisée dans les travaux de recherche, elle prend en compte de nombreux critères.

A. Stabilité externe

Pour l'analyse de la stabilité externe, la zone du sol renforcé et le parement sont supposés comme un corps rigide. Ainsi, les mécanismes de rupture utilisés pour les murs de soutènement classiques sont également applicables pour la vérification et l'analyse de la stabilité externe des ouvrages de soutènement en sol renforcé. La figure (3.13) présente un schéma d'un mur typique en sol renforcé, ainsi que les forces résultantes agissant sur l'ouvrage pour l'analyse de la stabilité externe. (21)

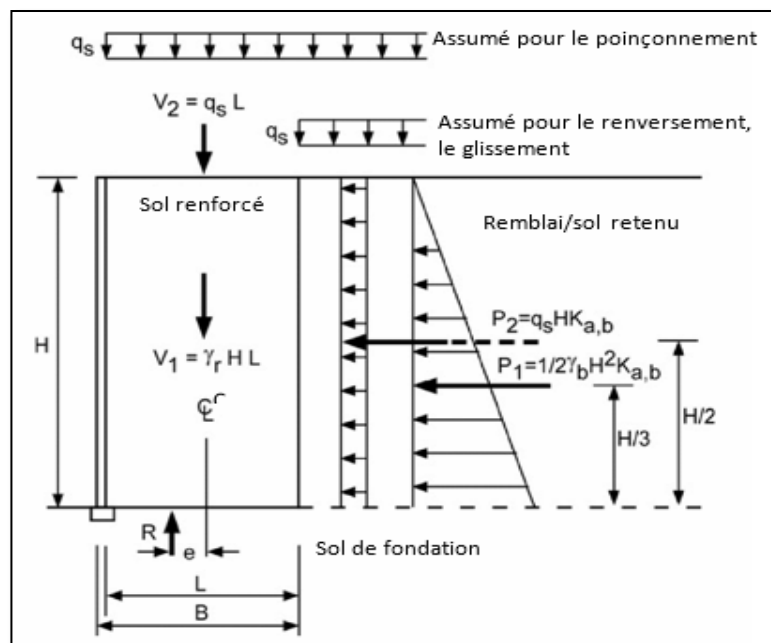


Figure 3.13 Schéma d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé et les forces supposées pour l'analyse de la stabilité externe (AASHTO, 2012).

- **A.1 Stabilité au Glissement**

Le coefficient de sécurité pour le glissement doit être supérieur ou égal à 1,5.

$$FS_S = \frac{\Sigma \text{ Forces horizontales résistantes}}{\Sigma \text{ Forces horizontales motrices}} \geq 1,5$$

$$FS_S = \frac{V_1 \cdot \tan\phi}{P_1 + P_2}$$

$$FS_S = \frac{\gamma_r \cdot HL \cdot \tan\phi}{0,5 \gamma_b H^2 \cdot K_a + q_s \cdot HK_a}$$

$$FS_S = \frac{\gamma_r \cdot L \cdot \tan\phi}{(0,5 \gamma_b H + q_s) K_a} \quad \dots (3.1)$$

Où :

- V_1 : Poids propre du sol renforcé ;
- P_1 et P_2 : Forces latérales derrière le sol renforcé ;
- γ_r : Poids volumique du sol renforcé ;
- H : Hauteur de l'ouvrage ;
- L : Longueur des armatures ;
- ϕ : Angle de frottement du sol renforcé ou le sol de fondation ;
- γ_b : Poids volumique du sol retenu ;
- K_a : Coefficient de poussé du sol retenu ;
- q_s : Surcharge.

- **A.2 Stabilité au Renversement**

Le coefficient de sécurité pour le renversement doit être supérieur ou égal à 2 :

$$FS_0 = \frac{\Sigma \text{ moments résistants}}{\Sigma \text{ moments moteurs}} \geq 2$$

$$FS_0 = \frac{V_1 (L/2)}{P_1 (H/3) + P_2 (H/2)}$$

$$FS_0 = \frac{\gamma_r \cdot HL \cdot (L/2)}{0,5 \gamma_b H^2 K_a \cdot (H/3) + q_s \cdot HK_a (H/2)}$$

$$FS_S = \frac{\gamma_r L^2}{HK_a \left(\frac{1}{3} \gamma_b \cdot H + q_s \right)} \quad \dots (3.2)$$

- **A.3 Stabilité au poinçonnement**

Le coefficient de sécurité pour le poinçonnement doit être supérieur ou égal à 2,5 :

$$FS_{BC} = \frac{\text{capacité portante ultime}}{\text{charge verticale appliquée sur le sol de fondation}} \geq 2,5$$

La capacité portante ultime est calculée en utilisant la distribution de Meyerhof, qui considère une distribution uniforme sur une largeur effective $B = L - 2e$, comme le montre la Figure (3.13).

$$FS_{BC} = \frac{q_{ult}}{\sigma_v} = \frac{q_{ult}}{\frac{V + q_s \cdot L}{L - 2e}}$$

$$FS_{BC} = \frac{0,5 \gamma_f (L - 2e) N_\gamma}{\frac{\gamma_r H + q_s}{(1 - 2e/L)}} \quad \dots (3.3)$$

L'excentricité doit également être vérifiée par l'utilisation de l'équation (3.4), sa valeur doit être dans les limites des critères de performance indiqués dans le Tableau 3-1.

L'excentricité est obtenue par la somme des moments autour le point C (Figure 3.13), ainsi elle est donnée par l'équation suivante :

$$e = \frac{P_1(H/3) + P_2(H/2)}{V_1 + q_s L}$$

$$e = \frac{0,5 \gamma_b H^2 K_a (H/3) + q_s H K_a (H/2)}{\gamma_r H L + q_s L}$$

$$e = \frac{0,5 H^2 K_a \left[\frac{1}{3} \gamma_b H + q_s \right]}{L (\gamma_r H + q_s)} \quad \dots (3.4)$$

Tableau 3-1 Paramètres de performances utilisées pour le dimensionnement des ouvrages de soutènement en sol renforcé (AASHTO, 2012).

Mode de rupture	
Glissement	Facteur de sécurité $\geq 1,5$
Renversement	Facteur de sécurité $\geq 2,0$
Poinçonnement	Facteur de sécurité $\geq 2,5$
Excentricités e	$e \leq L/6$

B. Stabilité interne

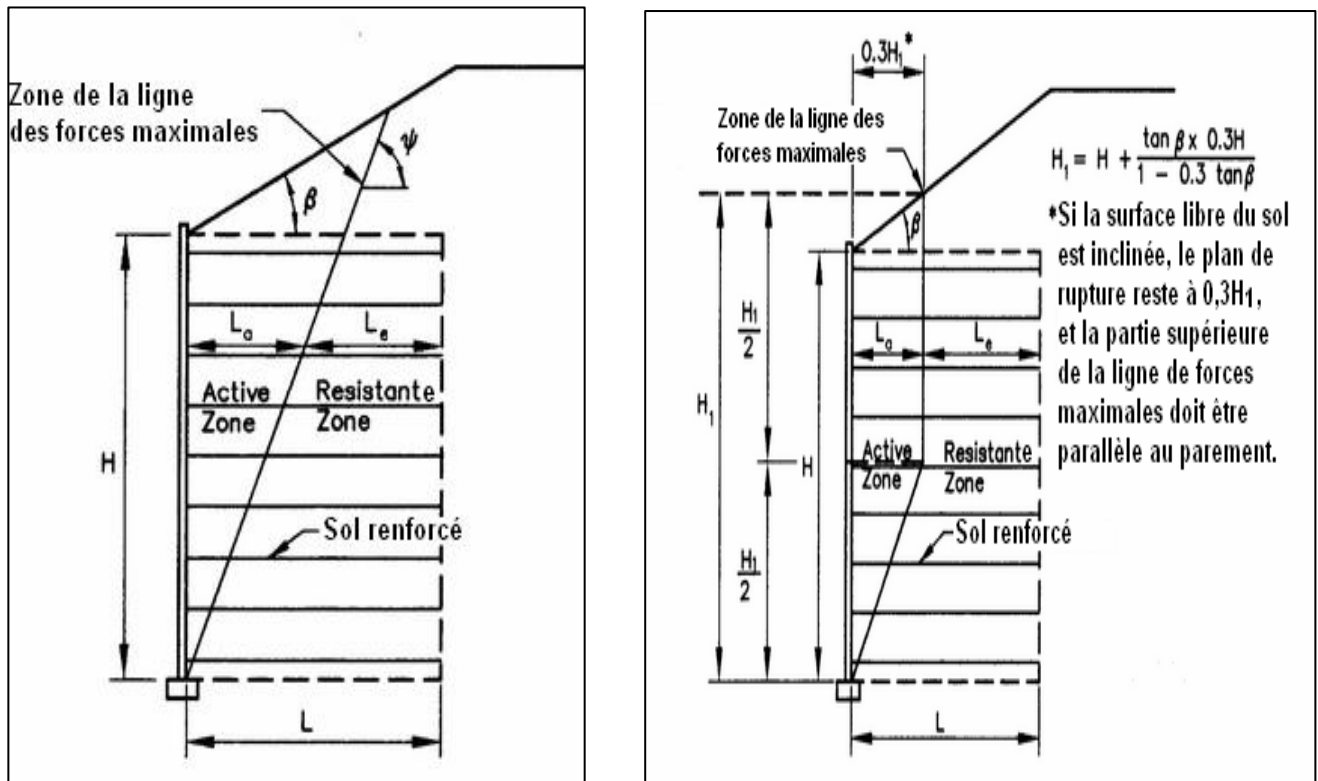
La stabilité interne d'un ouvrage de soutènement est assurée par les nappes de renforcement, qui résistent aux forces de traction qui se développent lors du chargement appliqué sur le remblai. Les calculs de la stabilité interne des ouvrages de soutènement en sol renforcé sont effectués pour assurer la stabilité du sol renforcé, en considérant trois modes de rupture :

Fracture ou arrachement des nappes de renforcement et rupture au niveau des connexions parement-renforcement. Lorsque la force de traction dans l'armature devient supérieure à la résistance à la traction de la nappe de renforcement, un allongement ou une fracture se produit provoquant la rupture de l'ouvrage. Egalement, dès que la force de traction au niveau des connexions, dépasse la résistance au cisaillement du système mécanique de liaison une rupture du parement se produit.

Les forces de traction dans les nappes de renforcement mobilisent un frottement généré tout le long de l'interface sol-renforcement. Les positions des forces de traction maximales dans les nappes de renforcement, forme une ligne appelée surface de rupture interne, séparant le sol renforcé en deux zones, là où les contraintes de cisaillement changent d'orientation. Ainsi, on peut distinguer deux zones :

- Zone active située près du parement dans laquelle la contrainte de cisaillement exercée sur chaque face de renforcement est dirigée vers le parement ;
- Zone passive dans laquelle la contrainte de cisaillement est dirigée vers l'intérieur et le sol à tendance à retenir les nappes de renforcement.

Pour le cas d'un renforcement extensible (géosynthétiques) la surface de rupture est similaire à celle de Rankine (Figure 3.14a). D'autre part, dans le cas des armatures inextensibles (métallique), cette surface des tractions maximales est très différente du plan de rupture de Rankine, incliné à $\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$, où ϕ est l'angle de frottement interne du sol. Au fur et à mesure que l'extensibilité augmente, cette surface se rapproche du parement (Figure 3.14b) **(18)**.



(a)

(b)

Figure 3.14 Localisation de la surface de rupture pour la conception de la stabilité interne d'ouvrages de soutènement en sol renforcé (AASHTO, 2012).

(a) armatures extensibles ; (b) armatures inextensibles.

Les éléments de renforcement doivent être choisis du marché commercial avec une résistance à la traction, supérieure à la force maximale de traction qui se développe dans les nappes de renforcement. La force maximale de traction est vérifiée par l'équation (3.5).

$$T_{\max} \leq T_a R_c \quad \dots (3.5)$$

Où :

- T_{\max} : force maximale de traction dans les nappes de renforcement ;
- T_a : La résistance à la traction requise pour l'élément de renforcement ;
- R_c : Rapport de couverture de renforcement.

T_a est donné par les équations (3.6 et 3.7) pour les armatures métalliques et géosynthétiques respectivement.

$$T_a = FS \frac{A_c F_y}{b} \quad \dots (3.6)$$

Où :

- A_c : Nombre des barres longitudinal ;
- F_y : Limite de rupture d'armature métallique ;
- b : Nombre des barres dans une unité de largeur

$$T_a = \frac{T_{ult}}{FS \times RF} \quad \dots (3.7)$$

Où :

- T_{ult} : Résistance à la traction ultime de géosynthétique ;
- FS : Coefficient de sécurité ;
- RF : Facteur de réduction combiné donné par l'équation (3.8) ;

$$RF = RF_{ID} \times RF_{CR} \times RF_D \quad \dots (3.8)$$

Où :

- RF_{ID} : Facteur de réduction de résistance due à l'endommagement subi lors de l'installation des géosynthétiques ;
- RF_{CR} : Facteur de réduction de la résistance due au phénomène du fluage des géosynthétiques ;
- RF_D : Facteur de réduction de la résistance due à la dégradation chimique et biologique des géosynthétiques.

Le système de connexion doit être dimensionné pour résister aux forces actives, ainsi que le mouvement différentiel entre le sol renforcé et le parement suivant l'équation (3.9).

$$T_{max} = T_0 \leq T_{ac} R_c \quad \dots (3.9)$$

$$T_{ac} = \frac{T_{ult} \times CR_u}{FS \times RF_c} \quad \dots (3.10)$$

$$RF_c = RF_{CR} \times RF_D \quad \dots (3.11)$$

$$T_{max} = \sigma_h \times S_v \quad \dots (3.12)$$

$$\sigma_h = K_r (\gamma_r Z + q) \quad \dots (3.13)$$

Où :

- RF_c : Facteur de réduction combiné ;
- σ_h : Contrainte horizontale ;
- S_v : Espacement vertical entre les nappes de renforcement ;
- K_r : Coefficient de pression latérale qui dépend de la profondeur et du type de

renforcement (Figure 3.15) ;

- γ_r : Poids volumique du sol renforcé ;
- Z : Profondeur de la nappe de renforcement ;
- q : Surcharge.

Le coefficient de pression latérale K_r/K_a est tiré à partir des tests sur des ouvrages de soutènement en vraie grandeur, pour le renforcement par géosynthétiques le coefficient de pression latérale k_r est égale au coefficient de poussée k_a . Le coefficient de poussée est calculé en utilisant l'équation (3.14) (théorie de Rankine pour les ouvrages à parement vertical).

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad \dots (3.14)$$

Pour les ouvrages à parement incliné le coefficient de poussée est calculé par la théorie de Coulomb en utilisant l'équation (3.15).

$$K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi)}{\sin^2\psi \left(\frac{\sin\phi}{\sin\psi} \right)} \quad \dots (3.15)$$

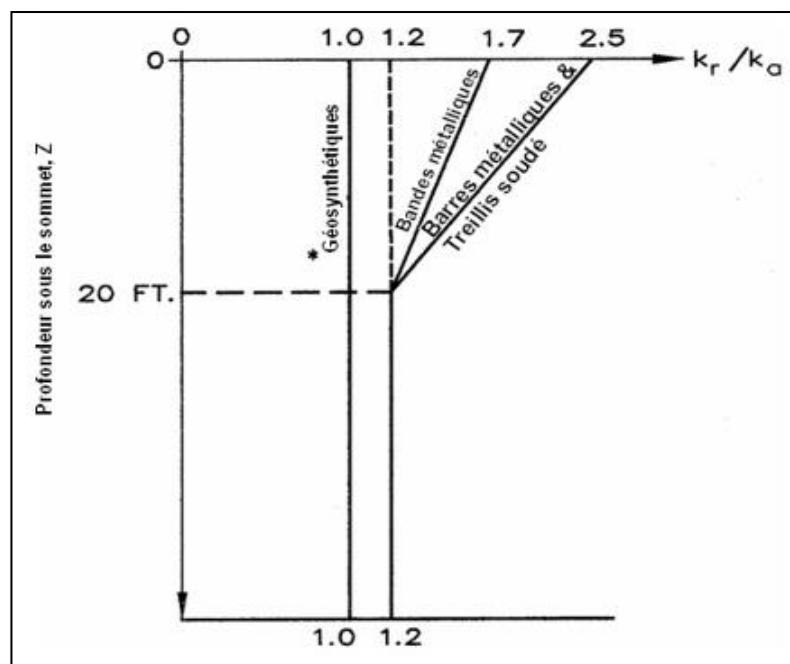


Figure 3.15 Variation du coefficient de pression latérale en profondeur (AASHTO, 2012).

Pour vérifier la stabilité à l'extraction d'armatures, seulement le poids propre du sol est pris en compte dans le calcul de T_{\max} . Par contre pour le dimensionnement du système de connexion parement/armatures et le choix de la résistance à la traction d'armatures, le poids propre et seulement le chargement appliqué au-dessus le sol renforcé sont pris en compte pour le calcul de T_{\max} (Figure 3.16).

La stabilité à l'extraction des armatures est assurée par la longueur d'ancrage des nappes de renforcement dans la zone passive.

La longueur minimale des nappes de renforcement requise pour satisfaire la stabilité contre leur extraction $L_{\min,p}$ peut être calculée suivant l'équation (3.16).

$$L_{\min,p} = L_a + L_e \quad \dots (3.16)$$

Où :

- L_a et L_e : Longueurs des nappes de renforcement dans les zones active et passive, respectivement, comme montré sur la Figure (3.14).
- L_a est calculée en fonction de la géométrie de la ligne de rupture, suivant le plan de Rankine pour les ouvrages à parement vertical équation (3.17), et suivant le plan de Coulomb donné par l'équation (3.18) pour les ouvrages avec un parement incliné avec $\psi \geq 10^\circ$, et L_e est donnée par l'équation (3.19).

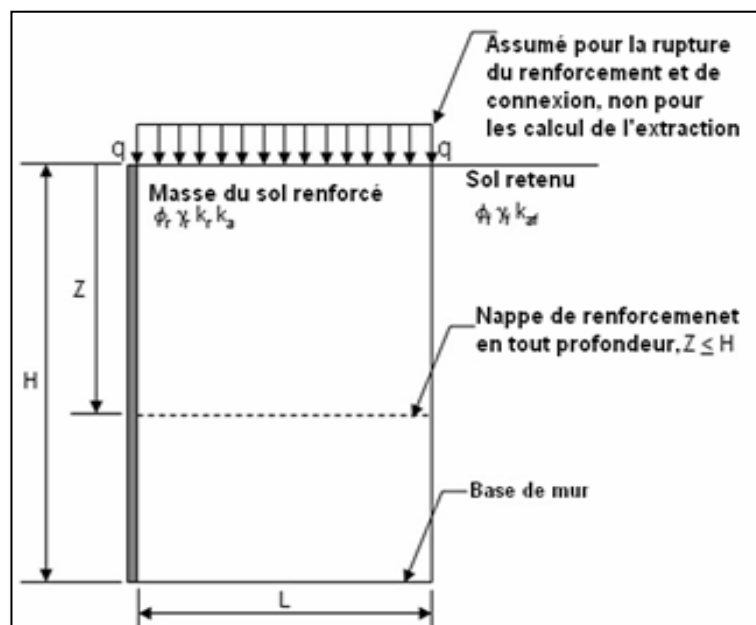


Figure 3.16 Ouvrage de soutènement en sol renforcé et forces impliquées dans l'analyse de la stabilité interne (AASHTO, 2012).

$$\alpha = \frac{\pi}{2} + \frac{\phi}{2} \quad \dots (3.17)$$

$\tan(\alpha - \phi)$

$$= \frac{-\tan(\phi - \beta) + \sqrt{\tan(\phi - \beta)[\tan(\phi - \beta) + \cot(\phi + \psi)][1 + \tan(\lambda - \psi)\cot(\phi + \psi)]}}{1 + \tan(\lambda - \psi)[\tan(\phi - \beta) + \cot(\phi + \psi)]} \quad \dots (3.18)$$

$$L_e \geq \frac{T_{\max}}{F^* \alpha \sigma_v C R_c} \times FS_p \quad \dots (3.19)$$

Où :

- F^* : Facteur de frottement à l'extraction ;
- α : Facteur de correction ;
- σ_v : Contrainte verticale agissante sur la nappe de renforcement ;
- C : Facteur de la géométrie de la surface ;
- R_c : Rapport de couverture ;
- FS_p : Facteur de sécurité contre l'extraction des nappes de renforcement.

Le facteur de frottement à l'extraction dépend du type et la profondeur de la nappe de renforcement (Figure 3.17).

Le facteur de sécurité requis pour la stabilité contre l'extraction de renforcement est recommandé par AASHTO (2012) est égal à 1,5 et L_e doit être supérieure à 0,9 m.

Le rapport de couverture R_c dépend de la géométrie des renforcements utilisés (continues ou discontinues) comme présenté sur la Figure (3.18). R_c peut être calculé par l'équation (3.20).

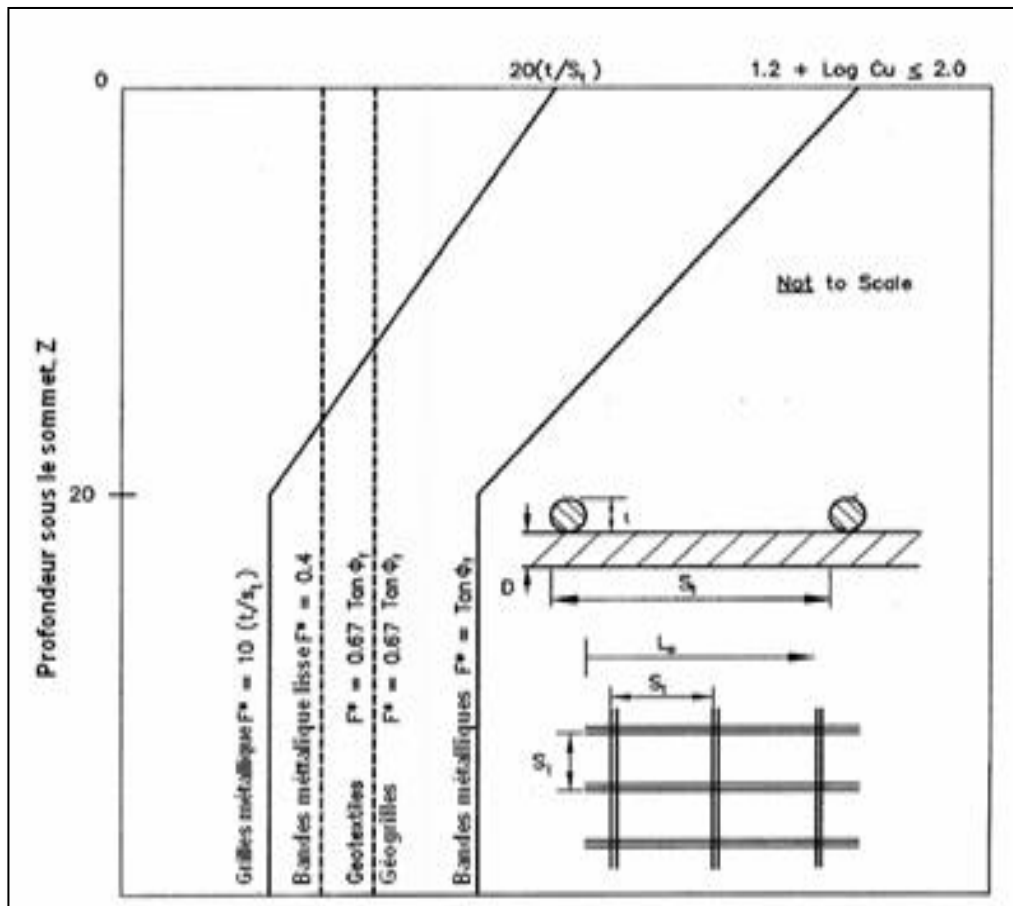
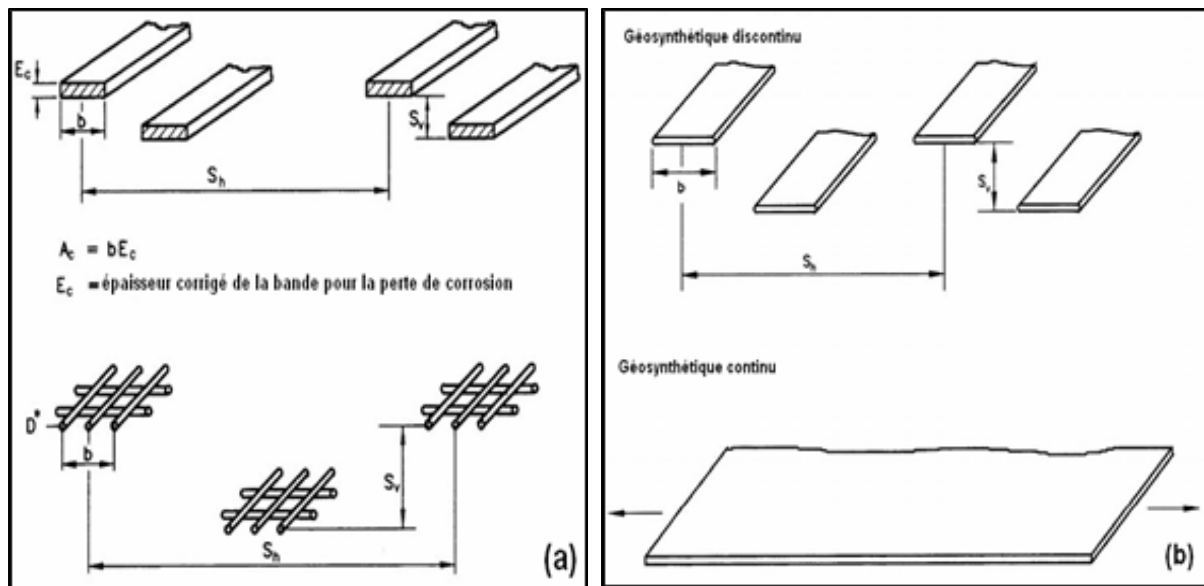


Figure 3.17 Valeurs de facteur de frottement pour différents types d'armatures (AASHTO, 2012).

$$R_c = \frac{b}{S_h} \quad \dots (3.20)$$

Pour des renforcements métalliques ou géosynthétiques continus, le rapport de couverture est égal à $R_c = b = S_h = 1$



(a) renforcement métallique

(b) renforcement par géosynthétiques.

Figure 3.18 Rapport de couverture R_c d'après la méthode AASHTO (2012).

3.1.6 Paramètres régissant le comportement des ouvrages de soutènement renforcés

Plusieurs travaux expérimental, numérique, et analytique ont été réalisés pour montrer le conservatisme des méthodes de dimensionnement. Conservatisme soit dans le sens de sécurité (surestimation du dimensionnement), ou dans le sens de la rupture (sous-estimation du dimensionnement).

A. Coefficient de pression latérale

Le coefficient de pression latérale varie linéairement en profondeur sous la crête de l'ouvrage, de $k_r/k_a = 2,5$ pour les treillis soudé et $1,7$ pour les bandes métalliques à $k_r/k_a = 1,2$. (Figure 3.15).

D'après l'AASHTO (2012), le coefficient de pression latérale est calculé à partir de la force maximale de traction dans le renforcement, mesurée dans un test en vraie grandeur d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé.

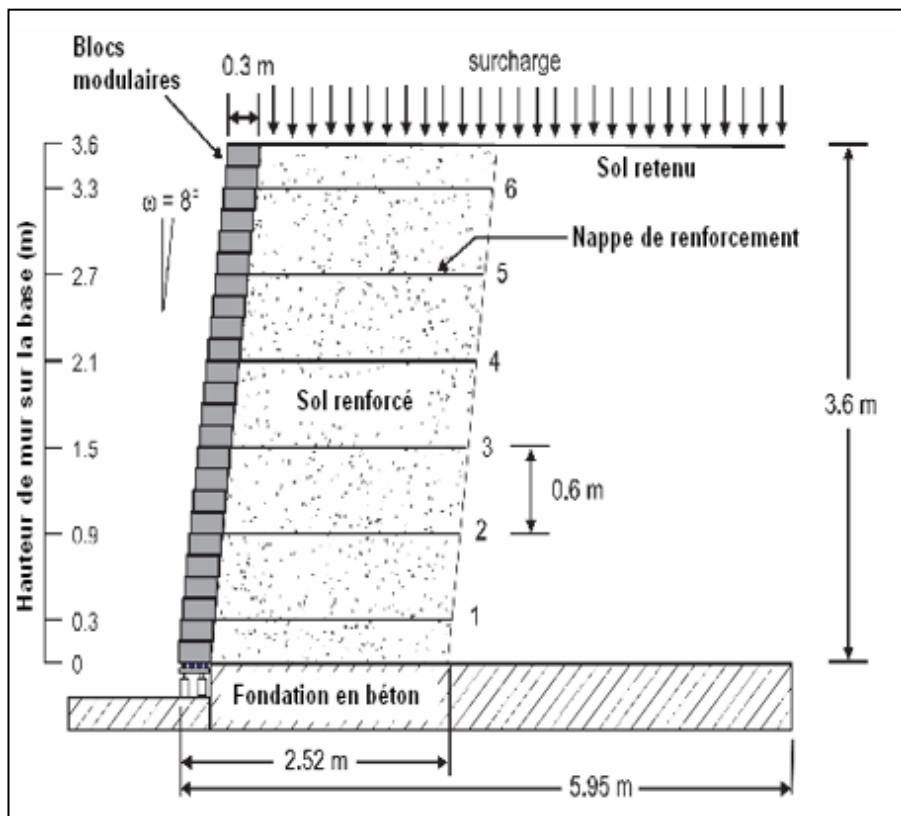
Le coefficient de poussée k_a est limité à un angle de frottement interne du sol de 40° .

Bathurst et al. (2008) (29) ont déterminé le coefficient de pression latérale, en considérant une base de données de 20 ouvrages de soutènement en sol renforcé instrumentés en vraie grandeur, cette base de données a été publiée précédemment. Ils ont montré que la méthode adoptée par l'AASHTO sous-estime la force maximale de traction dans les armatures métalliques pour les ouvrages avec un angle de frottement interne du sol supérieur à 45° (18).

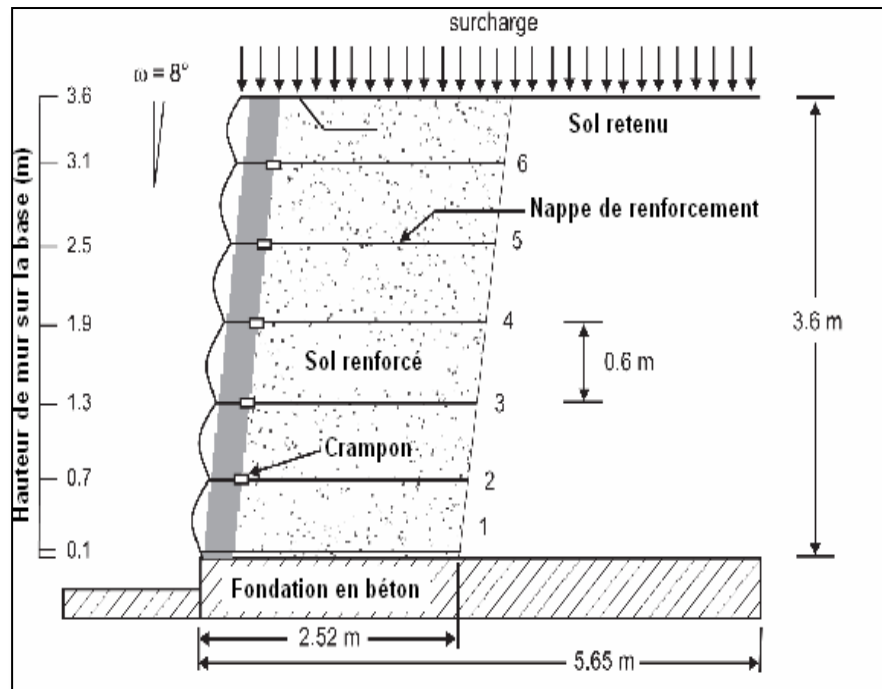
B. Rigidité du parement

Le parement est un facteur qui change la réponse des ouvrages de soutènement renforcés. On étudie le comportement des ouvrages de soutènement renforcés, en considérant différents types de parement, cette étude a permis de constater que le déplacement latéral diminue avec l'augmentation de la rigidité du parement.

Des essais en vraie grandeur sont réalisés sur deux ouvrages de soutènement en sol renforcé, le premier ouvrage avec un parement en blocs modulaires et le deuxième avec un parement flexible (Figure 3.19) (18).



(a) parement en blocs modulaires



(b) parement flexible

Figure 3.19 Ouvrage de soutènement en sol renforcé

Ils ont montré que sous l'effet du poids propre de l'ouvrage, les forces de traction maximales dans les nappes de renforcement de l'ouvrage à parement flexible, sont environ 3,5 fois plus grandes que celles de l'ouvrage à parement en blocs modulaires ; de même, elles sont plus de deux fois supérieures dans le cas d'un chargement extérieur.

D'autre part, ils ont comparé les mesures expérimentales de la force de traction maximale dans chaque nappe, avec celles calculées en utilisant la méthode de l'AASHTO (2002), ainsi il a été constaté que cette dernière surestime fois la force de traction maximale d'environ 150%, dans le cas d'un ouvrage de soutènement avec un parement en blocs modulaires sous l'effet de son poids propre.

C. Rigidité au cisaillement du pied de parement

La force résultante de la pression latérale de terre exercée par le sol renforcé sur le parement, est transférée vers le sol de fondation par son interface commune avec la base du parement (voir Figure 3.20), produisant un ouvrage en équilibre avec la contribution des nappes de renforcement.

Jusqu'à présent la rigidité de cisaillement du pied de parement n'est pas prise en compte dans l'AASHTO (2012). Par ailleurs, plusieurs travaux expérimentaux et numériques ont montré l'effet du pied de parement sur le comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé.

Huang et al. (2009) ont réalisé un essai en vraie grandeur sur un ouvrage de soutènement en sol renforcé, le pied de parement a été bloqué par une poutre métallique fixée à la base. La rigidité de cisaillement du pied de parement due à cette poutre est égale à $K_{toe} = 8MN/m/m$. Afin de montrer l'influence des conditions du pied de parement, ils ont enregistré les forces de connexion parement-renforcement et la force horizontale à la base du parement, à la fin de l'essai et après libération du pied de parement. Ils ont constaté que la libération du pied de parement produit un déplacement important du parement. Aussi, ils ont montré qu'après libération du pied, la charge retenue par ce dernier durant le blocage est distribuée à la nappe inférieure. **(32)**

Egalement, Huang et al. (2009) ont étudié l'effet de plusieurs valeurs de rigidité de cisaillement du pied de parement, sur les forces de traction maximales dans les nappes de renforcement. **(32)**

Les résultats obtenus ont été comparés avec ceux calculés par la méthode simplifiée de l'AASHTO (2002) qui néglige l'effet de la rigidité de cisaillement du pied. Cette étude a montré que la méthode de l'AASHTO (2002), surestime de manière significative la force de traction maximale dans les nappes de renforcement.

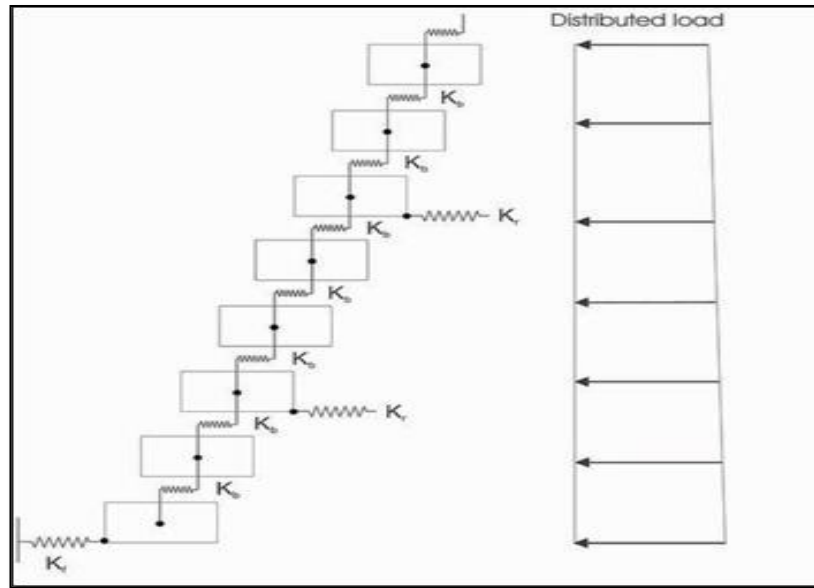


Figure 3.20 Parement en blocs modulaires soumis à une charge latérale répartie et avec une rigidité de cisaillement de l'interface bloc-bloc et une rigidité de cisaillement du pied de parement

Pour déterminer la force de traction maximale dans les nappes de renforcement, il est possible d'utiliser l'approche de l'équilibre limite avec un mécanisme de rupture en spirale logarithmique, en considérant la rigidité de cisaillement du pied de parement R_b qui est dérivée du poids du parement R_v (Figure 3.21). Ils ont développé des abaques afin d'évaluer un coefficient en fonction de l'angle de frottement interne du sol, l'angle d'inclinaison du parement et le rapport R_b/R_t . Ce coefficient est utilisé dans l'équation (3.21) pour calculer T_{max} .

$$T_{max-i} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K \frac{D_{T_{max-i}}}{\sum_{i=1}^n D_{T_{max-i}}} \quad \dots (3.21)$$

Afin de valider cette méthode, une comparaison est faite entre les résultats de cette méthode et ceux obtenus par l'étude numérique de Huang et al. (2010). Ils ont montré que pour différentes valeurs de R_h , l'équation (3.21) donne une bonne prédiction de la force de traction maximale dans les nappes de renforcement.

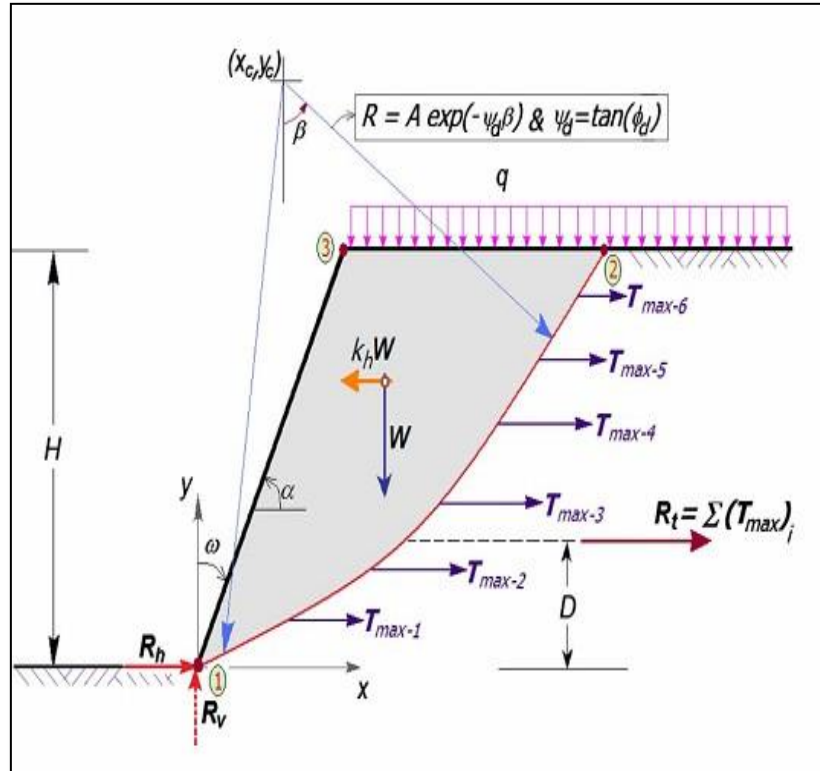


Figure 3.21 Mécanisme de rupture en spirale logarithmique.

D. Rigidité des armatures

Plusieurs études numériques et expérimentales ont montré que les forces de traction maximales dans les nappes géosynthétiques augmentent avec l'accroissement de leur rigidité. Cependant, jusqu'à présent la méthode simplifiée de (AASHTO, 2012) ne prend pas en compte ce paramètre.

Allen et al. (2003) ont utilisé une base de données de 11 ouvrages de soutènement en sol renforcé en vraie grandeur, pour développer une méthode empirique appelée « K-stiffness ». L'équation (3.22) prend en compte l'inclinaison du parement, la rigidité du parement, la rigidité des nappes de renforcement et la distribution des forces de traction maximales en profondeur (27).

$$T_{\max}^i = \frac{1}{2} K \gamma (H + S) S_v^i D_{T_{\max}} \Phi \quad \dots (3.22)$$

Où :

- **K** : Coefficient de pression latérale ;
- **γ** : Poids volumique du sol ;
- **H** : La hauteur de l'ouvrage ;
- **S** : Hauteur équivalente à la surcharge ;
- **S_v** : Espacement vertical entre les armatures ;
- **$D_{T_{\max}}$** : Facteur de distribution de force ;
- **Φ** : Facteur d'influence donné par l'équation (3.23).

$$\Phi = \Phi_g \times \Phi_{\text{local}} \times \Phi_{\text{fs}} \times \Phi_{\text{fb}} \quad \dots (3.23)$$

Le facteur d'influence prend en compte $\Phi_g, \Phi_{\text{local}}, \Phi_{\text{fs}}, \Phi_{\text{fb}}$ qui sont respectivement, la rigidité globale et locale des nappes de renforcement, la rigidité du parement, et l'inclinaison du parement.

E. Cohésion du remblai renforcé

Les ouvrages de soutènement en sol renforcé sont généralement construits avec des remblais frottants qui assurent une bonne résistance à l'extraction des nappes de renforcement, et le drainage des eaux. Cependant, il existe de nombreux ouvrages réalisés en utilisant un remblai granulaire qui contient des particules fines.

Pour dimensionner un ouvrage de soutènement en sol renforcé, l'AASHTO (2012) (23) et la méthode K-stiffness (Allen et al., 2003) (27) ne prennent pas en compte la cohésion du sol renforcé pour le calcul de la force de traction maximale T_{\max} dans les nappes de renforcement.

Miyata et Bathurst (2008) (29) ont étudié 12 cas d'ouvrage de soutènement en sol renforcé en vraie grandeur, pour étudier l'effet de la cohésion du sol renforcé en introduisant un facteur de cohésion donné dans l'équation (3.24). La comparaison des mesures expérimentales avec les méthodes K-stiffness, K-stiffness modifiée, et l'AASHTO, a montré que l'AASHTO et la méthode K-stiffness surestiment de manière significative la force de traction maximale dans les nappes de renforcement, il a été démontré que la force de traction maximale diminue en considérant de la cohésion (29).

$$T_{\max}^i = \frac{1}{2} K\gamma(H + S)S_v^i D_{T_{\max}} \phi_g \times \phi_{\text{local}} \times \phi_{fs} \times \phi_{fb} \times \phi_c \quad \dots (3.24)$$

F. Compressibilité du sol de fondation

L'idée de considérer un mode de rupture interne et un autre externe séparément, permet de simplifier les calculs. Les méthodes de dimensionnement de l'AASHTO (2012) et K-stiffness, supposent que le sol de fondation est un corps rigide pour les calculs de la stabilité interne. Cependant, de nombreuses études expérimentales et numériques ont montré que cette hypothèse ne peut pas être appliquée aux ouvrages de soutènement en sol renforcé réalisés sur un sol de fondation compressible.

Plusieurs études sont réalisées un ouvrage de soutènement en sol renforcé en vraie grandeur, fondé sur un sol compressible, ils ont montré que la compressibilité du sol produit un déplacement latéral important du parement, dans la partie inférieure de l'ouvrage qui augmente les forces de traction dans les nappes de renforcement. Pour examiner l'influence de la compressibilité du sol de fondation sur le comportement d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé, le code FLAC a été utilisé dans le cas d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé, posé sur une fondation modélisée par des ressorts linéaires. (Figure 3.22). Ils ont montré que le déplacement latéral du parement, les forces de traction, et les déformations axiales dans les nappes de renforcement augmentent avec la réduction de la rigidité du sol de fondation.

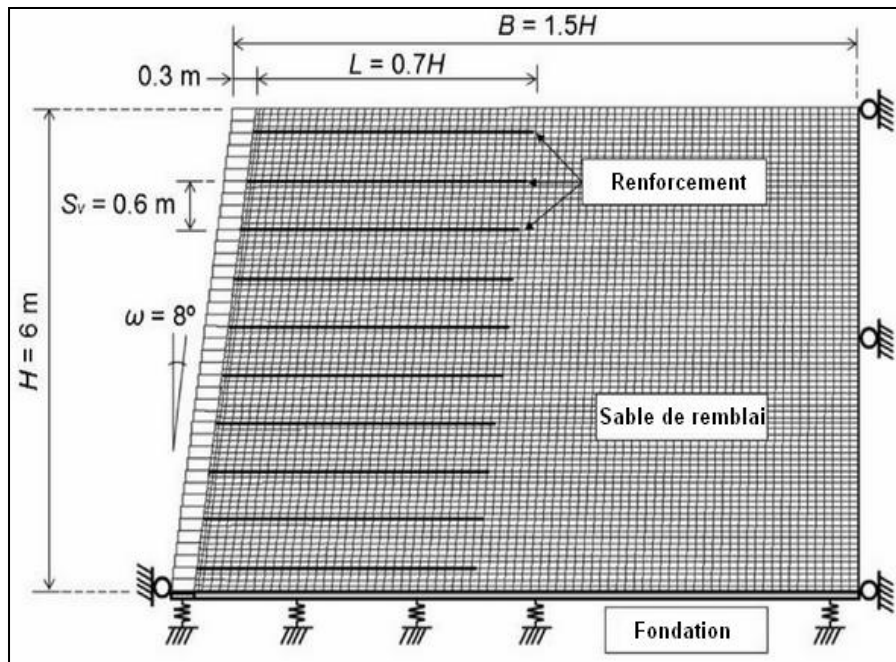


Figure 3.22 Modèle numérique d'un ouvrage de soutènement avec un sol de fondation compressible

G. Interface sol renforcé-sol retenu

La résultante de la pression latérale du sol retenu est appliquée à un tiers la hauteur de l'ouvrage, ce qui provoque une excentricité pour la masse du sol renforcé. Cette excentricité a été prise en compte pour les calculs de la stabilité au poinçonnement dans la méthode de l'AASHTO (2012). Cependant, cette excentricité peut être réduite en tenant compte l'angle de frottement de l'interface sol renforcé/retenu, qui est négligé dans l'AASHTO (2012).

3.1.7 Conclusion

Depuis la première apparition des ouvrages de soutènement dans les sols renforcés, ils sont largement utilisés grâce aux nombreux avantages tels que :

- Leur méthode de construction simple et rapide ;
- Leur aspect esthétique ;
- Leur résistance aux chargements statique et dynamique ;
- Leur conception rentable ;
- Leur flexibilité.

En raison du matériau composite et de la géométrie de l'ouvrage. Le comportement mécanique des ouvrages de soutènement en sol renforcé devient compliqué, à cause de cette complexité les méthodes de dimensionnement basées sur l'approche de l'équilibre limite adoptent généralement des hypothèses de simplification qui donnent des solutions conservatives.

- Le coefficient de pression latérale utilisé par l'AASHTO (2012) sous-estime de la force de traction maximale, dans les nappes de renforcement métallique pour les remblais caractérisés par un angle de frottement interne du sol supérieur à 45° .

- Les forces de traction dans les nappes de renforcement diminuent avec l'accroissement de la rigidité du parement. Cette rigidité est ignorée dans l'AASHTO (2012), mais elle a été prise en compte dans une nouvelle méthode empirique appelée K-stiffness. D'autre part, les forces de traction dans les nappes de renforcement augmentent avec l'accroissement de la rigidité des nappes de renforcement qui est aussi ignorée par l'AASHTO (2012). Cependant, la rigidité des nappes de renforcement est actuellement adoptée par la méthode K-stiffness.

- La cohésion du sol renforcé est ignorée dans l'AASHTO (2012) et la première version de la méthode K-stiffness. Cette cohésion produit une diminution des forces de traction dans les nappes de renforcement.

- Les ouvrages de soutènement en sol renforcé peuvent être réalisés sur des sols compressibles. La compressibilité du sol de fondation est aussi ignorée, alors que cette compressibilité peut augmenter les forces de traction dans les nappes de renforcement.

- L'interface entre le sol renforcé et le sol retenu contribue à la stabilité de l'ouvrage, où le coefficient de sécurité augmente avec l'accroissement de l'angle de frottement à cette interface.

3.2 Les exemples de calcul analytique des murs en sol renforcé par géogrilles

3.2.1 Exemple 1

Un mur de terre stabilisée mécaniquement (MSEW) a pour but de retenir un remblai routier.

Le mur est de 5m de hauteur avec un remblai granulaire uniforme ayant les caractéristiques suivantes : $\gamma_{remblai} = 20kN/m^3$; $\varphi'_{remblai} = 35^\circ$

La géogrigille est utilisée pour envelopper le sol en couche comme renforcement.

La résistance ultime à la traction à la direction perpendiculaire à la face de mur est de 50kN/m.

$T_{ult} = 50kN/m$, l'angle de frottement externe géogrigille-remblai $\delta_1 = 35^\circ$, une charge uniforme appliquée au sommet du mur $q = 10kN/m^2$.

Utilisant : facteur de réduction des dommages d'installation RF_{ID} , facteur de réduction de fluage RF_{CR} , facteur de durabilité (dégradation chimique et biologique) RF_{CBD} . Avec un coefficient de sécurité de 1.5.

Le sol de la fondation s'agit d'un sable argileux avec :

$$\gamma_{sol} = 18kN/m^3 ; \varphi'_{sol} = 20^\circ ; c' = 22kN/m^2$$

L'angle de frottement d'interface géogrigille-fondation $\delta_2 = 0.9\varphi' = 18^\circ$; $c_d = 22kN/m^2$

Il faut déterminer :

- 1- Combien de couches de géogrilles sont nécessaires ainsi que l'espacement de chacune ?
- 2- Longueur d'ancrage de la géogrigille dans chaque couche d'armature.
- 3- Le chevauchement de la longueur de la géogrigille dans chaque couche.
- 4- La stabilité externe en termes de renversement, glissement et capacité portante de mur (MSEW).

Solution :**Etape 1 :** Dimensionnement du mur (charges externes)

- Déterminer les dimensions du mur ainsi les charges externes

Etape 2 : Propriétés du sol de la fondation,**Etape 3 :** Propriétés du remblai renforcé, remblai retenu.

Les dimensions de mur, les charges externes et propriétés des sols au cours des trois premières étapes sont illustrées à la figure ex.1.1

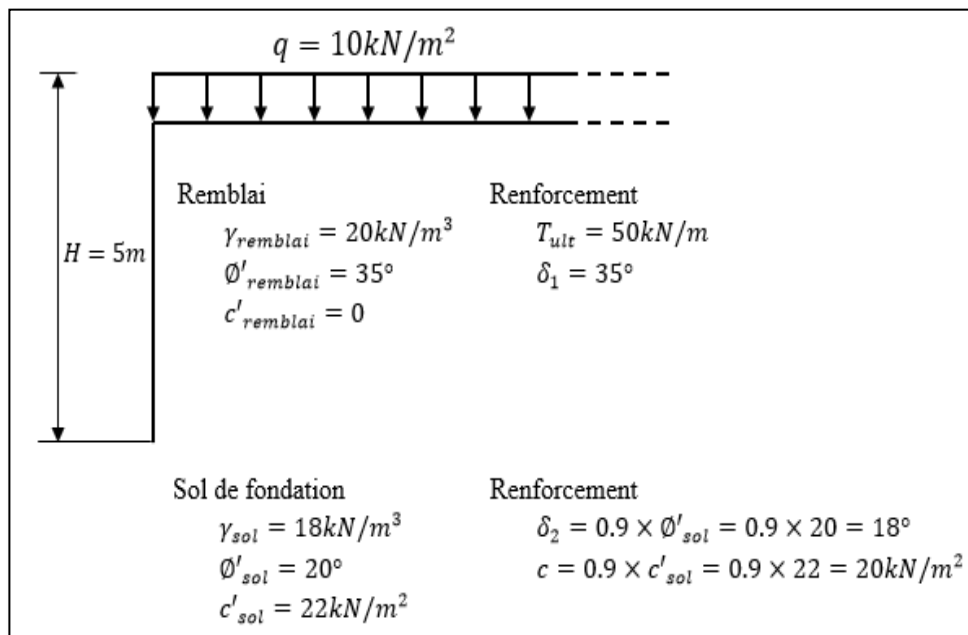


Figure ex.1.1 dimensionnement de mur et propriétés des sols.

Etape 4 :

Les coefficients de sécurité de conception sont requis :

❖ Stabilité externe :

- Glissement : $F_s \geq 1.5$
- Renversement : $F_s \geq 2$
- Capacité portante : $F_s \geq 2.5$

❖ Stabilité interne :

- Résistance à l'arrachement : $F_s \geq 1.5$
- Longueur minimale d'ancrage : $L = 1$
- La résistance à la traction admissible de l'armature : $T_{admissible} = \frac{T_{ult}}{RF_{ID} \cdot RF_{CR} \cdot RF_{CBD}}$

Tableau ex.1.1 Valeurs de facteurs de réduction recommandées pour la détermination de la résistance à la traction admissible des géogrilles.

Applications/fonctions	Ranges of reduction factors		
	Installation damage	creep	Chemical/biological degradation
Separation	1.1 ~ 2.5	1.5 ~ 2.5	1.0 ~ 1.5
cushioning	1.1 ~ 2.0	1.2 ~ 1.5	1.0 ~ 2.0
Unpaved roads	1.1 ~ 2.0	1.5 ~ 2.5	1.0 ~ 1.5
Walls	1.1 ~ 2.0	2.0 ~ 4.0	1.0 ~ 1.5
Embankments	1.1 ~ 2.0	2.0 ~ 3.5	1.0 ~ 1.5
Bearing and fondations	1.1 ~ 2.0	2.0 ~ 4.0	1.0 ~ 1.5
Slope stabilization	1.1 ~ 1.5	2.0 ~ 3.0	1.0 ~ 1.5
Pavement overlays	1.1 ~ 1.5	1.0 ~ 2.0	1.0 ~ 1.5
Railroads			
(filter/separation)	1.1 ~ 3.0	1.0 ~ 1.5	1.5 ~ 2.0
Flexible forms	1.1 ~ 1.5	1.5 ~ 3.0	1.0 ~ 1.5
Silt fences	1.1 ~ 1.5	1.5 ~ 2.5	1.0 ~ 1.5

Mur (wall) :

Alors : $RF_{ID} = 1.2$ $RF_{CR} = 2.5$ $RF_{CBD} = 1.2$

Donc : $T_{adm} = \frac{50}{1.2 \times 2.5 \times 1.2} = 13.9 \text{ kN/m}$

Etape 5 :

Déterminons la profondeur d'ancrage du mur.

La profondeur d'ancrage minimale à la face du mur est :

$$H_1 = \frac{H}{20} = \frac{5}{20} = 0.25$$

On prend : $H_1 = 0.5 \text{ m}$

Etape 6 :

Conception de stabilité interne c.à.d. les trois principales étapes suivantes :

1- Calcul de la pression latérale des terres (σ_h)

Seulement les pressions latérales des terres causées par le remblayage et la surcharge sont prises en compte.

$$\sigma_h = \sigma_{hs} + \sigma_{hq}$$

D'après Rankine :

La pression des terres active est :

$$\sigma_{hs} = K_a \times \sigma'_0$$

Avec :

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{35}{2} \right) = 0.271$$

$$\sigma'_0 = \gamma_{remblai} \times Z$$

Pression latérale du sol en raison de la pression uniforme (surcharge) :

$$\sigma_{hq} = K_a \times q$$

$$\sigma_{hq} = 0.271 \times 10 = 2.71 \text{ kN/m}^2$$

Donc :

$$\sigma_h = 0.271 \times 20Z + 2.71$$

$$\sigma_h = 5.42Z + 2.71$$

2- Calcul de l'espacement vertical S_V avec $F_S = 1.5$

D'où

$$S_V = \frac{T_{adm}}{F_S \cdot \sigma_h} = \frac{13.9}{1.5 \times (5.42Z + 2.71)} = \frac{9.26}{5.42Z + 2.71}$$

Note :

- Pour être prudent : l'espacement vertical choisi doit être inférieur de l'espacement vertical calculé.
- La longueur d'armature calculée varie avec la profondeur. Pour construction facile, les longueurs de renforcement peuvent être regroupées avec une longueur dans chaque groupe. La longueur sélectionnée doit être supérieure à la longueur calculée.

$$\checkmark Z = 5m \text{ (bas du mur)} S_V = 0.31m, \text{ on prend } S_V = 0.30m$$

$$\checkmark \text{Après 5 couches de } S_V = 0.31m, Z = 3.5m, S_V = 0.43m$$

$$\text{On prend } S_V = 0.40m$$

$$\checkmark \text{Après 5 couches de } S_V = 0.40m, Z = 1.5m, S_V = 0.85m$$

$$\text{On prend } S_V = 0.50m$$

Du bas de mur :

$$5 \text{ couches de } S_V = 0.30m + 5 \text{ couches de } S_V = 0.40m + 3 \text{ couches de } S_V = 0.50m$$

$$H = 1.5 + 1.5 + 2 = 5m.$$

3- Calcul de la longueur effective L_e et la longueur sans réaction de la géogrille L_a

$$L_e = \frac{T_{adm}}{2(c_a + \sigma_v \tan \delta)} = \frac{13.9}{2(0 + 20Z \tan 35)} = \frac{0.496}{Z}$$

Avec : $\delta = 35^\circ$, $c_a = 0$ (remblai)

$\sigma_v = \gamma Z = 20Z$ (Ne pas considérer les surcharges pour le calcul de la longueur effective).

$$L_a = (H - Z) \tan \left(45 - \frac{\varphi'_{remblai}}{2} \right) = (5 - Z) \tan \left(45 - \frac{35}{2} \right) = 2.6 - 0.52Z$$

La longueur totale d'ancrage :

$$L = L_a + L_e$$

La longueur de chevauchement :

$$L_0 = \frac{T_{adm}}{4(c_a + \sigma_v \tan \delta_1)} = \frac{0.248}{Z}$$

$Z_{min} = 0.5m$, donc $L_0 = 0.496m$

On prend $L_0 = 1m$

Tableau ex.1.2 espacements des couches et leurs longueurs.

Couche N°	profondeur z(m)	espacement S_v (m)	L_e (m)	$L_{e(min)}$ (m)	L_a (m)	L_{cal} (m)	$L_{utilisé}$ (m)
13	0.5	0.5	0.99	1.0	2.34	3.34	4.0m
12	1.0	0.5	0.50	1.0	2.08	3.08	
11	1.5	0.5	0.33	1.0	1.82	2.82	
10	1.9	0.4	0.26	1.0	1.61	2.61	3.0m
9	2.3	0.4	0.22	1.0	1.40	2.40	
8	2.7	0.4	0.18	1.0	1.20	2.20	
7	3.1	0.4	0.16	1.0	0.99	1.99	
6	3.5	0.4	0.14	1.0	0.78	1.78	
5	3.8	0.3	0.13	1.0	0.62	1.62	
4	4.1	0.3	0.12	1.0	0.47	1.47	2.0m
3	4.4	0.3	0.11	1.0	0.31	1.31	
2	4.7	0.3	0.11	1.0	0.16	1.16	
1	5.0	0.3	0.10	1.0	0	1.0	

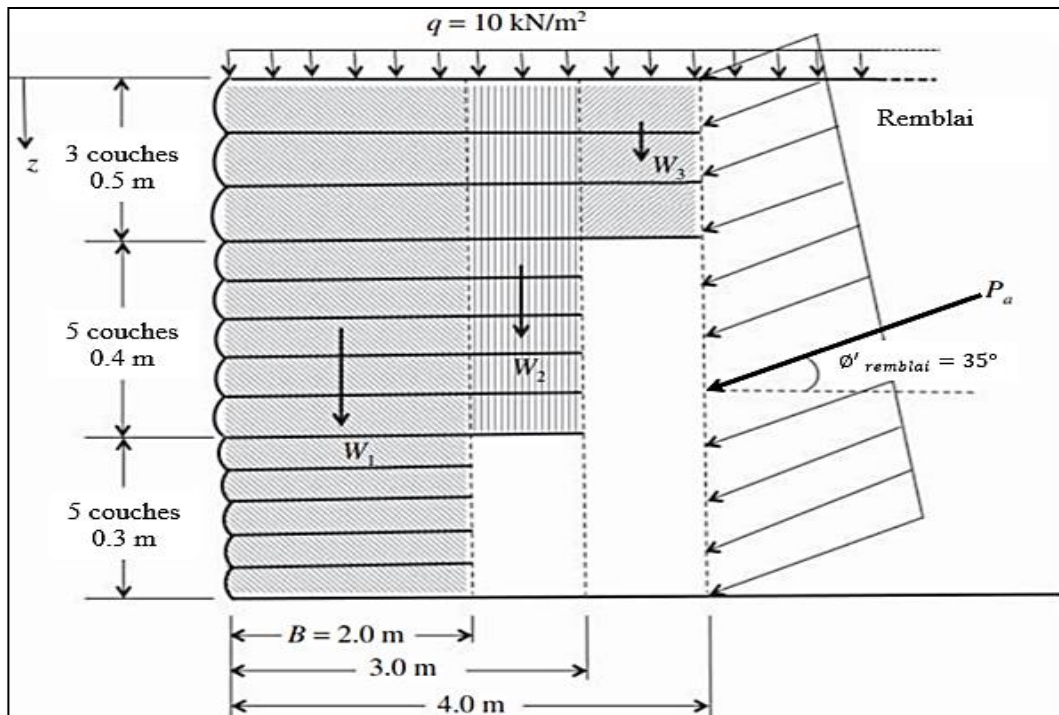


Figure ex.1.2 configuration de mur (MSEW) et du renforcement.

Etape 7 :

La stabilité externe suivante est vérifiée :

1- la résistance au renversement, vérifier avec et sans surcharge :

$$F_s = \frac{\sum \text{Moment résistants}}{\sum \text{Moment moteurs}}$$

Le moment moteur est uniquement causé par la composante horizontale de la force active du sol « P_a ». Et comme la pression active du sol est : $\sigma_h = \sigma_{hs} + \sigma_{ha} = 5.42 Z + 2.71$

La résultante totale de la force active du sol est : (surface de trapèze)

$$P_a = \frac{1}{2} [2.71 + (5.42 \times 5 + 2.71)] \times 5 = 81.3 \text{ kN/m}$$

Elle est inclinée par l'angle de 35°

Donc :

$$\sum \text{Moments moteurs} = P_a \cos \varphi'_{\text{remblai}} \times \frac{H}{3}$$

$$\sum \text{Moments moteurs} = 81.3 \times \cos 35 \times \frac{5}{3} = 111 \text{ kN.m/ml}$$

Le sol renforcé du mur (section hachurée dans figure ex.1.2) agit comme une seule entité.

Conséquent, les moments résistants sont le poids de la section de sol renforcé.

Qui peut être divisé en 3 sections comme le montre la figure.

- Calcul des poids des sections renforcées par mètre linéaire de ce mur :

Avec : poids volumique = 20kN/m^3

$$W_1 = 2 \times 5 \times 20 = 200\text{kN/m}$$

$$W_2 = 1 \times 3.5 \times 20 = 70\text{kN/m}$$

$$W_3 = 1 \times 1.5 \times 20 = 30\text{kN/m}$$

Donc

$$\sum \text{Moment résistants}$$

= Les moments causés par le poids du sol renforcé

+ le moment provoqué par la composante verticale de force latérale du sol

+ Moment causé par la surcharge.

$$\sum \text{Moment résistants}$$

$$= [200 \times 1 + 70 \times 2.5 + 30 \times 3.5] + [81.3 \times \sin 35 \times 4] + [10 \times 4 \times 2]$$

$$\sum \text{Moment résistants} = 746.5\text{kN.m/ml}$$

$$F_s = \frac{746.5}{111} = 6.72 > 2 \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

Si on ne prend pas la surcharge en considération

$$F_s = 6.86$$

2- Vérification de la stabilité ou la résistance au glissement :

La résistance au glissement entre la première couche de renfort et le sol de fondation sous-jacent. La largeur de contact est : $B = 2\text{m}$

Le frottement externe entre *geogrille*/*fondation* $\delta_2 = 0.9\varphi'_2$ et $\varphi'_2 = 20^\circ$ donc

$$\delta_2 = 18^\circ$$

On considère la surcharge

$$F_s = \frac{\sum \text{forces résistantes}}{\sum \text{forces motrices}} = \frac{[c_a + \sigma_v \tan \delta_2] \times B}{P_a \times \cos \varphi'_{\text{remblai}}}$$

La contrainte verticale au bas du mur :

$$\sigma_v = \gamma H + q + \frac{P_a \sin \varphi'_{\text{remblai}}}{B}$$

$$\sigma_v = 20 \times 5 + 10 + \frac{81.3 \sin 35}{2} = 133.3\text{kN/m}^2$$

$$\sum \text{forces résistantes} = [c_a + \sigma_v \tan \delta_2] \times B = [20 + 133.3 \tan 18] \times 2 = 126.6\text{kN/m}$$

$$\sum \text{forces motrices} = P_a \cos \varphi'_{\text{remblai}} = 81.3 \cos 35 = 66.6 \text{ kN/m}$$

$$F_s = \frac{126.6}{66.6} = 1.9 > 1.5 \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

Quand on ne prend pas la surcharge en considération :

$$F_s = 2.13$$

Si $F_s < 1.5$: la largeur du renforcement à la base "B" devrait être augmentée et la stabilité externe doit être revérifiée.

3- Capacité portante de la fondation :

L'ensemble du mur de terre exerce une pression n'est pas excentrique. Utilisons l'équation de la capacité portante ultime de Terzaghi.

L'équation de capacité pour la semelle du mur :

$$q_{ult} = c'_2 N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma$$

Supposant que le mur repose sur la surface du sol $\rightarrow q = 0$ de $\varphi'_2 = 20^\circ \rightarrow N_c = 17.69$; $N_\gamma = 3.64$

Donc :

$$q_{ult} = 22 \times 17.69 + \frac{1}{2} \times 18 \times 2 \times 3.64$$

$$q_{ult} = 454.7 \text{ kN/m}^2$$

La pression uniforme exercée par le mur est trouvée égale à :

$$\sigma_v = 133 \text{ kN/m}^2 \rightarrow F_s = \frac{q_{ult}}{\sigma_v} = \frac{454.7}{133} = 3.4 > 2 \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

3.2.2 Exemple 2 Conception d'un remblai en sol renforcé

Un nouveau remblai sera construit pour soutenir une nouvelle route. La hauteur de remblai souhaitée est de 10 m et la pente est de 0,8H : 1,0 V. Une géogridde avec une force de traction de 100kN/m² (méthode de largeur ASTM D4595) souhaitée pour renforcer la nouvelle pente. Supposons le taux de couverture de renforcement (R_c) est 0.2.

Une surcharge uniforme de 12,5kN/m² doit être utilisée pour le chargement du trafic. Les informations disponibles indiquent que le sol de fondation naturel et le sol retenu ont tous deux un angle de frottement drainé de 34°, cohésion effective de 12,5 kPa et un poids volumique de 19kN/m³.

Le remblai granulaire à utiliser dans la section renforcée aura un angle de frottement minimum de 34° et un poids volumique sec de 19kN/m³.

La conception de la pente renforcée doit avoir un coefficient de sécurité minimum de 1,5 pour la stabilité des pentes.

Déterminons le nombre de couches, l'espacement vertical et la longueur totale des armatures de géogridde requises pour la pente renforcée.

Solution :

Étape 1 :

Établir les exigences géométriques, de chargement et de performance pour la conception.

(I) Exigences géométriques et de chargement :

- ✓ Hauteur de pente $H = 10 \text{ m}$. La surcharge sur le sommet du talus peut être convertie en une hauteur équivalente : $\Delta H = 12.5/19 = 0.66 \text{ m}$
- ✓ La hauteur du talus équivalente est : $H' = 10.66 \text{ m}$
- ✓ Angle de la pente, $\theta = \tan^{-1}(0.8/1) = 39^\circ$
- ✓ Surcharge, $q = 12.5 \text{ kN/m}^2$
- ✓ Charge vive temporaire, $\Delta q = 0$
- ✓ L'accélération sismique de conception, $a_{\text{conception}} = 0$

(2) Exigences de performance :

a. Stabilité interne (pour la conception des armatures): $FS = 1.5$

b. Stabilité externe et tassement :

✓ Glissement : $FS = 1.3$

✓ Stabilité globale : $FS = 1.3$

✓ Capacité de rupture locale : $FS = 1.5$

Etape 2 :

Détermination des propriétés des sols in situ.

Les propriétés du sol de fondation sont :

✓ $c' = 12.5 \text{ kN/m}^2$, $\varphi' = 34^\circ$

✓ Poids volumique, $\gamma_h = 19 \text{ kN/m}^3$

✓ Supposons que l'angle de frottement d'interface géo grille-sol de fondation est de 20°

✓ Emplacement de la nappe phréatique : Ne supposez aucun effet GWT (groundwater table).

Etape 3 :

Détermination des propriétés du sol renforcé.

✓ Granulométrie et indice de plasticité : sol granulaire, pas de plasticité.

✓ Résultats de compactage: $\gamma_{ré} = 19 \text{ kN/m}^3$, $c' = 0$, $\varphi' = 34^\circ$

Etape 4 :

Évaluation des paramètres de conception des armatures.

(1) Résistance à la traction des géosynthétiques autorisée :

$$T_{adm} = T_{ult} \left(\frac{1}{FS \cdot \Pi RF} \right) = \frac{100}{1.5 \times 7} = 9.5 \text{ kN/m}$$

✓ Utilisation $\Pi RF = 7$ pour une conception conservatrice et préliminaire.

✓ Le taux de couverture de l'armature géo grille : $Rc = 0.2$

(2) Interaction sol-renforcement (résistance à l'arrachement)

✓ $FS = 1.5$ pour les sols granulaires (dans cet exemple)

✓ $FS = 2$ pour les sols cohérents

✓ Longueur minimale d'ancrage, $L_e = 1 \text{ m}$

Étape 5 :

Vérification de la stabilité de la pente non renforcée.

La méthode ordinaire des tranches est utilisée. Un programme informatique est utilisé pour analyser plusieurs surfaces de rupture d'essai.

Un coefficient de sécurité $FS = 1.3$ est identifié pour englober la zone critique à renforcer. La figure ex.2.1 ci-dessous montre la surface critique avec $FS=1.3$ obtenu à partir du programme informatique. Le centre de la surface de rupture est $(23.76\text{ m}, 27.50\text{ m})$ le rayon est de $18,16\text{ m}$.

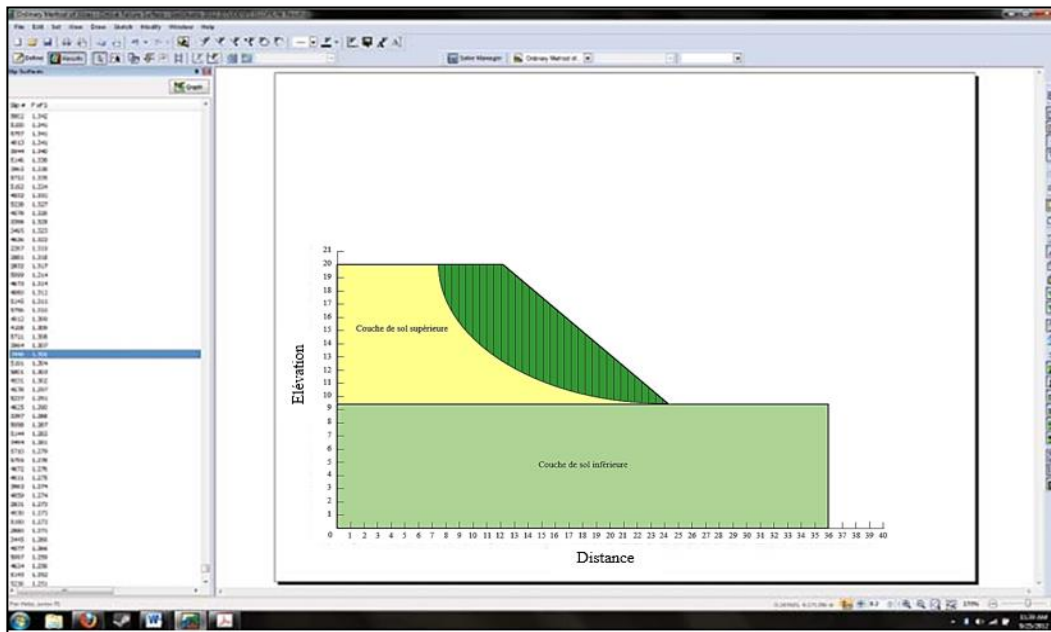


Figure ex.2.1 Analyse de stabilité des pentes

Le programme informatique a donné le facteur de sécurité minimum de 0,9, indiquant que la pente échouera sans renforcement. Une défaillance profonde de la pente n'a pas été identifiée par le programme informatique.

Étape 6 :

Renforcement de la conception pour fournir une pente stable.

1) La tension totale fournie par l'armature doit être :

$$T_s = (FS_R - FS_U) \cdot \frac{M_D}{D}$$

Où :

$$FS_R = 1.3$$

Avec

M_D : Moment d'entraînement sur les surfaces de rupture.

FS_R : Coefficient de sécurité requis pour obtenir une pente stable.

FS_U : Coefficient de sécurité minimum de la pente non renforcée.

Le programme informatique a fourni les résultats suivants pour la surface de défaillance critique avec le FS minimum :

$$FS_U = 0.9$$

$$M_D = 615.35 \text{ kN.m/m}$$

$D = R = 18.16 \text{ m}$, lorsque la géogrille est utilisée.

Donc :

$$T_S = T_{S,max} = (FS_R - FS_U) \frac{M_D}{D} = (1.3 - 0.9) \frac{615.35}{18.16} = 13.55 \text{ kN/m}$$

2) Détermination de la répartition du ferrailage :

Comme $H = 10.66 \text{ m} > 6 \text{ m}$, divisez la pente en deux zones de renfort de hauteur égale.

$$T_{Bas} = \frac{3}{4} T_{S,max} = \frac{3}{4} 13.55 = 10.16 \text{ kN/m}$$

$$T_{sommel} = \frac{1}{4} T_{S,max} = \frac{1}{4} 13.55 = 3.39 \text{ kN/m}$$

3) Dans chaque zone, la tension est supposée répartie uniformément entre les couches de renfort. Supposons un espacement vertical $S_v = 0.4 \text{ m}$.

Dans la zone supérieure :

$$H_{zone} = \frac{10}{2} = 5 \text{ m}$$

$$T_{sommel} = 3.39 \text{ kN/m}$$

Nombre de couches de renfort :

$$N = \frac{H_{zone}}{S_v} = \frac{5}{0.4} = 12.5 \text{ couches}$$

Tension de conception (la résistance à la traction) de chaque couche de renfort :

$$T_{concep(sommel)} = \frac{T_{Haut}}{N} = \frac{3.39}{12.5} = 0.27 \text{ kN/m}$$

Dans la zone inférieure :

$$H_{zone} = \frac{10}{2} = 5 \text{ m}$$

$$T_{Bas} = 10.16 \text{ kN/m}$$

Tension de conception de chaque couche de renfort :

$$T_{concep(bas)} = \frac{T_{Bas}}{N} = \frac{10.16}{12.5} = 0.81 kN/m$$

Un renforcement secondaire de $L_a = 1,5$ m de long dans le remplissage est choisi pour stabiliser la surface de la pente pendant et après la construction de la pente.

4) Déterminons les longueurs d'armature requises (L_e) à différentes altitudes pour fournir une résistance à l'arrachement adéquate.

$$L_e = \frac{T_{adm} \cdot FS}{2F^* \cdot \alpha \cdot \sigma'_v \cdot R_c \cdot C}$$

où :

- ✓ Tension de conception de chaque couche de renfort, $T_{adm} = 9.5 kN/m$
- ✓ Facteur de sécurité pour la résistance à l'arrachement, $FS = 1.5$
- ✓ L'angle de friction renforcé du remplissage arrière $\varphi_r = \varphi = 34^\circ$
- ✓ Donc le facteur de frottement à l'arrachement des géogrilles est :

$$F^* = 0.67 \tan \varphi_r = 0.67 \times \tan 34 = 0.45$$

- ✓ Facteur de correction de l'effet d'échelle pour la géogrille (basé sur les données de laboratoire): $\alpha = 0.8$
- ✓ Contrainte verticale efficace au niveau de géogrille dans l'armature zone de renforcement : $\sigma'_v = \gamma_z = 19z$
- ✓ Facteur de géométrie globale de la surface de renforcement pour géogrille : $C = 2$
- ✓ Le rapport de couverture de renforcement : $R_c = 0.2$

Donc :

$$L_e = \frac{T_{adm} \cdot FS}{2F^* \cdot \alpha \cdot \sigma'_v \cdot R_c \cdot C} = \frac{9.5 \times 1.5}{2 \times 0.45 \times 0.8 \times 19z \times 2 \times 0.2} = \frac{2.60}{z}$$

$$z_{min} = S_v = 0.4, L_{e,max} = 6.50m,$$

$$z = \frac{H}{2} = 5m, L_e = 0.5$$

$$z_{max} = H' = 10.66m, L_{e(min)} = 0.24m, \text{ avec } L_{e(min)} = 3m \text{ (d'après AASHTO } L=0.7H)$$

Pour faciliter la construction et l'inspection, allonger les couches de renforcement dans la zone inférieure pour créer deux sections de longueur de renforcement égale. La configuration de l'armature dans la pente est illustrée à la figure ex.2.2 :

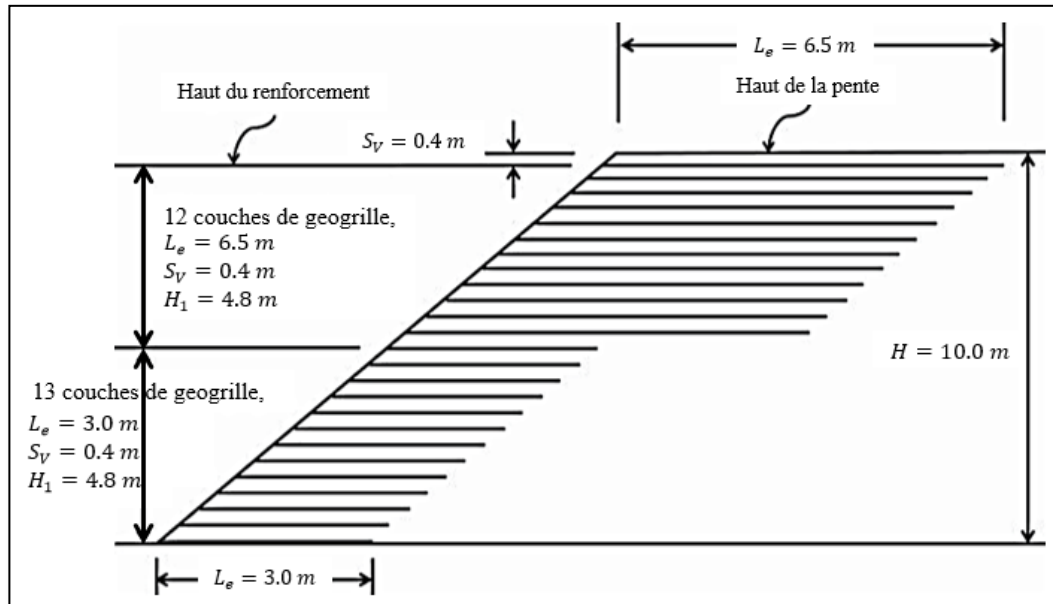


Figure ex.2.2 Renforcement de la pente

Etape 7 :

Vérification de la stabilité externe :

1) la résistance au glissement :

$$F_s = \frac{\sum \text{force résistants}}{\sum \text{force moteurs}} = \frac{[W + P_a \sin \varphi_b] \times \tan \varphi_{\min}}{P_a \cdot \cos \varphi_b}$$

Ou :

- ✓ L'angle de frottement interne du remblai renforcé, $\varphi_b = 34^\circ$
- ✓ poids volumique du remblai renforcé, $\gamma_b = 19\text{ kN/m}^3$
- ✓ Angle de frottement sol renforcé-l'armature ou pente-sol de fondation $\varphi_{\min} = 20^\circ$.
- ✓ Hauteur de la partie glissante potentielle de la pente, $H = 10.66\text{ m}$

(On prend la surcharge en considération) coefficient de pression des terres active de Rankine (coefficient de poussée) :

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi_b}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{34}{2} \right) = 0.283$$

Force active du sol par unité de longueur de la pente :

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma_b \cdot H^2 = \frac{1}{2} \times 0.283 \times 19 \times 10.66^2 = 305.5 \text{ kN/m}$$

La section renforcée de la pente par unité de longueur de la pente :

$$W = A \cdot \gamma_b = (3 \times 5.2 + 6.5 \times 4.8) \times 19 = 889.2 \text{ kN/m}$$

$$F_s = \frac{\sum \text{force résistants}}{\sum \text{force moteurs}} = \frac{[W + P_a \sin \varphi_b] \times \tan \varphi_{min}}{P_a \cdot \cos \varphi_b}$$

$$F_s = \frac{(889.2 + 305.5 \times \sin 34) \times \tan 20}{305.5 \times \cos 34} = 1.52 > 1.3 \text{ acceptable}$$

Le programme informatique n'a trouvé aucune défaillance de pente profonde. Il est conclu qu'aucune défaillance profonde ne se produira.

2) Une stabilité globale profondément ancrée

Aucune couche de sol faible sous le remblai n'a été trouvée. Il est conclu qu'aucune compression latérale ne se produira.

3) Capacité portante locale au niveau des orteils (compression latérale)

4) L'analyse de règlement des fondations est négligée dans cet exemple de problème.

Étape 8 :

L'analyse de stabilité sismique est négligée dans cet exemple de problème.

Étape 9 :

Le contrôle du ruissellement des eaux de surface et la conception du drainage souterrain sont négligés dans cet exemple

3.2.3 Exemple 3

Concevoir un mur de soutènement en sol renforcé par des géogrilles de 7m de hauteur lorsque l'espacement maximal vertical de l'armature doit être de 1m, le taux de recouvrement est 0.8 et le coefficient d'interaction C_i est 0.75 (voir figure ex.3.1)

Données :

$$T_u = 156 \text{ kN/m} ; C_i = 0.75 ; C_r = 0.8$$

Les autres données sont mentionnées dans la figure ex.3.1.

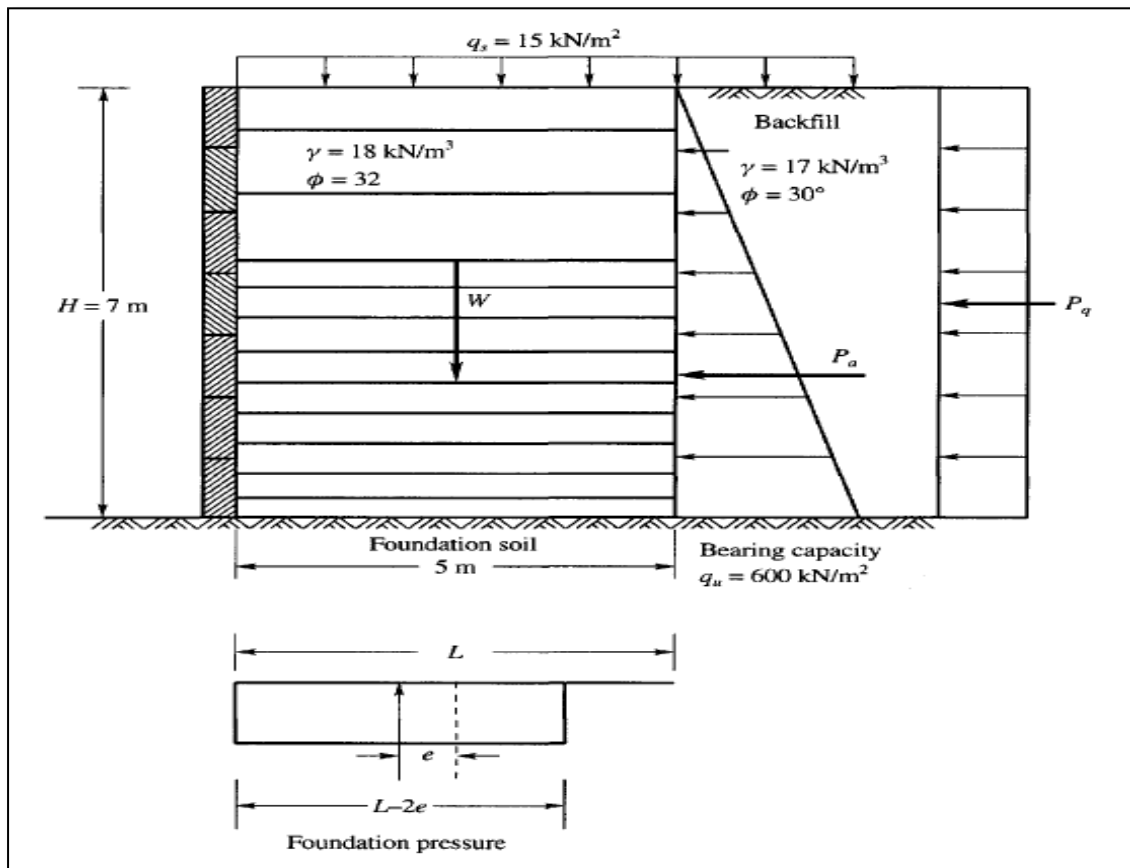


Figure ex.3.1 dimensionnement d'un mur en sol renforcé par géogrille.

Stabilité interne :

$$P_h = \gamma \cdot z \cdot K_A + q_s$$

$$K_A = \tan^2(45 - \phi/2) = \tan^2(45 - 32/2) = 0.31$$

$$P_h = (18 \times z \times 0.31) + (15 \times 0.31) = 5.58z + 4.65$$

1- Pour l'espacement vertical de la géogrille :

D'après le tableau ex.3.1

Tableau ex.3.1 Valeurs de facteurs de réduction recommandées pour la détermination de la résistance à la traction admissible des géogrilles.

Domaine d'application	RF_{ID}	RF_{CR}	RF_{CD}	RF_{BD}
Routes non-pavées	1.1 à 1.6	1.5 à 2.5	1.0 à 1.5	1.0 à 1.1
Routes pavées	1.2 à 1.5	1.5 à 2.5	1.1 à 1.6	1.0 à 1.1
Remblais	1.1 à 1.4	2.0 à 3.0	1.1 à 1.4	1.0 à 1.2
Talus	1.1 à 1.4	2.0 à 3.0	1.1 à 1.4	1.0 à 1.2
Murs	1.1 à 1.4	2.0 à 3.0	1.1 à 1.4	1.0 à 1.2
Capacité portante	1.2 à 1.5	2.0 à 3.0	1.1 à 1.6	1.0 à 1.2

D'après l'équation :

$$T_{admissible} = \frac{T_{ult}}{RF_{ID} \cdot RF_{CR} \cdot RF_{BD} \cdot RF_{CD}}$$

$$T_{admissible} = \frac{156}{1.2 \times 2.5 \times 1.3 \times 1.0} = 40kN/m$$

Mais on prend $T_{conception}(T_{calcul}) = 28.6kN/m$ d'après les fiches techniques avec

$$F_s = 1.4 .$$

D'après l'équation :

$$T_{conception} = \frac{h \cdot P_h}{C_r}$$

$$28.6 = h \times \frac{5.58z + 4.65}{0.8}$$

$$h = \frac{22.9}{5.58z + 4.65}$$

La profondeur maximale doit être $h = 1m$:

$$1 = \frac{22.9}{5.58z + 4.65} \text{ d'où : } z = 3.27m$$

La profondeur maximale pour $h = 0.5m$ est :

$$0.5 = \frac{22.9}{5.58z + 4.65} \text{ d'où : } z = 7.37m$$

La distribution des couches des géogrilles est illustrée dans la figure précédente.

2- La longueur d'encastrement de la couche de géogrille :

D'après les équations suivantes :

$$2C_i C_r L_e P_0 \tan \phi = T_h F_s = P_h \cdot h \cdot F_s$$

Remplaçons les valeurs connues :

$$2 \times 0.75 \times 0.8 \times (L_e) \times 18 \times (z) \tan 32 = h(5.58z + 4.65) \times 1.5$$

Après simplification :

$$L_e = \frac{(0.62z + 0.516) \cdot h}{z}$$

L'équation de L_R est :

$$L_a = (H - z) \cdot \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) = (7 - z) \cdot \tan\left(45 - \frac{32}{2}\right) = 3.88 - 0.554z$$

Tableau ex.3.2 espacements des couches et leurs longueurs.

Couche N°	La profondeur (m)	Espacement h (m)	L_e (m)	L_e (min) (m)	L_R (m)	L (cal) (m)	L (nécessaire) (m)
1	0.75	0.75	0.98	1.0	3.46	4.46	5.0
2	1.75	1.00	0.92	1.0	2.91	3.91	5.0
3	2.75	1.00	0.81	1.0	2.36	3.36	5.0
4	3.25	0.50	0.39	1.0	2.08	3.08	5.0
5	3.75	0.50	0.38	1.0	1.80	2.80	5.0
6	4.25	0.50	0.37	1.0	1.52	2.52	5.0
7	4.75	0.50	0.36	1.0	1.25	2.25	5.0
8	5.25	0.50	0.36	1.0	0.97	1.97	5.0
9	5.75	0.50	0.36	1.0	0.69	1.69	5.0
10	6.25	0.50	0.35	1.0	0.42	1.42	5.0
11	6.75	0.50	0.35	1.0	0.14	1.14	5.0

Stabilité externe :**1- la répartition de la pression :**

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_A = 0.5 \times 17 \times 7^2 \times \tan^2\left(45 - \frac{30}{2}\right) = 138.8 \text{ kN/m}$$

$$P_q = q_s \cdot K_A \cdot H = 15 \times 0.33 \times 7 = 34.7 \text{ kN/m}$$

$$P = P_a + P_q = 173.5 \text{ kN/m}$$

a. Vérification de résistance au glissement :

$$F_R = W \tan \delta = \gamma \times H \times L \tan 25 = 18 \times 7 \times 5 \times 0.47 = 293.8 \text{ kN/m}$$

$$P = P_a + P_q = 173.5 \text{ kN/m}$$

$$F_s = \frac{293.8}{173.5} = 1.69 > 1.5 \text{ Vérifiée}$$

b. Vérification de résistance au renversement :

Le moment résistant : $M_R = W \times \frac{L}{2} = 18 \times 7 \times 5 \times \frac{5}{2} = 1575 \text{ kN.m}$

Le moment moteur : $M_M = P_a \times \frac{H}{3} + P_q \times \frac{H}{2} = 138.8 \times \frac{7}{3} + 34.7 \times \frac{7}{2} = 445.3 \text{ kN.m}$

$$F_s = \frac{1575}{445.3} = 3.54 > 2 \text{ Vérifiée}$$

c. vérification de la capacité portante :

Excentricité :

$$e = \frac{M_M}{q_s \cdot L + W} = \frac{445.5}{18 \times 7 \times 5 + 15 \times 5} = 0.63$$

$$e < \frac{L}{6} = \frac{5}{6} = 0.83 \text{ Vérifiée}$$

$$\text{Longueur effectif} = L - 2e = 5 - 2 \times 0.63 = 3.74 \text{ m}$$

$$\text{Contrainte appliquée} = (18 \times 7 + 15) \cdot \frac{5}{3.74} = 189 \text{ kN/m}^2.$$

$$F_s = \frac{600}{189} = 3.17 > 3 \text{ Vérifiée.}$$

Chapitre IV

*Calcul numérique d'un talus en sol
renforcé par géogrilles*

Calcul numérique par le logiciel SLIDE 6.0

4.1 Introduction

Pour qu'un ouvrage soit stable, il nécessite une étude de sol pour évaluer d'une manière efficace la stabilité de la pente lors de sa mise en œuvre.

Cette étude est liée généralement au comportement géotechnique des sols et un ensemble de facteurs tels que la géométrie de l'ouvrage, la nature des sols, la disposition des différentes couches, la présence de l'eau ...etc. Ceci permet de bien évaluer les contraintes et les déformations ainsi que le coefficient de sécurité de l'ouvrage étudié.

Dans cette étude, nous avons choisi d'utiliser le logiciel Slide 6.0 de la compagnie de Rocscience, grâce à sa performance dans le calcul du coefficient de sécurité des ouvrages en terre. Il se prête bien aux objectifs fixés pour l'analyse de la stabilité des pentes et permettant ainsi une meilleure gestion des aléas naturel.

4.2 Présentation générale du logiciel SLIDE 6.0

Slide 6.0 est un logiciel de calcul géotechnique permet de traiter les différents problèmes de l'instabilité des pentes, en calculant le coefficient de sécurité d'un talus par les méthodes d'analyses classiques. Ces méthodes donnent par l'intermédiaire de ce dernier, une idée de l'état d'équilibre ou de déséquilibre d'une pente. Le coefficient de sécurité F_s est défini par l'expression suivante :

$$F_s = \frac{\text{somme des moments résistants}}{\text{somme des moments moteurs}}$$

Si $F_s < 1$, l'instabilité est quasi inévitable ;

Si $F_s > 1,5$, la stabilité est toujours assurée.

Les données nécessaires à saisir et les résultats livrés par le logiciel sont résumés dans le tableau 4.1 suivant :

Tableau 4.1 données et résultats livrés par le logiciel SLIDE.

Données fournis au logiciel	Résultats livrés par logiciel
<ul style="list-style-type: none"> - La méthode de calcul - Les paramètres géotechniques de chaque couche γ (KN/m^3), c (KN/m^2), φ ($^\circ$). - Les surcharges si nécessaire. - Géométrie du talus. - La grille des centres de ruptures. - Le niveau de la nappe phréatique. - Le type de confortement et ce après l'analyse de stabilité. 	<ul style="list-style-type: none"> - Le facteur de sécurité avant et après le confortement. - Les cercles de ruptures. - Les sollicitations sur les tranches. - La résistance au cisaillement en fonction de la longueur de talus.

Les méthodes classiques pour la résolution du calcul de la stabilité des pentes sont très diversifiées. En fait, il existe plusieurs méthodes sur lequel se base le logiciel Slide 6.0, pour calculer le coefficient de sécurité :

- Méthode de (Spencer, 1967) : qui suppose qu'il y a un rapport constant entre les composantes verticales et horizontales des forces intertranches ;
- Méthode complète de (Janbu, 1968) : qui suppose que le point d'application de chaque force intertranche peut être défini par sa position sur une ligne de poussée **(33)** ;
- Méthode ordinaire de (Fellenius, 1936) : elle se base sur l'hypothèse d'une ligne de glissement circulaire choisie arbitrairement, on découpe le sol en tranches élémentaires et on adopte comme hypothèse que les tranches sont indépendantes **(23)** ;
- Méthode de (Bishop simplifiée, 1995) : elle tient compte des forces horizontales pouvant exister entre les tranches.

Dans le cas de notre étude, nous allons nous baser dans le calcul de la stabilité des talus sur la méthode de Bishop simplifiée, puisque celle-ci est la méthode la plus proche de la réalité, de plus une grande précision comparée à celles de Fellinus et notamment Janbu qui donne des résultats plutôt pessimistes.

4.3 Calcul et analyse des résultats

Données :

- ❖ Exigences géométriques et de chargement :
 - ✓ Les coordonnées géométriques du talus :
 $A(0,0)$; $B(0,9.5)$; $C(11.5,9.5)$; $D(24,20)$; $E(36,20)$; $F(36,9.5)$; $G(36,0)$.
 - ✓ Hauteur de pente $H = 10\text{ m}$. La surcharge sur le sommet du talus peut être convertie en une hauteur équivalente : $\Delta H = 12.5/19 = 0.66\text{ m}$
 - ✓ La hauteur du talus équivalente est : $H' = 10.66\text{ m}$
 - ✓ Angle de la pente, $\theta = \tan^{-1}(0.8/1) = 40^\circ$
 - ✓ Surcharge, $q = 12.5\text{ kN/m}^2$
 - ❖ Les propriétés du sol de fondation sont :
 - ✓ $c' = 12.5\text{ kN/m}^2$, $\varphi' = 34^\circ$
 - ✓ Poids volumique, $\gamma_h = 19\text{ kN/m}^3$
 - ✓ Supposons que l'angle de frottement d'interface géogridde-sol de fondation est de 20°
 - ❖ Les propriétés du sol renforcé.
 - ✓ Granulométrie et indice de plasticité : sol granulaire, pas de plasticité.
- Résultats de compactage: $\gamma_{r\acute{e}} = 19\text{ kN/m}^3$, $c' = 0$, $\varphi' = 34^\circ$

4.3.1 Les étapes de calcul

Le calcul de coefficient de sécurité à l'aide du logiciel Slide 6.0 repose sur neuf phases principales, basés sur la détermination de :

- a. **Phase1** : La méthode de calcul de la stabilité des talus/ l'outil *project settings*

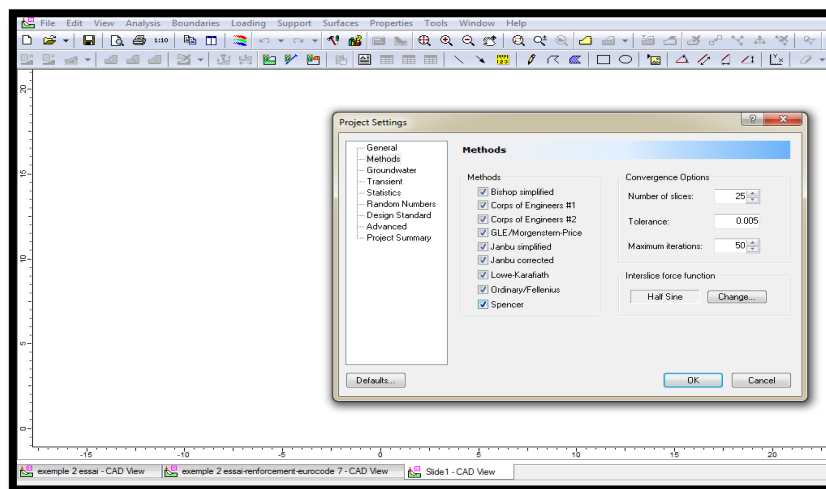


Figure 4.1 Calcul de la stabilité des talus

- b. **Phase2** : La géométrie de la pente et le nombre des couches/ l'outil *add Material Boundary* dans le groupe *Boundaries* ;

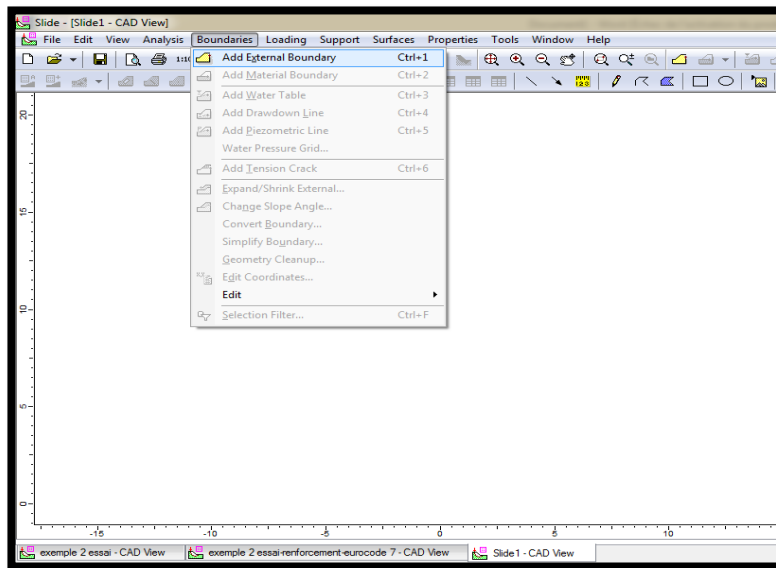


Figure 4.2 Présentation de la géométrie de la pente et le nombre des couches

- c. **Phase3** : Les caractéristiques mécaniques des sols (cohésion, angle de frottement) / l'outil *add Material Boundary*.

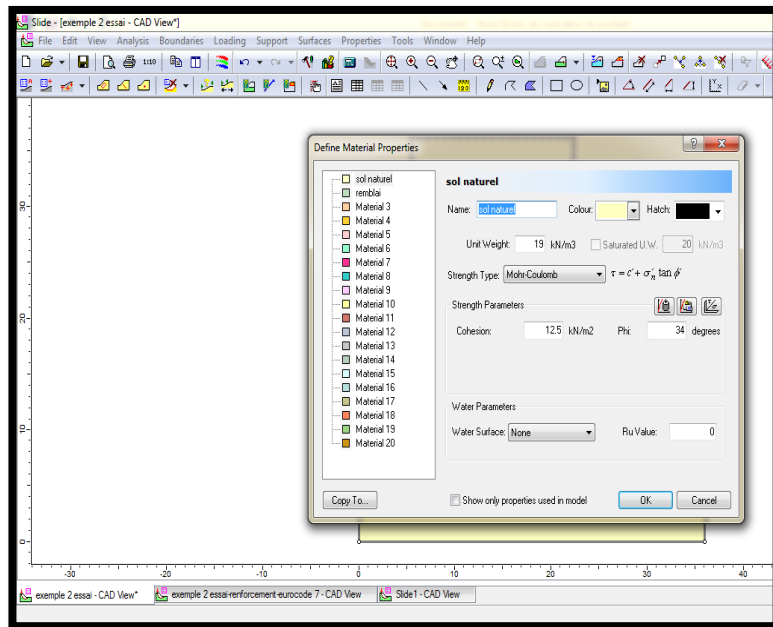


Figure 4.3 présentation des caractéristiques mécaniques des sols.

- d. **Phase 4** : L'espace de la grille (Grid) / l'outil *grid spacing*

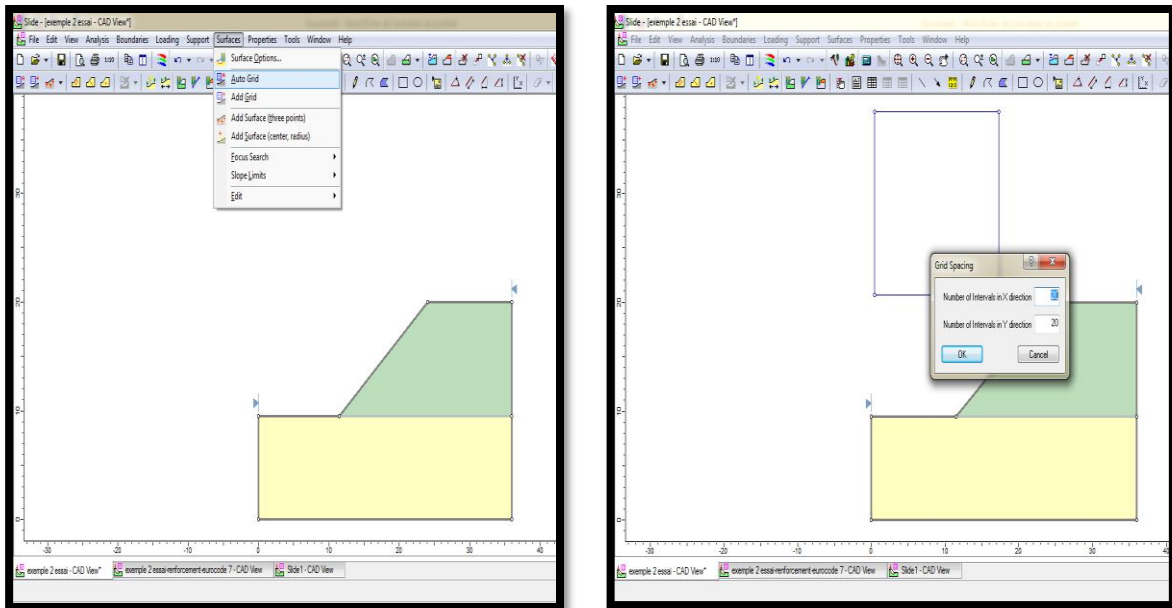


Figure 4.4 L'espacement de la grille.

e. Phase 5 : Renforcement du talus / l'outil support pattern

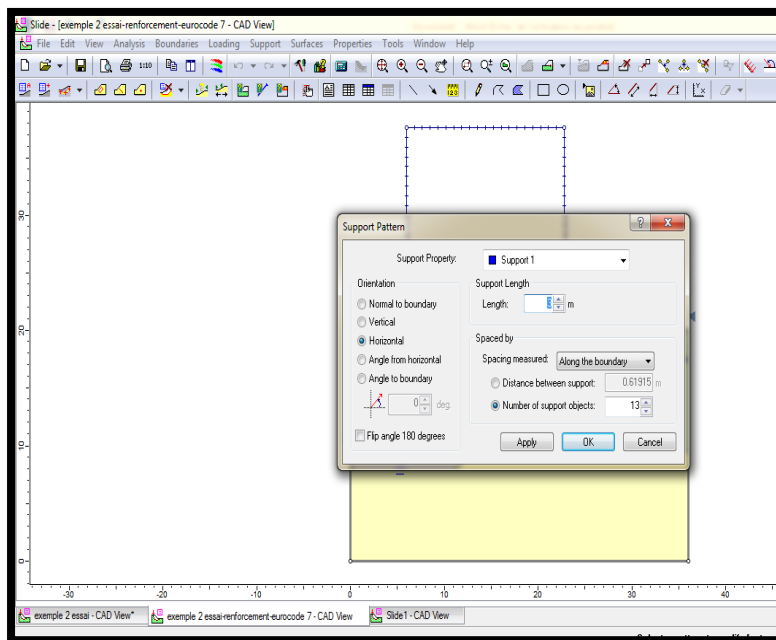


Figure 4.5 Présentation de méthode de renforcement du talus.

f. Phase 6 : La surcharge/ l'outil *modify distributed load*

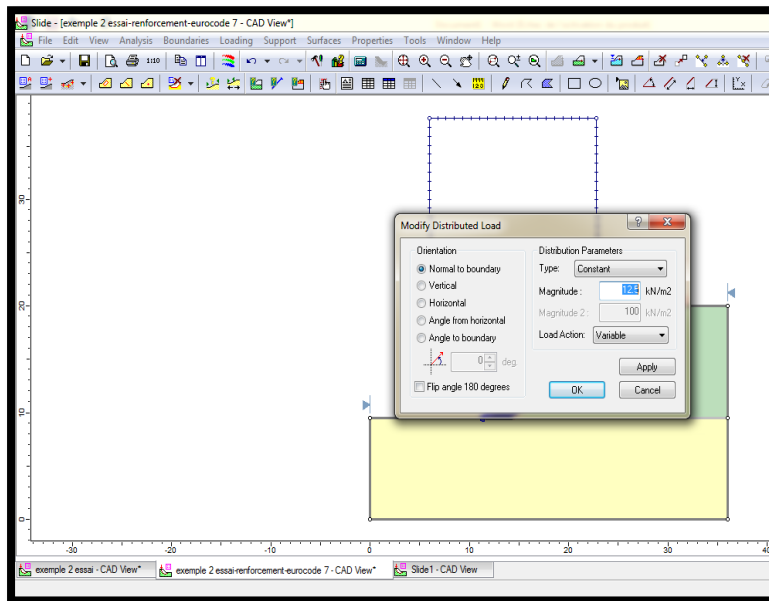


Figure 4.6 Profil avec surcharge.

g. Phase 7: La charge sismique/ l'outil *seismic load*

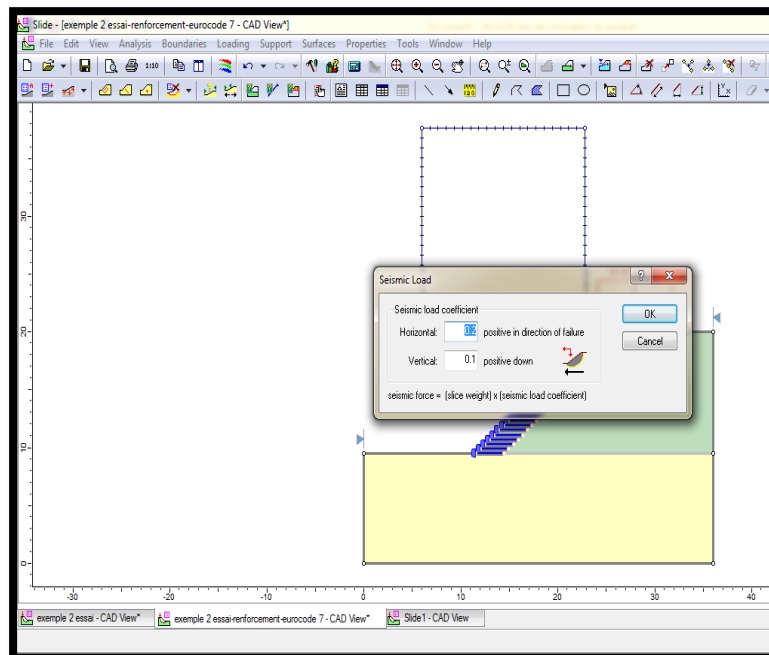


Figure 4.7 Profil avec charge sismique.

h. Phase 8 : La présence de la nappe d'eau/ l'outil *Boundaries* Puis *add water table*

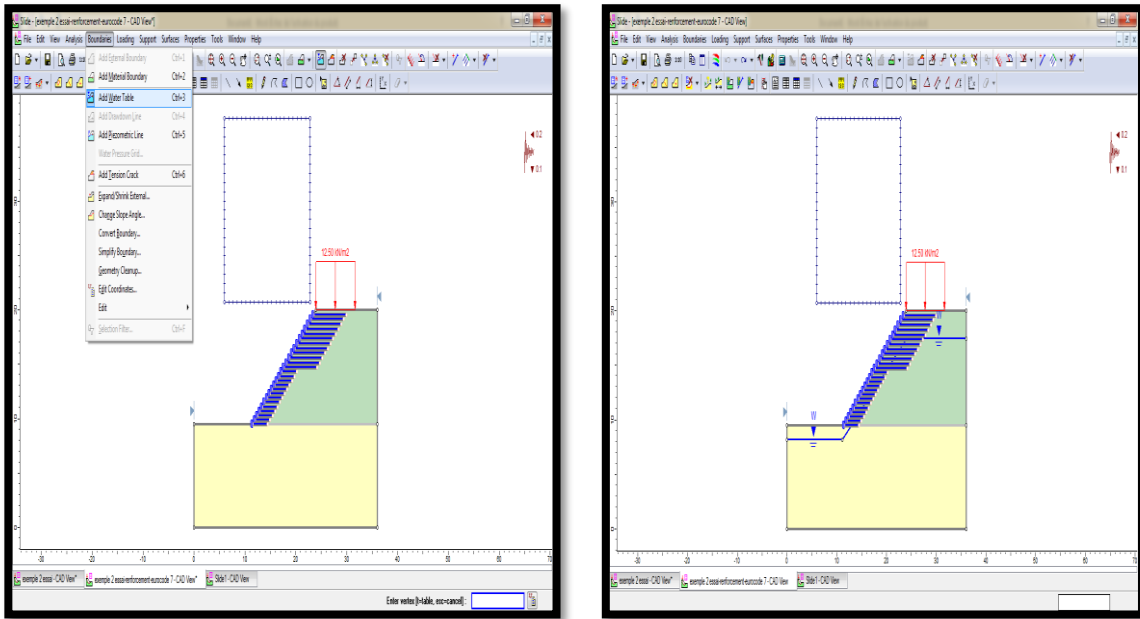


Figure 4.8 Profil avec la présence de la nappe d'eau.

i. Phase 9 : La Visualisation des résultats de calcul / l'outil *compute* puis *interpret*

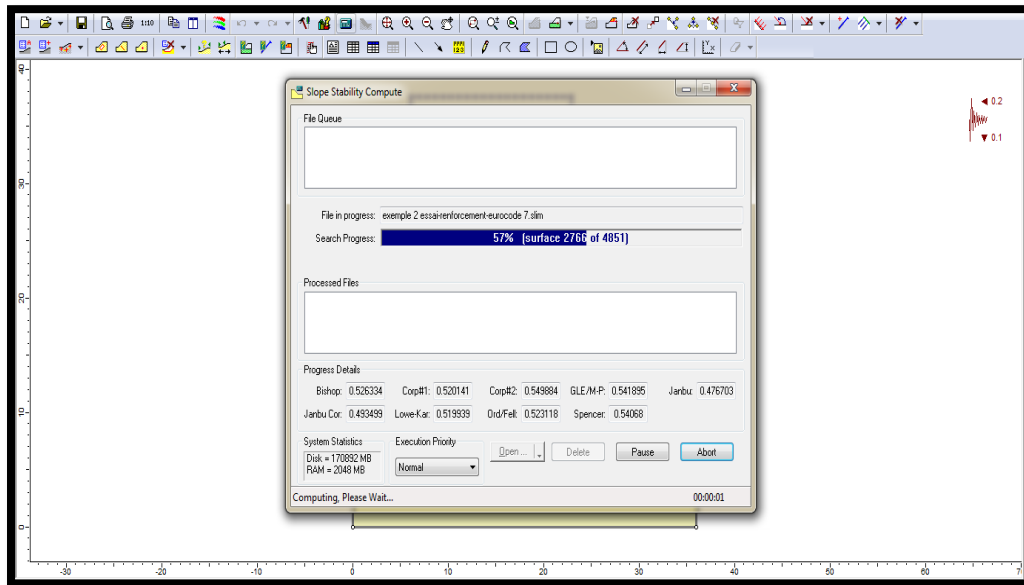


Figure 4.9 présentation des calculs et interprétations.

4.3.2 Analyse des résultats

4.3.2.1 Méthode de conception classique (Bishop simplifiée)

- Talus sec non renforcé :

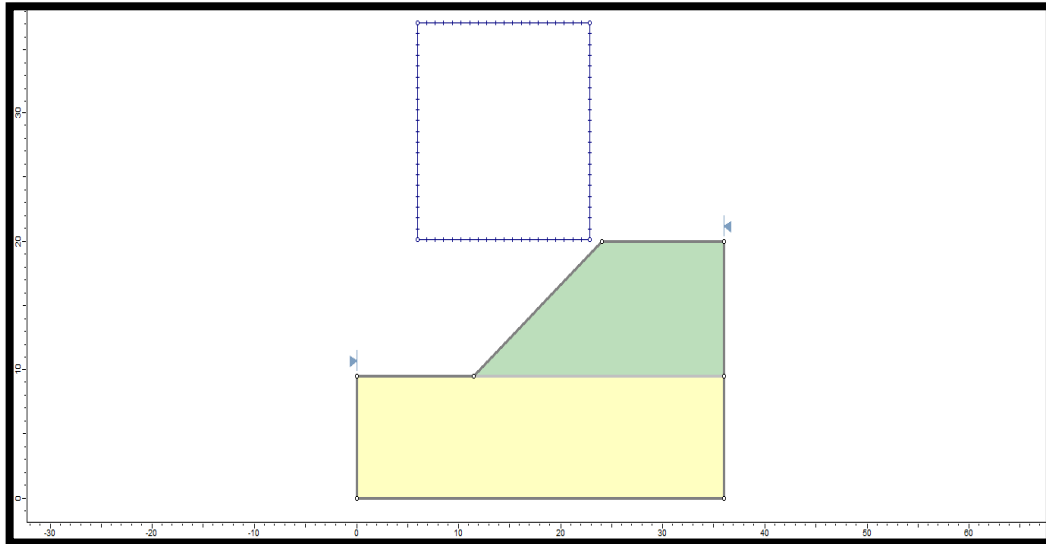


Figure 4.10 Profil de talus sec non renforcé (Modèle de référence).

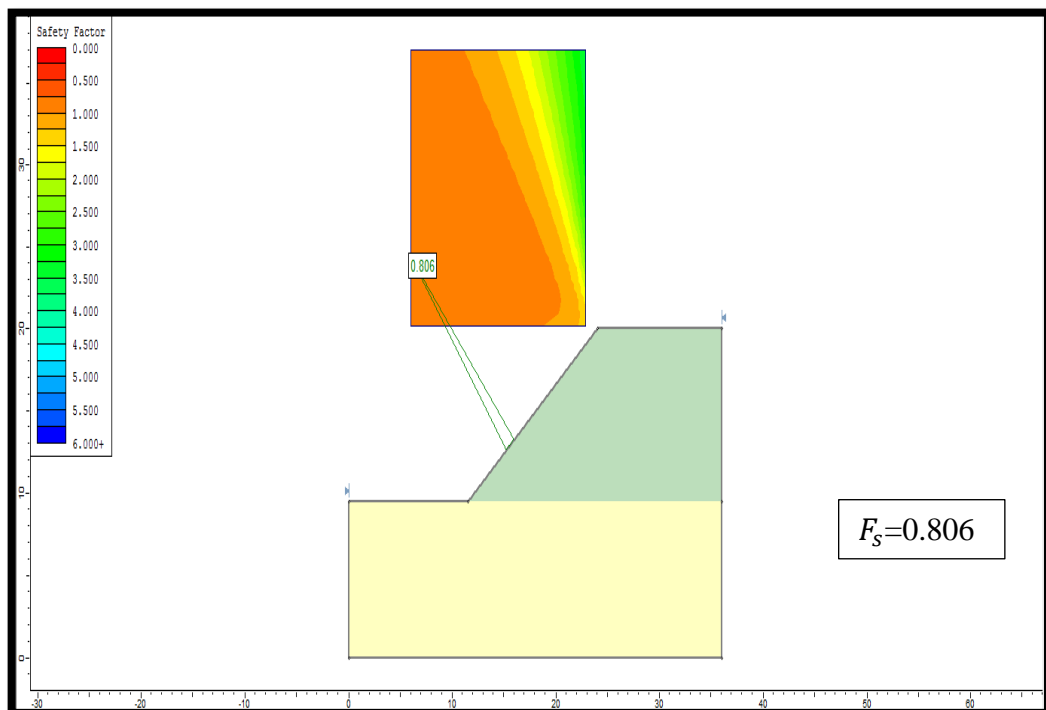


Figure 4.11 Résultat d'analyse d'un talus sec non renforcé par la méthode de Bishop

- Talus sec renforcé

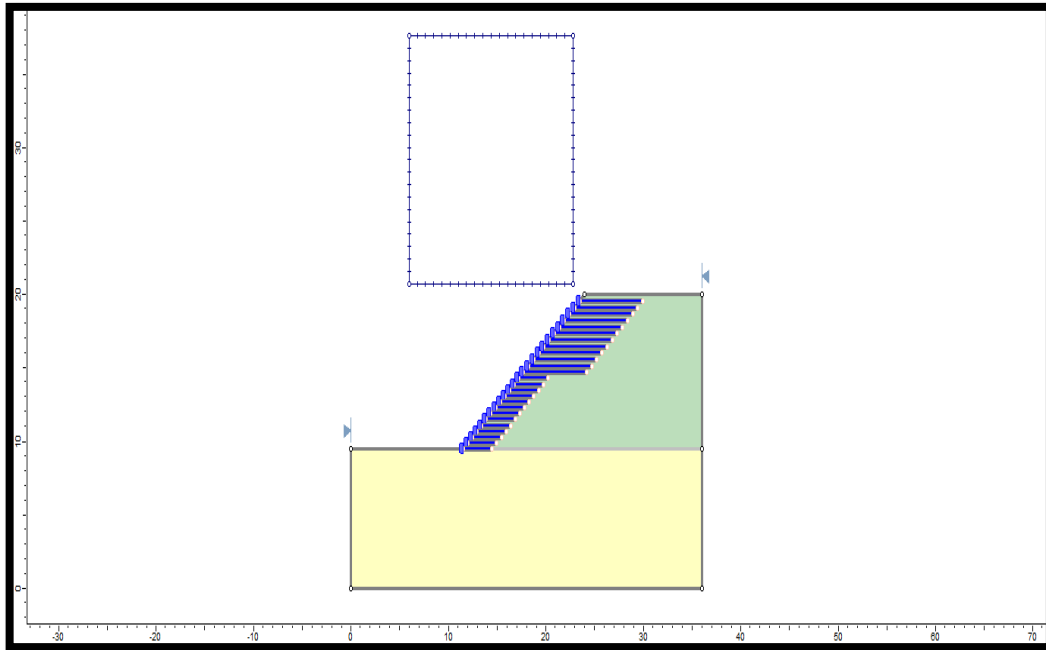


Figure 4.12 Profil de talus sec renforcé

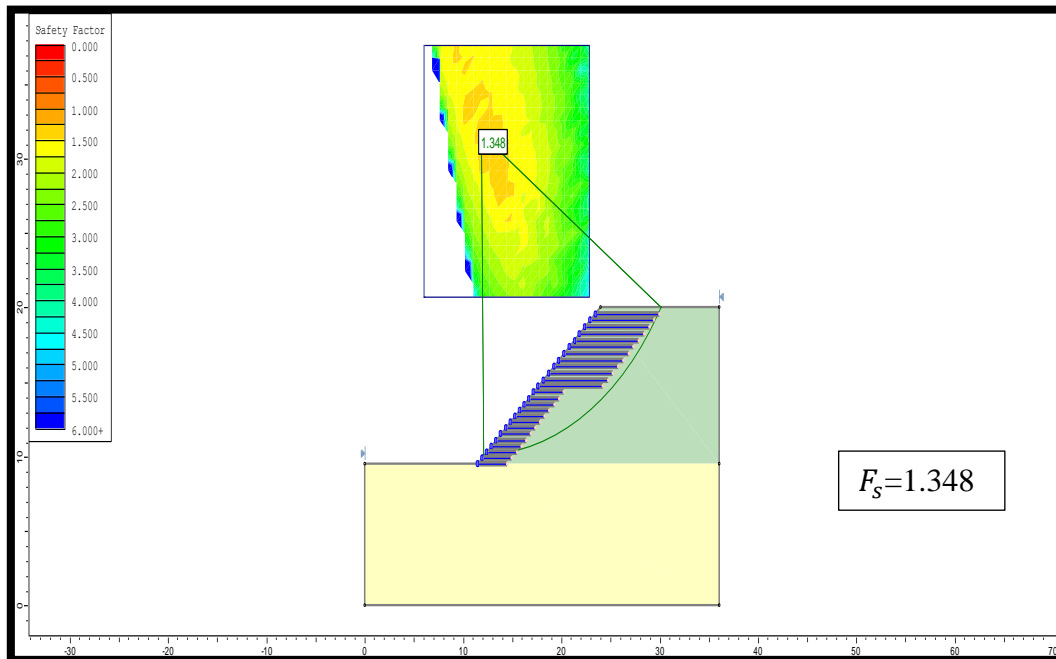


Figure 4.13 Résultat d'analyse d'un talus sec renforcé par la méthode de Bishop

- Talus sec renforcé avec surcharge

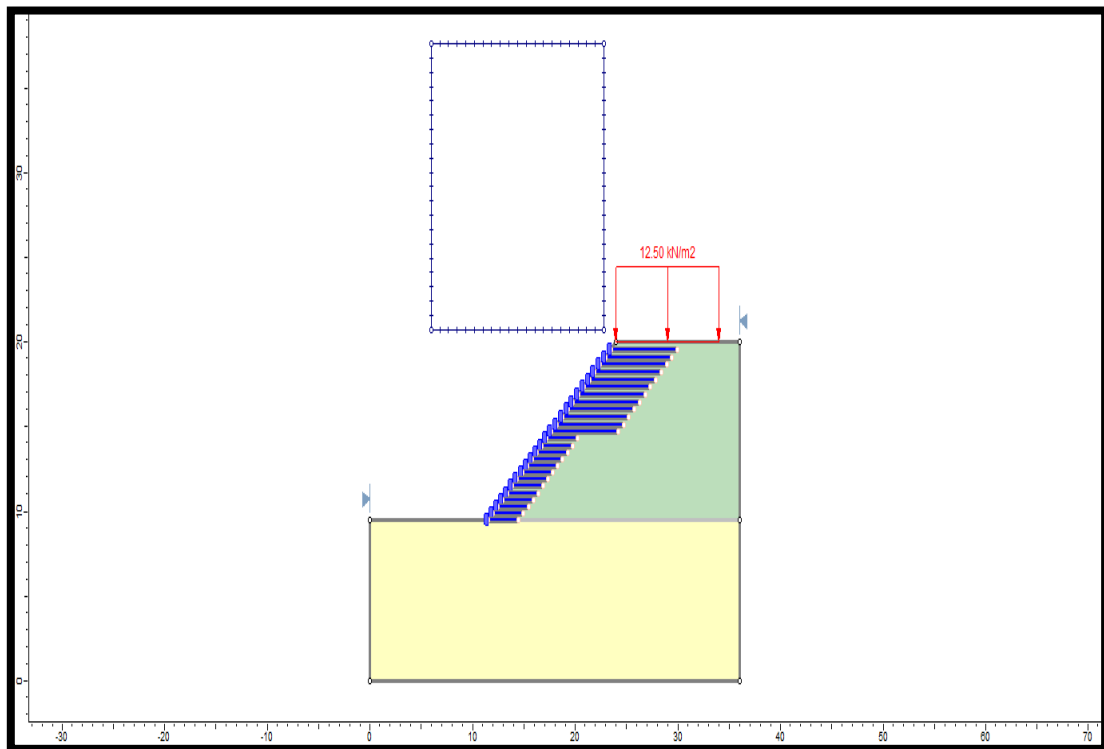


Figure 4.14 Profil de talus sec renforcé avec surcharge.

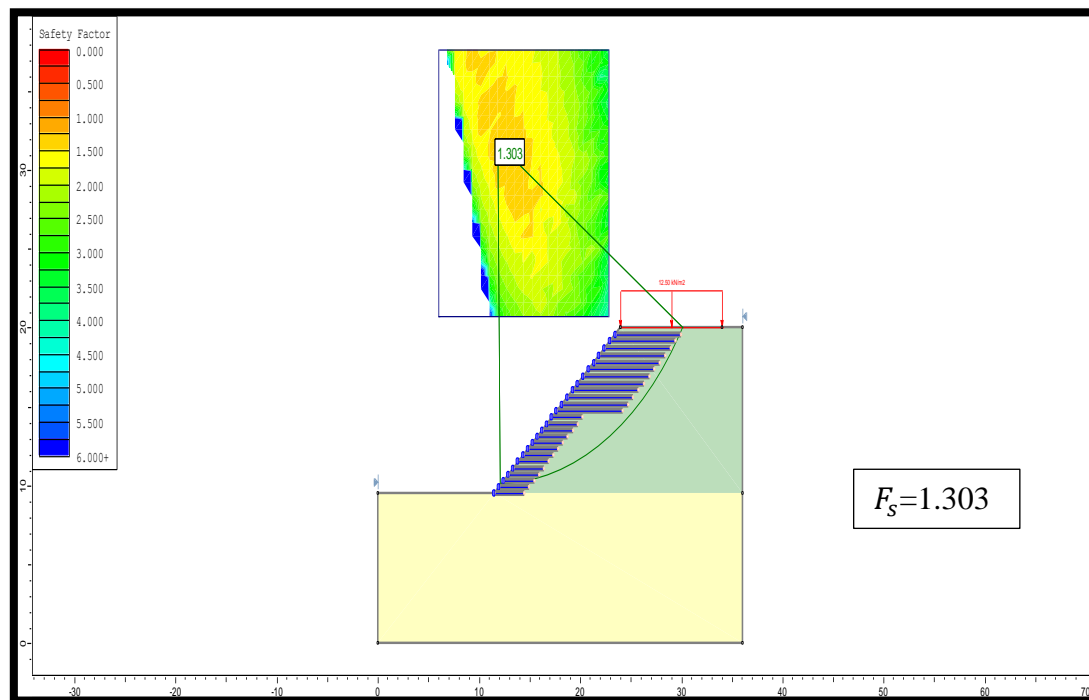


Figure 4.15 Résultat d'analyse d'un talus sec renforcé avec surcharge par la méthode de Bishop.

- Talus sec renforcé avec surcharge et charge sismique

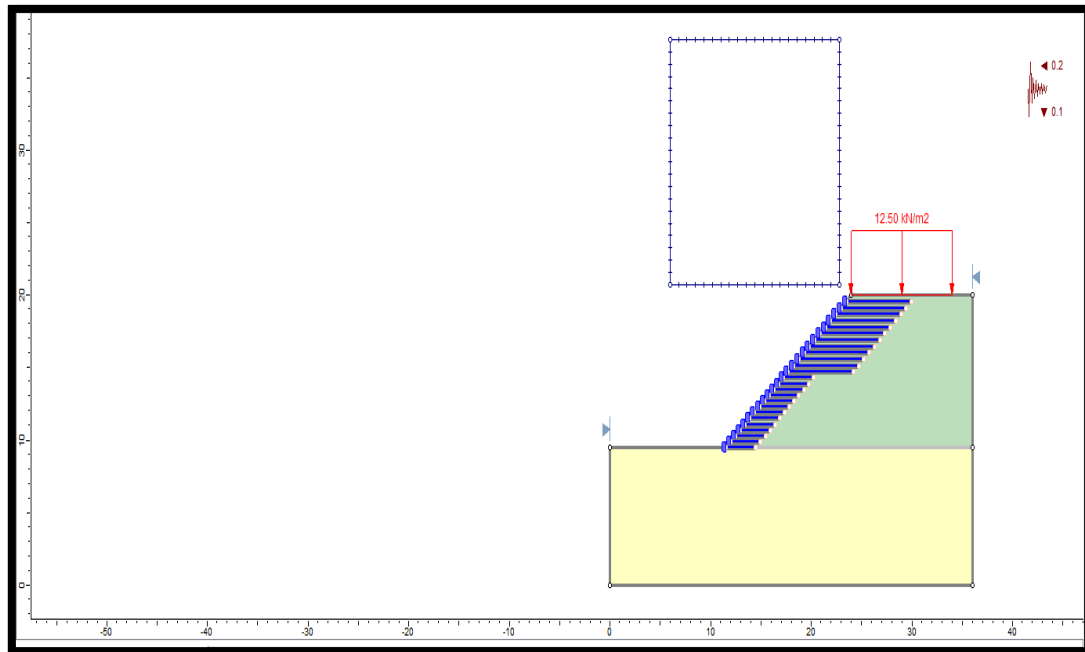


Figure 4.16 Profil de talus sec renforcé avec surcharge et charge sismique.

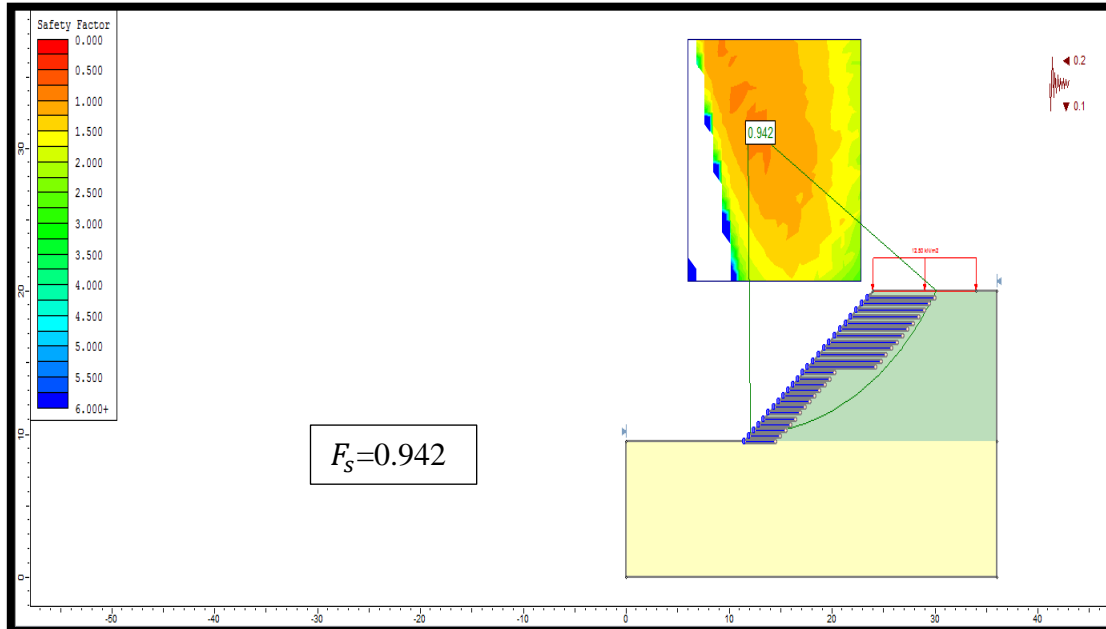


Figure 4.17 Résultat d'analyse d'un talus sec renforcé avec surcharge et charge sismique par la méthode de Bishop.

- Talus renforcé avec une nappe d'eau

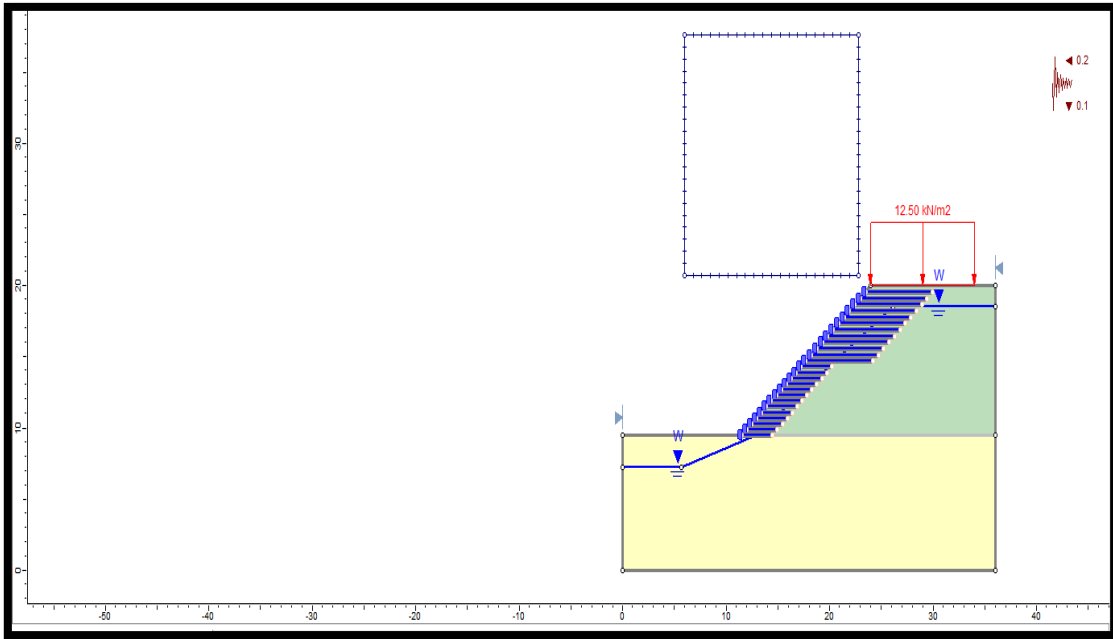


Figure 4.18 Profil du talus renforcé avec surcharge, charge sismique et une nappe d'eau.

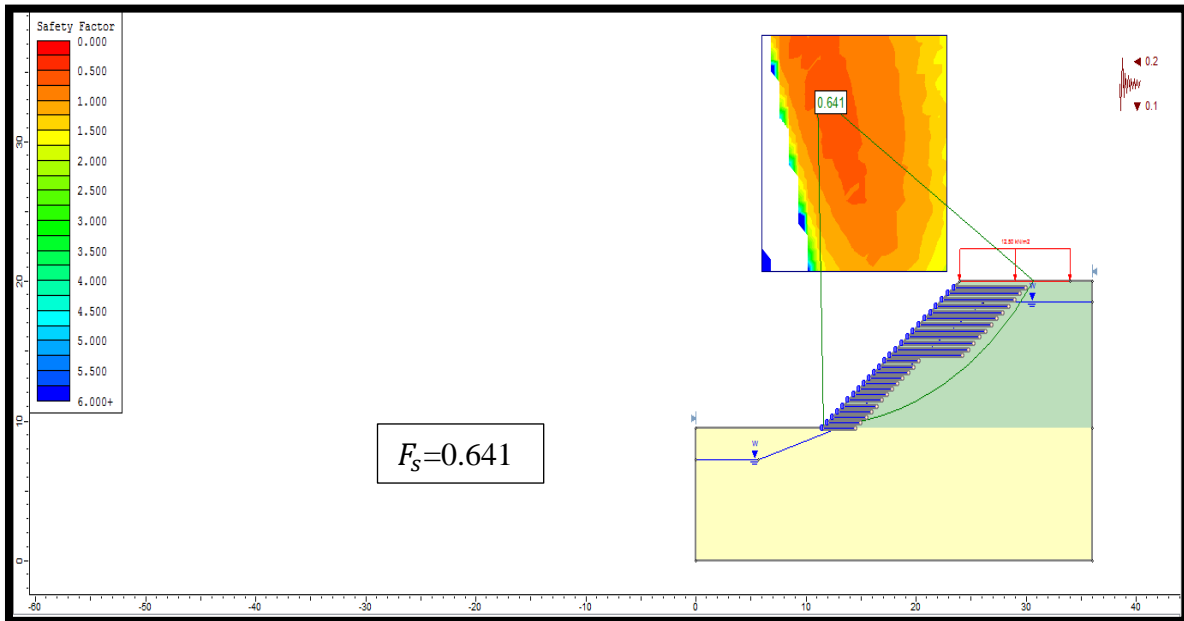


Figure 4.19 Résultat d'analyse d'un talus sec renforcé avec surcharge, charge sismique et une nappe d'eau par la méthode de Bishop.

Le tableau 4.2 suivant présente les valeurs de coefficient de sécurité par la conception classique avec les différentes méthodes.

Avec :

Cas 1 : talus sec non renforcé

Cas 2 : talus sec renforcé

Cas 3 : talus sec renforcé avec surcharge

Cas 4 : talus sec renforcé avec surcharge et charge sismique

Cas 5 talus renforcé avec surcharge, charge sismique et une nappe d'eau.

Tableau 4.2 les valeurs de coefficient de sécurité par la conception classique.

Cas Méthode	Cas 1	Cas 2	Cas 3	Cas 4	Cas 5
Bishop	0.806	1.348	1.303	0.942	0.641
Fellenius	0.803	1.274	1.226	0.873	0.646
Janbu simplifié	0.804	1.274	1.226	0.861	0.575
Janbu corrigé	0.809	1.315	1.266	0.889	0.595
Spencer	0.805	1.348	1.303	0.950	0.667
Corps of engineers II 1	0.806	1.350	1.303	0.913	0.636
Corps of engineers II 2	0.806	1.368	1.318	0.929	0.681
Lowé Karafiath	0.806	1.349	1.302	0.912	0.635
Gle/Morgenstern-Price	0.805	1.348	1.303	0.952	0.666

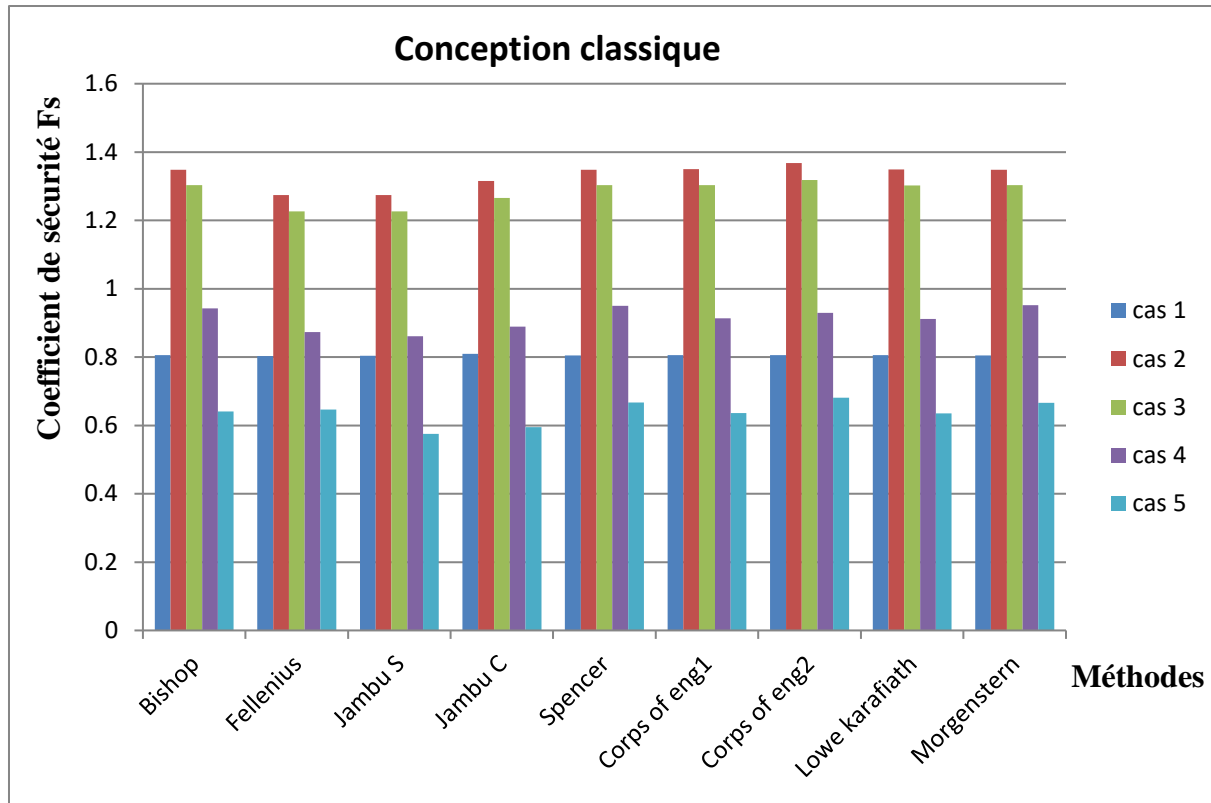


Figure 4.20 Histogramme de variation de coefficient de sécurité par les différentes méthodes.

❖ Interprétation des résultats

Après avoir lancé les calculs, les résultats ont donné un coefficient de sécurité minimal de l'ordre de :

- Cas 1 : Talus sec non renforcé (Fellenius $F_s=0,803$)
- Cas 2 : Talus sec renforcé (Fellenius et Janbu simplifiée $F_s=1,274$)
- Cas 3 : Talus sec renforcé avec surcharge (Fellenius et Janbu simplifiée $F_s=1,226$)
- Cas 4 : Talus sec renforcé avec surcharge et charge sismique (Janbu simplifiée $F_s=0,861$)
- Cas 5 : Talus sec renforcé avec surcharge, charge sismique et la nappe d'eau (Janbu simplifiée $F_s=0,575$)

D'après les résultats trouvés, Le coefficient de sécurité minimal parmi les cinq cas précédents, c'est la méthode de Janbu simplifiée qui a donné le coefficient de sécurité le plus faible, qui est, $F_s= 0.575$. Ce résultat révèle que le talus est instable, donc le confortement est indispensable.

4.3.2.2 Méthode de conception selon EUROCODE 7 : approche 1-combinaison 1 (Fellenius)

- Talus sec non renforcé

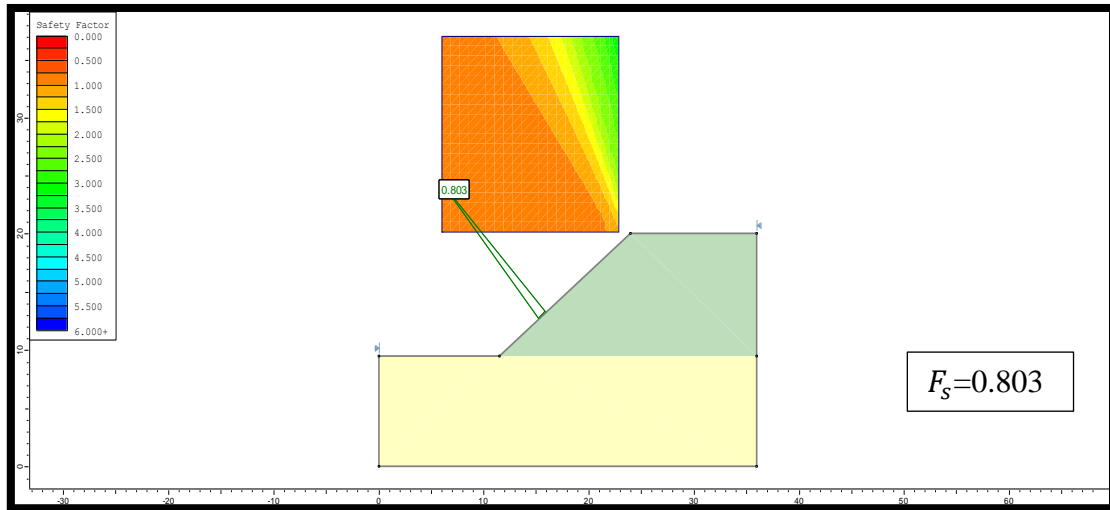


Figure 4.21 Résultat d'analyse d'un talus sec non renforcé par la méthode de FELLENIUS.

- Talus sec renforcé

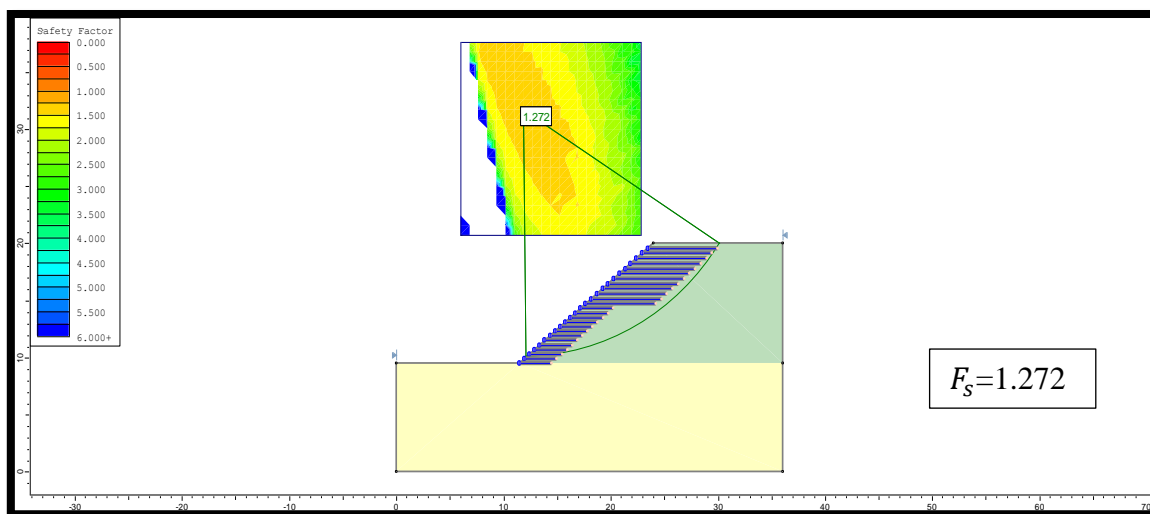


Figure 4.22 Résultat d'analyse d'un talus sec renforcé par la méthode de FELLENIUS.

- Talus sec renforcé avec surcharge

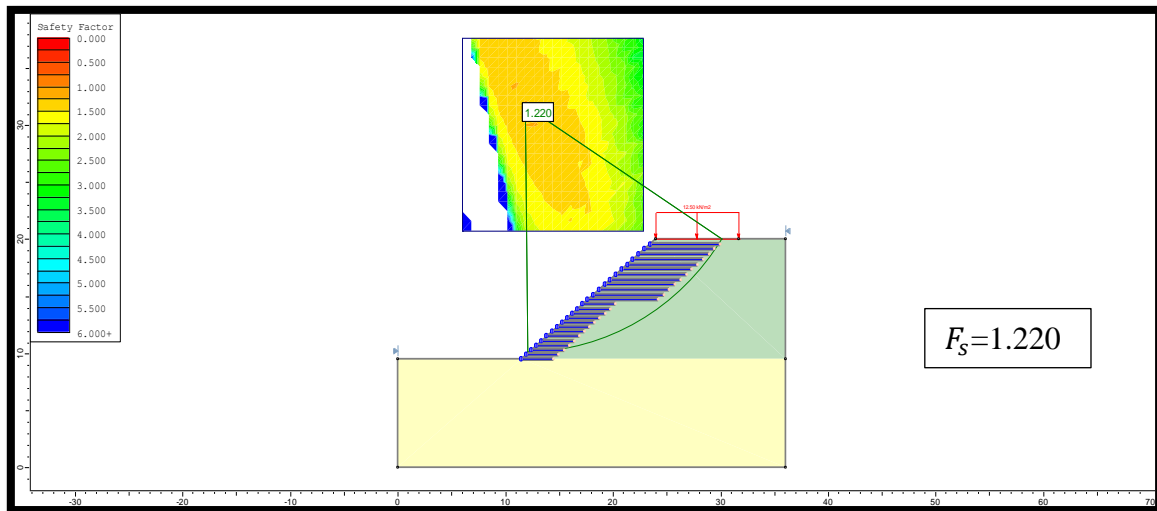


Figure 4.23 Résultat d'analyse d'un talus sec renforcé avec surcharge par la méthode de FELLENIUS.

- Talus sec renforcé avec surcharge et charge sismique

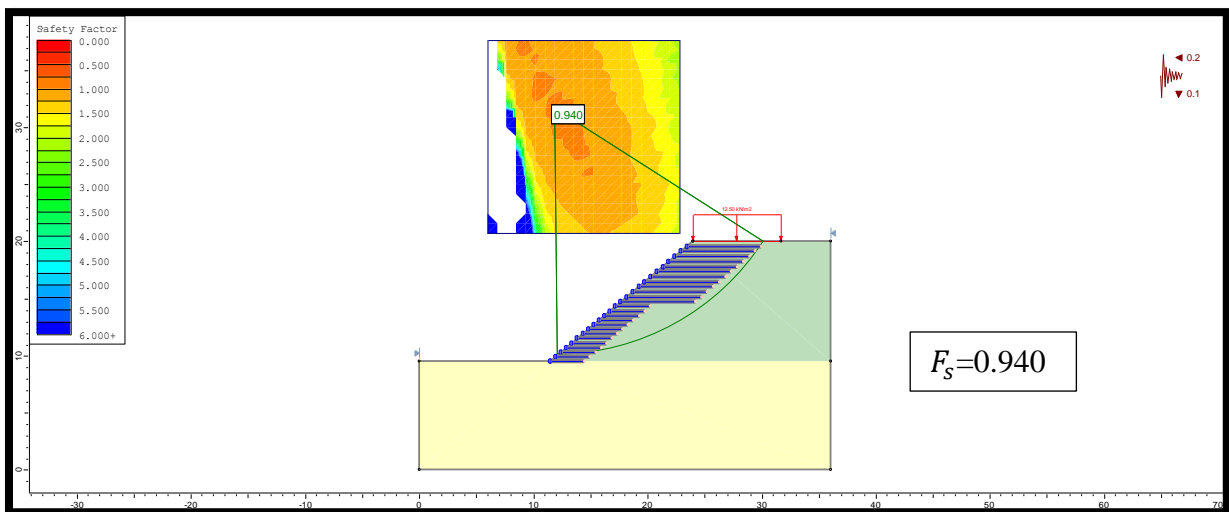


Figure 4.24 Résultat d'analyse d'un talus sec renforcé avec surcharge et charge sismique par la méthode de FELLENIUS.

- Talus renforcé avec surcharge, charge sismique et la nappe d'eau

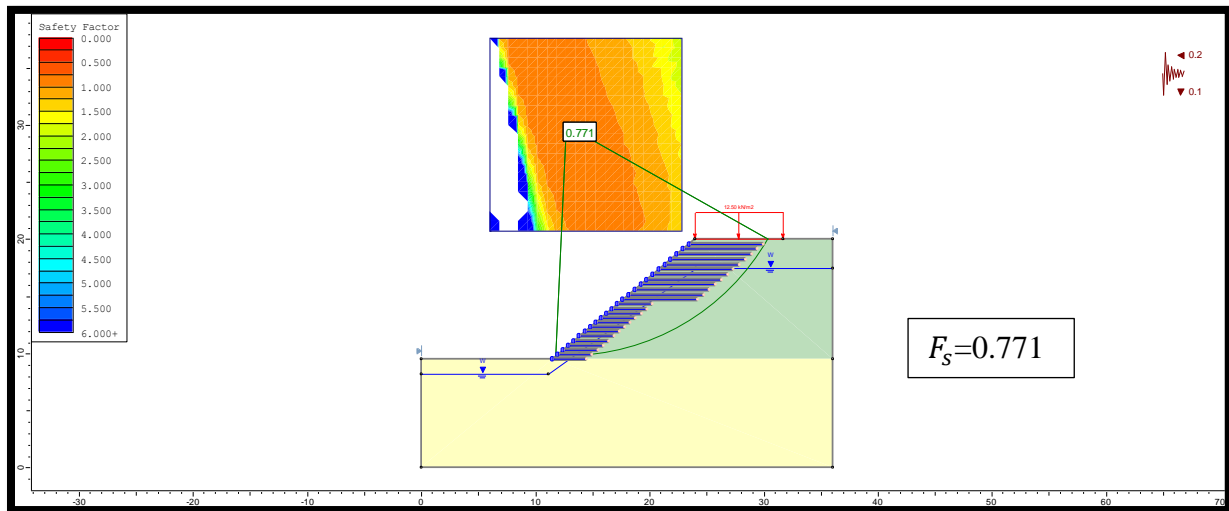


Figure 4.25 Résultat d'analyse d'un talus sec renforcé avec surcharge, charge sismique et une nappe d'eau par la méthode de FELLENIUS.

Le tableau 4.3 présente les valeurs de coefficient de sécurité la conception selon l'eurocode7

Approche 1-Combinaison 1 avec les différentes méthodes de calcul.

Tableau 4.3 les valeurs de coefficient de sécurité par la conception selon l'eurocode7
Approche 1-Combinaison 1.

Méthode \ Cas	Cas 1	Cas 2	Cas 3	Cas 4	Cas 5
Bishop	0.806	1.346	1.298	1.043	0.817
Fellenius	0.803	1.272	1.220	0.940	0.771
Janbu simplifié	0.804	1.272	1.220	0.937	0.725
Janbu corrigé	0.809	1.313	1.259	0.967	0.755
Spencer	0.805	1.344	1.293	1.061	0.845
Corps of engineers II 1	0.806	1.349	1.297	0.972	0.767
Corps of engineers II 2	0.806	1.367	1.312	0.995	0.798
Lowé Karafiath	0.806	1.348	1.295	0.973	0.769
Gle/Morgenstern-Price	0.805	1.343	1.298	1.054	0.840

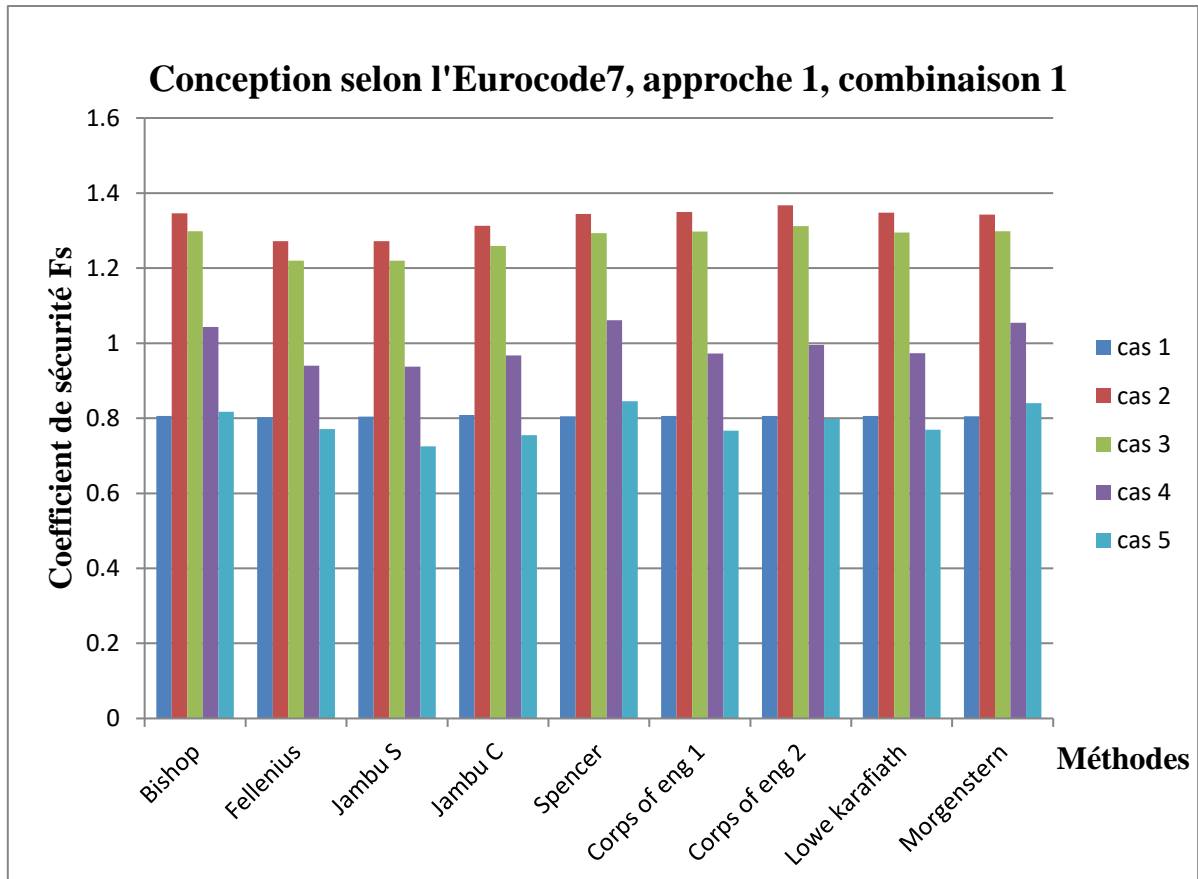


Figure 4.26 Histogramme de variation de coefficient de sécurité par les différentes méthodes.

❖ Interprétation des résultats

Après avoir lancé les calculs, les résultats ont donné un coefficient de sécurité minimal de l'ordre de :

- Cas 1 : Talus sec non renforcé (Fellenius $F_s=0,803$)
- Cas 2 : Talus sec renforcé (Fellenius et Janbu simplifiée $F_s=1,272$)
- Cas 3 : Talus sec renforcé avec surcharge (Fellenius et Janbu simplifiée $F_s=1,220$)
- Cas 4 : Talus sec renforcé avec surcharge et charge sismique (Janbu simplifiée $F_s=0,937$)
- Cas 5 : Talus sec renforcé avec surcharge, charge sismique et la nappe d'eau (Janbu simplifiée $F_s=0,725$)

D'après les résultats trouvés, Le coefficient de sécurité minimal parmi les cinq cas précédents, c'est la méthode de Janbu simplifiée qui a donné le coefficient de sécurité le plus faible, qui est, $F_s=0,725$. Ce résultat révèle que le talus est instable, donc le confortement est indispensable.

4.3.2.3 Méthode de conception selon Eurocode7 : Approche 1-Combinaison 2 (Fellenius)

- Talus sec non renforcé

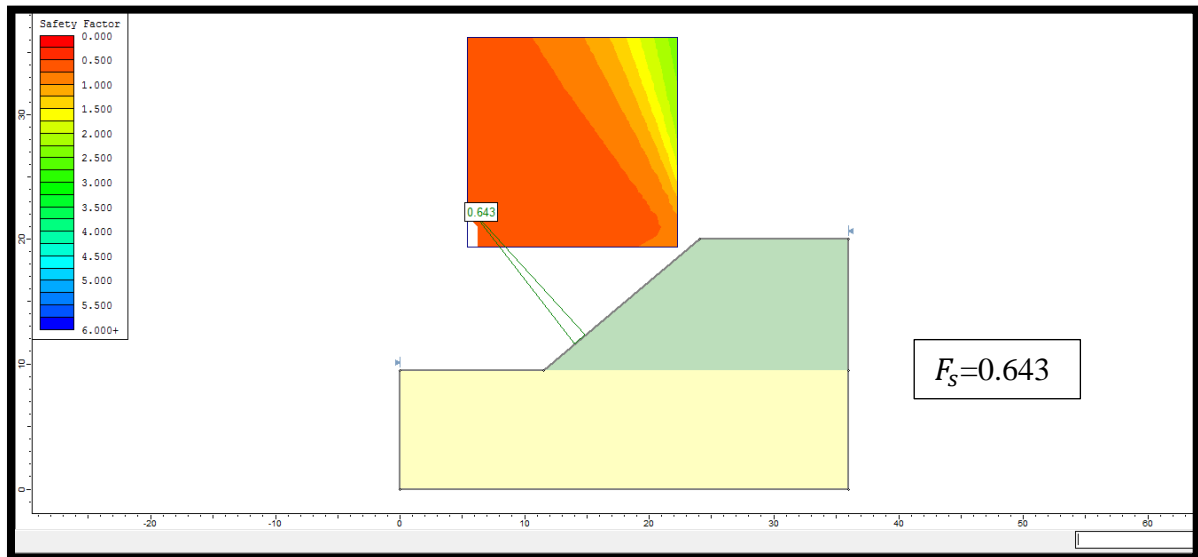


Figure 4.27 Résultat d'analyse d'un talus sec non renforcé par la méthode de Fellenius.

- Talus sec renforcé

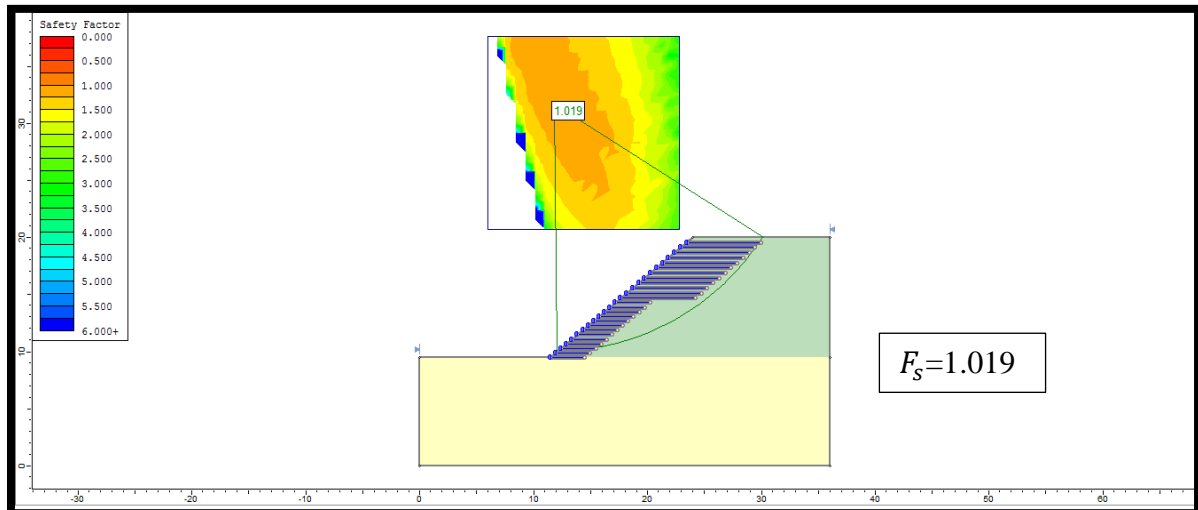


Figure 4.28 Résultat d'analyse d'un talus sec renforcé par la méthode de Fellenius.

- Talus sec renforcé avec surcharge

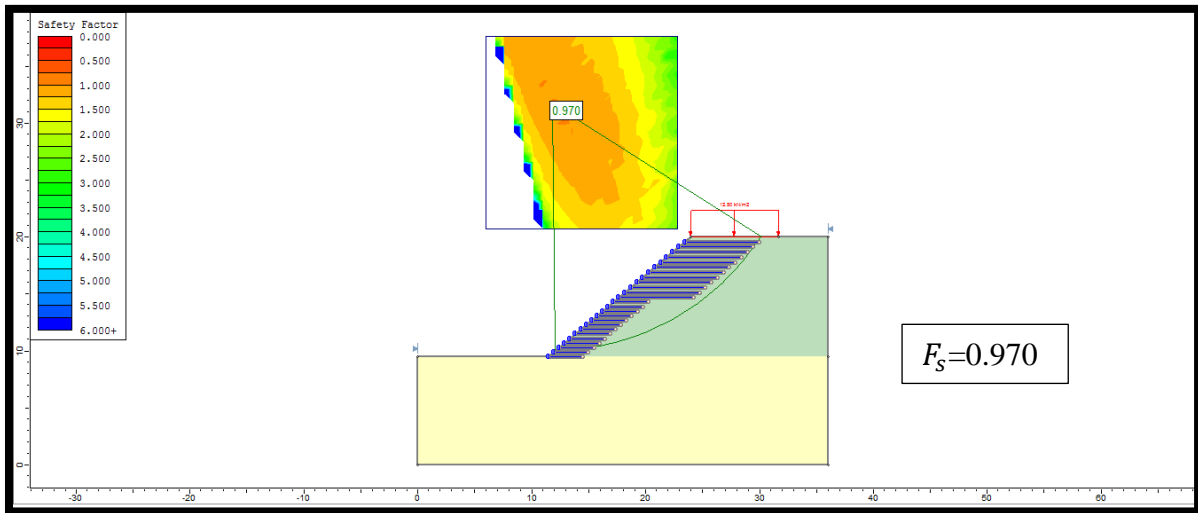


Figure 4.29 Résultat d'analyse d'un talus sec renforcé avec surcharge par la méthode de Fellenius.

- Talus sec renforcé avec surcharge et charge sismique

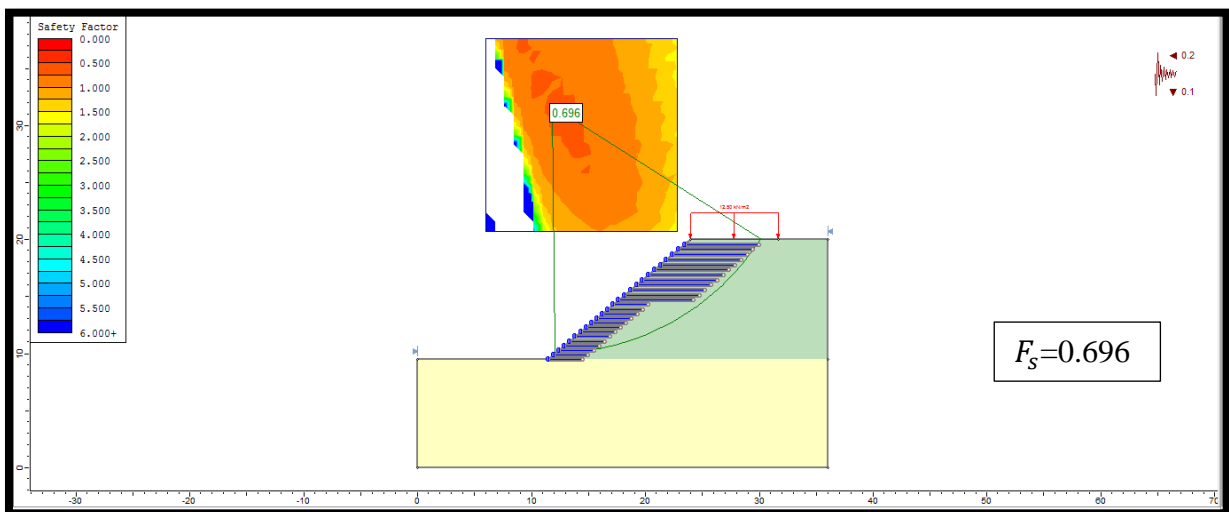


Figure 4.30 Résultat d'analyse d'un talus sec renforcé avec surcharge et charge sismique par la méthode de Fellenius.

- Talus renforcé avec surcharge, charge sismique et la nappe d'eau

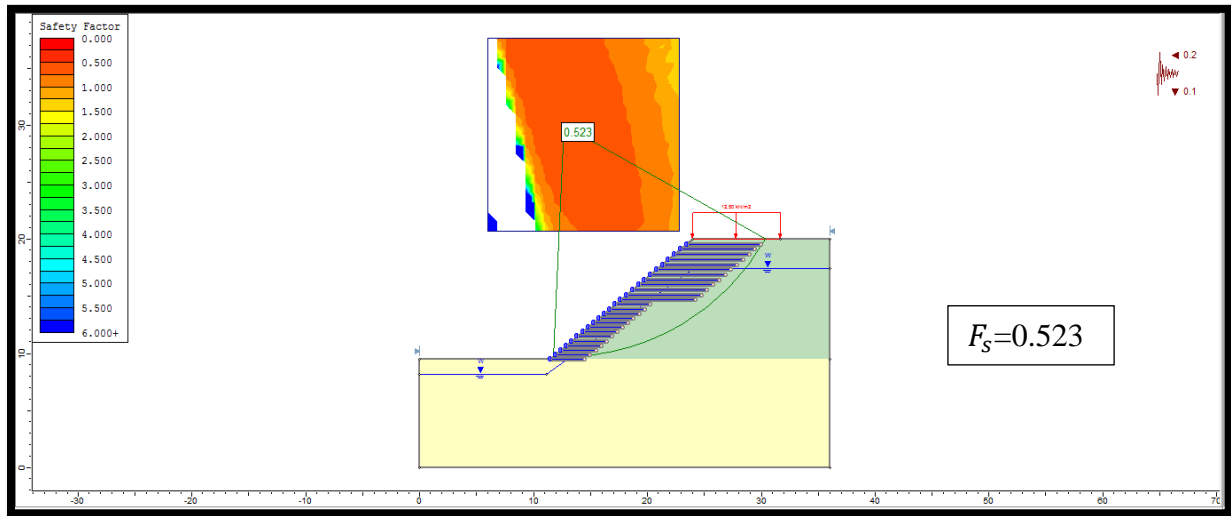


Figure 4.31 Résultat d'analyse d'un talus renforcé avec surcharge, charge sismique et une nappe d'eau par la méthode de Fellenius.

Le tableau 4.4 présente les valeurs de coefficient de sécurité la conception selon l'eurocode7 Approche 1-Combinaison 2 avec les différentes méthodes de calcul.

Tableau 4.4 les valeurs de coefficient de sécurité par l'approche 1- combinaison 2 de l'eurocode 7

Méthode \ Cas	Cas 1	Cas 2	Cas 3	Cas 4	Cas 5
Bishop	0.645	1.078	1.032	0.752	0.526
Fellenius	0.643	1.019	0.970	0.696	0.523
Janbu simplifié	0.643	1.018	0.970	0.687	0.477
Janbu corrigé	0.647	1.051	1.002	0.709	0.493
Spencer	0.644	1.077	1.031	0.759	0.541
Corps of engineers II 1	0.645	1.080	1.031	0.727	0.520
Corps of engineers II 2	0.645	1.094	1.043	0.740	0.550
Lowe Karafiath	0.645	1.079	1.030	0.727	0.520
Gle/Morgenstern-Price	0.644	1.077	1.032	0.758	0.542

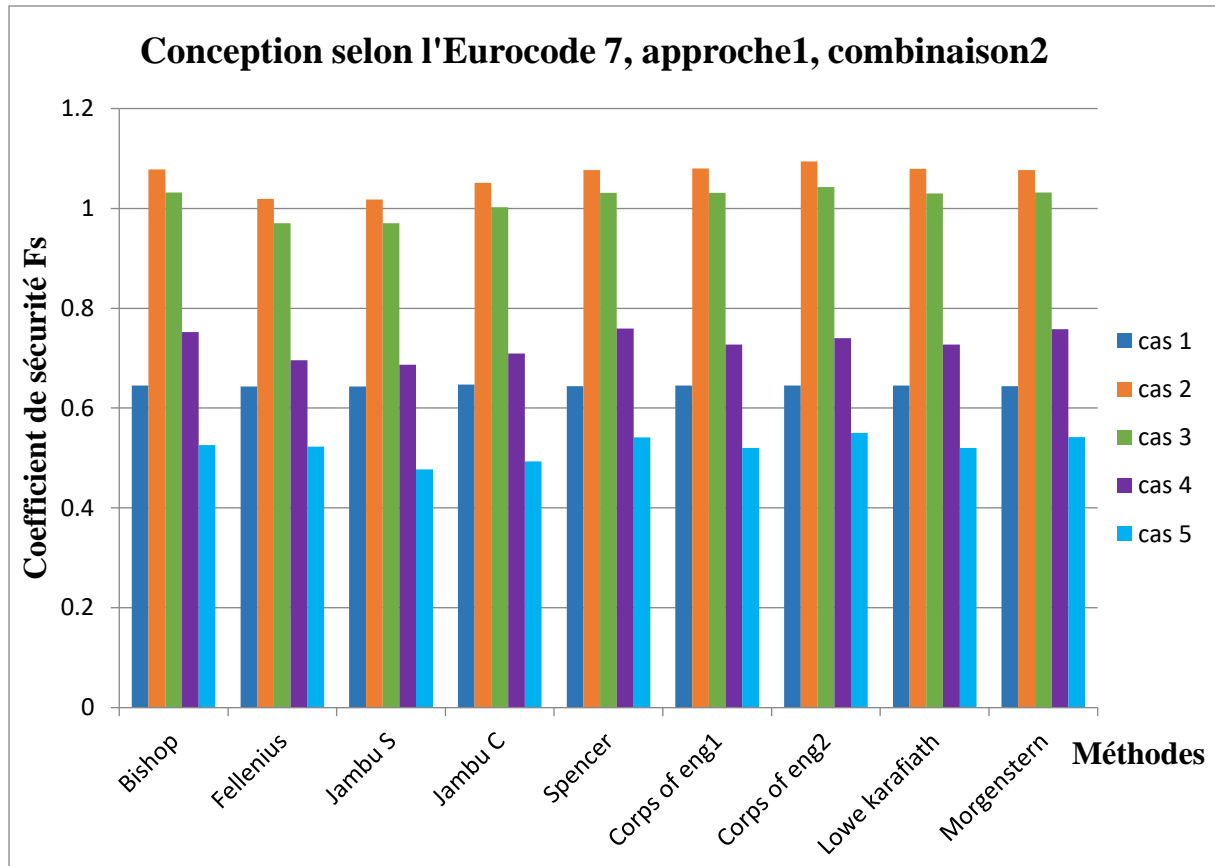


Figure 4.32 Histogramme de variation de coefficient de sécurité par les différentes méthodes.

❖ Interprétation des résultats

Après avoir lancé les calculs, les résultats ont donné un coefficient de sécurité minimal de l'ordre de :

- Cas 1 : Talus sec non renforcé (Fellenius et Janbu simplifiée $F_s=0,643$)
- Cas 2 : Talus sec renforcé (Janbu simplifiée $F_s=1,018$)
- Cas 3 : Talus sec renforcé avec surcharge (Fellenius et Janbu simplifiée $F_s=0,970$)
- Cas 4 : Talus sec renforcé avec surcharge et charge sismique (Janbu simplifiée $F_s=0,687$)
- Cas 5 : Talus sec renforcé avec surcharge, charge sismique et la nappe d'eau (Janbu simplifiée $F_s=0,477$)

D'après les résultats trouvés, Le coefficient de sécurité minimal parmi les cinq cas précédents, c'est la méthode de Janbu simplifiée qui a donné le coefficient de sécurité le plus faible, qui est, $F_s= 0,477$. Ce résultat révèle que le talus est instable, donc le confortement est indispensable.

❖ Comparaison entre les trois conceptions

D'après notre étude, on a remarqué que les résultats sont presque les mêmes, avec une faible différence et que la méthode de Janbu simplifiée nous donne toujours le coefficient de sécurité le plus faible.

4.4 Proposition d'une solution de confortement

Après avoir essayé toutes les propositions de confortement, on est arrivé à tailler le talus pour avoir une pente plus faible et par la suite alléger ce talus et par conséquent augmenter le coefficient de sécurité. L'angle de l'inclinaison du talus par rapport au plan horizontal pour le modèle de référence ci-dessus est de $\alpha = 40^\circ$ (voir figure 4.10).

Pour atteindre ce but deux cas d'inclinaison ont été étudiés tels que :

$$\alpha = 30^\circ \text{ et } \alpha = 25^\circ$$

Talus sec non renforcé

- Pour $\alpha = 30^\circ$

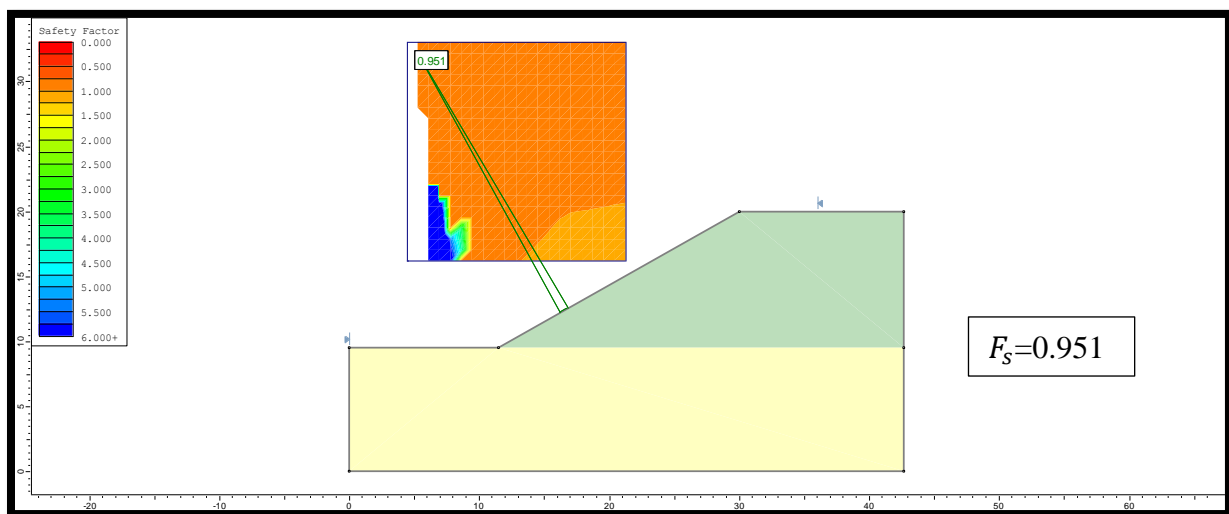


Figure 4.33 Profil d'un talus sec non renforcé avec $\alpha = 30^\circ$.

- Pour $\alpha = 25^\circ$

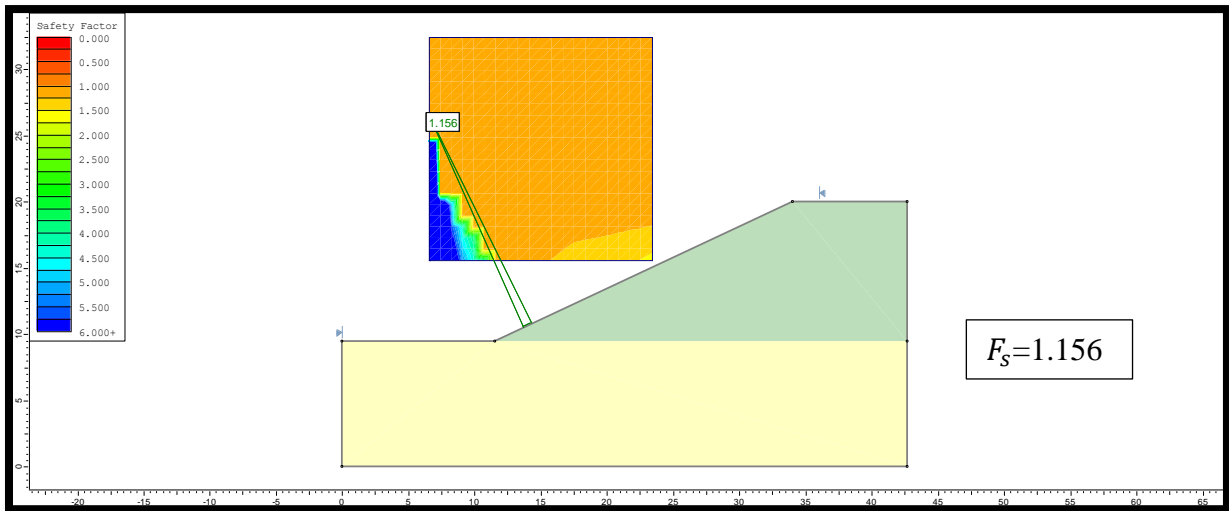


Figure 4.34 Profil d'un talus sec non renforcé avec $\alpha = 25^\circ$

Talus sec renforcé

- Pour $\alpha = 30^\circ$

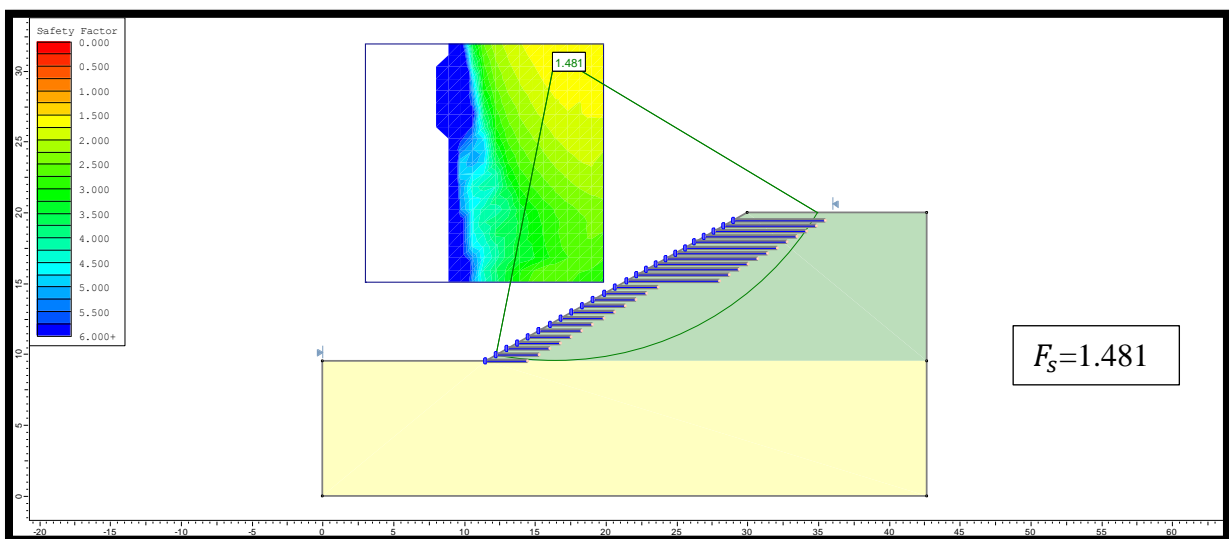


Figure 4.35 Profil d'un talus sec renforcé avec $\alpha = 30^\circ$

- Pour $\alpha = 25^\circ$

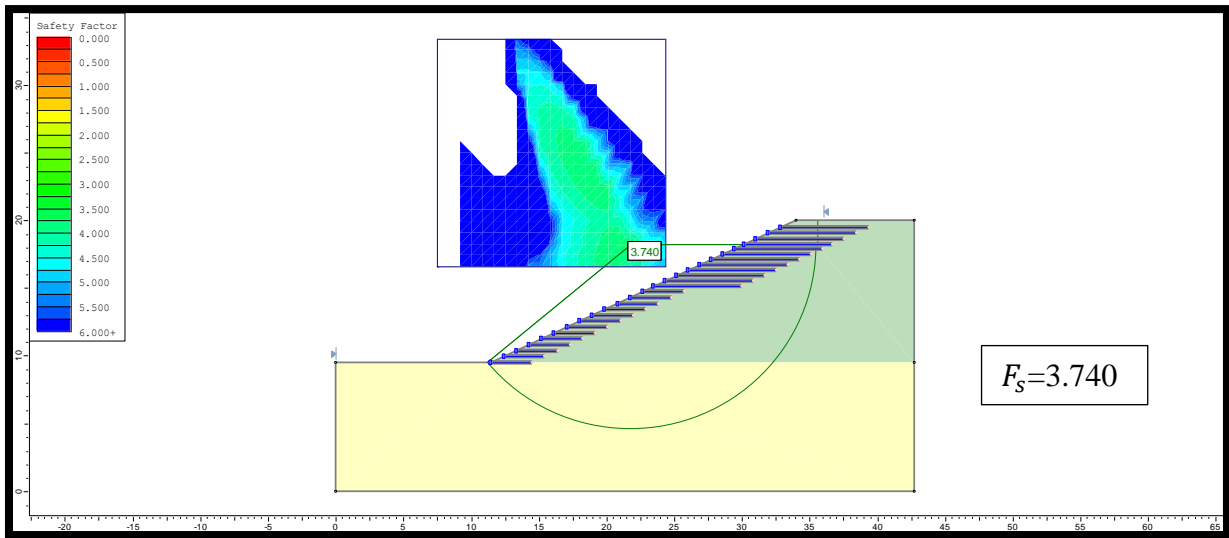


Figure 4.36 Profil d'un talus sec renforcé avec $\alpha = 25^\circ$

Talus renforcé avec surcharge

- Pour $\alpha = 30^\circ$

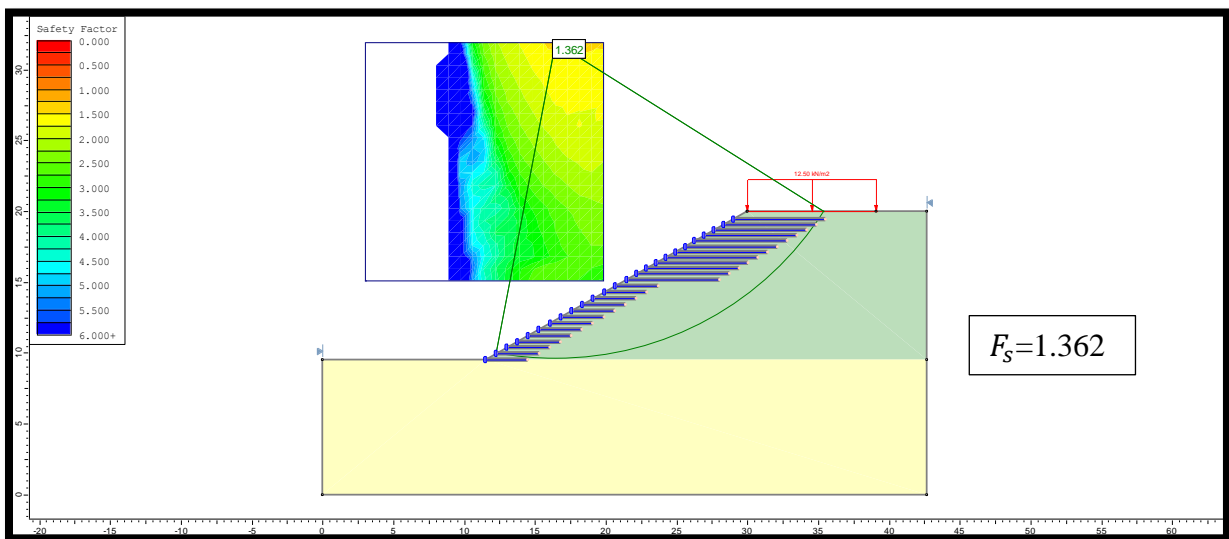


Figure 4.37 Profil d'un talus sec renforcé avec $\alpha = 30^\circ$ et une surcharge

- Pour $\alpha = 25^\circ$

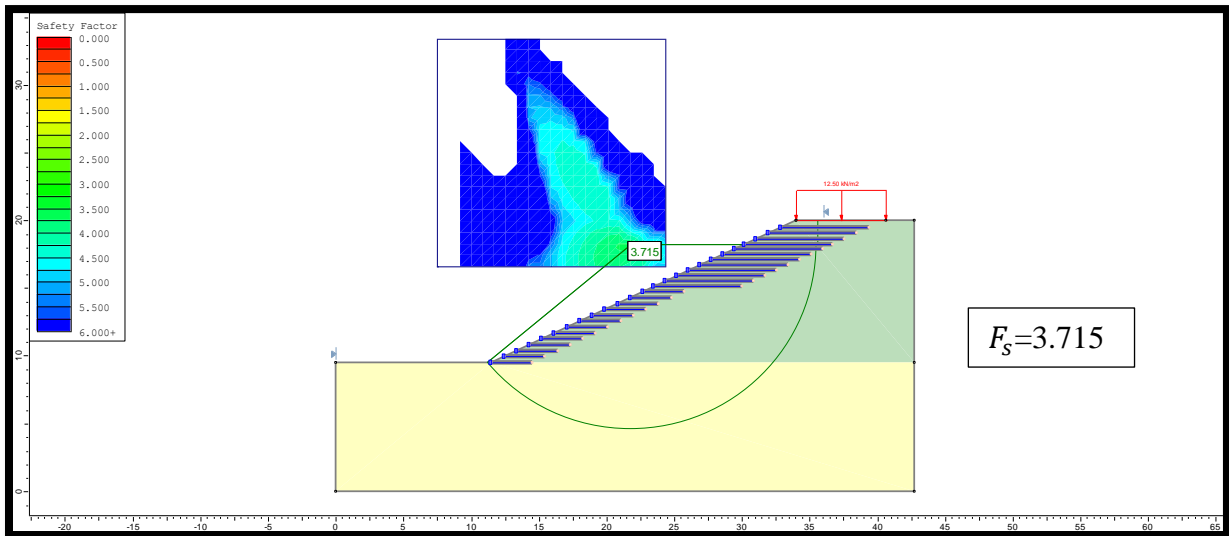


Figure 4.38 Profil d'un talus sec renforcé avec $\alpha = 25^\circ$ et une surcharge

Talus renforcé avec surcharge, charge sismique

- Pour $\alpha = 30^\circ$

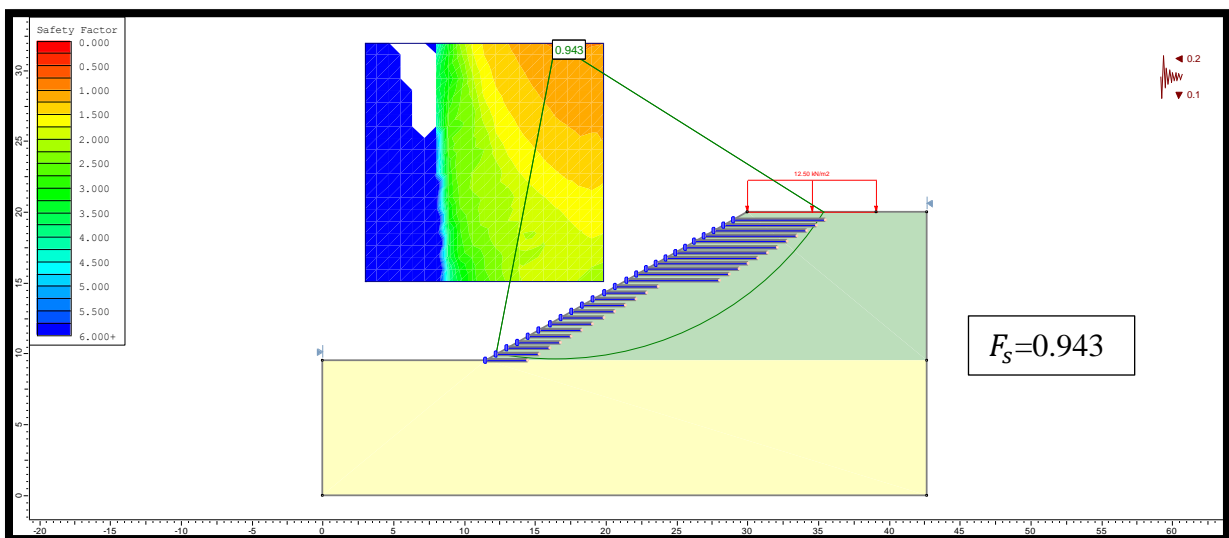


Figure 4.39 Profil d'un talus sec renforcé avec surcharge, charge sismique et $\alpha = 30^\circ$

- Pour $\alpha = 25^\circ$

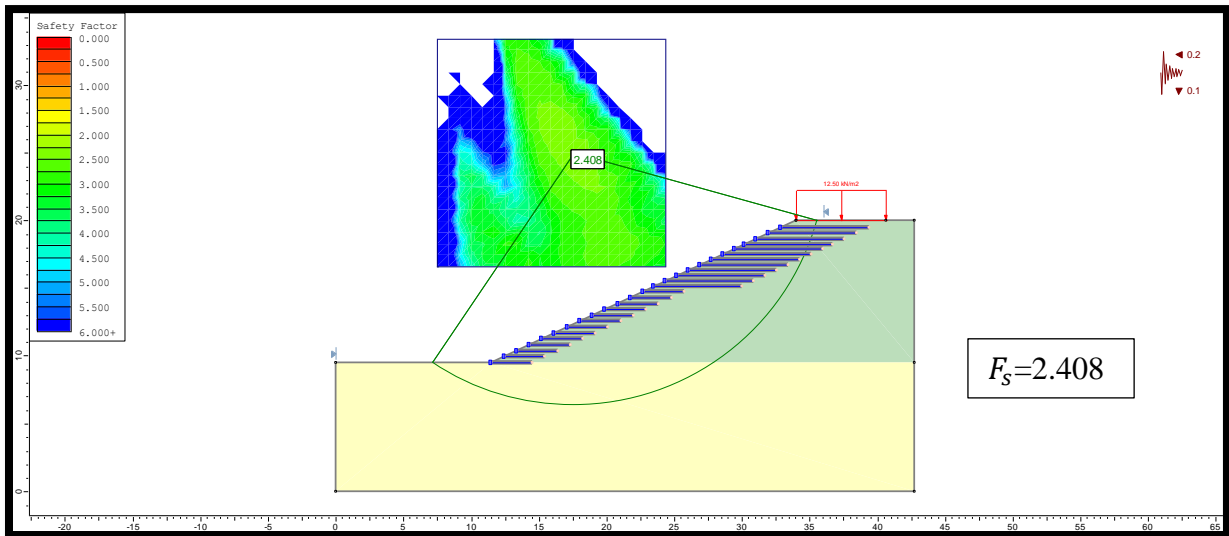


Figure 4.40 Profil d'un talus sec renforcé avec surcharge, charge sismique et $\alpha = 25^\circ$

Talus renforcé avec surcharge, charge sismique et une nappe d'eau

- Pour $\alpha = 30^\circ$

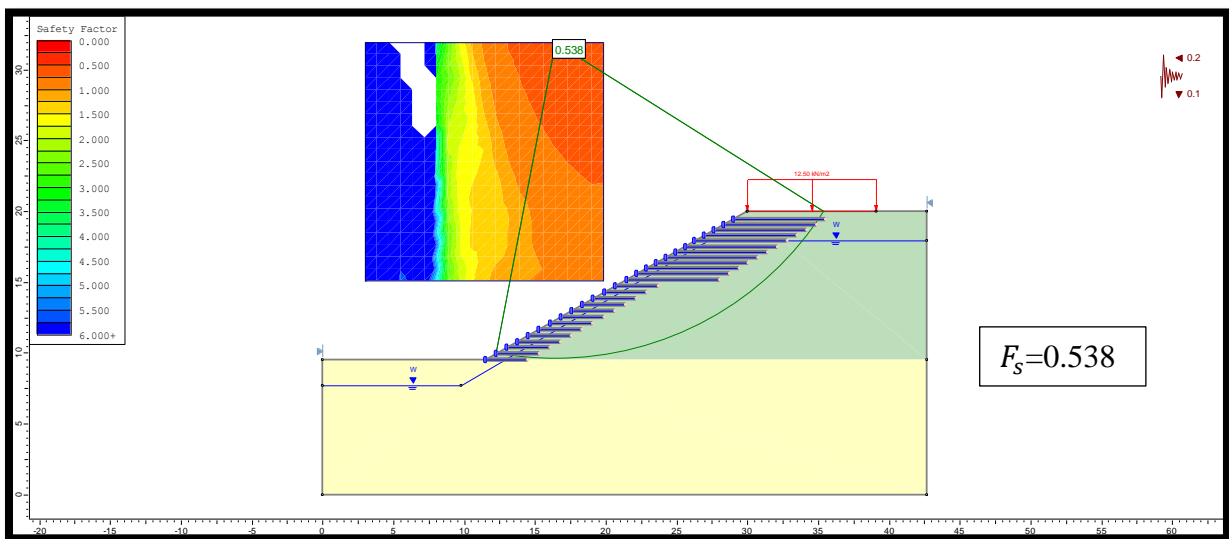


Figure 4.41 Profil d'un talus sec renforcé avec surcharge, charge sismique, nappe d'eau et

$\alpha = 30^\circ$

- Pour $\alpha = 25^\circ$

Tableau 4.5 les valeurs de coefficient de sécurité en fonction de l'angle de la pente.

Cas \ Angle de la pente	Cas 1	Cas 2	Cas 3	Cas 4	Cas 5
$\alpha = 40^\circ$	0,806	1,348	1,303	0,942	0,641
$\alpha = 30^\circ$	0,951	1,481	1,362	0,943	0,538
$\alpha = 25^\circ$	1,156	3,740	3,715	2,408	1,547

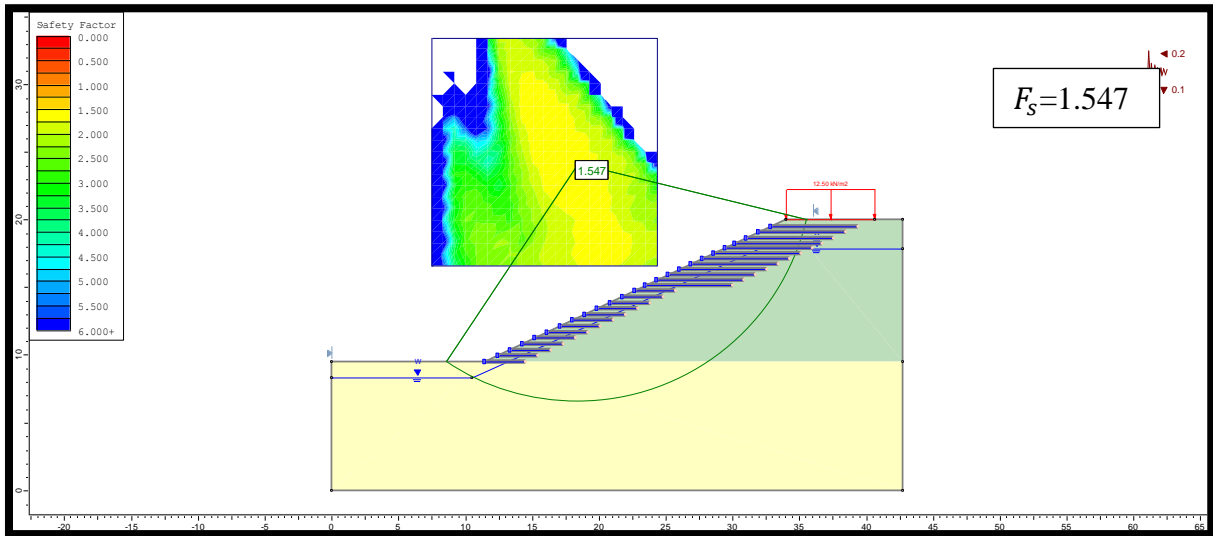


Figure 4.42 Profil d'un talus sec renforcé avec surcharge, charge sismique, nappe d'eau et $\alpha = 25^\circ$

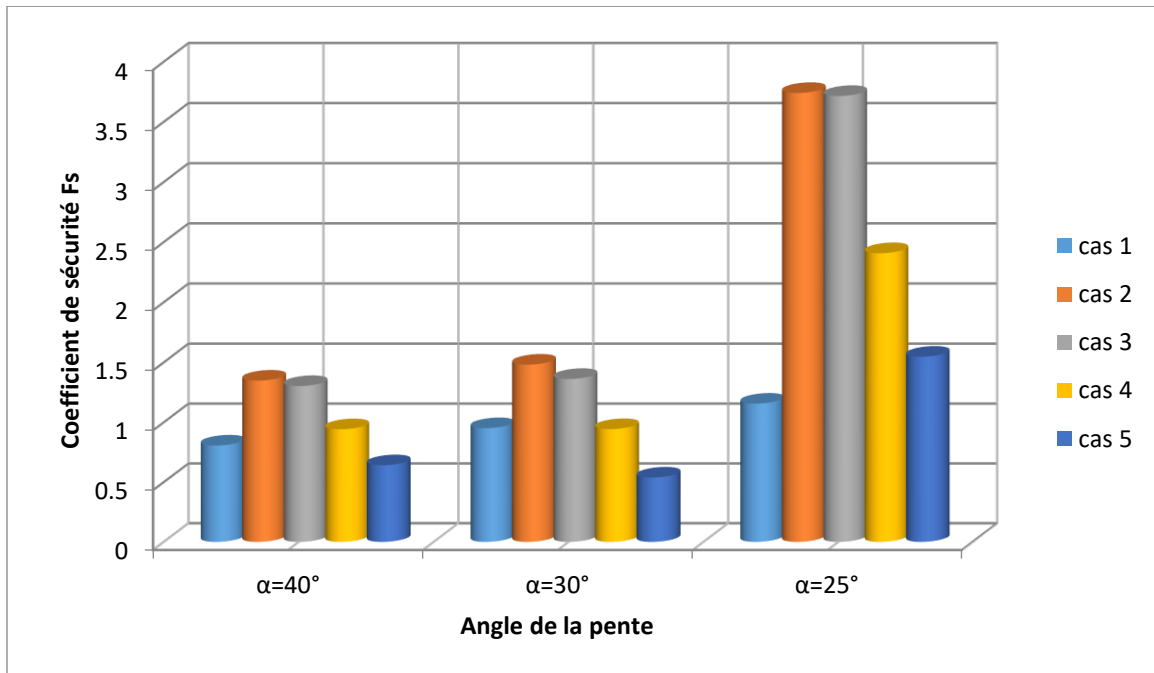


Figure 4.43 : Histogramme de la variation de coefficient de sécurité en fonction de l'angle de la pente.

4.5 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté un exemple calcul numérique d'un talus renforcé par géogrille à l'aide du logiciel SLIDE 6.0 qui utilise la méthode de l'équilibre limite pour déterminer le coefficient de sécurité F_s .

Après avoir comparé le coefficient de sécurité F_s de la conception classique et la conception selon l'eurocode 7, par les méthodes disponibles dans SLIDE 6.0 (bishop simplifiée, Janbu simplifiée, Janbu corrigée, Spencer, Fellenius, Corps of engineers 1, Corps of engineers 2, Lowe-Karafiath, Gle/Morgenstern-Price), les résultats révèlent que le talus est instable, alors le confortement est indispensable. Nous devons donc choisir une autre technique de confortement.

D'après le calcul de renforcement par géogrille sur la stabilité des talus, il en ressort que la sécurité n'est assurée qu'après la diminution de l'angle d'inclinaison de la pente, dans ce cas nous devons tailler le talus.

Les valeurs du coefficient de sécurité augmentent en diminuant l'angle d'inclinaison du talus. Nous constatons alors qu'il existe une relation étroite entre l'angle de la pente et le coefficient de sécurité.

Toutefois, il est importants de noter que l'angle 25° conduit au confortement le plus favorable, où le coefficient de sécurité atteint une valeur ($FS= 3.74$).

Conclusion générale

Conclusion générale

L'objectif principal de ce mémoire était de développer la compréhension du comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé, ainsi que de montrer les limitations des méthodes de dimensionnement classiques basées sur l'approche d'équilibre limite.

Pour bien orienter ce travail, une recherche bibliographique a été présentée dans la première partie pour décrire :

- Des notions générales sur les géosynthétiques concernent leur fonction et application dans les ouvrages, et les différentes méthodes de renforcement des sols ;
- Les phénomènes induits par les glissements de terrain et les facteurs d'instabilité qui entraînent de grands risques pour les personnes et les biens ;
- Les différents types d'ouvrages de soutènement et leurs différences qui résident dans leur mode de construction et leur fonctionnement. Il serait donc important de procéder à une étude approfondie du projet avant de choisir un des types de mur de soutènement le plus convenable.

Dans la deuxième partie nous avons présenté les méthodes de dimensionnement des ouvrages de soutènement en sol renforcé, présentés dans le document réglementaire américain AASHTO (2012). En général, ces méthodes, donnent une solution conservative et ne considère pas plusieurs paramètres régissant le comportement de ce type d'ouvrage, tels que la rigidité des nappes de renforcement, la cohésion du sol, la rigidité du pied du parement et la rigidité du parement.

Une étude analytique a été réalisée pour analyser l'effet de plusieurs paramètres sur le comportement des murs de soutènement en sol renforcé par géogrille :

- L'espacement entre les nappes de renfort ;
- Le nombre des nappes de renfort ;
- Les paramètres d'interaction sol/renfort ;
- Les paramètres de sol (cohésion, angle de frottement) ;
- Type de mur.

La troisième partie a été consacrée à la justification de la stabilité interne et globale d'un talus en vérifiant le coefficient de sécurité F_s prenant en compte l'influence d'inclinaison de la pente du talus. La vérification s'est faite par un calcul numérique à l'aide du logiciel Rocscience/SLIDE 6.0 qui permet de traiter les différents problèmes de l'instabilité des pentes.

Bibliographie

Bibliographie

+ Références bibliographiques

- [1] TALHAOUI Zakia." contribution à l'étude du comportement mécanique des corps des chaussées renforcées par les géosynthétiques. Modélisation numérique et étude expérimentale" thèse de doctorat. Université Abou-Bekr Belkaid-Telemcen, 2019.
- [2] ATTACHE Salima." Etude numérique du comportement des ouvrages de soutènement renforcés par des géosynthétiques" thèse de doctorat. Université Mohamed Khider- Biskra.
- [3] Khaouani E, Otmani.S." stabilisation des sols par l'utilisation des géosynthétiques " Mémoire de Master. Université Abou-Bekr Belkaid-Telemcen, 2019.
- [4] Clément DESODT, Julien LAUNAY, Hélène HORSIN MOLINARO" Les glissements de terrain, modélisation et prévision" école normale supérieure paris- Saclay 2017.
- [5] M. KHEMOUM Imad et M. GUIDOUM Nedjm Eddine, "Etude paramétrique du comportement d'un mur de soutènement renforcé par la géogridde " Mémoire de Master. Université Oum el-bouaghi, 2017.
- [6] Thomas SIMONNOT, Yann JUILLIÉ, "Mur et écrans de soutènement," Techniques de l'Ingénieur. Paris, C244.
- [7] ARBA leila, Mouhellel lakhder "Stabilisation des talus par mur de soutènement" Mémoire de Master. Université 08 mai1945 Guelma, 2015.
- [8] Mécanique des sols. C308-1. Traité construction et lexique. Volume C2-1996
- [9] SEMACHE Samir, " Modélisation Numérique des Massifs de Soutènements en Sol Renforcée par Géosynthétique" Mémoire de Master. Université Larbi ben mhidi d'Oum El Bouaghi, 2018 – 2019.
- [10] Salim AID, " Comment définir un soutènement par palplanches- synthèse scientifique et technique ", 2011.
- [11] FETNI Bassem, " Etude par modélisation numérique de la stabilité aux glissements des ouvrages poids : application aux cas des digues verticales ", mémoire magister, université de Tébessa.
- [12] Gahmous Souhaib, " Étude de la stabilité d'un ouvrage de soutènement renforcé par géosynthétique " mémoire de master, Université Mohamed Khider de Biskra.

- [13] Schlosser, F., Unterreiner, P. Renforcement des sols par inclusions. Technique de l'ingénieur c245.
- [14] Serre. A (1995), " Ouvrages renforcés par des géotextiles chargés en tête: Comportement et Dimensionnement" Thèse de Doctorat, l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- [15] Schlosser, F., Briançon, Y. L et Delmas, P. Les géosynthétiques de renforcement, Techniques de l'Ingénieur, traité de construction C305.
- [16] LCPC (Techniques et Méthodes des laboratoires des ponts et chaussées), (2003). Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des murs en remblai renforcé par éléments géosynthétiques. Guide technique.
- [17] Azzaz, I., Chouikha, S. (2017), "Étude numérique de la stabilité d'un remblai sur sol mol traité par des colonnes ballastées entouré par de géosynthétique". Mémoire de magistère, Université de Djelfa.
- [18] RAHMOUNI ouassim, "contribution à l'étude numérique des ouvrages de soutènement renforcé par géogridde" thèse de doctorat .université Biskra 2017.
- [19] BAZZIZ Salah Eddine, "Modélisation numérique des murs de soutènement en blocs modulaires renforcés par géogridde" thèse doctorat, université Biskra 2018.
- [20] V.N.S Murthy, "Geotechnical engineering "Principal and practices of soil mechanics and foundation engineering".
- [21] SEMACHE Samir, "Modélisation Numérique des Massifs de Soutènements en Sol Renforcée par Géosynthétique", mémoire de master, université de oum el bouaghi, 2019.
- [22] Fellenius W. - Erdstatische berechnungen mit reibung und kohaesion. Berlin, Ernst, 1927.
- [23] AASHTO. (2012). "Standard specifications for highway bridges". American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Washington, D.C.
- [24] FHWA, (2001). "Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes, Design and Construction Guidelines". Federal Highway Administration Publication N°.FHWA-NHI-00- 043.US Department of Transportation, Washington, D.C. USA. 418 pp.
- [25] NCMA. (1997). "Design Manual for Segmental Retaining Walls", second ed. National Concrete Masonry Association, Herndon, Virginia, USA.: 289 pp.

- [26] Klar, A et Sas. T. (2009). "Rational approach for the analysis of segmental reinforced soil walls based on kinematic constraints". *Geotextiles and Geomembranes* 27 (2009) 332–340.
- [27] Allen, T.M., Richard, J.B., Robert, D.H., Walters, D. and Wei, F.L. (2003). "A new working stress method for prediction of reinforcement loads in geosynthetic walls". *Can. Geotech. J.*, 40 (5), 976-994.
- [28] Bathurst, R. J., Allen, T. M. & Walters, D. L. (2005). "Reinforcement loads in geosynthetic walls and the case for a new working stress design method". *Geotextiles and Geomembranes*, 23, No. 4, 287– 322
- [29] Bathurst, R. J., Miyata, Y., Nernheim, A. and Allen, A. M. (2008). "Refinement of K-stiffness Method for geosynthetic-reinforced soil walls". *Geosynthetics International*, 15, No. 4. 269-295.
- [30] Nouri, H., Fakher, A., Jones, C.J.F.P. (2006). "Development of Horizontal Slice Method for seismic stability analysis of reinforced slopes and walls". *Geotextiles and Geomembranes*, 24, 175-18
- [31] Shekarian, S., Ghanbari, A. (2008). "A pseudo-dynamic method to analyze retaining wall with reinforced and unreinforced backfill". *JSEE: Spring 2008, Vol. 10, No. 1.* 41-47.
- [32] Huang, B., Bathurst, R.J., Hatami, K., ASCE, M. (2009). "Numerical study of reinforced soil segmental walls using three different constitutive soil models". *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*. 1486-1498.
- [33] Janbu, N. (1963). "Soil Compressibility As Determined By Oedometer And Triaxial Test". *Proceedings Of The European Conference On Soil Mechanics And Foundation Engineering, Vol. 1, Pp 19-25, Weisbaden*

Références des sites internet visités

- http://lycee-cherioux.fr/Mooc/materiau/geosynth%C3%A9tique/~gen/geosynthetiques.publi/web/co/geosynthetiques_6.html. le 23/08/2020.
- <https://www.techniques-ingenieur.fr/base-documentaire/construction-et-travaux-publics-th3/stabilite-des-sols-fondations-42219210/les-geosynthetiques-de-renforcement-c305/le> 23/08/2020.
- <https://www.iso.org/obp/ui/#iso:std:iso:10318:-1:ed-1:v1:fr/> le 23/08/2020
- <http://catalogue.setra.fr/documents/Cataloguesetra/0002/Dtrf-0002035/DT2035.pdf>, le 23/08/2020
- <https://www.cfg.asso.fr/les-geosynthetiques> le 23/08/2020
- <https://www.encyclopedie-environnement.org/sol/glislements-de-terrain/> le 15/09/2020
- http://observatoire-regional-risques-paca.fr/sites/default/files/biblio/MVT_PHENO_Glisement_5.png/ le 23/08/2020
- www.futura-sciences.com
- <https://french.alibaba.com/product-detail/gabion-advantages-and-disadvantages-60519239682.html> le 18/09/2020
- <http://www.dynamique-environnement.com/amenagement-paysager/solution-technique-pour-soutenir-un-talus-le-mur-beton/> le 15/09/2020
- <https://www.keller-france.com> le 18/09/2020
- <https://texdelta.com/> le 18/09/2020
- <https://www.cfg.asso.fr/sites/default/files/files/cd-rom-2019/RG2019%20pp%20143-152%20Michaux-Brochier-Mekkaoui.pdf> , le 15/09/2020
- L'évolution des méthodes de calcul en stabilité de pentes Partie I : Méthodes à la rupture, www.geotech-fr.org, le 02/09/2020.

- <https://eduscol.education.fr/sti/sites/eduscol.education.fr/sti/files/ressources/pedagogiques/8525/8525-les-glissements-de-terrains-modelisation-et-prevision-ensps.pdf>