

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 08 Mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Option : Géotechnique

Présenté par : **MOUSSAOUI AMIN**

M'RABET ALA EDDINE

TOUHARA AMIN

**Thème : Modélisation des murs de soutènement
mécaniquement stabilisés**

Sous la direction de : Pr. NOUAROURIA M.SALAH

Juin 2016

Dédicaces

Je dédie ce travail a mes très chers parents qui ont toujours la
pour moi

« Vous avez tous sacrifié pour vous enfants, n'épargne ni
santé ni efforts. Vous m'avez donné un magnifique modèle de
labeur et de persévérance... je suis redevable d'une éducation
dont je suis fière »

Je le dédie aussi a mes frères et mes sœurs qui ont toujours été
la pour moi je tiens a remercier mes amis

Enfin je dédie ce travail a tous mes amis pour leur sincère
amitié et confiance et a qui je dois ma reconnaissance et mon
attachement a tout ces intervenants, je présente mes dédicaces
mon respect et ma gratitude.

Touhara .A –M'rabet.A-Moussaoui.A

REMERCIEMENT

*Je remercie dieu le tout puissant qui ma donné le courage et la volonté
afin de poursuivre mes études*

*Je tiens à remercier Pr M.S.NOUAOURIA mon encadreur non pas par
simple courtoise mais pour ses précieux conseils et son orientation qui a
permis de mener à bien ce travail*

*J'adresse mes vifs remerciements à messieurs Dr Benamara Fatima
Zahra , Dr Benchick.M , Pr Laafifi.Ibrahim et Dr himere qui voulu
accepté*

*Notre gratitude va aussi a tous les enseignants du département de génie
civil de l'université de Guelma*

*Enfin nos remerciements s'adressent aussi a nos chères familles pour
leurs dévouements et leur encouragements et a tous nos collègues qui
nous ont porté main forte dans l'accomplissement de notre tache.*

Résumé

Les ouvrages de soutènement en sol renforcé par des armatures métalliques ou armatures géosynthétiques constituent à l'heure actuelle une solution économique intéressante.

Dans ce travail on s'intéresse à une modélisation numérique qui montre la façon un renforcement des ouvrages de soutènement par des armatures métalliques ou nappes de géogrille permettant une meilleure compréhension de leur comportement.

Cette modélisation de l'ouvrage entier requiert tout d'abord, de choisir une loi de comportement qui prend en considération les différents phénomènes qui se produisent au sein des massifs renforcés et ainsi que de déterminer correctement les paramètres du modèle qui caractérisent le comportement du sol. À cet effet, nous nous sommes proposé dans le cadre de ce travail d'étudier la sensibilité des déformations des murs de soutènement et culées porteuses en sol renforcé aux modèles de comportement du sol.

La modélisation numérique est effectuée avec la méthode des éléments finis en utilisant le logiciel PLAXIS 2D. Dans le cadre de ce mémoire,

À titre comparatif, deux différentes approches sont utilisées, telles que la méthode manuelle et le logiciel PLAXIS. Une bonne concordance des résultats déduit de ces deux approches a été notée.

Mot clés : Sol renforcé, Géosynthétique, Modélisation numérique, Plaxis

ملخص

تعزير هياكل دعم التربة عن طريق التركيبات المعدنية أو تركيبات الجيوسنتيثيك التي تشكل في الوقت الحاضر حل إقتصادي مثير للاهتمام.

في هذا العمل ، نحن مهتمون بالنمذجة العددية التي توضح كيفية تعزير هياكل الدعم من قبل التركيبات المعدنية أو طبقات من الجيوسنتيثيك ذلك ما يمكننا من فهم أفضل لسلوكهم.

هذه النمذجة للهياكل كلها تتطلب أولا ، اختيار قانون السلوك و الذي يأخذ بعين الاعتبار مختلف الظواهر التي تحدث داخل الكتل المعززة و كذلك تحديد و بشكل صحيح معالم النموذج التي تميز سلوك الأرض. تحقيقا لهذه الغاية، اقترحنا كجزء من هذا العمل لدراسة حساسية التشوهات من الجدران الاستنادية ودعامات تحمل التربة المسلحة لأنماط سلوك التربة.

يتم تنفيذ النماذج العددية باستخدام طريقة العناصر المحدودة باستخدام برنامج بلكسيس كجزء من هذا العمل.

على سبيل المقارنة، نستخدم نهجين مختلفين، مثل الطريقة اليدوية والبرمجيات ، بلكسيس حيث تم استنتاجها بواسطة هذين النهجين.

الكلمات الرئيسية: التربة المسلحة، الجيوسنتيثيك ، النمذجة العددية، بلكسيس

ABSTRACT

Retaining works floors reinforced with metal reinforcements or geosynthetic reinforcement are at present an interesting economic solution.

In this work we are interested in numerical modeling that shows how a building retaining structures with metal frames or layers of geogrid for a better understanding of their behavior.

This modeling of the whole work requires first of all, choose a constitutive law that takes into account the different phenomena that occur within the massive and reinforced As to correctly determine the model parameters that characterize the behavior of the soil . To this end, we proposed as part of this work to study the sensitivity of deformations of retaining walls and abutments bearing reinforced soil to soil behavior patterns.

Numerical modeling is performed with the finite element method using the PLAXIS 2D software. As part of this memory,

For comparison, two deferent approaches are used, such as the manual method and software PLAXIS .A good agreement deduced results of these two approaches was noted.

Key words: Reinforced soil, Geosynthetics, numerical modeling, Plaxis

SOMMAIRE

CHAPITRE I. Généralités sur les ouvrages de soutènements

1.1.Introduction.....	01
1.2. Historique.....	01
1.3. Les ouvrages de soutènement.....	01
1.3.1. Définition des ouvrages de soutènement.....	02
1.3.2. Fonctions.....	03
1.3.3. Différents types des ouvrages de soutènement.....	03
1.3.3.1.Classement des ouvrages de soutènement.....	03
1.3.4. Différents types d'ouvrages de soutènement selon la reprise de la poussée.....	06
1.3.4.1.Cas où la poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement.....	07
1.3.4.2.Cas où la poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement.....	08
1.3.4.3.Cas où la poussée est reprise en totalité ou en partie par des ancrages.....	08
1.4.Dimensionnement des ouvrages de soutènement.....	09
1.4.1. Approche n_2 de l'Eurocode 7.....	09
1.4.2. Modes de rupture des ouvrages de soutènement.....	09
1.4.3. Justification de la stabilité.....	10
1.4.3.1.Stabilité interne.....	10
1.4.3.2.Stabilité externe.....	11
1.4.4. Rôle de l'eau : stabilité à court terme et stabilité à long terme.....	13
1.4.5. Calcul des efforts de poussée-butée.....	14
1.4.5.1.Définition des forces de poussée et de butée.....	14
1.4.5.2.Méthode de Coulomb.....	14
1.4.5.3.Méthode de Rankine.....	14
1.5.Descriptions des principaux types d'ouvrages.....	21
1.5.1. Murs poids.....	21
1.5.1.1.Définition.....	21
1.5.1.2.Les types de mur poids.....	21
1.5.1.3.Fonctions.....	22
1.5.2. Mur en palplanche.....	22
1.5.2.1.Définition.....	22
1.5.2.2.Exemples d'applications.....	22
1.5.2.3.Caractéristiques pratiques.....	23
1.5.2.4.Mise en œuvre.....	25
1.5.2.5.Les avantages et les inconvénients.....	26
1.5.3. Paroi moulée.....	27
1.5.3.1.Définition.....	27
1.5.3.2.Principe de fonction.....	27
1.5.3.3.Mise en œuvre.....	28
1.5.3.4.Domaine d'emploi.....	30
1.5.3.5.Avantages.....	31
1.5.4. Mur cantilever en béton armé.....	31
1.5.4.1.Définition.....	31
1.5.4.2.Principe.....	31
1.5.4.3.Dimensionnement.....	34

SOMMAIRE

1.5.4.4. Avantages et inconvénients.....	34
1.6. Conclusion.....	35

CHAPITRE II. LES GEOSYNTHETIQUES

1. Introduction.....	36
2. Définition.....	36
3. Les matières premières et leurs propriétés	37
4. Fonctions des géosynthétique	40
5. Application de géosynthétique	40
6. Les produits de géosynthétique	41
2.6.1. Les géotextiles	41
2.6.1.1. Définition	41
2.6.1.2. Types de géotextile	41
2.6.1.3. Fonctionnement	43
2.6.1.4. Domaines d'application	43
2.6.2. Géogrille.....	43
2.6.2.1. Définition	43
2.6.2.2. Type de géogrilles.....	44
2.6.2.3. Fonctionnement	45
2.6.2.4. Domaine d'application	45
2.6.3. Les géomembranes	46
2.6.3.1. Définition	46
2.6.3.2. Les types de géomembrane.....	46
2.6.3.3. Fonctionnement	47
2.6.3.4. Domaine d'application.....	47
2.6.4. Les géocellules	48
2.6.4.1. Définition	48
2.6.4.2. Fonctionnement	48
2.6.4.3. Domaine d'application	48
2.6.5. Géocomposite	49
2.6.5.1. Définition	49
2.6.5.2. Types de géocomposite	49
2.6.5.3. Fonctionnement	50
2.6.5.4. Domaine d'application	50
2.6.6. Géofilet	51
2.6.6.1. Définition	51
2.6.6.2. Fonctionnement	51
2.6.6.3. Domaine d'application.....	52
2.7. Les avantage des géosynthétiques.....	52
2.8. Conclusion.....	53

SOMMAIRE

CHAPITRE III. MUR DE SOUTÈNEMENT EN SOLS RENFORCÉS

3.1 Introduction.....	54
3.2 murs de soutènement en Terre Armée.....	54
3.2.1 Définition et principe.....	54
3.2.2 Les éléments de la Terre Armée.....	56
3.2.3 Procédé de construction.....	60
3.2.4 Repères chronologiques.....	62
3.2.5 Durabilité des ouvrages en Terre Armée.....	62
3.2.6 Principe de fonctionnement.....	63
3.2.6.1 Fonctionnement interne.....	63
3.2.6.2 Fonctionnement externe.....	64
3.2.6.3 Mode de rupture.....	65
3.2.7. Avantages.....	67
3.2.8. Domaines d'utilisation.....	67
3.2.9. Calcul manuel.....	71
3.3. Murs de soutènement en sols Renforcement par Géogrilles.....	74
3.3.1. Domaine d'emploi.....	74
3.3.2 Les Matériaux utilisés dans le renforcement par géogrilles.....	77
3.3.2.1. Les types des Géogrilles.....	77
3.3.2.2. Matériaux de remblai.....	78
3.3.2.3.. Le parement.....	80
3.3.3. Le procédé de mise en œuvre.....	83
3.3.4. Les phases de mise en œuvre.....	83
3.3.5. Conditions de mise en œuvre des géosynthétiques.....	87
3.3.6. Mode d'action de renforcement par géogrilles.....	88
3.3.7. Principe de fonctionnement de géogrille.....	89
3.3.8. Comportement mécanique sol-géogrille.....	89
3.3.8.1 Résistance et déformabilité.....	89
3.3.8.2. Frottement sol-géogrille.....	90
3.3.10. Prédimensionnement des nappes de géogrilles.....	90
3.3.11. Les modes de ruptures.....	91
3.3.12. Avantage et inconvénients de l'utilisation de géogrilles pour le renforcement.....	92
3.3.12.1. Les avantage.....	92
3.3.12.2. Les inconvénients.....	93
3.3.13.3 Conclusion.....	93
3.3.14 Calcul manuel de la stabilité.....	93

SOMMAIRE

CHAPITRE IV. INTERPRETATION DES RESULTATS OBTENU PAR PLAXIS

4.1. Le Logiciel PLAXIS.....	98
4.2. Modélisation numérique du comportement des murs en sol renforcé par geogridle.....	98
4.2.1. Problème.....	98
4.2.2. Le Maillage.....	98
4.2.3. Propriétés des matériaux.....	100
4.2.4. Génération du maillage.....	103
4.2.5. Conditions initiales.....	103
4.2.6. Calcul.....	105
4.2.7. Les Résultats	107
4.3. Modélisation numérique du comportement des murs en terre armée.....	114
4.3.1. Problème.....	114
4.3.2. Le Maillage.....	114
4.3.3. Propriétés des matériaux.....	114
4.3.4. Génération du maillage.....	116
4.3.5. Les contraintes initiales.....	116
4.3.6. Calcul.....	117
4.3.7. Les Résultats	119
4.3.8. Conclusion.....	125

Liste des Figures

Figure 1.1. Exemple de soutènement.....	2
Figure 1.2. Exemple real de soutènement.....	2
Figure 1.3. Murs partiellement ou totalement ancrés.....	8
Figure 1.4. Modes de rupture des ouvrages de soutènement.....	10
Figure 1.5. Mode de la stabilité interne.....	10
Figure 1.6. Stabilité d'ensemble.....	11
Figure 1.7. Stabilité au poinçonnement	11
Figure 1.8. Stabilité au glissement.....	12
Figure 1.9. Stabilité au renversement.....	13
Figure 1.10. Drainage des eaux d'infiltration, éventuellement rabattement de la nappe.....	14
Figure 1.11. Sollicitations exercées sur un mur de soutènement.....	14
Figure 1.12. Forces de poussée ou de butée exercées sur un mur par la méthode de coulomb.....	17
Figure 1.13. Mur poids.....	21
Figure 1.14. Batardeau.....	23
Figure 1.15. Fouil.....	23
Figure 1.16. Rideau HZ.....	24
Figure 1.17. Rideau tubes / palplanches.....	25
Figure 1.18. Machine de battage.....	26
Figure 1.19. Constriction d'un parois moulée.....	27
Figure 1.20. Fonctionnement des parois.....	28
Figure 1.21. Benne hydraulique KS2.....	29
Figure 1.22. Mise en place d'une cage d'armature.....	30
Figure 1.23. Bétonnage d'un panneau par deux camion.....	30
Figure 1.24. Fonctionnement d'un mur cantilever.....	31
Figure 1.25. Mur en T avec console.....	32
Figure 1.26. Mur en T avec contrefort.....	33
Figure 1.27. Mu en T avec encrage.....	33
Figure 1.28. Dimension d'un mur cantilever.....	34
Figure 2.1. Exemple de géocellules.....	37
Figure 2.2. Exemple de géocomposite.....	37
Figure 2.3. Géotextile non-tissé.....	41
Figure 2.4. Géotextile tissé.....	42
Figure 2.5. Géotextile tricoté.....	42
Figure 2.6. Goegrille uni-axiales.....	44
Figure 2.7. Géogrille bi-axiales.....	44
Figure 2.8. Géogrille tridimensionnelles.....	45
Figure 2.9. géomembrane.....	46
Figure 2.10. géocellule.....	48
Figure 2.11. Geocomposite bentonique	49

Figure 2.12. géocomposite drainage	49
Figure 2.13. géocomposites tridimensionnels.....	50
Figure 2.14. Géofilet.....	51
Figure 3.1. Mur en terre armée.....	55
Figure 3.2. Effort de traction dans les armatures due au frottement.....	55
Figure 3.3. Eléments d'un mur en terre armée.....	56
Figure 3.4. Armatures métalliques.....	57
Figure 3.5. Panneaux ou écailles de la façade du mur.....	59
Figure 3.6. Constitution de l'écaille Cruciforme.....	59
Figure 3.7. Mise en place des écailles.....	60
Figure 3.8. Transport du matériau du remblai pour la première couche.....	61
Figure 3.9. Mise en place des armatures et des boulons.....	61
Figure 3.10. Etalement (a) et le compactage (b) de la couche du remblai au-dessus d'un lit d'armatures.....	61
Figure 3.11. illustration de la structure du sol renforcée par armatures (reiffstek.2007).....	63
Figure 3.12. fonctionnement interne d'un mur en remblai renforcé	64
Figure 3.13. fonctionnement externe d'un mur en remblai renforcé	65
Figure 3.14. Modes de ruine des murs en remblai renforcés par éléments métalliques	66
Figure 3.15. Modes de rupture de la fondation des murs en Terre Armée	67
Figure 3.16. Ouvrage ferroviaires.....	68
Figure 3.17. Ouvrage routiers.....	68
Figure 3.18. Ouvrage hydraulique.....	69
Figure 3.19. Ouvrage industriels et protection.....	69
Figure 3.20. Exploitation minière.....	70
Figure 3.21. Mur renforcé par des bands métalliques.....	71
Figure 3.22. Installation des géogrilles au niveau des traverses, avant le levage et le bourrage. du ballast.....	74
Figure 3.23. Mise des géogrilles au-dessous des drains.....	75
Figure 3.24. Séparation de matériaux de remblais.....	75
Figure 3.25. L'enrobé est mise en œuvre directement sur la géogrille.....	75
Figure 3.26. Mur de protection contre le glissement.....	76
Figure 3.27. Mise en place de la géogrille de retenue des terres.....	76
Figure 3.28. Remblai renforcé par pieux et géosynthétique	76
Figure 3.29. Géogrille uni.axiale.....	77
Figure3.30. Vue en plan d'une géogrille bi-axial.....	78
Figure 3.31. Vue en plan d'une géogrille tri-axiale.....	78
Figure 3.32. Matériau de remblai.....	79
Figure 3.33. Parement en géotextile.....	80
Figure 3.34. Les types des éléments préfabriqué.....	80
Figure 3.35 Parement préfabriqué.....	80
Figure 3.36. Parement en géotextile.....	81
Figure 3.37. Parement de type conteneurs.....	81
Figure 3.38. Parement en type pneumatique.....	81
Figure 3.39 Parement TVG vert.....	82

Figure 3.40 . Parement en gabion.....	82
Figure 3.41 arement géogrillr de type terra bloc.....	83
Figure 3.42 Imbrication des grains dans une géogrille rigide (à gauche) et souple (à droite).88	
Figure 3.43 .Mécanisme de mise en tension des treillis et géogrilles durant le compactage...89	
Figure 3.44 .Essai de traction.....	90
Figure 3.45 .Dimensionnement à la rupture des massifs en sol renforcé.....	92
Figure 3.46 .Analyse de la stabilité générale du mur renforcé.....	92
Figure 3.47 .Mur renforcé par geogrille.....	94
Figure 4.1 . Paramètre général.	99
Figure 4.2 . les paramètres du critère de mhor-coulomb.....	100
Figure 4.3 .Plate propriétés.....	101
Figure 4.4 . Geogrille propriétés.....	102
Figure 4.5 . Définition de la géométrie.....	102
Figure 4.6 . Maillage de mur.....	103
Figure 4.7 . Choix de K_0	103
Figure 4.8 . Initialisation des contraintes.....	104
Figure 4.9 . Menu général de calcul.....	105
Figure 4.10 . Phase1 sol non renforcé.....	105
Figure 4.11 . Phase2 sol renforcé avec geogrille.....	106
Figure 4.12 . Fenêtre dévolution de calcul.....	106
Figure 4.13 . Déformation du maillage.....	107
Figure 4.14 déplacement total.....	107
Figure 4.15 Déplacement horizontal (U_x).....	108
Figure 4.16 Déplacement horizontal (U_x) shadings.....	108
Figure 4.17 . Déplacement vertical (U_y).....	109
Figure 4.18 . Contraintes effectives moyenne.....	109
Figure 4.19 . Contrainte effective.....	110
Figure 4.20 . Contrainte effective total.....	110
Figure 4.21 . Horizontal déplacement du mur (U_x).....	111
Figure 4.22 . Force de cisaillement.....	111
Figure 4.23 . Moment de flexion.....	112
Figure 4.24 . Courbe des forces appliquant sur les geogrille en fonction de Profondeur.....	113
Figure 4.25 . Force axial.....	113
Figure 4.26 . propretés des armatures.....	115
Figure 4.27 . définition de la geométrie (terre armée).....	115
Figure 4.28 . maillage de mur(terre armée).....	116
Figure 4.29 . Initialisation des contraintes.(Terre armée).....	117
Figure 4.30 . Menu général de calcul.....	117
Figure 4.31 . Sol non renforcée.....	118
Figure 4.32 . Sol renforcé par bands métalliques.....	118
Figure 4.33 . Fenêtre dévolution de calcul (terre armée).....	119
Figure 4.34 . Déplacement total(terre armée).....	120
Figure 4.35 . Déplacement horizontal (U_x) (terre armée).....	121

Figure 4.36. Déplacement horizontal (U_x) (terre armée).....	121
Figure 4.37. Déplacement vertical (U_y) (terre armée).....	122
Figure 4.38. Déplacement total du mur(terre armée).....	122
Figure 4.39. force de cisaillement (terre armée).....	123
Figure 4.40. moment de flexion(terre armée).....	123
Figure 4.41. Courbe des forces appliquant sur les bands métalliques en fonction de Profondeur.....	124

Liste des tableaux

Tableau 1.1 : Ouvrages de soutènement qui reprennent la poussée par leur poids.....	4
Tableau 1.2 : Ouvrages de soutènement qui reprennent la poussée par leur encastrement.....	5
Tableau 1.3 : Ouvrages de soutènement reprenant en totalité ou en partie la poussée par leur ancrage dans le massif retenu ou dans le sol de fondation.....	6
Tableau 1.4 : Les divers types d'ouvrages de soutènement classés selon la manière de reprise de la poussée	7
Tableau 2.1 : Comparaison des propriétés des polymères synthétiques pour un poids identique (d'après John 1978).....	39
Tableau 2.2 : Principales propriétés des matières premières des fibres (OECD, 1991).....	39
Tableau 3.1 : Espacement relatif maximal S_v/H en fonction du rapport L_{inf}/H	91
Tableau 3.2 : les résultats des espacement et longueur de géogridde.....	97
Tableau 4.1 Paramètre de sol.....	100
Tableau 4.2 Propriétés de la plate.....	101
Tableau 4.3 Valeur des forces en fonction de profondeur.....	112
Tableau 4.4 Propriétés des armatures(bandes métalliques).....	114
Tableau 4.5 Valeur des forces en fonction de profondeur.....	124

NOTATIONS ET ABBREVIATIONS

Lettre grecques

B : largeur

Z : profondeur

C : La cohésion du sol

E : Le module d'élasticité de Young du sol

F : Vecteur forces de volume

F_s : Facteur de sécurité

H: La hauteur du mur de soutènement

K_0 : Coefficient des poussées des terres au repos

L_{spacing} : Espacement entre géogrilles

U : Vecteur déplacement virtuelle

F_a : la force de poussée

F_p : La force de butée

L : La longueur

K_a : Coefficient de poussée

K_p : Coefficient de butée

f_y : résistance a la rupture du matériau

P_a : pression active

P_p : pression passive

T_a : Contrainte admissible dans géotextile

T_u : résistance de réduction

P_h : pression de la terre latérale a la profondeur z

L_e : longueur effective de renfort dehors des zone défaillance

L_R : longueur se situant dans la zone de défaillance

M_R : moment résistant

M_o : moment moteur

W : poids de la paroi renforcée

K_x : perméabilité selon l'axe X

K_y : perméabilité selon l'axe Y

X_o : distance du point

RF_{ID} : facteur d réduction pour l'installation

RF_{CR} : facteur d réduction pour fluage

RF_{CD} : facteur d réduction de la dégradation biologique

R_{BD} : facteur de réduction de la dégradation chimique

E_{50}^{ref} : Module sécant dans un essai triaxial

E_{oed}^{ref} : Module tangent dans un essai oedométrique

M : puissance

E_{ur}^{ref} : Module en décharge

p^{ref} : Contrainte de référence

R_f : coefficient à la rupture

$c_{increment}$: comme dans le modèle de Mohr-Coulomb (par défaut $c_{increment} = 0$)

Lettre latines :

Φ : L'angle de frottement

ψ : Angle de dilatance

σ : contrainte normal

σ_v : Contrainte verticale due au poids des terres

γ : Le poids volumique du sol ;

γ_{sat} : Le poids volumique du sol sature

μ : Coefficient de frottement réel

ν : Coefficient de poisson du sol.

δ : Frottement entre sol mur

$\sigma_{tension}$: résistance à la traction

Introduction générale

Les ouvrages de soutènement sont des structures conçues pour créer un dénivelé entre des terres en leur amont et en leur aval. La conception de ce type d'ouvrage peut être très variée, allant des murs poids en béton ou en maçonnerie aux parois ancrées, en passant par les murs en sol renforcé par des nappes géogrilles et les bandes métalliques. Le domaine des sols renforcés s'est développé à partir des années 1970, et fait, depuis, l'objet de nombreuses recherches. Ces ouvrages sont formés d'un massif de sol dans lequel sont disposés des éléments de renfort et se caractérisent par une certaine souplesse.

En premier temps, Vidal a utilisé des bandes en acier lisse dans le remblai granulaire. Elles s'étendent jusqu'au parement pour former un mur de soutènement, ou autres structures porteuses. Par la suite en 1979, le renforcement du sol a été assuré par des bandes en acier galvanisées et des bandes nervurées avec une adhérence très élevée par rapport aux autres inclusions citées auparavant (Holtz, 2001).

Aujourd'hui une grande gamme de renforcements en géosynthétique est disponible. Ces matériaux sont non-corrosible, peu coûteux et légers, mais restent exposés quand même aux dégradations dans le temps. Ces problèmes peuvent être surmontés par des techniques de conception appropriées et un choix du géosynthétique correct.

- Le but de notre travail est de modéliser un mur de soutènements mécaniquement stabilisé renforcé par des bandes métalliques et des nappes de géogrilles

-Le premier Chapitre comporte des généralités sur les murs de soutènements

-Le deuxième Chapitre on présente les géosynthétiques et leurs applications au renforcement des sols

-Le troisième chapitre décrit des murs de soutènement en sol renforcé par géogrille et en terre armée. On a présenté les principaux rôles et leur techniques d'utilisation les plus courantes

-Le quatrième chapitre présente une modélisation numérique par plaxis

I. Généralités sur les ouvrages de soutènement

1.1. Introduction

Les ouvrages de soutènement sont des structures conçues pour créer un dénivelé entre des terres en leur amont et en leur aval. La conception de ce type d'ouvrage peut être très variée, allant des murs poids en béton ou en maçonnerie aux parois ancrées, en passant par les murs en sol renforcé.

Le domaine des sols renforcés s'est développé à partir des années 1970, et fait, depuis, l'objet de nombreuses recherches. Ces ouvrages sont formés d'un massif de sol dans lequel sont disposés des éléments de renfort et se caractérisent par une certaine souplesse.

1.2. Historique

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

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

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

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

1.3. Les ouvrages de soutènement

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

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

Ces ouvrages qui sont considérés généralement comme éléments secondaires par rapport à d'autres ouvrages d'art (ponts,....) restent cependant délicats et demandent un soin particulier depuis la conception jusqu'à la réalisation. [1]

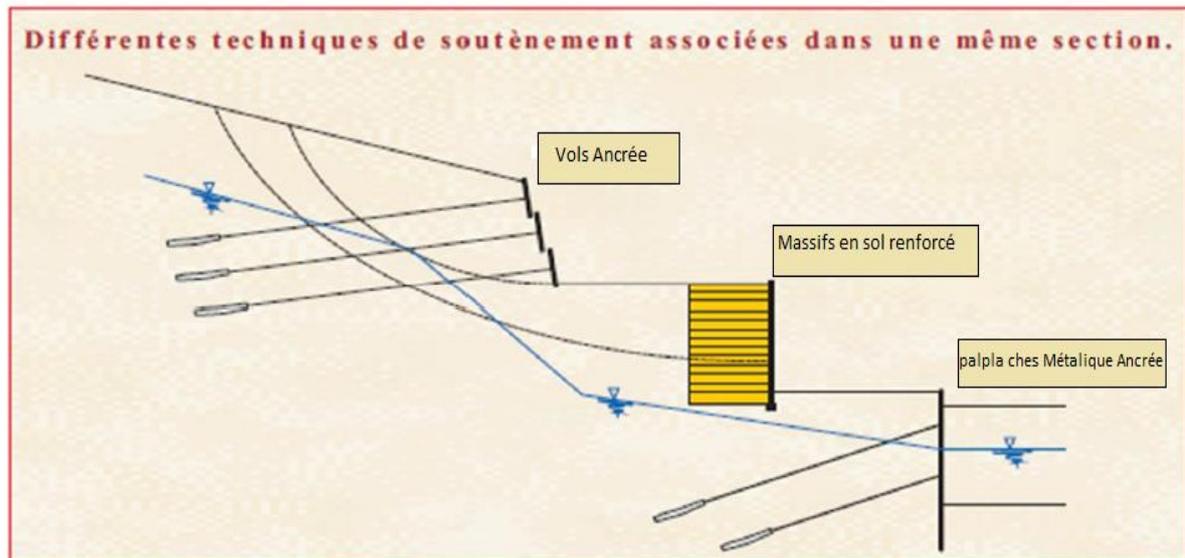


Figure 1.1 Exemple de soutènement.

1.3.1 Définition des ouvrages de soutènement

Le mur de soutènement est un mur vertical ou sub-vertical qui permet de contenir des terres (ou tout autre matériau granulaire ou pulvérulent) sur une surface réduite. La retenue des terres par un mur de soutènement répond à des besoins multiples : préserver les routes et chemins des éboulements et glissement de terrain, structurer une berge naturelle en un quai (ports maritimes et voies navigables), rendre cultivables des zones pentues et limiter l'érosion par ruissellement (culture en terrasses), parer en soubassement les fondations d'édifices de grande hauteur ou de digues, créer des obstacles verticaux de grande hauteur (murs d'escarpe et glacis dans les fortifications), soutenir des fouilles et tranchées de chantier pour travailler à l'abri de l'eau (batardeau), établir des fondations ou créer des parkings souterrains, etc.



Figure 1.2 Exemple réel de soutènement

1.3.2 Fonctions

Un mur de soutènement est destiné à « soutenir » de la matière pulvérulente ou granulaire, par exemple : de la terre, du sable.

Il est utilisé dès qu'il y a de la terre à retenir, en principe lorsque le terrain est en pente.

Le mur de soutènement peut aussi servir à :

- protéger une construction de crues ou de l'érosion ;
- délimiter un terrain comme le ferait un mur de clôture ;
- constituer un mur anti bruit. [1]

1.3.3 Différents types des ouvrages de soutènement

Un ouvrage de soutènement peut retenir soit des terres en remblai, c'est-à-dire rapportées, soit le terrain en place. On dit, dans ce dernier cas, qu'il s'agit d'un ouvrage de soutènement en déblai. Il en existe une grande variété, se caractérisant par des fonctionnements différents et conduisant à des études de stabilité interne spécifiques. Les systèmes de soutènement peuvent être classés en trois grandes catégories :

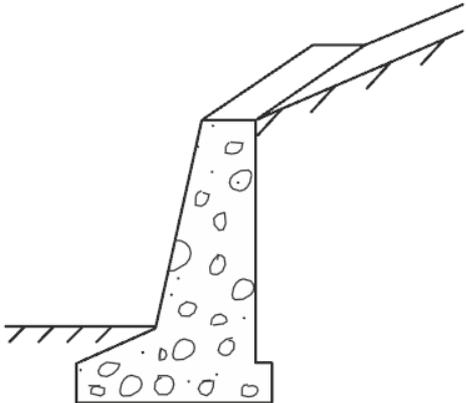
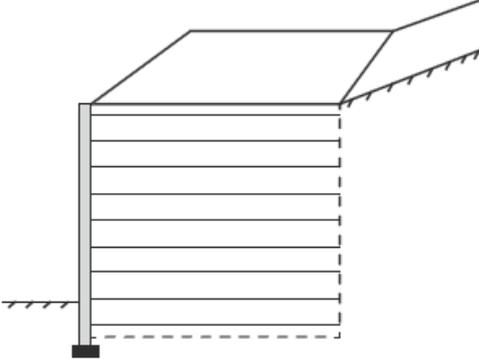
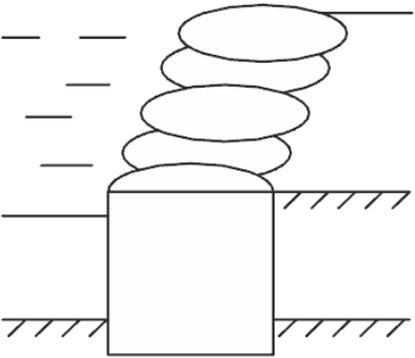
- Les murs de soutènement (murs-poids en maçonnerie ou béton, murs en béton armé avec semelle, murs à contreforts, murs cellulaires, murs-caissons, etc.). Le mur-poids consiste le système de soutènement le plus ancien. La stabilité est assurée par le poids de l'ouvrage et, en partie, par le poids du remblai derrière le mur ;
- Les écrans de soutènement (rideaux de palplanches, parois en béton moulé dans le sol, parois préfabriquées, parois de type berlinois, blindages de fouilles, etc.). Les écrans en bois sont les systèmes les plus anciens. Ce type de soutènement est d'épaisseur relativement mince et sa résistance à la flexion joue un rôle prédominant dans la stabilité. Celle-ci est assurée par l'encastrement de l'écran dans le sol et éventuellement, par des ancrages composés de tirants ou par des butons ;
- Les systèmes de soutènement composites (batardeaux composés de plusieurs rideaux de palplanches, murs en sol cloué, murs en Terre Armée (dont l'étude sera approfondie), murs renforcés par des géotextiles ou des géogrilles, etc.). Si, par leurs dimensions, ces ouvrages se rapprochent des murs-poids, certains sont néanmoins relativement souples et peuvent tolérer des déformations importantes.[2]

1.3.3.1. Classement des ouvrages de soutènement

Tous ces ouvrages ont en commun la force de poussée exercée par le massif de sol retenu. Cette force de poussée est généralement reprise soit par le poids de l'ouvrage de Soutènement (tableau 1.1), soit par l'encastrement de l'ouvrage de soutènement (tableau 1.2), soit par des ancrages (tableau 1.3).

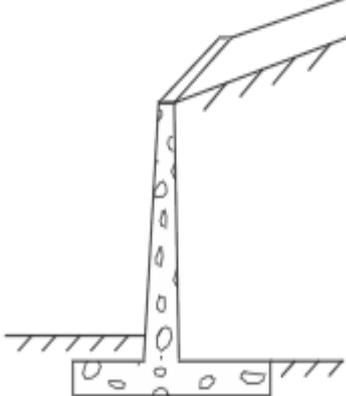
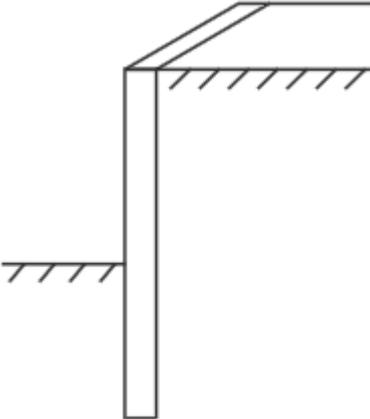
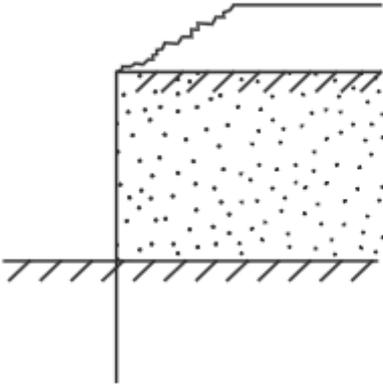
Chapitre I. Généralités sur les ouvrages de soutènement

Tableau 1.1 Ouvrages de soutènement qui reprennent la poussée par leur poids

Type d'ouvrage	Caractéristique de fonctionnement
<p>Mur-poids en béton ou en maçonnerie</p> 	<p>-Ouvrage rigide qui ne peut supporter sans dommages des tassements différentiels supérieurs à quelques pour mille</p>
<p>Mur en Terre Armée</p> 	<p>-Le sol retenu est renforcé par des inclusions souples résistant à la traction. Ouvrage souple qui supporte les tassements différentiels du sol de fondation.</p>
<p>Mur cellulaire, batardeau en palplanches, caisson en béton</p> 	<p>-Mur cellulaire, batardeau en palplanches, caisson en béton</p>

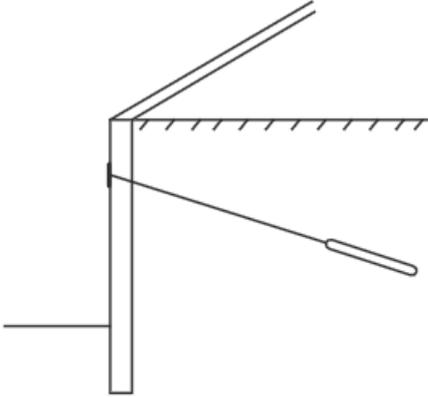
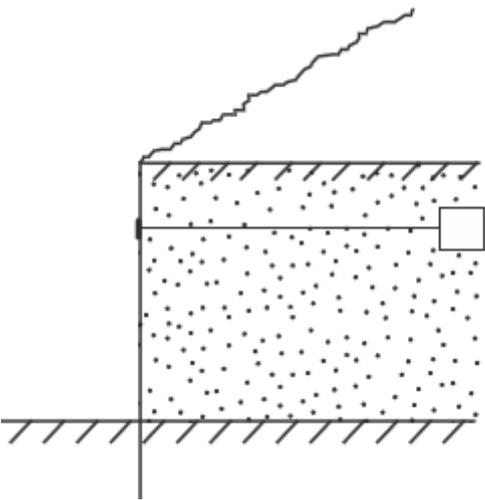
Chapitre I. Généralités sur les ouvrages de soutènement

Tableau 1.2 Ouvrages de soutènement qui reprennent la poussée par leur encastrement

Type d'ouvrage	Caractéristiques de fonctionnement
<p>Mur cantilever en béton armé</p> 	<p>Ouvrage rigide doté d'une base élargie et encastree à la partie supérieure du sol de fondation. Il fonctionne en faisant participer à l'action de soutènement une partie du poids du remblai.</p>
<p>Mur en parois moulées</p> 	<p>Mur construit dans le sol en place, avant toute excavation, par bétonnage d'une tranchée remplie de boue pour en assurer la stabilité. Il fonctionne par encastrement total ou partiel dans le sol de fondation.</p>
<p>Rideau de palplanches, encastré dans le sol de fondation</p> 	<p>Ouvrage flexible pour lequel l'interaction structure-sol retenue a une influence prépondérante sur le comportement de l'ouvrage.</p>

Chapitre I. Généralités sur les ouvrages de soutènement

Tableau 1.3 Ouvrages de soutènement reprenant en totalité ou en partie la poussée par leur ancrage dans le massif retenu ou dans le sol de fondation

Type d'ouvrage	Caractéristiques de fonctionnement
<p>Paroi moulée ou rideau de palplanches avec des ancrages</p> 	<p>Ouvrage flexible renforcé par une série d'ancrages dans le sol. Les ancrages sont des armatures métalliques (câbles ou barres) qui sont attachées d'une part à la paroi (ou rideau) et d'autre part dans le massif de sol par un corps d'ancrage ou par un scellement avec un coulis d'injection.</p>
<p>Paroi berlinoise</p> 	<p>Paroi réalisée à partir de poteaux placés préalablement dans le sol en place. Au fur et à mesure de l'excavation, des éléments préfabriqués (poutres, plaques), ou moulés sur place sont placés entre les poteaux. La poussée des terres est reprise par des ancrages fixés sur les poteaux.</p>

1.3.4 Différents types d'ouvrages de soutènement selon la reprise de la poussée

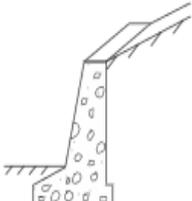
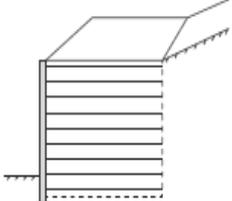
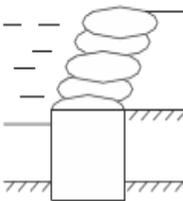
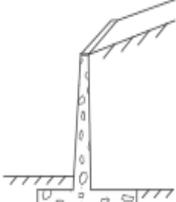
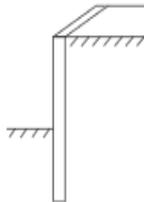
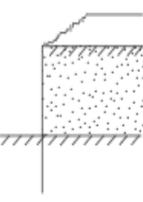
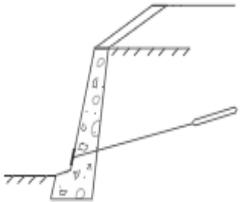
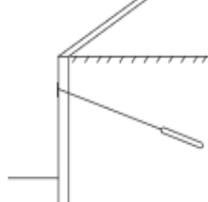
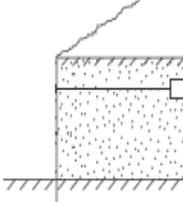
Un ouvrage de soutènement peut retenir soit des terres en remblai, c'est-à-dire rapportées, soit le terrain en place. On dit, dans ce dernier cas, qu'il s'agit d'un ouvrage de soutènement en déblai. L'effort de poussée exercé par le massif de terre retenu peut être repris de diverses manières. Trois modes principaux peuvent être distingués:

- 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.

Le tableau 1.4 montre les divers types d'ouvrages de soutènement classés d'après la distinction précédente, en séparant les ouvrages rigides des ouvrages souples ou semi-souples. [2]

Chapitre I. Généralités sur les ouvrages de soutènement

Tableau 1.4 Les divers types d'ouvrages de soutènement classés selon la manière de reprise de la poussée.

Mode de reprise de la poussée	Ouvrages de soutènement		
Poids de l'ouvrage			
	Mur-poids en béton ou maçonnerie	Mur en sol renforcé	Ouvrage cellulaire
Encastrement			
	Mur en « T inversé » en béton armé	Paroi moulée	Palplanches
Ancrage			
	Mur en béton, ancré	Paroi moulée ancrée	Rideau ancré

1.3.4.1 Cas où la poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement

Le type d'ouvrage le plus classique et le plus ancien est le mur poids **en béton** ou **en maçonnerie**. Ce sont des ouvrages rigides qui ne peuvent supporter sans dommages des tassements différentiels supérieurs à quelques pour-mille. Les **murs en Terre Armée**, dans lesquels 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. Les **ouvrages cellulaires** sont très variés et le type le plus ancien est le mur caisson en éléments préfabriqués. Dans les travaux maritimes, par exemple, on utilise pour la construction des quais de grands batardeaux cellulaires en palplanches métalliques ou de grands caissons en béton armé. Dans un ouvrage cellulaire, la cellule est remplie de sol et l'ensemble forme un ouvrage qui peut être, dans certains cas, très souple. **Murs en sols renforcés** les murs en sols renforcés, dans lesquels le sol est renforcé par des inclusions souples résistant à la traction (gés synthétiques, armatures métalliques), sont des ouvrages souples qui supportent les tassements différentiels du sol de fondation. [2]

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

Parmi les ouvrages de ce type, on citera : Le mur cantilever en béton armé qui est composé d'une base élargie (semelle) et encastrée à la partie supérieure du sol de fondation, fonctionne en faisant participer à l'action de soutènement une partie du poids du remblai. Un mur cantilever peut d'ailleurs être considéré comme un ouvrage poids si l'on y inclut le poids du remblai compris entre le mur et la verticale qui passe par l'extrémité arrière de la semelle. Les murs cantilevers en béton armé sont également des ouvrages rigides. Les murs en parois moulées, technique qui consiste à construire un mur au sein du sol en place, avant toute excavation, par bétonnage d'une tranchée remplie de boue pour en assurer la stabilité. Cette technique est particulièrement utilisée pour les travaux sous la nappe, en zones urbaine et portuaire. Une paroi moulée fonctionne par encastrement total ou partiel dans le sol de fondation. Les rideaux de palplanches, encastrés dans le sol de fondation : ce sont des ouvrages de soutènement flexibles, où l'interaction structure-remblai a une influence prépondérante sur le comportement de l'ouvrage. [2]

1.3.4.3 Cas où la poussée est reprise en totalité ou en partie par des ancrages

Dans les ouvrages de soutènement en déblai, l'effort de poussée est fréquemment repris en partie ou en totalité par des ancrages. 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 (Figure 3) 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 épingleés** 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. (Figure 1.3). [2]

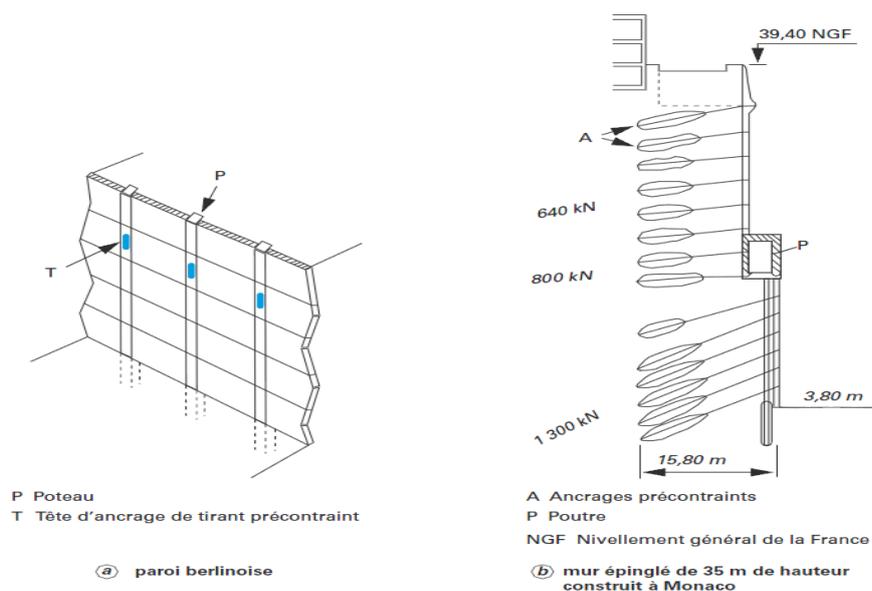


Figure 1.3 Murs partiellement ou totalement ancrés

1.4 Dimensionnement des ouvrages de soutènement

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

La plupart des méthodes de dimensionnement reposent sur des calculs à la rupture avec la prise en compte de coefficients de sécurité. Dans le cas des parois souples ou semi-flexibles ancrées, telles que les rideaux de palplanches et les parois moulées, il est courant de dimensionner l'ouvrage par un calcul en déformation à partir de la méthode au module de réaction qui consiste à assimiler la paroi retenant le sol à une poutre sur un appui élasto-plastique continu.

1.4.1 Approche n^o 2 de l'Eurocode 7

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

La plupart des méthodes de dimensionnement reposent sur des calculs à la rupture avec la prise en compte de coefficients de sécurité. Dans le cas des parois souples ou semi-flexibles ancrées, telles que les rideaux de palplanches et les parois moulées, il est courant de dimensionner l'ouvrage par un calcul en déformation à partir de la méthode aux coefficients de réaction, qui consiste à assimiler la paroi retenant le sol à une poutre sur un appui élasto-plastique continu.

Avec l'application de l'Eurocode 7, le calcul des ouvrages de soutènements est réalisé en justifiant la résistance structurale l'ouvrage (STR) et la résistance du terrain (GEO) selon l'approche de calcul n^o 2 définie par l'Eurocode, qui consiste à appliquer les coefficients de sécurité partiels aux actions ou leurs effets et aux résistances (et non pas aux propriétés du terrain).[3]

1.4.2 Modes de rupture des ouvrages de soutènement

Cinq modes de rupture, illustrés à la figure (1.4) peuvent être rencontrés dans les ouvrages de soutènement :

- le glissement de l'ouvrage sur sa base (figure 1.4.a) ;
- le renversement de l'ouvrage (figure 1.4.b) ;
- le poinçonnement du sol de fondation (figure 1.4.c) ;
- le grand glissement englobant l'ouvrage (figure 1.4.d) ;
- la rupture des éléments structuraux de l'ouvrage (figure 1.4.e).

Les quatre premiers types de rupture sont relatifs à l'instabilité externe de l'ouvrage, la rupture des éléments structuraux constituant l'instabilité interne. L'étude de la stabilité externe d'un ouvrage de soutènement fait appel à des concepts et à des méthodes de calcul qui sont communs à l'ensemble des ouvrages. Par contre, l'étude de la stabilité interne est assez spécifique à chaque type d'ouvrage. On va baser dans notre étude sur les murs de soutènement en Terre Armée. [3]

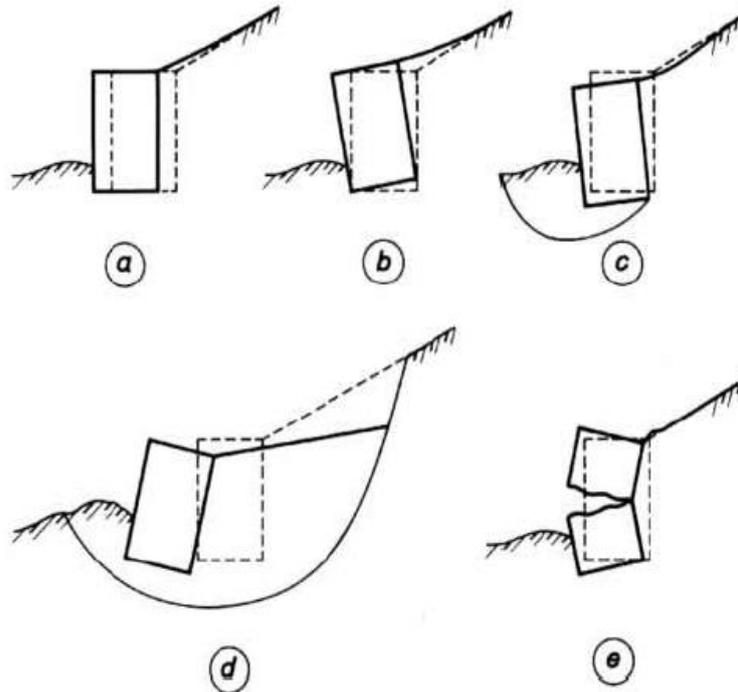


Figure 1.4 Modes de rupture des ouvrages de soutènement.

1.4.3. Justification de la stabilité

La stabilité d'un ouvrage de soutènement doit être étudiée à l'état limite ultime. Plusieurs modes de rupture doivent être envisagés. La vérification doit être conduite pour chacun d'entre eux.

Parmi les modes de rupture possibles, on distingue la stabilité interne (rupture des éléments constitutifs de l'ouvrage sous l'action des forces extérieures) de la stabilité externe (renversement, instabilité d'ensemble, poinçonnement, glissement).[3]

1.4.3.1. Stabilité interne :

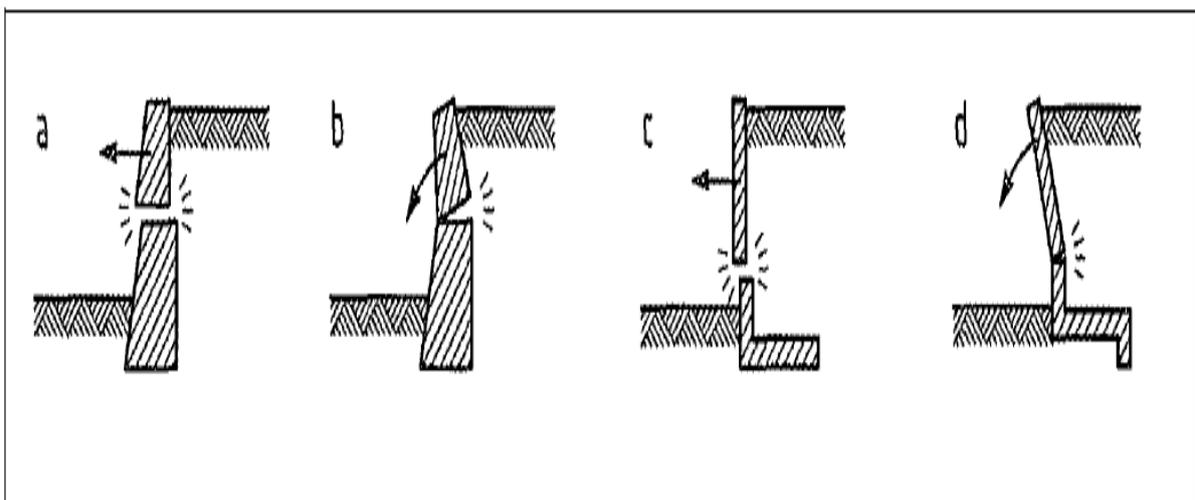


Figure 1.5 Mode de la stabilité interne

Chapitre I. Généralités sur les ouvrages de soutènement

L'étude de la stabilité interne est propre à **chaque type d'ouvrage**. C'est la résistance propre de la structure, qu'il y a lieu de vérifier vis-à-vis des efforts (et déplacements) qui la sollicitent. Dans le cas des murs poids, cette étude relève des calculs classiques de béton. Pour les murs en béton armé (ou murs cantilever), la stabilité interne se vérifie par un calcul de béton armé. [4]

14.3.2. Stabilité externe

1. Stabilité d'ensemble

Il s'agit de la stabilité d'ensemble de l'ouvrage relative à une zone plus étendue de part et d'autre de celui-ci, et susceptible d'entrer en mouvement en l'absence même de toute défaillance de la structure considérée. Celle-ci est, toutefois, la cause initiatrice de ce mouvement d'ensemble, en raison des travaux de déblai ou de remblai qu'impose sa construction. Cette étude relève du domaine de la stabilité des pentes. [3]

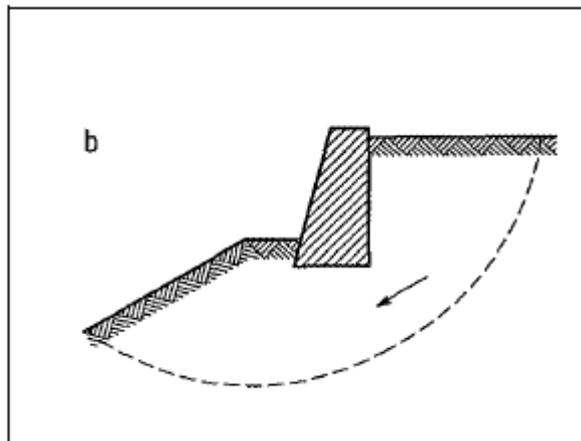


Figure 1.6 Stabilité d'ensemble

1. Stabilité au poinçonnement

La stabilité au poinçonnement consiste à vérifier que l'on se trouve suffisamment loin des conditions de rupture du sol de fondation. Dans son principe, sa justification consiste à vérifier que la contrainte normale appliquée au sol de fondation reste inférieure à une fraction de la contrainte de rupture du sol.

Cette justification relève du calcul des fondations qui n'est pas l'objet de ce cours. [3]

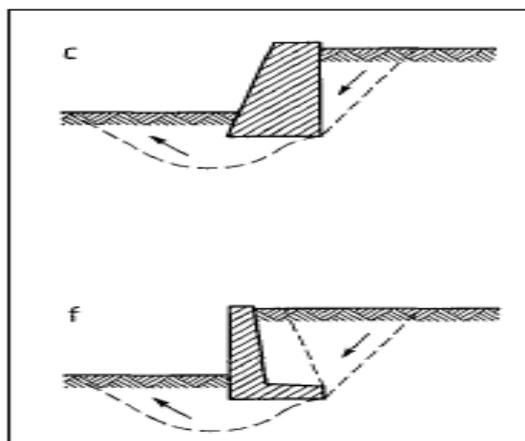


Figure 1.7 Stabilité au poinçonnement

2. Stabilité au glissement

Cette justification consiste à vérifier que l'ouvrage ne glisse pas sur sa base. On vérifie que le rapport entre les forces résistantes et les forces motrices est supérieur à un coefficient de sécurité généralement pris égal à 1,5.

La nature du matériau en contact avec le sol aura une influence sur le glissement par l'intermédiaire de l'angle de frottement sol-mur. Avec les notations précédentes et pour un sol de caractéristiques (c', φ) , la vérification de la résistance au glissement s'écrit :

Ou : $F = \{(W + P_v) \cdot \text{tg} \delta + c \cdot B\} / Ph > 1,5$

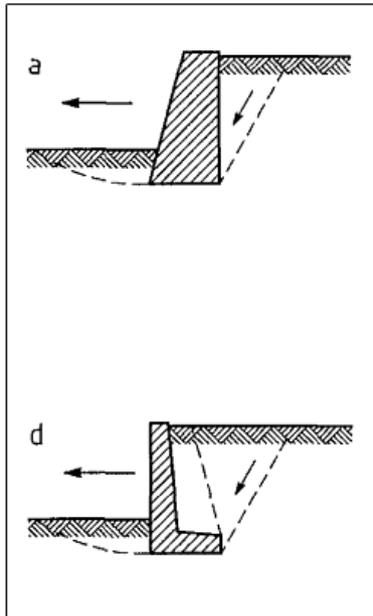


Figure 1.8 Stabilité au glissement

φ : Angle de frottement sol-mur (pour un mur en béton on prend généralement $\varphi = 2/3 \cdot \varphi'$)

B : largeur de la fondation [3]

3. Stabilité au renversement

Cette justification est basée sur une hypothèse de rupture possible du mur par renversement de celui-ci autour de l'arête inférieure aval de sa fondation.

La justification consiste à s'assurer que :

Somme des moments résistants / somme des moments moteurs > 1.5

- Les moments résistants sont induits par :

L'action du poids propre de l'ouvrage ou éventuellement celle du volume de sol qui charge sa fondation.

L'action de la butée, bien que participant à la résistance au renversement est négligée par sécurité.

- Les moments moteur sont ceux induits par :

La poussée des terres éventuellement l'action de l'eau si celle-ci est retenue par l'ouvrage.

Chapitre I. Généralités sur les ouvrages de soutènement

Remarque : pour les murs poids, il existe une règle qui consiste à vérifier que la résultante des efforts reste dans le tiers central, c'est à dire que le sol est entièrement comprimé sous la semelle. [4]

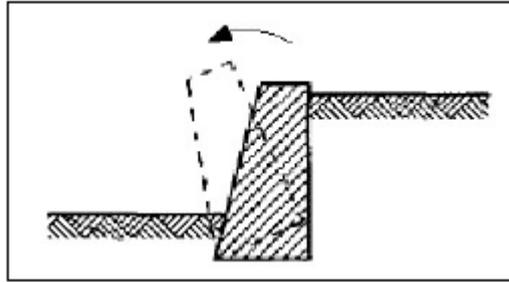


Figure 1.9 Stabilité au renversement

1.4.4. Rôle de l'eau : stabilité à court terme et stabilité à long terme

La présence d'eau dans le sol conduit à envisager deux types de comportement : le comportement à court terme (non drainé) et le comportement à long terme (drainé).

En présence d'eau, la vérification de la stabilité des ouvrages de soutènement doit donc nécessairement être conduite à la fois à court terme et à long terme.

Plus généralement, la présence d'eau derrière un ouvrage de soutènement, qu'il s'agisse d'eau d'infiltration ou d'une véritable nappe, est pratiquement toujours une situation défavorable. Les pressions hydrostatiques exercées sur la structure sont généralement très pénalisantes vis-à-vis du dimensionnement et presque toujours cause de désordres lorsqu'elles n'ont pas été appréciées correctement.

Pour s'affranchir de ces difficultés, lorsque cela est possible, un système de drainage efficace et pérenne est mis en place derrière l'ouvrage. Il permet de garantir, en particulier, que la situation de « mise en charge » de celui-ci ne puisse se produire. Ces dispositions sont à prévoir même en l'absence de nappe derrière l'ouvrage. Dans ce cas, un dispositif constitué simplement de barbacanes peut suffire. [4]

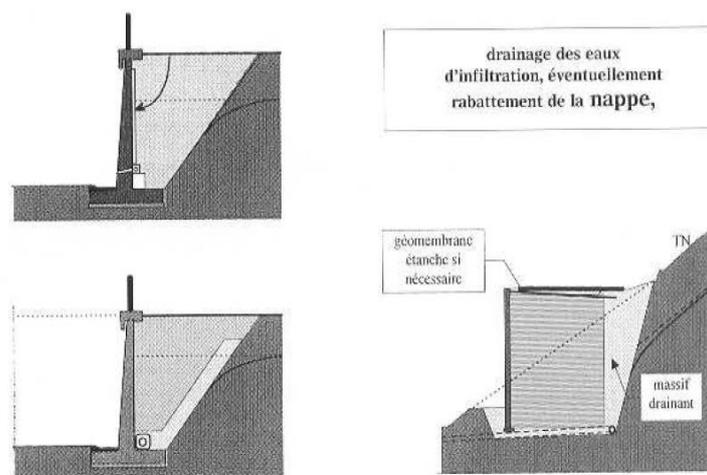


Figure 1.10 Drainage des eaux d'infiltration, éventuellement rabattement de la nappe

1.4.5. Calcul des efforts de poussée-butée

1.4.5.1. Définition des forces de poussée et de butée

Pour un ouvrage de soutènement simple, de type mur en béton retenant un massif de sol (figure 1.11), les types de sollicitations qui s'exercent sur ce mur sont :

- la force de pesanteur W , poids du mur, qui s'exerce sur la face du mur en contact avec le sol ;
- les trois forces de mécanique des sols ;
- la force de poussée (ou encore poussée) et on la note P_a , l'indice a précisant qu'il s'agit d'une force active. C'est la force du massif de sol s'exerçant sur la face amont du mur et qui a tendance soit à renverser le mur, soit à le déplacer horizontalement ;
- la force de butée (ou encore butée) et on la note P_p , l'indice p précisant qu'il s'agit d'une force passive (qui ne s'exerce qu'en réaction à un déplacement effectif). C'est la force qu'exerce le sol sur la face aval du mur, et qui a tendance à retenir le mur ;
- la force portante N ou R_b , verticale, et la force de résistance au glissement, T ou R_h , qui s'oppose au glissement du mur sur sa base sous l'action de la poussée. [5]

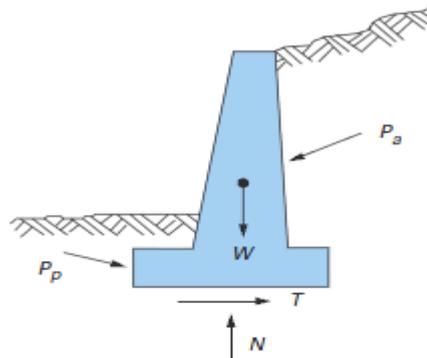


Figure 1.11 Sollicitations exercées sur un mur de soutènement

1.4.5.2. Méthode de Coulomb

Mise au point par Coulomb en 1773, cette méthode permet de déterminer les forces de poussée et de butée limites s'exerçant derrière un écran ou un mur quelconque sans considération de l'état des contraintes s'exerçant dans le sol derrière le mur.

Elle repose sur deux hypothèses :

- le sol se rompt suivant une surface de rupture plane passant par le pied de l'écran ;
- la force agissant sur l'écran a une direction connue. En d'autres termes, cela signifie que l'angle de frottement δ entre l'écran (ou le mur) et le sol est connu.

Ces deux hypothèses faites, la force agissant sur le mur est calculée par de simples considérations d'équilibre statique.

- **Principe**

Soit un mur soutenant un massif de sol pulvérulent, d'angle de frottement interne φ . On suppose que la surface de rupture est le plan AC faisant l'angle θ avec l'horizontale.

En chaque point M du plan de rupture s'exerce une contrainte faisant l'angle φ avec la normale au plan et située d'un côté ou de l'autre de cette normale, suivant que le massif est en butée ou

Chapitre I. Généralités sur les ouvrages de soutènement

en poussée. Donc, la réaction totale du sol sur ce plan de rupture fait avec la normale à ce plan l'angle φ . Le principe de calcul consiste à écrire la nullité de la résultante générale des forces agissant sur le coin de sol ABC. Ces forces sont :

- le poids ;
- la réaction exercée par le sol sur le plan de rupture AC ;
- la force exercée par le mur et inclinée de l'angle θ sur la normale au parement du mur.

Cette force est notée $F+$ ou $F-$ suivant que la force de réaction est inclinée de $+\varphi$ ou de $-\varphi$ sur la normale au plan de rupture (poussée ou butée). On détermine ainsi la valeur de la force en fonction de l'angle θ que fait le plan de rupture avec l'horizontale.

D'après le calcul des charges limites résultant de la théorie de la plasticité, l'expression ainsi obtenue correspond à la méthode cinématique, c'est-à-dire à une approche par l'extérieur de la vraie valeur de F . C'est pourquoi la force de poussée sera obtenue en prenant le maximum de $F+(\theta)$, alors que la force de butée sera obtenue en prenant le minimum de $F-(\theta)$. [4]

Dans les deux cas, on écrira que :

$$\frac{dF(\theta)}{d\theta} = 0$$

• Calcul

Le diagramme des forces appliquées sur le coin ABC donne, dans le cas de la poussée (fig 1.12)

$$F^+ = W \frac{\sin(\theta - \varphi)}{\sin(\delta + \eta + \varphi - \theta)}$$

Avec

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\sin(\eta - \beta) \sin(\eta - \theta)}{\sin^2 \eta \sin(\theta - \beta)}$$

Pour trouver l'orientation du plan de rupture, il faut déterminer le maximum de $F+$, c'est-à-dire écrire que :

$$\frac{\partial F^+}{\partial \theta} = 0$$

La formule générale donnant la force de poussée est la suivante :

$$F_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2$$

Avec :

$$K_a = \frac{\sin^2(\eta - \varphi)}{\sin^2 \eta \sin(\eta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\eta + \delta) \sin(\eta - \beta)}} \right]^2}$$

Chapitre I. Généralités sur les ouvrages de soutènement

La force de butée a, de même, pour expression générale :

$$F_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2$$

Avec :

$$K_p = \frac{\sin^2(\eta - \varphi)}{\sin^2\eta \sin(\eta + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\eta + \delta) \sin(\eta - \beta)}} \right]^2}$$

Traitons, à titre d'exemple, le cas de la paroi verticale, du massif à surface horizontale et de l'angle δ nul, en poussée.

$$\text{Dans ce cas : } F^+ = W \frac{\sin(\theta - \varphi)}{\cos(\theta - \varphi)} = W \tan(\theta - \varphi)$$

Avec :

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cotg \theta$$
$$F = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cotg \theta \tan(\theta - \varphi)$$

On cherche le maximum de F :

$$\begin{aligned} \frac{dF^+}{d\theta} &= \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[-\frac{\tan(\theta - \varphi)}{\sin^2\theta} + \frac{\cot\theta}{\cos^2(\theta - \varphi)} \right] \\ &= \frac{1}{4} \gamma H^2 \left[\frac{\sin 2\theta - \sin 2(\theta - \varphi)}{\sin^2\theta \cos^2(\theta - \varphi)} \right] \end{aligned}$$

Le maximum a lieu pour : $\theta = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$

Ce qui correspond à :

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

La valeur de la force de poussée F_a est alors :

$$F_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Un autre cas est celui où, dans les mêmes conditions, l'angle de frottement θ entre le sol et le mur a la valeur maximale : $+\varphi$. La formule générale donne alors, toujours pour la force de poussée :

$$F_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos\varphi}{(1 + \sqrt{2} \sin\varphi)^2}$$

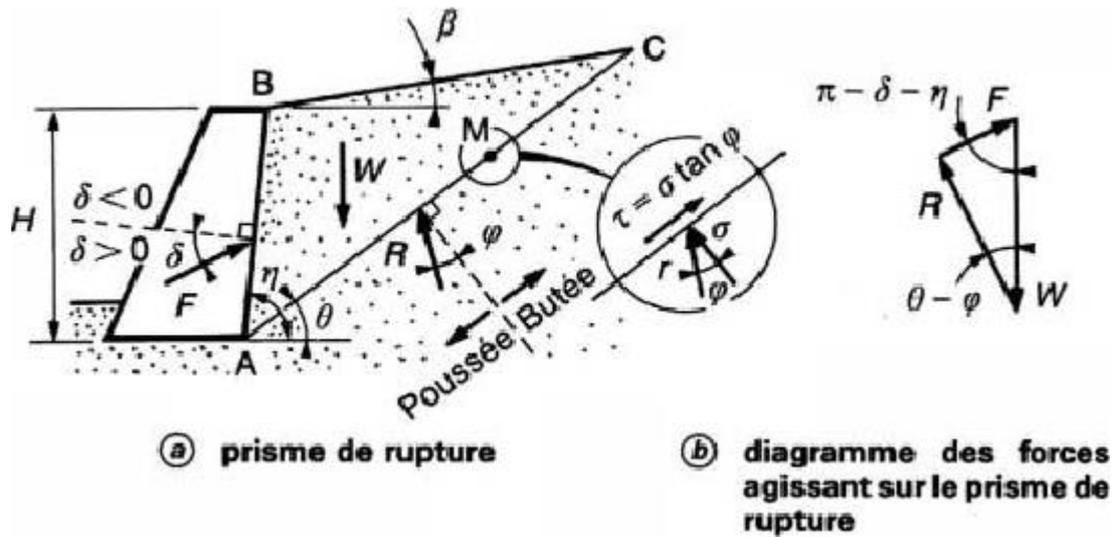
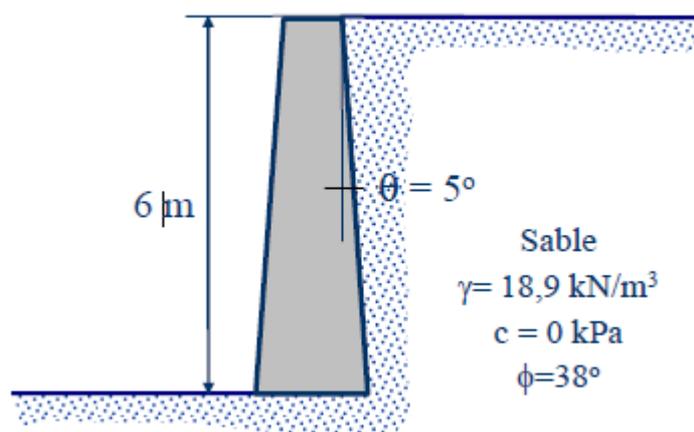


Figure 1.12 Forces de poussée ou de butée exercées sur un mur par la méthode de Coulomb

Exemple :

Déterminer pour les conditions montrées à la figure ci-dessous la force de pression passive P_p :

- a) $\delta=0^\circ$
- b) $\delta=10^\circ$
- c) $\delta=20^\circ$
- d) $Z=6\text{m}$



$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\frac{\cos^2(\phi + \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \cos(\delta - \theta) \left[1 - \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \alpha)}{\cos(\delta - \theta) \cos(\alpha - \theta)} \right]^2} \right]$$

a) $\delta = 0; \theta = 5^\circ; \phi = 38^\circ; \alpha = 0, K_p = 3,7$

$$P_a = \frac{1}{2} * 18.9 * 6^2 \left[\frac{\cos^2(38 + 5)}{\cos^2 5 \cdot \cos(0 - 5) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(38 + 0) \sin(38 + 0)}{\cos(0 - 5) \cos(0 - 5)}} \right]^2} \right] = 1261.4 \text{ KN/m}$$

b) $\delta = 10; \theta = 5^\circ; \phi = 38^\circ; \alpha = 0 (K_p=5.25)$

$$P_a = \frac{1}{2} * 18.9 * 6^2 \left[\frac{\cos^2(38 + 5)}{\cos^2 5 \cdot \cos(10 - 5) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(38 + 10) \sin(38 + 0)}{\cos(10 - 5) \cos(0 - 5)}} \right]^2} \right] = 1786.16 \text{ KN/m}$$

c) $\delta = 20; \theta = 5^\circ; \phi = 38^\circ; \alpha = 0 (K_p=8.04)$

$$P_a = \frac{1}{2} * 18.9 * 6^2 \left[\frac{\cos^2(38 + 5)}{\cos^2 5 \cdot \cos(20 - 5) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(38 + 20) \sin(38 + 0)}{\cos(20 - 5) \cos(0 - 5)}} \right]^2} \right] = 2736.3 \text{ KN/m}$$

1.4.5.3 Méthode de Rankine

- **Principe**

La méthode de Rankine 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 poussée est homogène à une contrainte, inclinée de $d = q$ à une profondeur donnée h sur un écran vertical avec une surface libre du terrain inclinée de q . Le calcul de la force de poussée ou de butée s'effectue par intégration des contraintes sur la hauteur du mur.

L'inconvénient est que cette méthode on impose la direction de la contrainte qui s'exerce sur le mur en tout point du mur et qu'on ne tient pas compte du frottement entre le sol et le mur. Les contraintes de poussée et de butée qui s'exercent sur le mur sont, pour un sol pulvérulent :

$$\delta'a = K_a \cdot \delta'v$$

$$\delta'p = K_p \cdot \delta'v$$

K_a et K_p s'appliquent sur les contraintes

Ces contraintes sont inclinées de $d = q$ par rapport à l'horizontale.

Cas particuliers

Chapitre I. Généralités sur les ouvrages de soutènement

- Pour un milieu pulvérulent ($c'=0, \delta'$), dans le cas d'une surface libre horizontale :

$$\delta'h = K_a \cdot \delta'v$$

avec coefficient de poussée : $K_a = \text{tg}^2(\pi/4 - \varphi/2)$

$$\delta'h = K_p \cdot \delta'v$$

Avec coefficient de butée : $K_p = \text{tg}^2(\pi/4 + \varphi/2)$

Dans le cas d'un massif incliné, on a $K_a = f(\theta, \varphi)$ et $K_p = g(\theta, \varphi)$

- Prise en compte de la cohésion :

Le théorème des états correspondants permet de prendre en compte la cohésion.

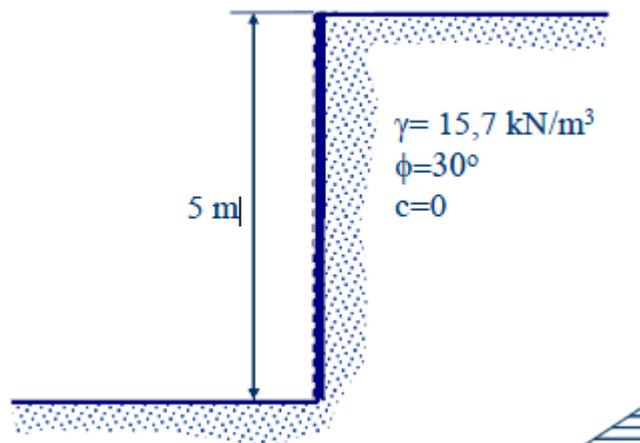
Dans le cas d'un massif à surface horizontale, les contraintes de poussée et de butée sont alors :

$$\delta'a = K_a \cdot \delta'v - 2c' \cdot K_a \quad (1/2)$$

$$\delta'p = K_p \cdot \delta'v + 2c' \cdot K_p \quad (1/2)[5]$$

Exemple

Déterminer pour le mur montré à la figure ci-dessous la pression active et passive ainsi que la position de la résultante des forces.



a) Cas actif ($c=0$)

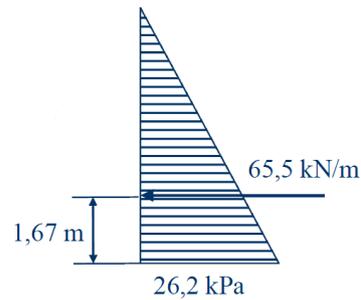
$$K_a = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} = \tan^2(45 - \phi/2) = \frac{0.5}{1.5} = 1/3$$

À $z=0$, $\sigma'a=0$; à $z=5$, $\sigma'a = 1/3 * 15,7 * 5 = 26,2 \text{ kPa}$

$$P_a = (5) * (26,2) / 2 = 65,5 \text{ kN/m}$$

Chapitre I. Généralités sur les ouvrages de soutènement

La résultante agit à une distance de $(5)/(3)$ par rapport au bas du mur.



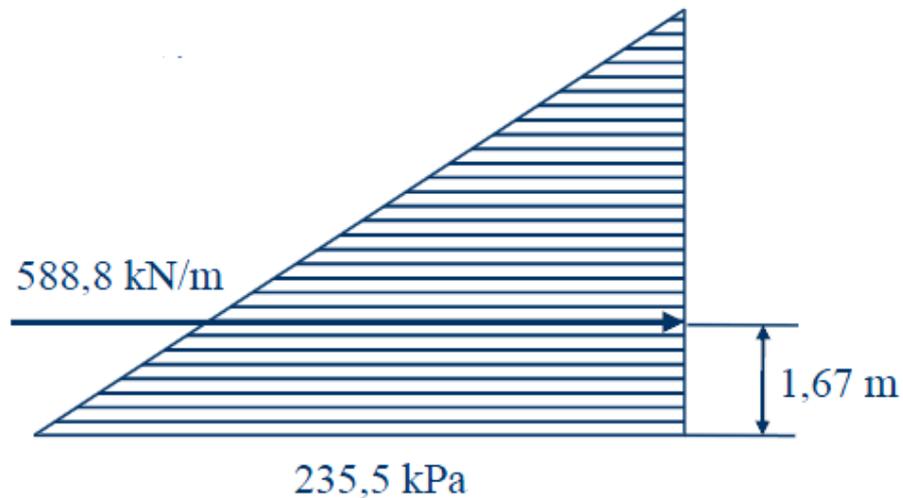
b) Cas passif ($c=0$)

$$K_a = \frac{1 + \sin \theta}{1 - \sin \theta} = \tan^2 \left(45 + \frac{\theta}{2} \right) = \frac{1,5}{0,5} = 3$$

À $z=0$, $\sigma'_p=0$; à $z=5$, $\sigma'_p = 3 \cdot 15,7 \cdot 5 = 235,5$ kPa

$$P_p = (5) \cdot (235,5) / 2 = 588,8 \text{ kN/m}$$

La résultante agit à une distance de $(5)/(3)$ par rapport au bas du mur.



1.5 .Descriptions des principaux types d'ouvrages

1.5.1. Murs poids

1.5.1.2. Définition

C'est le type d'ouvrage le plus classique et le plus ancien. Ils peuvent être réalisés en béton non armé, en maçonnerie. Ils peuvent être constitués d'un assemblage de pierres sèches, de gabions ou d'éléments préfabriqués, en béton armé ou non (blocs, caissons ou boîtes remplis de terre,...). Ces murs, relativement étanches, sont la plupart du temps pourvus d'un dispositif de drainage.

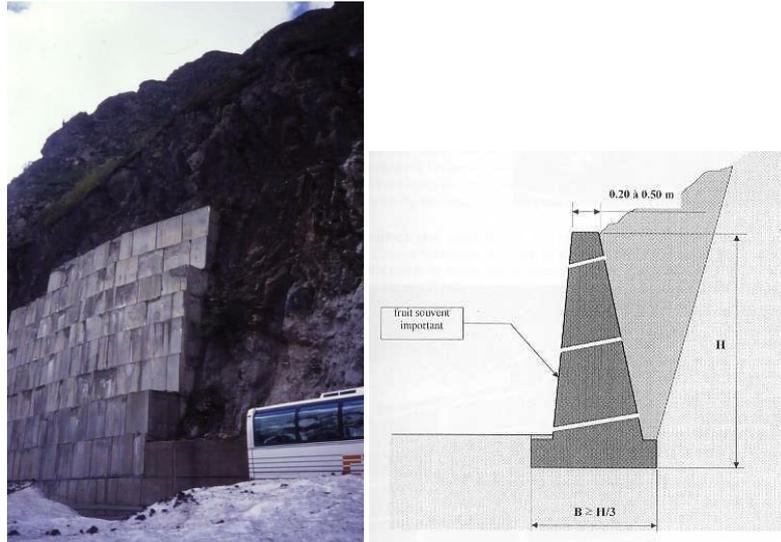


Figure 1.13 Mur poids

1.5.1.3. Les types de mur poids

a) Murs poids en maçonnerie

- Utilisables lorsque le sol de fondation est bon ;
- Économiques jusqu'à une hauteur de 4m.

b) Murs poids légèrement armés

- Utilisables lorsque le sol de fondation est de bonne portance et / ou le patin-semelle peut mobiliser une butée sûre ;
- Économiques pour les hauteurs comprises entre 4 à 7 m ;
- Dépense moindre de matière ;
- Contraintes moindres sur le sol de fondation.

c) Murs poids en béton

- Utilisables lorsque le sol de fondation est bon ;
- Peuvent être envisagés jusqu'à des hauteurs de 7 à 8 m.

1.5.1.4. Fonctions

Par définition un quai est un ouvrage intérieur du port qui assure les fonctions essentielles que sont :

- Se munir d'un dispositif d'appui pour permettre l'accostage et l'amarrage des navires ;
- Assurer une liaison entre la terre et le navire qui est assurée par un terre-plein des quais .Le dispositif de liaison supporte donc une partie ou tout le matériel démentent on se référant à la réception et au transport des marchandises ou les voyageurs ;
- Soutenir les terres à la limite de l'eau : ce soutien des terres peut faire intervenir l'ouvrage lui-même ou un ouvrage accessoire, par exemple un talus d'enrochement

La liaison n'est pas seulement assurée par l'ouvrage d'accostage mais aussi par les terre-pleins situés en arrière de l'ouvrage ;

Donc les quais-poids assurent les trois fonctions d'accostage et l'amarrage des navires, la Liaison avec la terre et le soutien des terres (assure une liaison directe entre le navire et les Infrastructures terrestres du port).

Mais les quais-poids présentent une situation particulière qui est du la son poids propre et suivant les conditions d'utilisations de ce type de quai.

Les quais-poids se construisent que sur un sol de bonne portance ou un sol subissant un traitement particulier. Ils ont un poids propre très important. [6]

1.5.2. Mur en palplanche

1.5.2.1. Définition

Largement utilisées dans les applications géotechniques, les palplanches sont des lames métalliques enfoncées verticalement dans le sol. Flexibles de par leur faible épaisseur, leur longueur est en pratique limitée à 30 m.

1.5.2.2. Exemples d'applications

Les palplanches sont utilisées pour de nombreuses applications pouvant être soit temporaires, soit permanentes. On pourra par exemple citer :

- La construction de batardeau (enceinte fermée dans laquelle on construit une pile de pont) ;
- La réalisation de fondations ;
- Le renforcement de berges (quais, protection contre l'érosion ou les crues) ;
- la stabilisation de pentes ;
- Le creusement de tranchées ;
- Le soutènement provisoire (fouilles). [6]



Figure 1.14 Batardeau



Figure 1.15 Fouil

1.5.2.3. Caractéristiques pratiques

Il existe en pratique un éventail assez large de produits disponibles sur le marché, adaptés chacun aux différentes applications. La liste suivante répertorie les plus répandus :

- Les palplanches « en Z » ;
- Les palplanches « en U » ;
- Les palplanches plates ;
- Les rideaux de coffrage ;
- Les rideaux mixtes tubes palplanches ;
- Les rideaux mixtes HZ ;

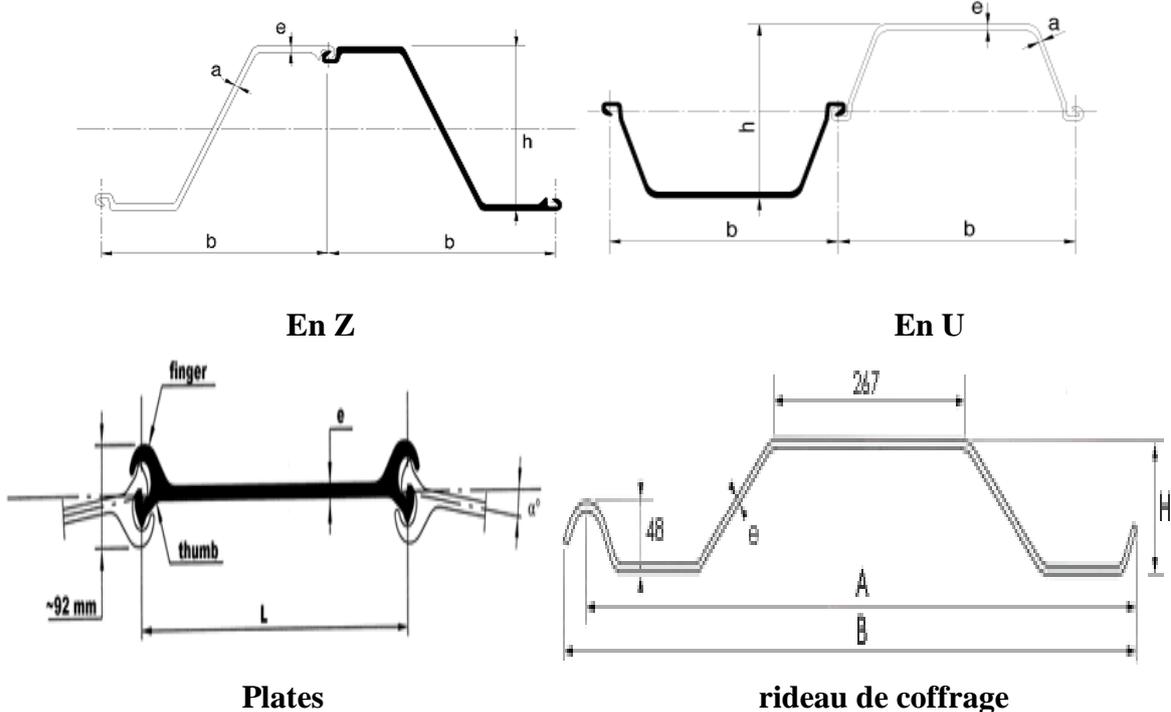


Figure 1.16 Rideau HZ



Figure 1.17 Rideau tubes / palplanches

Les profils les plus couramment employés sont ceux en U et en Z, car ils présentent une grande inertie et sont donc adaptés aux applications de soutènement.

Les palplanches plates sont un profil à part présentant une faible inertie. Elles sont donc utilisées dans les cas où le mur est soumis à la traction. Pour un mur travaillant en flexion, on leur préférera des profils de plus forte inertie (en U par exemple).[6]

1.5.2.4. Mise en œuvre

Il existe différentes méthodes pour enfoncer les palplanches :

a) Battage

Il s'agit de la méthode la plus directe : un poids est hissé le long d'un axe vertical avant d'être lâché (Figure 1.18). A la fin de sa chute, il percute la palplanche à qui il transmet une partie de son énergie : celle-ci est poussée dans le sol par à-coups.

Des améliorations existent, notamment des systèmes hydrauliques utilisant un vérin pour pousser le poids pendant sa chute. L'énergie cinétique est ainsi augmentée par accroissement de la vitesse.

Le battage entraîne une perturbation locale du sol assez importante au voisinage des palplanches.



Figure 1.18 Machine de battage

b) Fonçage

Cette seconde méthode exploite la vibration de deux balourds tournant en sens inverse et en opposition de phase pour produire une vibration verticale transmise au sol à travers la palplanche. On assiste à une perturbation locale du massif au contact de la celle-ci qui peut produire une liquéfaction ou un remoulage selon le type de sol. La progression de la plaque d'acier est alors facilitée et elle s'enfonce progressivement.

Les vibrations à basse fréquence étant les plus à même de se propager aux environs du chantier et d'entraîner des dommages aux bâtiments voisins, le fonçage se fait à haute fréquence (de l'ordre de 3000 tours/minute). Les ondes ainsi produites sont évanescentes dans le sol: elles ont un effet très localisé et s'atténuent rapidement et sans se propager, ne produisant qu'une perturbation locale du sol sans endommager le massif entier. Les machines les plus récentes permettent même de n'excentrer les balourds que lorsque la vitesse de rotation de travail est atteinte : ainsi dans les phases d'accélération et de décélération, les masses sont centrées et aucune vibration à basse fréquence n'est appliquée.

La vitesse de pénétration dépend largement de la nature du sol considéré. [6]

1.5.2.5. Les avantages et les inconvénients

- **Avantage**

- Efficace dans les terrains durs ;
- Un engin met en place et enlève les palplanches.

- **Inconvénient**

- Fortes nuisances sonores pour le voisinage ;
- Rendement moyen (100 à 150m²/jour) ;
- Déchire parfois les palplanches.

1.5.3. Paroi moulée

1.5.3.1 Définition

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

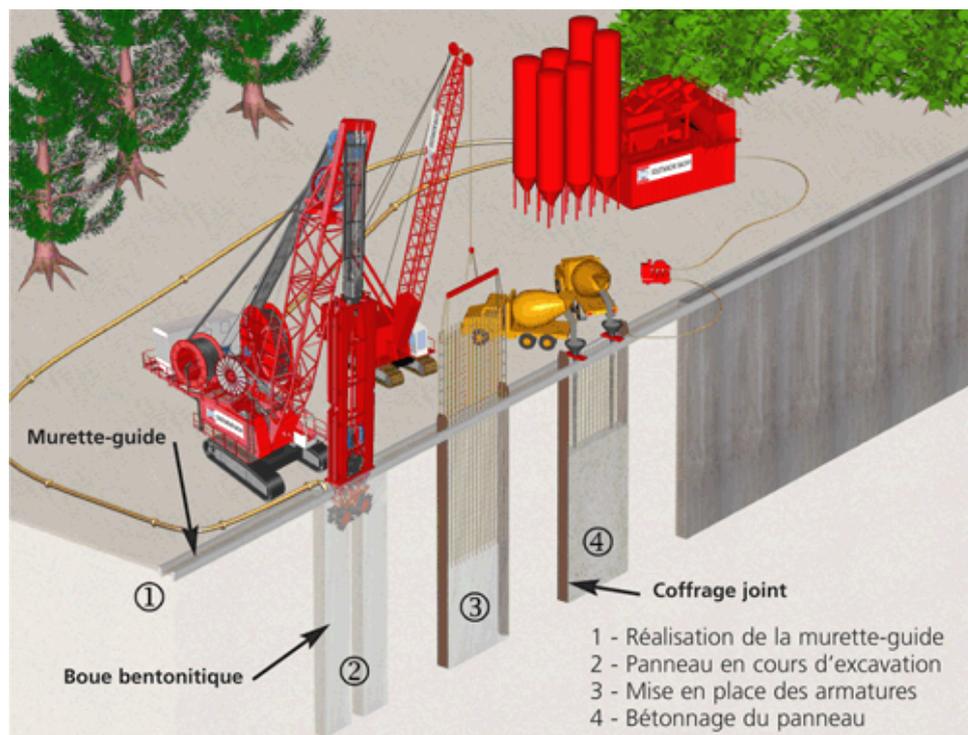


Figure 1.19 Construction des parois moulées

1.5.3.2. Principe de fonction

Le fonctionnement des parois est celui d'une structure chargée par la poussée des terres et de l'eau soutenue et résistante en flexion pour mobiliser des appuis constitués, d'une part, par le sol en fiche et d'autre part, par des tirants ou butons disposés dans la partie libre de l'écran

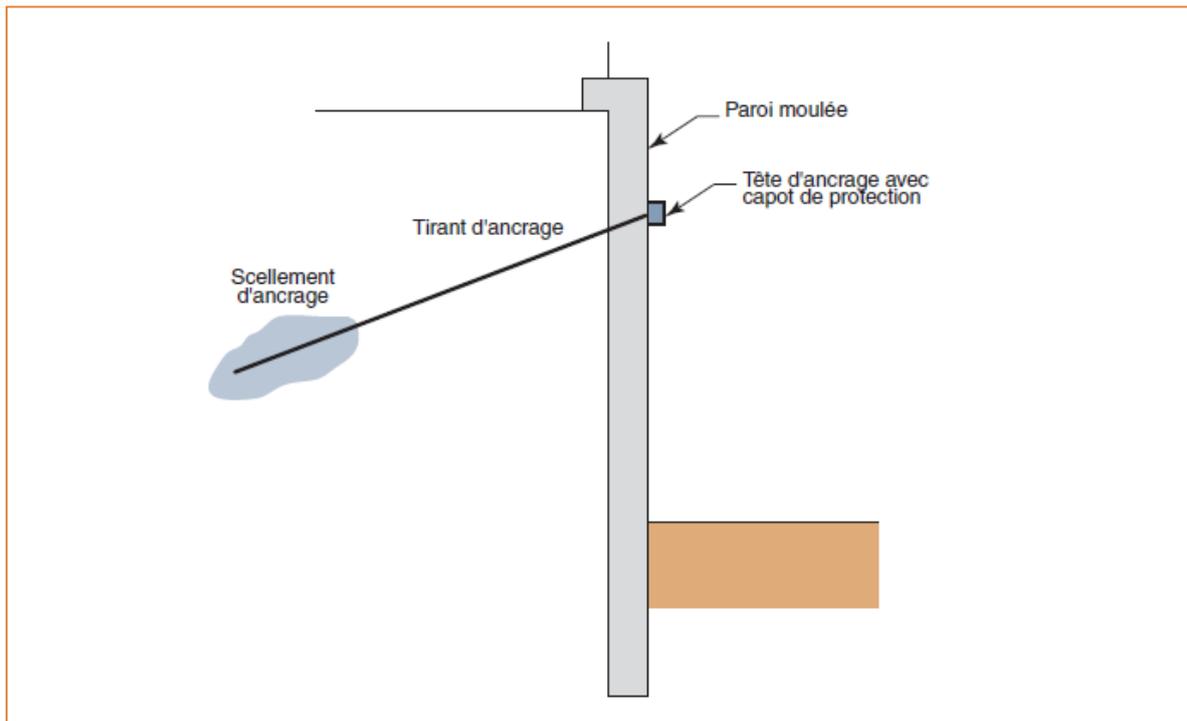


Figure 1.20 Fonctionnement des parois

L'écranté est généralement fiché de façon significative dans le terrain : de façon typique, la fiche, pour une paroi ancrée, varie de 30 à 50 % de la hauteur de fouille. En permettant la mobilisation d'un appui au sein du terrain, cette fiche joue un rôle déterminant dans l'équilibre de l'ouvrage. La nature de cet appui est variable suivant les propriétés du terrain, la longueur en fiche de l'écran et sa rigidité et la distribution des autres appuis, tirants ou butons en partie aérienne elle peut se réduire à un appui simple, pour des écrans très rigides, ancrés en partie supérieure et dont la fiche est courte, tandis que, pour des écrans ne possédant pas d'appui en partie supérieure, l'encastrement en fiche devra être total. Dans le cas général, l'écran se trouve partiellement encastré dans le terrain. Les appuis en partie supérieure de l'écran sont présents dès que la hauteur libre dépasse environ 5 m, de façon à limiter les déplacements en tête de l'ouvrage et à assurer sa stabilité. Il s'agit alors de tirants permettant de renvoyer les efforts d'appui suffisamment loin en arrière de l'écran. Au sein d'une partie stable du massif de sol, il peut également s'agir de buton, dans le cas où l'effort d'appui peut être renvoyé à une autre structure faisant face à l'écran (cas des tranchées couvertes, par exemple.)

La répartition des appuis pour chaque niveau est variable suivant la nature des appuis et l'intensité des efforts à reprendre. L'espacement horizontal est plus important dans le cas des butons que dans celui des tirants [8]

1.5.3.3. Mise en œuvre

Le premier ouvrage exécuté est la murette guide : elle est constituée de deux murets en béton armé de 30 cm de large environ et permet :

- De matérialiser l'ouvrage à exécuter et d'en définir avec précision le tracé ;
- De guider l'outil de forage ;
- D'assurer une réserve de boue de forage ;

Chapitre I. Généralités sur les ouvrages de soutènement

- De caler les cages d'armatures.

Afin d'assurer la stabilité de la tranchée durant les travaux, la perforation se fait par panneaux de longueur limitée, de l'ordre de 7 m, variable selon le type de sols et le voisinage.

En présence de mitoyens, la distance minimale entre le nu du mitoyen, y compris ses fondations, et le nu extérieur de la paroi à réaliser est égale à l'épaisseur de la murette guide.

Une fois l'excavation d'un panneau achevée, la cage d'armatures est mise en place dans la tranchée remplie de boue préalablement traitée afin de limiter les particules de terrain en suspension.

Le bétonnage est ensuite effectué à l'aide d'un tube plongeur.

La jonction entre panneaux adjacents peut se faire :

- Par utilisation d'un coffrage métallique provisoire CWS permettant la mise en place d'un joint d'étanchéité entre les panneaux, et le guidage de l'outil d'excavation.

- En remordant le panneau exécuté en première phase dans le cas de perforation à l'hydrofraise.

Les épaisseurs de paroi moulée sont classiquement de : 0,50 m, 0,60 m, 0,80 m, 1,00 m, 1,20 m et 1,50 m. [8]



Figure 1.21 Benne hydraulique KS2



Figure 1.22 Mise en place d'une cage d'armature



Figure 1.23 Bétonnage d'un panneau par deux camion

1.5.3.4. Domaine d'emploi

La paroi moulée offre un large champ d'application dans le domaine routier pour la réalisation d'ouvrage de génie civil.

Comme soutènement classique, elle intervient pour la réalisation de fouilles en déblai, et notamment pour les fouilles de grande profondeur (usines, centrales, ect) et en site urbain.

Elle permet aussi la réalisation de nombreux ouvrages hydrauliques tels que les aquais, et est parfois utilisée en protection de sites montagneux. [8]

1.5.3.5. Avantages

- Les parois moulées offrent les avantages suivants :
- Grandes profondeurs de parois possibles ;
- Excavations à grande profondeur ;
- Grande capacité portante comme élément de fondation ;
- Reprise de pression des terres et des eaux très importante ;
- Possibilité d'excavation à côté des bâtiments existants ;
- Réalisation sans vibration.

1.5.4. Mur cantilever en béton armé

1.5.4.1 définitions

Ces murs fonctionnent sous l'effet du poids du remblai. Un mur cantilever peut d'ailleurs être considéré comme ouvrage poids si l'on y inclut compris entre le mur la vertical passant par l'extrémité arrière de la semelle. Le mur cantilever en béton armé sont également des ouvrages rigides.

1.5.4.2. Principe

Comme nous pouvons le constater sur la figure (1.21) ci-jointe, le mur cantilever, ou encore appelé mur en T, est doté d'une large semelle (en comparaison avec le mur poids en béton). Cette caractéristique lui confère tout son intérêt. En effet, cette semelle, encastree dans les fondations, permet l'utilisation du poids du talus pour contribuer à l'action de soutènement.

C'est pourquoi, ce type d'ouvrage peut être considéré comme un mur poids d'épaisseur égale à la largeur du talon de la semelle. Le talon est, en fait, la partie de la semelle qui se trouve sous le talus à soutenir.

En schématisant le poids du remblai et la poussée par deux charges concentrées, en considérant le sol comme indéformable et en ne tenant pas compte du poids propre de l'ouvrage (pour mettre en évidence le principe du mur Cantilever), cela donne :

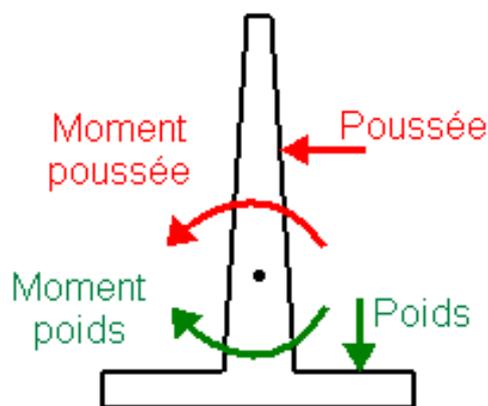


Figure (1.24). Fonctionnement d'un mur cantilever

Chapitre I. Généralités sur les ouvrages de soutènement

On peut constater, sur la figure (1.24), que le poids du remblai, s'appliquant sur le talon, crée un moment (moment poids en vert) qui s'oppose au moment basculant dû à l'effort de poussée (moment poussée en rouge) : c'est le principe du mur Cantilever.

Lors de la conception d'un mur de soutènement et surtout dans le cas d'un mur imperméable (en béton par exemple), un système de drainage efficace est primordial. En effet, un mur de soutènement constitue, dans ce cas, un "barrage" pour les eaux de ruissellement. Si aucun dispositif n'est prévu pour recueillir et évacuer ces eaux, le mur est soumis à une poussée hydrostatique dont l'importance peut devenir supérieure à la poussée des terres.

Lorsque les dimensions du talus à maintenir deviennent trop importantes ou lorsque les propriétés du sol l'exigent, le mur Cantilever peut présenter quelques variantes :[9]

- Mur en T avec console ;
- Mur en T avec contreforts ;
- Mur en T avec ancrages.

a) Mur en T avec console

Une console est généralement placée, lorsque la hauteur du mur dépasse les 6 à 8 m (ordre de grandeur), pour diminuer la flexion du voile en béton et réduire l'effet de poussée. Puisque la flexion du voile est réduite, l'épaisseur du mur est également diminuée. Ce qui est un aspect non négligeable surtout, si le mur présente des dimensions importantes. Le principe de la console est exactement identique à celui du mur Cantilever exposé ci-dessus

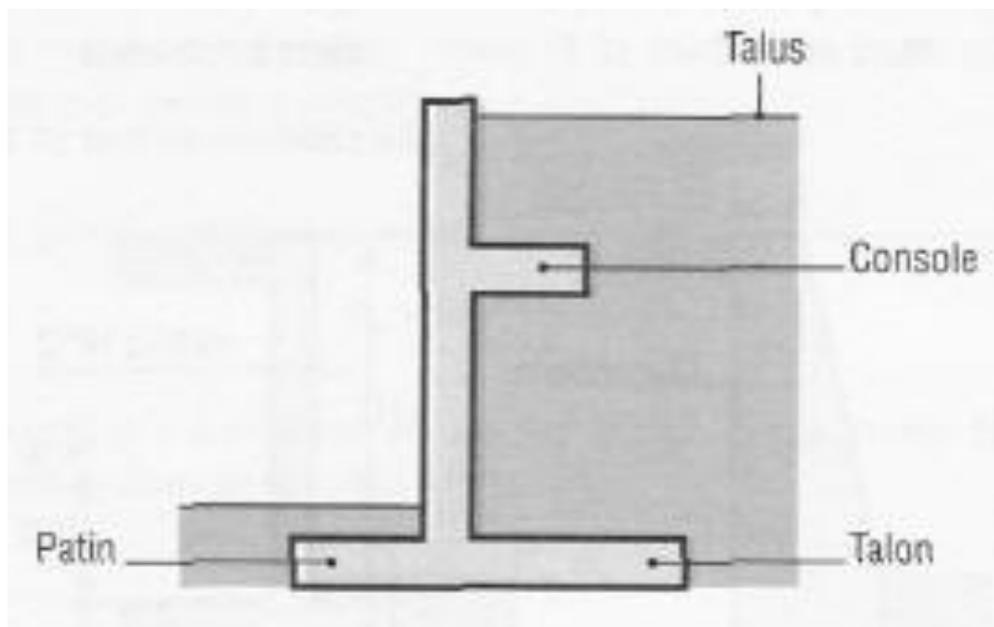


Figure (1.25). Mur en T avec console

b) Mur en T avec contreforts

Les **contreforts**, placés à distance égale les uns des autres (variant entre 2.5 à 5 m | ordre de grandeur), agissent en tant que raidisseurs du voile du mur (lorsque ce-dernier dépasse environ 6 à 8 m). Ils sont employés pour des murs qui ont une longueur considérable. Ces contreforts peuvent être placés aussi bien du côté du talus que de l'autre. Cependant, s'ils sont posés du côté du talus, le remblaiement est rendu moins aisé. C'est pourquoi, la pose se fait souvent du côté opposé au talus avec néanmoins un effet esthétique discutable. [9]

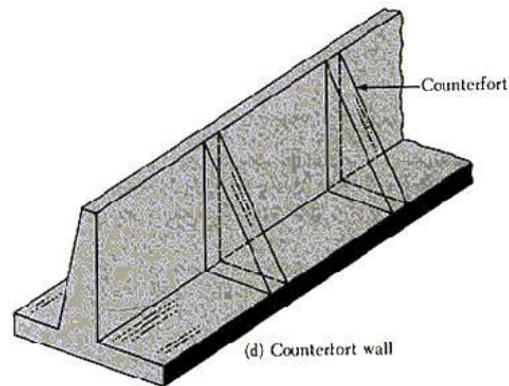


Figure 1.26 Mur en T avec contrefort

c) Mur en T avec ancrages

Le système de renforcement par ancrages est principalement utilisé en milieux rocheux. En effet, la roche rend possible un ancrage solide et ce qui permet de tendre des tirants qui diminuent la flexion du voile.

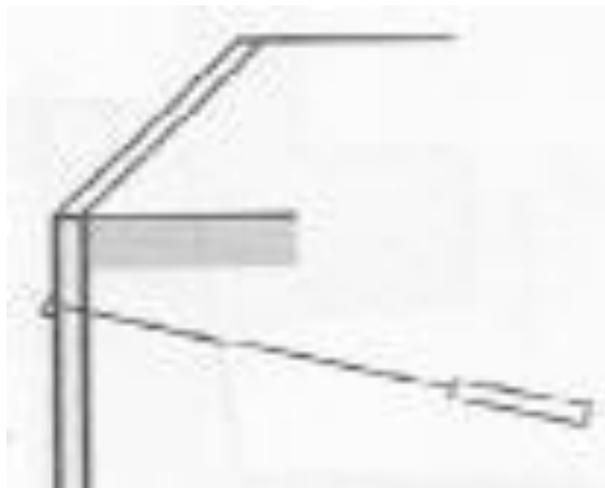


Figure 1.27 Mur en T avec encrage

1.5.4.3. Dimensionnement

Titre purement indicatif, voici les ordres de grandeur des dimensions d'un mur Cantilever :

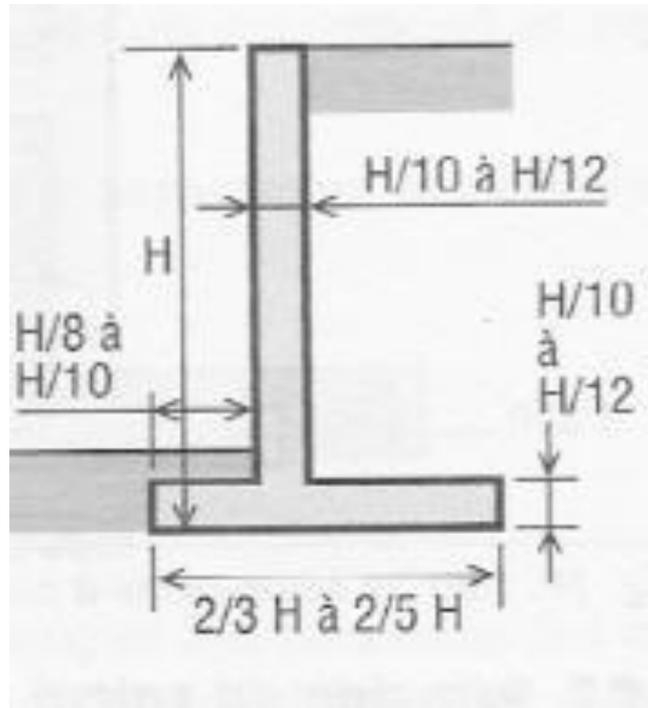


Figure 1.28 Dimension d'un mur cantilever

1.5.4.4. Avantages et inconvénients

Avantages

- Son coût (au point de vue quantité de béton en comparaison avec les murs poids béton) ;
- Sa capacité à reprendre des efforts de poussée importants (moyennant console, contreforts) ;
- Sa conception partielle en atelier ;
- Sa facilité de mise en œuvre ;
- Sa capacité à retenir tout type de terrains (contrairement au procédé de la terre armée).

Inconvénients

- Ses fondations relativement importantes (qui dépendent de la stabilité du sol) ;
- Le dégagement des terres pour permettre le placement de la semelle ;
- Exécution moins rapide que la terre armée.

1.6. Conclusion

Les ouvrages de soutènement sont des constructions destinées à prévenir l'éboulement ou le glissement d'un talus raide. Ils sont essentiellement employés :

- soit en site montagneux pour protéger les chaussées routières contre le risque d'éboulement ou d'avalanches ;
- soit, 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.

II . Les Géosynthétiques

2.1.Introduction

Apparu dans les années soixante, les géosynthétiques se sont très fortement développés et sont aujourd'hui, présents dans une multitude d'ouvrages et diverses utilisations où ils remplissent de nombreuses fonctions et peuvent même substituer au moindre coût certain matériaux composants des solutions technique traditionnelles dans le géotechnique ou le Génie civil.

Un géosynthétique est un terme générique désignant un produit manufacturé en usine, qui se présente sous forme de feuilles, de bandelette ou de structure tridimensionnelles embobinés en rouleaux de différentes dimensions.

L'incorporation et la mise en application des techniques géosynthétiques, notamment dans le cadre du renforcement des sols, peut permettre d'assurer une réponse efficace et durable, rapide et facile à mettre en œuvre, tout en permettant des économies sensibles. [10]

Les géosynthétiques ont été largement utilisés dans les ouvrages géotechniques comme des matériaux de renforcement tel que: les murs de soutènement, les talus, les remblais et les sols de fondations. [11]

2.2. Définition

Sont des produit dont au moins l'un des constituant est à base de polymère synthétique ou naturel, se présentent sous forme de nappe, de bande ou de structure tridimensionnelle, utilisé en contact avec le sol ou avec d'autre matériaux dans les domaines de la géotechnique et des génie civil. Ces produits sont utilisés dans les domaines tels que la construction routière, les travaux hydrauliques, les chemins de fer, les terrains d'aviation, la stabilisation des sols et le renforcement des fondations etc.

Les produits se distinguent par leurs propriétés géométriques en:

-1D - bandelettes, filaments

-2D - Produits plans, avec des dimensions typiques de l'ordre de 3-5 m de largeur et d'environ 50-300 m de long, tandis que l'épaisseur de l'ordre de quelques millimètres;

-3D - produits volumétrique - dans ce groupe, nous pouvons inclure principalement

Les géocellules (géocells), qui ont la troisième dimension (hauteur) dans la fourchette comprise entre environ 0,1 et 0,25 m; très souvent ils sont fabriqués à partir de bandes qui sont localement connecté et une fois étiré les cellules 3D sont créées, par exemple, sous la forme de nid d'abeilles. [10]



Figure 2.1 Exemple de géocellules.

De la classification ci-dessus les plus souvent utilisés sont les produits plans et parmi eux, il est possible de distinguer: les géotextiles, les géomembranes , les géogrilles, les géofilet, les géocellule , Les géocomposites (produits créés par la combinaison de plus d'un géosynthétique).



Figure 2.2 : Exemple de géocomposite

Le bon fonctionnement du renforcement exige de la part du géosynthétique, un faible allongement sous sollicitation, et un choix judicieux doit être réalisé en fonction du type de sol. Pour des sols graveleux et non cohésifs (par exemple sables et graviers), les géogrilles conviennent mieux, tandis que les géotextiles tissés et les géocomposites sont plus adaptés aux sols fins et homogènes (argiles, loess). [10]

2.3. Les matières premières et leurs propriétés

Les polymères synthétiques sont composés de grandes molécules (macromolécules) obtenues par polymérisation, c'est à dire par jonction de plusieurs petites molécules identiques (monomères). La majorité des produits géotextiles existant sur le marché est fabriquée à partir de polymères thermo fusibles comme le polypropylène (PP), le polyéthylène (PE), le polyester (PETT) et le polyamide (PA).

➤ Le polypropylène (P) :

Le polypropylène est obtenu par polymérisation du propylène en présence de catalyseurs. les polypropylènes ont des caractéristiques mécaniques relativement faibles mais ont une inertie totale à l'eau. Leur température de transition vitreuse est de l'ordre de -10°C et la température de fusion de 160°C .

➤ Le polyéthylène (PE) :

Le polyéthylène est obtenu par polymérisation de longues chaînes d'éthylène. Il existe trois principaux groupes de polyéthylènes, qui ont des caractéristiques mécaniques variables selon le procédé de polymérisation : les polyéthylènes à faible densité ($920 - 930\text{ kg/m}^3$), les polyéthylènes à faible densité linéaire ($925 - 940\text{ kg/m}^3$) et les polyéthylènes à haute densité ($940 - 960\text{ kg/m}^3$). Leurs caractéristiques de tenue au fluage, aux rayons ultraviolets et à la température sont faibles. La température de transition vitreuse est de l'ordre de -10°C .

➤ Le polyester (PETP) :

Le polyester est obtenu par polymérisation du glycol éthylène en présence du diméthyl téréphtalique ou d'acide téréphtalique. Le polyester présente sur le plan mécanique de bonnes caractéristiques, comme une résistance à la traction élevée et une faible sensibilité au fluage, en raison de sa température de transition vitreuse (80°C), supérieure en général à sa température de fonctionnement. Il possède outre une grande inertie chimique face aux solvants, à l'eau de mer et aux acides. Par contre, le polyester est sensible aux produits basiques.

➤ Le polyamide (PA) :

Il existe deux types de polyamide, le polyamide 6 et le polyamide 66. Le polyamide 6 est obtenu par polymérisation du caprolactame, produit dérivé du pétrole. Le polyamide 66 est obtenu à partir du sel d'acide adipique et de l'hexaméthylène diamine, tous deux produits dérivés du pétrole. Les polyamides ont un comportement mécanique semblable au polyester mais présentent une perte sensible de leurs caractéristiques par hydrolyse lorsqu'ils sont dans un milieu à pH faible ou simplement dans un milieu humide. Leur température de transition vitreuse est de l'ordre de 60°C . [12]

Tableau 2.1 : Comparaison des propriétés des polymères synthétiques pour un poids identique (d'après John 1978).

Polymère		polyester	polyamide	Polypropylène	Polyéthylène
Propriétés					
Résistance a la traction		***	**	*	*
Déformation à la rupture		**	**	***	***
Vitesse de fluage		*	**	***	***
Masse surfacique		***	**	*	*
Prix		***	**	*	*
Résistance aux rayons ultraviolets	Non stabilisé	***	**	**	*
	stabilisé	***	**	***	***
Résistance aux micro-organismes		**	**	**	***
Résistance aux huiles		**	**	*	*
Résistance à l'alcali		*	***	***	***
Résistance aux détergents		***	***	***	***

Grand → ***

Moyen → **

Faible → *

Tableau 2-2 : Principales propriétés des matières premières des fibres (OECD, 1991)

Propriété	Polyester PETP	Polyamide PA 6/66	Polypropylène PP	Polyéthylène PE
Masse volumique (kN/m ³)	13,80	11,40	9,10	9,50
Point de fusion (°C)	260	212/256	165	125
Résistance à la rupture (N/mm ⁻²)	350	350/1000	220-550	300-650
Allongement à la rupture (%)	1300	15/70	15-50	10-45

2.4. Fonctions des géosynthétique

a-Barrière (étanchéité):Recours à un matériau géosynthétique pour empêcher la migration de liquide ou de gaz.

b-Conteneurisation : Utilisation d'un matériau géosynthétique pour contenir du sol ou des sédiments dans une géométrie donnée et prévenir leur perte. La charge contenue prend la forme du conteneur géosynthétique gonflé à vide.

c-Drainage : Utilisation d'un matériau géosynthétique pour collecter et transporter des fluides.

d-Filtration :Utilisation d'un matériau géosynthétique pour permettre le passage de fluides à partir d'un sol tout en empêchant la migration non contrôlée de particules de sol.

e-Protection :Utilisation d'un matériau géosynthétique en tant que couche de réduction de la contrainte afin de prévenir ou réduire l'endommagement d'une surface ou d'une couche donnée.

f-Renforcement :Utilisation des propriétés en traction d'un matériau géosynthétique pour résister aux contraintes ou limiter des déformations dans des structures géotechniques.

g-Séparation :Utilisation d'un matériau géosynthétique entre deux couches de matériaux géotechniques différents afin d'empêcher leur interpénétration.

h-Contrôle de l'érosion de surface :Utilisation d'un matériau géosynthétique pour empêcher l'érosion des particules à la surface d'un sol sous l'action du ruissellement ou du vent.

i-Couche intermédiaire de frottement :Couche introduite dans une interface avec l'objectif d'augmenter ou de réduire le frottement à travers l'interface. [13]

2.5. Applications de géosynthétique

➤ Imperméabilisation

- Plate-forme approvisionnement en industrie minière et pétrolière ;
- Centre de stockage déchets ménagers et industriel ;
- Station d'épuration par lagunage ;
- Drainage et canaux ;
- Couverture flottante pour bassin d'eau potable ;
- Aménagement des espaces verts (lacs de golf) .

➤ **Stabilisation et renforcement des sols :**

- Protection contre l'érosion ;
- Stabilisation des talus ;
- Renforcement des sols et murs de soutènement ;
- Aménagement des pistes et anti fissuration de la chaussée.

2.6. Les produits de géosynthétique

2.6.1 Les géotextiles

2.6.1.1 Définition

Les géotextiles sont des textiles techniques perméables fabriqués de fibres synthétiques, utilisés dans les travaux de génie civil, d'environnement et d'architecture du paysage afin de séparer, filtrer, améliorer le drainage, renforcer et répartir plus efficacement les charges imposées aux sols et surfaces. Ils sont permanents et insensibles aux acides que l'on retrouve à l'état naturel dans les sols, ce qui leur confère une durée de vie excédant celle des ouvrages qu'ils protègent. [14]

2.6.1.2.Types de géotextile

Il existe trois grands types de géotextile :

➤ **Géotextile non-tissé**

Ce sont des nappes constituées de filaments continus (ou de fibres coupées) disposés de façon aléatoire et liées par différents procédés mécanique, thermique ou chimique. L'aiguilletage est un procédé de liaison purement mécanique dans lequel un grand nombre d'aiguilles hérissées d'ergots traversent le filament ou de fibres dans un mouvement alternatif rapide. Les aiguilles enchevêtrent les fibres qu'elles rencontrent, ce qui donne à la nappe une cohésion importante.



Figure 2.3 Géotextiles non-tissé

➤ **Géotextile tissé**

Ce sont des produits par entrelacement, habituellement à angle droit, de deux ou plusieurs faisceaux de fils, de filaments, de bandelettes ou d'autres éléments. Les géotextiles tissés sont largement utilisés avec une grande variété de sols, cohérents et non cohérents, pour contribuer à la formation d'un filtre naturel. Cela permet la diffusion des surpressions interstitielles, de plus, grâce à ses caractéristiques de résistance et à un allongement contrôlé, ils facilitent les constructions utilisant des sols.

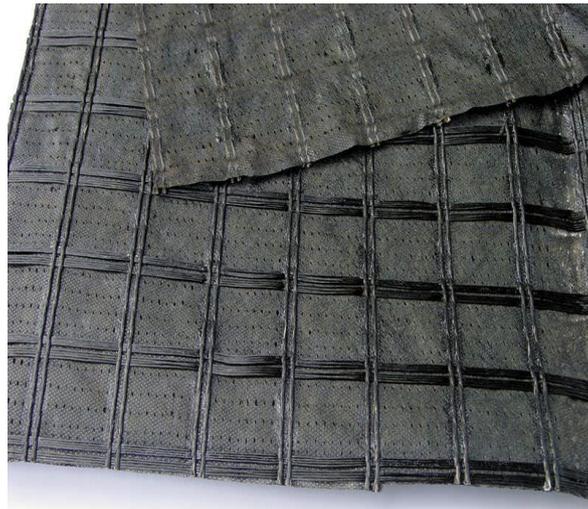


Figure 2.4 Géotextiles tissés

➤ **Géotextile tricoté**

Ils sont constitués de mailles successives disposées en colonnes et en rangées. Ils sont très déformables. Ces produits sont très peu utilisés en génie civil.

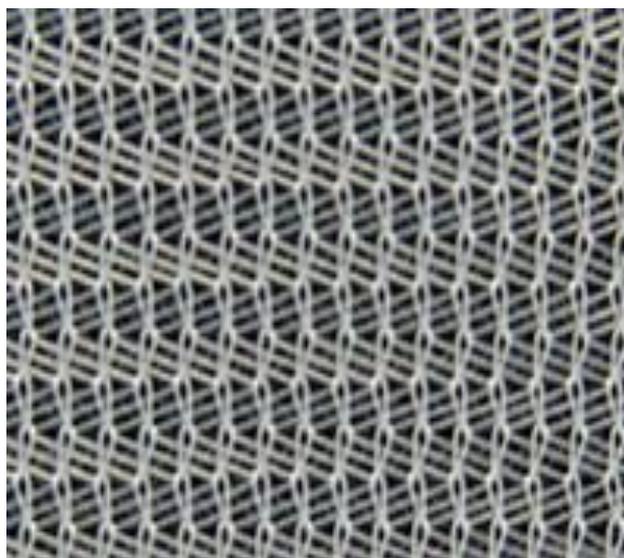


Figure 2.5 Géotextiles tricoté

2.6.1.3. Fonctionnements

A) fonctions mécanique

- La SEPARATION : Il évite le mélange de deux sols ou matériaux de remblai de nature différente.
- La PROTECTION : Il empêche ou limite les endommagements localisés par un élément ou un matériau donné.
- Le RENFORCEMENT : Il a la capacité de résister pour améliorer les propriétés mécaniques du sol ou d'autres matériaux de construction.
- La LUTTECONTRE L'EROSION DES SURFACES : Il limite ou évite les mouvements du sol principalement sur une surface inclinée.

B) Fonctions hydraulique

- La FILTRATION : Il maintient le sol et permet le passage de fluides à travers ou dans son plan.
- Le DRAINAGE : Il collecte et transporte les eaux pluviales, souterraines et/ou d'autres fluides dans son plan.

2.6.1.4 .Domaines d'application

- Protection contre le poinçonnement de la géomembrane.
- Protection de drains ou d'ouvrages de drainage.
- Création de massifs filtrants.
- Séparation de matériaux de remblais.
- Fondation de routes, chaussées, voies de chemin de fer.

2.6.2.Géogrille

2.6.2.1. Définition

Les géogrilles sont classées parmi les produits géosynthétiques et dont la fonction est le renforcement des sols. Ils sont le plus souvent utilisés pour le renforcement des sols incohérents et des corps du sol à gros grains. Les géogrilles ont une haute rigidité et force plus que les autres géotextiles. [15]

2.6.2.2 .Type de géogrilles

Il existe trois grands types de géogrilles :

- **Uni-axial** : la résistance à la traction étant plus importante dans un sens (travers ou production) que dans l'autre, elles seront surtout utilisées pour renforcer les talus et les berges.

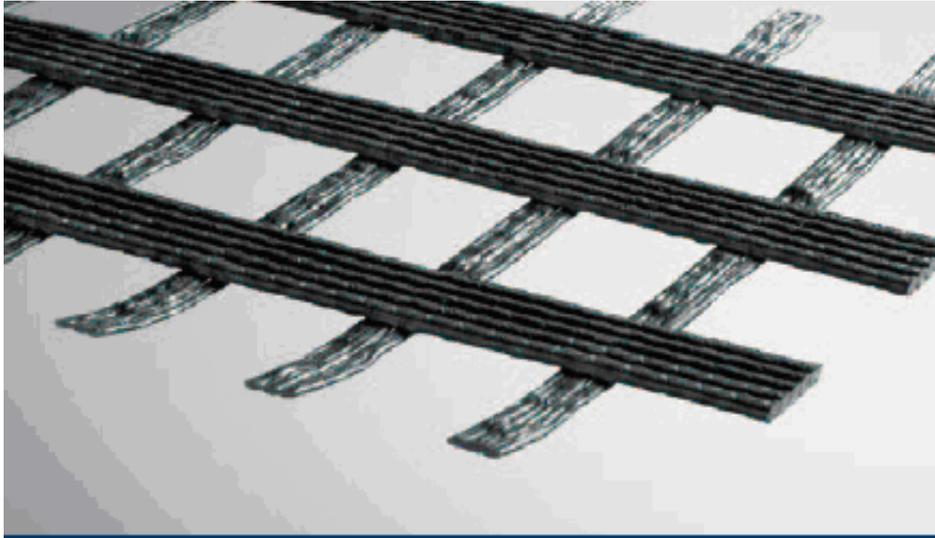


Figure 2.6 Géogrid uni-axiales

- **Bi-axiales** : la résistance à la traction étant sensiblement équivalente dans les deux sens, elles seront plutôt utilisées pour le renforcement et la fondation des routes.

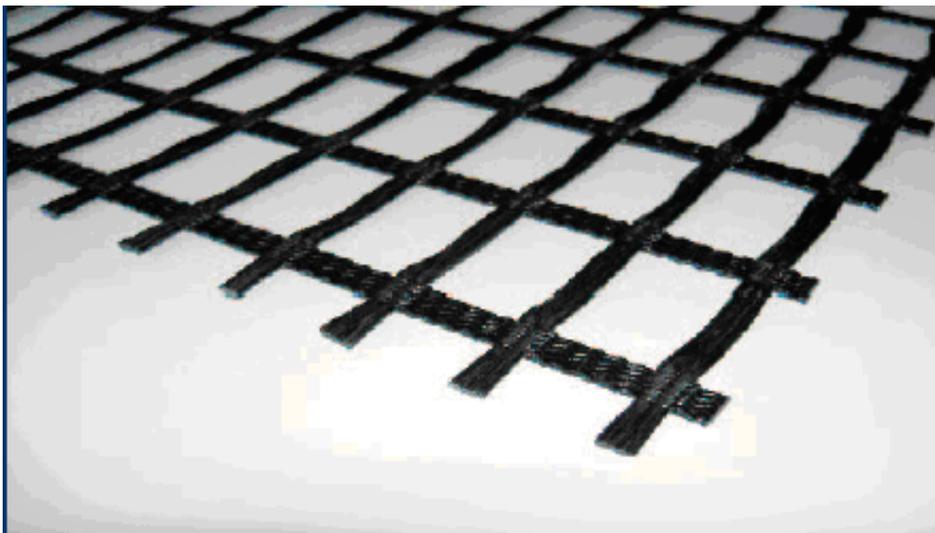


Figure 2.7 Géogrid bi-axiales

- **Tri-dimensionnelles** : servant de protection contre l'érosion (de talus très raides, berges et canaux de drainage à fort débit), cette géogrille, grâce à ses fibres naturelles intégrées dans la structure, offre aussi une aide à l'installation de la végétation en favorisant la germination. [16]

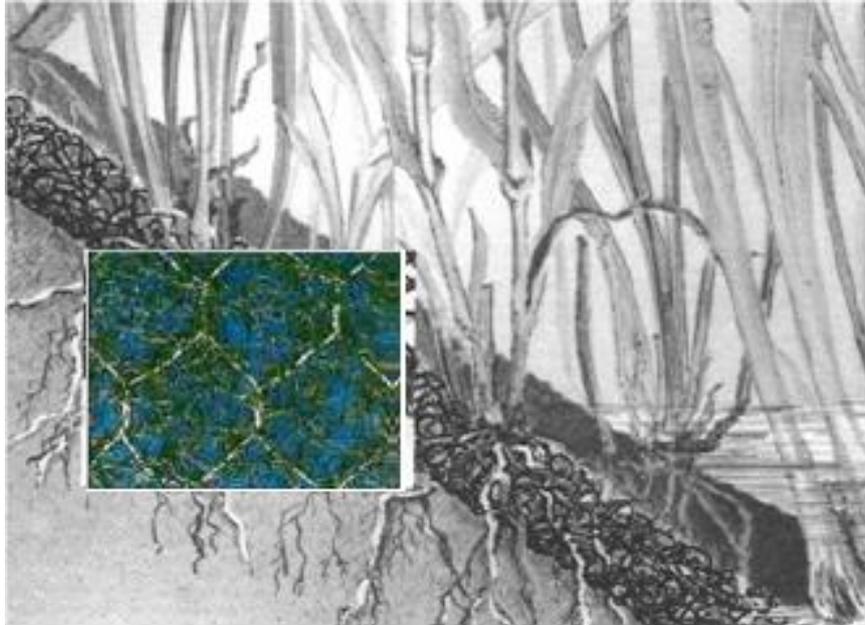


Figure 2.8 Géogrille tridimensionnelles

2.6.2.3. Fonctionnement

Les géogrilles sont surtout utilisés pour l'armement. Voici ses principales applications :

1. Renforcement de la base sur un sous-sol à faible portance ;
2. Renforcement de couches portantes non liés ou supplémentaires ;
3. Renforcement du remblai sous les fondations ;
4. Stabilisation des talus (égalisation des tassements, reprise des efforts de glissement le long des talus) ;
5. Renforcement asphaltique ;
6. Grille de balisage, lutte contre l'érosion.

2.6.2.4. Domaine d'application

- Renforcement de la chaussée, chemin de fer ;
- Murs de soutènement ;
- Stabilisations des talus ;
- Consolidation des rives.

2.6.3. Les géomembranes

2.6.3.1. Définition

Les géomembranes se composent généralement de matières thermoplastiques comme le polyéthylène, le chlorure de polyvinyle et le polypropylène. Elles sont développées de façon à répondre aux exigences de conception des systèmes de barrières hydriques étanches. Plusieurs géomembranes de spécialités permettent, en plus de rendre les ouvrages étanches, de répondre à des besoins particuliers tels que: résistance chimique accrue, résistance à basse température, compatibilité avec l'eau potable, etc. [17]



Figure 2.9 Géomembrane

2.6.3.2. Les Types De Géomembranes

➤ **Géomembranes bitumineuses**

Elles sont très stables à l'exposition aux rayons ultraviolets (UV) et résistent bien aux agressions par pollution chimique accidentelle du plan d'eau, à l'exception des hydrocarbures et des solvants organiques. Non protégées, elles ont parfois tendance à se craqueler, du moins en surface, mais sans conséquence importante.

➤ **Polychlorure de vinyle (PVC)**

L'exposition à la chaleur accélère la perte de plastifiant des géo-membranes en PVC. Ce phénomène amène une rigidification du produit, variable suivant les plastifiants utilisés. Les produits traités en usine contre les rayons ultraviolets se comportent relativement bien à l'exposition au soleil.

Le comportement à long terme face à des solutions salines, acides ou à des hydrocarbures est satisfaisant, malgré des baisses de caractéristiques chimiques et mécaniques observées.

➤ **Polyéthylène haute densité (PEhd)**

Ce polymère est remarquablement stable chimiquement face aux sollicitations de la chaleur, des rayons ultraviolets et des produits chimiques. Une certaine rigidité et un important coefficient de dilatation thermique handicapent toutefois les géomembranes en PEhd (tendance à se plisser).

➤ **Polyéthylène basse densité (PEbd)**

Ce polyéthylène a une inertie chimique un peu moins universelle que le PEhd, mais sa grande souplesse plastique associée à un domaine réduit de déformation élastique en fait un produit plus efficace que le PEhd lorsque des grands tassements sont à craindre.

2.6.3.3. Fonctionnement

-Assurant une fonction d'étanchéité ;

-La protection de l'environnement pour de multiples raisons : elles réduisent les pertes d'eau, elles évitent la pollution des sols et des nappes phréatiques en contenant des déchets et liquides toxiques ;

-Utilisée dans les ouvrages de stockages de déchets,

2.6.3.4. Domaine d'application :

- Etanchéité des installations de stockage de déchets ;
- Etanchéité des stations d'épuration des eaux usées ;
- Etanchéité des réservoirs, bassins, ouvrages hydrauliques ;
- Etanchéité des ouvrages souterrains.

2.6.4 .Les Géocellules

2.6.4.1.Définition

Structure tridimensionnelle de bandes de PEHD soudées par point formant des cellules en forme de losange. Une fois remplie de terre, ou autre, sa capacité portante est incomparable. Elle sert principalement au contrôle permanent de l'érosion. Elle arrive pliée sur le chantier et l'entrepreneur la déplie comme un accordéon. [18]



Figure2-10 Géocellule

2.6.4.2.Fonctionnement

- En talus, il évite les problèmes de ravinement et de glissement ;
- Confinement du sol et la résistance à l'érosion ;
- En fondation d'ouvrage ou en assise de chaussée, il permet de renforcer les sols meubles sans apport de matériaux extérieurs ;
- En berge, les géocellules contrôlent les problèmes d'érosion causés par l'action de l'eau, le ruissellement, le battillage ;
- Les géocellules permettent la réalisation d'ouvrage de soutènement végétalisable.

2.6.4.3.Domaine d'application

- Système de support de charge (Plate-forme routière et ferroviaire, Piste de roulement) ;
- Système de protection des pentes et des canaux ;
- Système de rétention des sols (Ouvrage de soutènement) ;
- Système de stabilisation des remblais des déchets miniers.

2.6.5. Géocomposite

2.6.5 .1 Définition

Un géocomposite est un assemblage manufacturé de matériaux dont au moins l'un des composants est un produit géosynthétique, par exemple une géogrille combinée avec un géotextile non-tissé. Il peut être utilisé, soit en géotechnique (fonctions de séparation et renforcement), soit pour les couches de chaussée (fonction de renforcement, particulièrement en réfection). [15]

2.6.5.2 .Types de Géocomposite

➤ Les Géocomposites bentonitique

Membrane composée de bentonite de sodium entre deux géotextiles non-tissés maintenue par aiguilletage. Elle est utilisée comme agent d'imperméabilisation. C'est la bentonite qu'elle contient, gonflant au contact de l'eau, qui la rend parfaitement étanche.

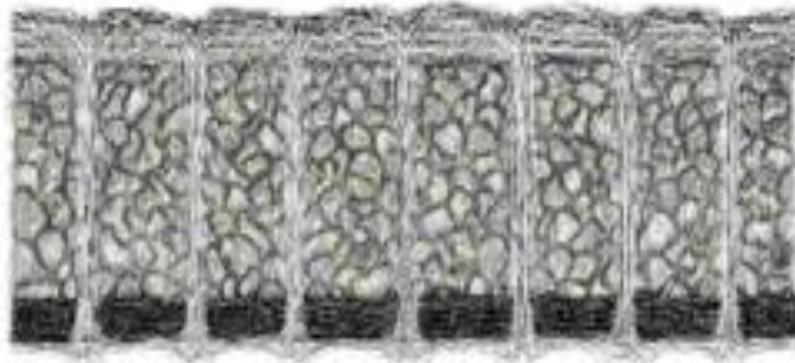


Figure 2.11 Géocomposite bentonitique

➤ Les Géocomposite de drainage

Le géocomposite de drainage permet d'aménager les surfaces dans le but d'accélérer l'évacuation des eaux et des gaz.



Figure2.12 Géocomposite de drainage

➤ **Géocomposite tridimensionnel**

Les géocomposites tridimensionnels sont utilisés pour assurer la protection et la végétalisation des talus sujets à l'érosion. Ils sont composés d'une épaisseur de fils extrudés en 3D et, si le talus est fort incliné, d'une géogrille de renforcement.



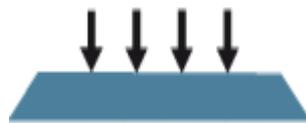
Figure 2.13 Géocomposites tridimensionnels

2.6.5.3. Fonctionnement

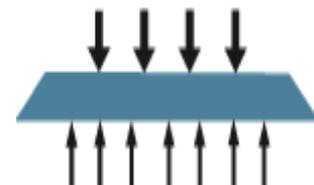
- Drainage des eaux et des gaz ;
- Utilisé pour un drainage horizontal et vertical ;
- Permet de protéger les complexes d'étanchéité ;
- Assure la séparation des couches sans colmatage.



Drainage



Protection



Séparation

2.6.5.4. Domaine d'application

- * Drainage vertical (Murs de soutènement, Parois verticales) ;
- * Drainage horizontal (Plates formes, Tramways, Dallages, Espaces verts) ;
- * Drainage de tunnels (Intérieur de tunnels, Tranchées couverts) ;

- * Drainage longitudinal en tranchée (Routes, Voies ferrées, Aménagement urbains, Tranchées drainantes) ;
- * Décharge (Couverture: Drainage d'eau de pluie, collecte de gaz) (Casier: Détection de fuite, drainage de l'eau souterraine, drainages de lixiviation) ;
- * Réservoirs d'eau (Collecte et drainage des gaz, Drainage de l'eau souterraine).

2.6.6. Géofilet

2.6.6.1. Définition

Est un structure plane a base de polymère dont des éléments constitutif, relier par des nœuds sont nettement plus petit que la maille ainsi forme.

Les filets sont toujours souples, alors que les grilles sont généralement rigides. [12]

➤ Un tissé de bandelette

Est une sorte de tissé résultant de l'entrecroisement de bande de quelque centimètres de largeur, ces produits sont surtout employés comme renforcement et protection contre l'érosion

➤ Mattes

Sont constituées de fils relativement rigide, liées thermiquement à leurs intersections, créent des structures «tridimensionnelles » très ouvertes.

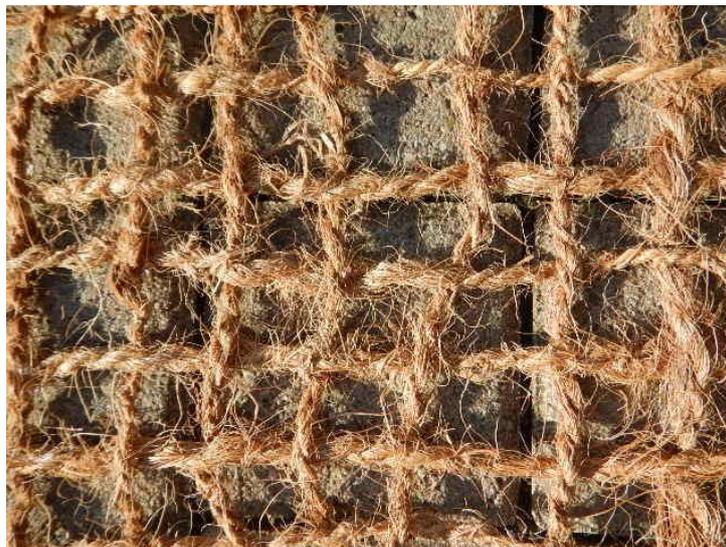


Figure 2.14 Géofilet

2.6.6.2. Fonctionnement

- Protéger la surface des talus ou berges mis à nu lors de travaux de nivellement ou de restauration ;
- Ils constituent une protection mécanique contre les forces érosives (ruissellement notamment) ;
- La décomposition progressive des fibres organiques créent un apport nutritif pour la végétation en développement ;

- la couverture végétale se développe et protège le sol en même temps que le géofilet disparaît.

2.6.6.3. Domaine d'application

- Erosion superficielle des talus routiers ;
- Ferroviaires ou berges, génie végétal ;
- Recouvrement de décharges, mines et carrières ;
- Stabilisation de dunes, plages et pistes de ski ;
- Aménagements de loisirs et golfs. [19]

2.7. Les Avantages des Géosynthétiques

Les expériences et les essais réalisés au laboratoire montrent que l'utilisation des produits géosynthétiques elle a plusieurs avantages :

- Empêcher la perte d'agrégats par pénétration;
- Préviend la remonte des particules fines dans la fondation granulaire (effet de pompage);
- Conserve l'homogénéité des matériaux de fondation;
- Préserve les matériaux naturels;
- Réduit les volumes d'excavation;
- Redistribue les charges plus efficacement sur une plus grande surface résultant en une économie d'agrégats ;
- Augmente la résistance au cisaillement de l'assise; Permet un plan de drainage continu;
- Assure une capacité drainant à long terme;
- Remplace un filtre inverse de matériaux granulaires;
- Facile à installer;
- Remplace une couche d'argile d'épaisseur variable;
- Remplace les matériaux naturels dégradables
- Offre une meilleure conductivité hydraulique;
- Présente une tarification et une disponibilité homogène dans le temps. [10]

2.8. Conclusion

Les géosynthétiques sont utilisés dans la construction ou la réalisation d'ouvrages neufs ou dans des opérations d'entretien ou de confortement d'ouvrages existants. Ils s'interviennent alors en tant que constituants principaux de ces ouvrages, essentiellement en fonctionnement, ou comme des éléments techniques assurant un rôle capital dans leur comportement, essentiellement en fonctions séparation et filtration ou en se substituant aux traditionnels filtres et dispositifs anti-affouillement en matériaux granulaires ou en petits enrochements.

III. Mur de soutènement en sols renforcés

3.1.Introduction

Le sol renforcé est un matériau de construction composé de remblai de sol renforcé par l'inclusion des tiges, des barres, des fibres ou des filets qui coopèrent avec le sol par l'intermédiaire d'une résistance de frottement. Le concept de renforcement du sol avec des tiges ou des fibres n'est pas nouveau. Tout au long des âges tentatives ont été faites pour améliorer la qualité des briques d'adobe en ajoutant de la paille. La pratique actuelle consiste à utiliser des bandes métalliques minces, géotextiles et géogrilles comme matériaux de renforcement pour la construction de murs de soutènement en terre armée. Une nouvelle ère de murs de soutènement avec de la terre renforcée a été introduit par Vidal (1969). Des bandes métalliques sont utilisées comme matériau de renforcement. Ici, les bandes métalliques étendent à partir du panneau arrière dans le sol pour servir le double rôle d'ancrage des unités faisant face et étant retenu par les contraintes de frottement mobilisées entre les bandes et le sol remblai-. Le sol de remblai crée la pression latérale et interagit avec les bandes pour y résister. Les murs sont relativement souples par rapport aux structures de gravité massives.

Ces parois souples offrent de nombreux avantages, y compris le coût significativement plus faible par mètre carré de la surface exposée. Les variations dans les types d'unités faisant face. À la suite de l'introduction de Vidal des murs en terre armée, sont nombreux. Quelques-uns des types qui sont actuellement en cours d'utilisation sont (Koemer, 1999)

3.2. Murs de soutènement en Terre armée

La Terre Armée est un procédé de construction qui a été développé à partir de 1963 par Henri Vidal, Ingénieur des ponts et chaussés et architecte, qui marque par cette invention une date très importante dans la conception des soutènements et plus généralement dans celle du renforcement des sols en faisant participer complètement le sol à la stabilité de l'ouvrage.

Les ouvrages réalisés avec la technique Terre Armée sont essentiellement de deux types : Murs de soutènement et ouvrages porteurs comme les culées de ponts .Les renforcements Utilisés généralement dans ces deux types d'ouvrages sont des bandes métalliques. Cependant, dans les environnements agressifs, ces armatures sont remplacées par des nappes géosynthétiques non corrodables qui présente une extensibilité plus importante. [20]

3.2.1. Définition et principe

La Terre Armée est une méthode de construction basée sur l'association d'un remblai compacté et d'armatures (métalliques ou synthétiques) liées à un parement (Figure 3.1). L'alternance de couches de remblai pulvérulent et de bandes d'armatures bien réparties horizontalement conduit au développement d'efforts d'interactions et donne naissance à un matériau composite à part entière apte à résister à son propre poids et aux actions qui lui sont appliqués au long de la durée de service de l'ouvrage .Les applications les plus courantes sont les murs de soutènement ,les rampes d'accès à ouvrages d'art et les culées de pont.

Les armatures travaillent essentiellement à la traction de sorte que le sol ainsi renforcé possède «une cohésion anisotrope», le mécanisme de transfert d'effort entre le sol et

l'inclusion étant le frottement latéral, l'interaction sol/renforcement s'exerce alors sur toute leur longueur et leur surface de contact.

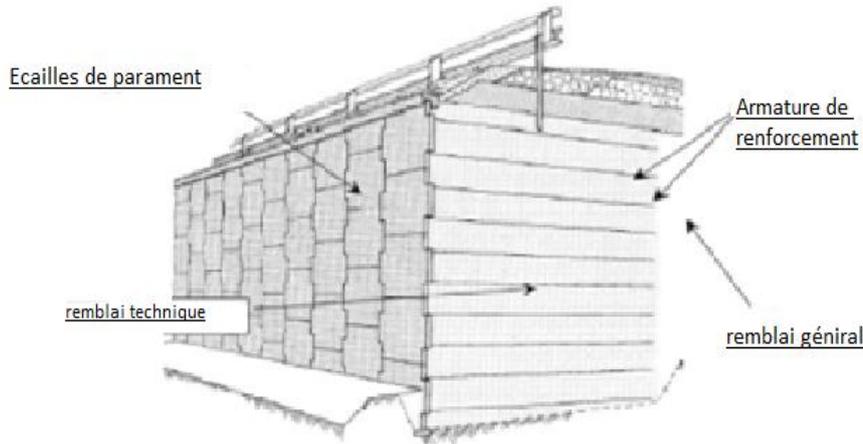


Figure 3.1 Mur en terre armée

Le frottement se traduit par des contraintes de cisaillement, qui se développent dans le sol à la surface des armatures, entraînant une variation continue des efforts de traction dans ces dernières (Figure 3.2).

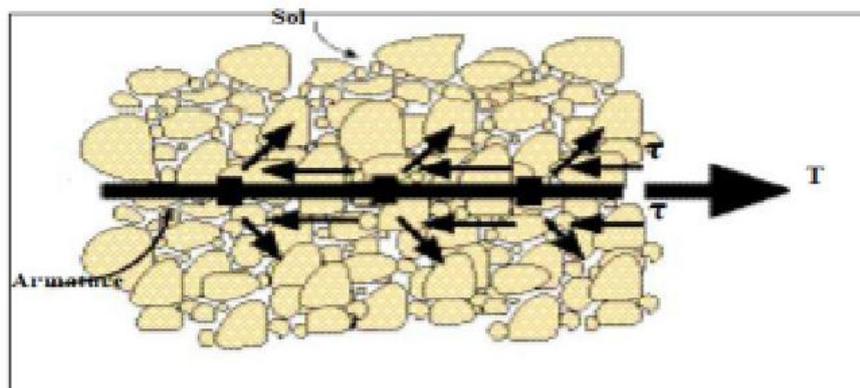


Figure 3.2 Effort de traction dans les armatures due au frottement

Le fonctionnement de ce matériau composite, relativement homogène et fortement anisotrope dont les deux composants ont des modules de déformations très différents; repose donc essentiellement sur l'existence d'un frottement entre le sol et les armatures: La terre transmet aux armatures par le biais du frottement les efforts qui se développent dans la masse ; celles-ci se mettent alors en traction, améliorant les caractéristiques du sol suivant la direction où elles sont placées. Ce phénomène essentiel impose donc l'utilisation d'un matériau de remblai frottant ayant un bon coefficient interne de frottement de façon à pouvoir jouer les efforts normaux qui s'exercent sur des lits d'armatures, donc le sol purement cohérent comme les argiles est écarté.[21]

3.2.2. Les éléments de la Terre Armée

Chacun des éléments d'une structure en Terre Armée (Figure 3.3) a une influence directe sur sa stabilité et ses performances :

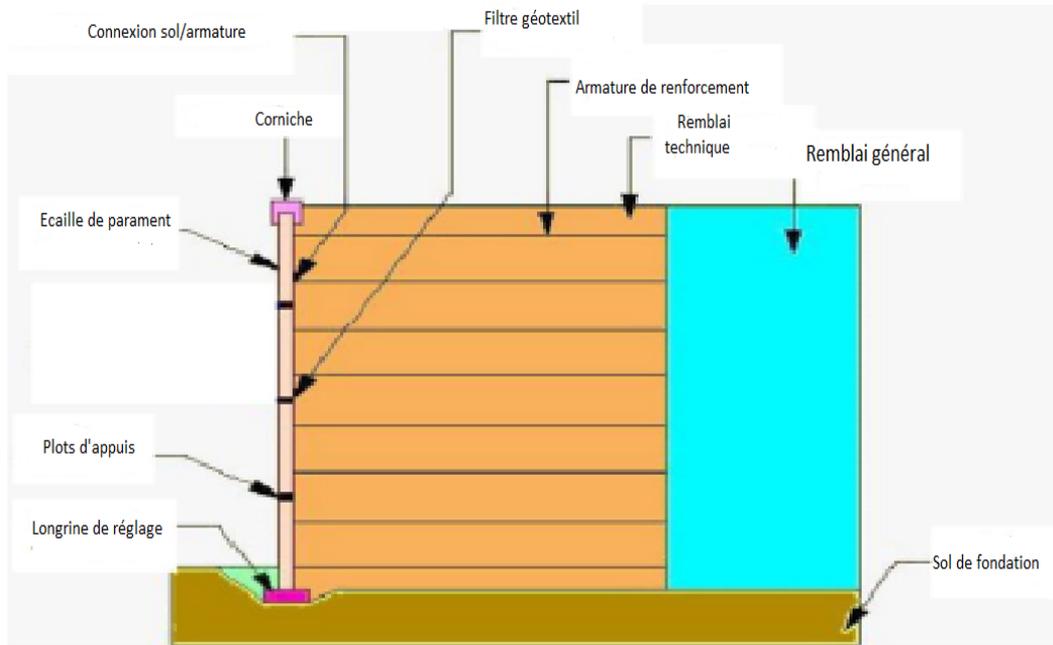


Figure 3.3 Eléments d'un mur en terre armée

a. Les armatures

Le choix de la répartition et des longueurs des armatures résulte du calcul de la stabilité : interne du massif : Elles doivent posséder les caractéristiques suivantes :

Bonne résistance à la traction et rupture non fragile:

Bonne flexibilité

Faible déformabilité aux charges de services:

- Avoir un bon coefficient de frottement avec le matériau de remblai ;
- Durabilité ;
- Economie ;

Ils étaient initialement sous forme de bandes métalliques galvanisées lisses (tôle coupée de 60 à 80 mm de largeur et de 3 mm d'épaisseur), leur mode de production a évolué vers le laminage à chaud à partir de 1975, permettant de développer des armatures nervurées dites de haute adhérence (Figure 3.4a) : d'autres types d'armatures métalliques, tels que les treillis soudés (Figure 3.4b), ont été développés et utilisés dans les structures en Terre Armée.

Cependant, ce sont les armatures à haute adhérence qui sont aujourd'hui les plus utilisées dans le monde lorsque les caractéristiques du sol et l'environnement le permettent.

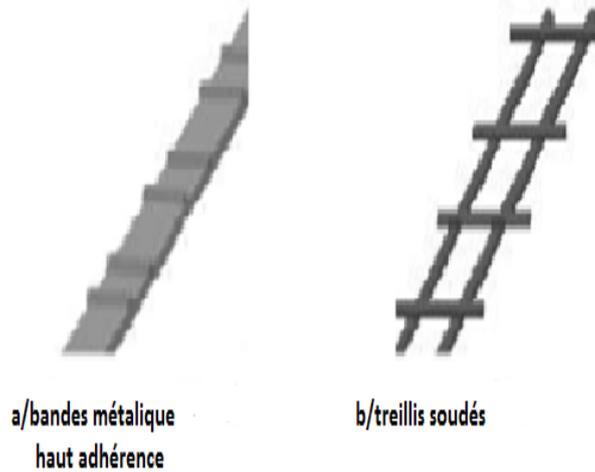


Figure 3.4 Armatures métalliques

On signale que les armatures en acier inoxydable ou en alliage d'aluminium ont été abandonnées suite aux effondrements des ouvrages dont les armatures ont été trouvées fortement endommagées par la corrosion.

b. Remblai général

Le remblai général est le remblai de sol qui constitue l'arrière du mur. Il n'est pas renforcé par des armatures et ne fait pas partie du massif.

c. Remblai dit technique

Il peut être d'origine naturelle ou industrielle, ils ne doivent contenir ni terre végétale, ni matière putrescible (qui peut pourrir), ni déchets domestiques: La qualité de ce matériau répond aux critères exigés dans le cahier des charges du point de vue géotechnique (granulométrie, corrosion, poids volumique, angle de frottement interne et autre) , mise en œuvre, chimique et électrochimique :Ces différents critères sont détaillés ci-dessus:

➤ Critères géotechniques:

L'ensemble des recommandations (LCPC, SETRA, NCMA, FHWA, etc....) indiquent des critères purement granulométriques nécessaires pour assurer un frottement sol- armature adéquat , un comportement mécanique satisfaisant à court et long terme et des capacités de drainage suffisantes.

Le critère défini et le suivant : tous les matériaux comportant moins de 15% d'éléments inférieurs à 80 m sont acceptés sous réserve qu'ils ne comportent pas d'éléments supérieurs à 250 mm (en particulier , la détermination de la courbe granulométrique des éléments fins par sédimentation et la mesure de l'angle de frottement du sol ne sont pas nécessaires), Il y aura lieu de vérifier le coefficient d'uniformité du remblai $C_u = D_{60}/D_{10}$ (D_{60} et D_{10} représentent respectivement les diamètres des grains pour lesquels les poids des particules de diamètre inférieur représentent 60% et 10% du poids total). Dans le cas où C_u serait inférieur à 2 , il faudrait dimensionner l'ouvrage en conséquence .

➤ Critères de mise en œuvre

Un bon compactage et une bonne mise en œuvre du matériau du remblai sont indispensables pour assurer la stabilité de l'ouvrage. Les critères exigés sont généralement les mêmes que ceux utilisés pour la réalisation des remblais et des couches de forme (GTR 2000 , LCPC , SETRA ,NCMA, FHWA);

Le remblai est mis en place au fur et à mesure de la pose des écailles, par couche de 35 à 40 cm d'épaisseur, correspondant à la mi-distance entre deux lits d'armatures. Ces couches sont réalisées avec les engins de terrassement traditionnels. Il faut éviter le passage direct des engins avec les armatures et empêcher les engins lourds de circuler à moins de 1,5 m des écailles (ce qui pourrait nuire à leur verticalité). Le taux de compactage en tout point du massif en Terre Armée doit être supérieur ou égale à 95% de l'Optimum Proctor Normal. Toutefois, le remblai situé à moins de 1,5 m du parement sera compacté à l'aide d'un petit rouleau vibrant.

Les matériaux ne doivent jamais être mis en place à une teneur en eau supérieur à celle de l'Optimum Proctor. Un système d'évacuation des eaux superficielles (pentes de remblais, rigoles) sera prévu à chaque niveau de remblaiement.[20]

➤ Critères électro-chimiques

La durée de service d'un ouvrage en Terre Armée renforcé avec des armatures métalliques est conditionnée par la durabilité de ces armatures, qui dépend des critères chimiques et électrochimiques du sol .La durabilité des armatures enterrées dans le sol est estimée à partir de la vitesse de corrosion , qui est fonction de divers facteurs : nature du sol, nature des ions de l'eau interstitielle, résistivité, PH, teneur en sels solubles .C'est pourquoi des critères électrochimiques ont été établis afin de garantir un vieillissement lent et contrôlé des structures.

Pour les armatures métalliques et dans le cas des ouvrages courants hors d'eau, les remblais doivent répondre aux critères suivants :

Il convient de ne pas utiliser de matériaux d'origine marine ou gradués dans des estuaires en eaux saumâtres, sauf après lavage à l'eau douce. Les matériaux d'origine minière (schistes houillers) doivent être analysés car ils peuvent comporter des teneurs excessives en sulfures ou en sulfates.[20]

d. Panneaux ou écailles de façade du mur

Ils sont utilisés pour maintenir le sol en place du mur mais ils ne jouent aucun rôle de soutènement. Ils sont généralement en béton, mais ils peuvent être en métal, en bois, en béton sec moulé ou autre matière (Figure3.5). Les panneaux les plus utilisés sont les écailles cruciformes en béton (Figure 3.6).

Ce sont des plaques d'environ 850 kg et de 1,5 de largeur et de hauteur .lors de leur mise en place, elles sont imbriquées les une dans les autres par un système de goujons verticaux destinés à faciliter le montage et à assurer la continuité de la pose.

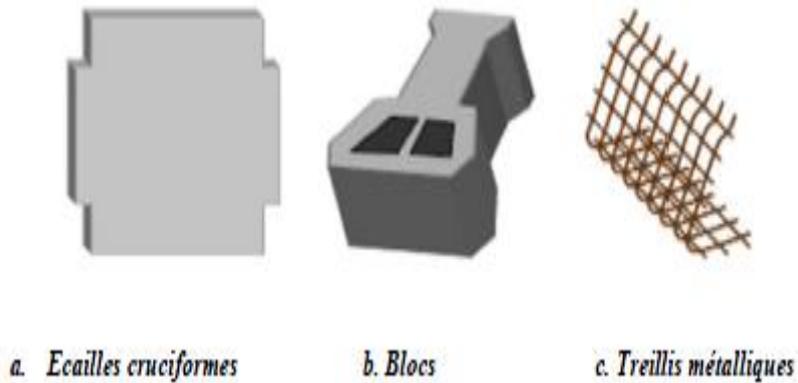


Figure 3.5 Panneaux ou écailles de la façade du mur

L'ensemble donne au parement une flexibilité verticale du même ordre que celle des éléments en forme de fines plaques cintrées initialement conçues par H. Vidal. Les possibilités de rotation autour des goujons permettent de réaliser des murs courbes avec des écailles standard jusqu'à 20 m de rayon. La forme, la texture et la couleur de la surface extérieure des écailles peuvent être modifiées pour donner des aspects architecturaux différents pour chaque mur. [20]

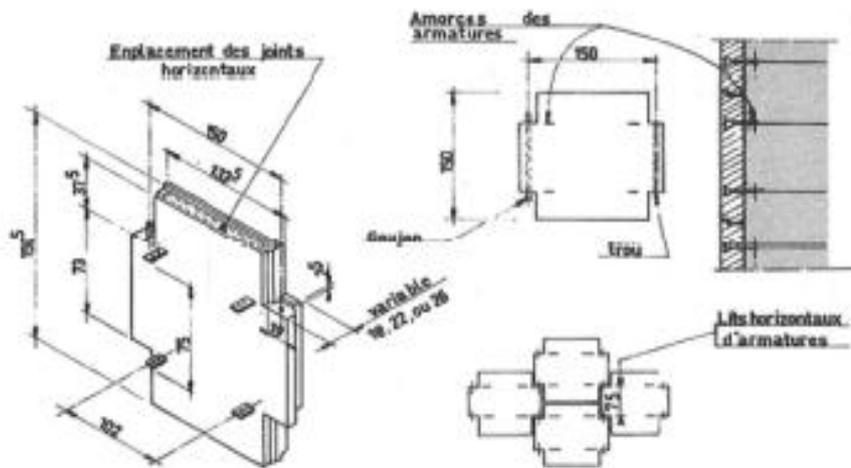


Figure 3.6 Constitution de l'écaille Cruciforme

e. Plots d'appuis

Ils sont fabriqués à base d'élastomères chargés et nervurés. Ils sont insérés entre deux écailles successives d'une même colonne afin de procurer un espacement suffisant et d'éviter ainsi d'avoir des points de contact béton contre béton, pouvant créer des épaufrures. Ils assurent aussi la compressibilité du système de parement, indispensable au bon fonctionnement de la Terre Armée. [21]

f. Filtre en géotextile

Il est utilisé pour couvrir les joints entre les panneaux .il est placé à l'arrière des par les joints et permet l'écoulement de l'eau qui est en excès.

g. Semelle de réglage

C'est une semelle en béton non armé utilisé pour garantir un niveau de planéité approprié pour placer la première rangée d'écailles.

h. Connexion panneau/armature

Pour les armatures métalliques, il s'agit généralement d'un système de chape métallique encastrée dans le béton des écailles lors de leur préfabrication (amorces: sont de même nature que le métal utilisé pour les armatures). Les armatures munis d'un trou à leur extrémité sont solidarisiées aux écailles par un boulon. [21]

3.2.3. Procédé de construction

La construction d'un mur de soutènement en Terre Armée comporte les phases suivantes :

- Préparation de l'assise de l'ouvrage suivie par coulage en place d'une longrine de réglage en béton sur laquelle est ensuite posée la première rangée de panneaux en béton (Figure 3.7).
- Avant la mise en place du sol et des armatures, la première rangée de panneaux est maintenue par des cales et des serre-joints.



Figure 3.7.Mise en place des écailles

- Mise en place et compactage de la première couche de remblai d'environ 40 cm (le remblai est mis en place par couches successives, compactées suivant les règles du GTR 2000) (Figure 3.8).
- Mise en place du premier lit d'armatures attachées aux écailles par l'intermédiaire du système de connexion (Figure 3.9).
- Mise en place et compactage de la deuxième couche de sol de même épaisseur que la première (Figure 3.10).



Figure 3.8 Transport du matériau du remblai pour la première couche

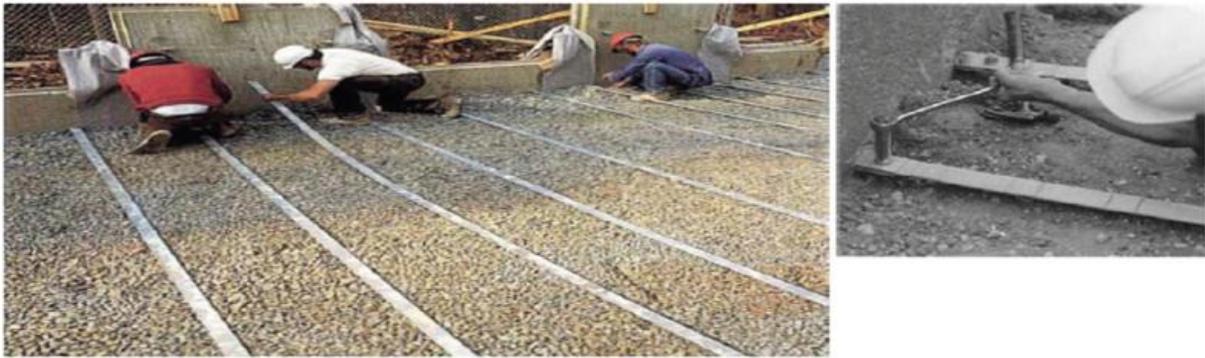


Figure 3.9 Mise en place des armatures et des boulons



(a)

(b)

Figure 3.10 Etalement (a) et le compactage (b) de la couche du remblai au-dessus d'un lit d'armatures

Ces étapes sont répétées jusqu'à atteindre la hauteur voulue du mur en prenant soin de mettre en place le filtre en géotextile à l'arrière des panneaux et les plots d'appuis sur chaque panneau.

3.2.4. Repères chronologiques

1963 : invention de la Terre Armée par Henri Vidal

1965 : le premier mur de soutènement en Terre Armée d'essai est construit à Pragnières (Pyrénées), le parement est métallique, les armatures sont des plats en acier lisse.

1971 : le parement avec écailles en béton est inventé.

1972 : construction de la première culée de pont autoroutier à Thionville.

1968 - 1975, plusieurs types d'armatures sont testés : aluminium, acier inoxydable, acier lisse galvanisé.

1972 : construction du premier mur de soutènement en terre armée aux Etats-Unis (Mitchell et Christopher, 1990).

1976 : mise au point des armatures HA (haute adhérence) galvanisées.

1978 : il y avait dans le monde environ 2000 ouvrages en Terre Armée ont été construits, dont à peu près la moitié en France.

1979 : introduction de témoins de durabilité placés dans les ouvrages.

En 2004, suite au recensement effectué sur les routes nationales, on a relevé 528 ouvrages en Terre Armée en France métropolitaine.

On estime aujourd'hui à plus de 50 000 le nombre d'ouvrages en terre armée dans le monde (soit 40 000 000 m²), dont plus de 10 000 culées de ponts (d'après la statistique en 2010 de la Société Terre Armée).

3.2.5. Durabilité des ouvrages en Terre Armée

La durabilité des ouvrages en Terre Armée dépend principalement de la résistance de leurs armatures à la corrosion par le sol, la corrosion est liée à la présence d'eau et d'éléments chimiques comme les chlorures dans les sols.

La question du risque de corrosion des armatures s'est posée naturellement dès le début de la construction des ouvrages de soutènement renforcés par des inclusions métalliques et a été la motivation de nombreuses études.

Pour faire face à des situations avec des risques de corrosions particulièrement élevés, on s'est tourné pendant un temps vers l'utilisation de métaux passivables (acier inoxydable ou alliage d'aluminium) : ces méthodes ont été rapidement abandonnées.

La solution retenue désormais est l'acier galvanisé. La galvanisation assure une protection de l'acier pendant un temps et ensuite une corrosion plus uniforme et donc beaucoup moins défavorable. L'amélioration du procédé de galvanisation et de l'épaisseur moyenne déposée, ainsi que d'autres précautions ont nettement amélioré la situation vers 1976.

Les matériaux de remblai font l'objet de spécifications ; le calcul d'un degré d'agressivité est proposé dans les différentes normes ; ce calcul intègre divers éléments et permet d'évaluer la vitesse de corrosion et donc de dimensionner les ouvrages pour prendre en compte la durée de vie demandée. Par ailleurs, diverses mesures de suivi des ouvrages sont mises en place : pose d'armature témoin, inspections. Mais ces mesures sont coûteuses, et ne sont pas toujours

suffisantes face l'hétérogénéité des phénomènes de corrosion et la rapidité des phénomènes de ruine. Pour tenir compte de la corrosion des armatures dans le dimensionnement des ouvrages en Terre Armée, le concepteur applique des règles adaptées à la fois au site et à la durée de service souhaitée. Plus la vérification de la conformité du remblai aux critères chimiques et électrochimiques recommandées.

3.2.6. Principe de fonctionnement

3.2.6.1. Fonctionnement interne

Le fonctionnement repose sur l'existence du frottement entre les armatures et le sol : le remblai transmet par frottement aux armatures les efforts qui se développent dans la masse. Celles-ci se mettent alors en traction, améliorant les caractéristiques du sol suivant la direction où elles sont placées (figures 3.11)

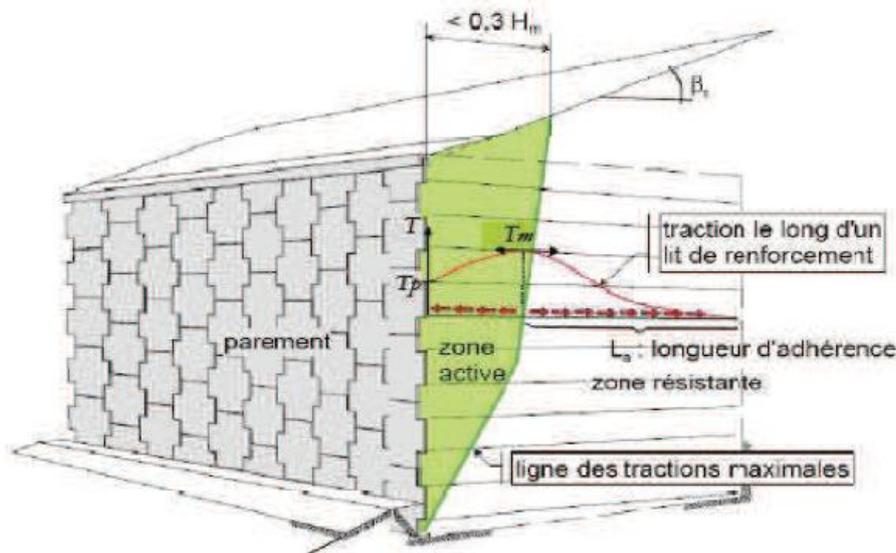


Figure 3.11 Illustrations de la structure du sol renforcée par armatures (Reiffstek .2007)

Le massif est donc constitué de deux zones (Figure 3.12) :

- Une première zone active dans laquelle les efforts de cisaillement exercés par le sol sur les armatures sont dirigés vers le parement.
- Une deuxième zone résistante dans laquelle les efforts de cisaillement exercés par le sol sur les armatures sont dirigés vers l'intérieur du massif.

Ce mode de fonctionnement est à la base des méthodes de dimensionnement interne des ouvrages en remblai renforcé. On doit vérifier, d'une part, que les efforts de traction maximaux sont compatibles avec les résistances à la traction des lits d'armatures et, d'autre part, que la surface flottante des armatures dans la zone résistante est suffisante pour permettre d'équilibrer les tractions maximales correspondantes.[22]

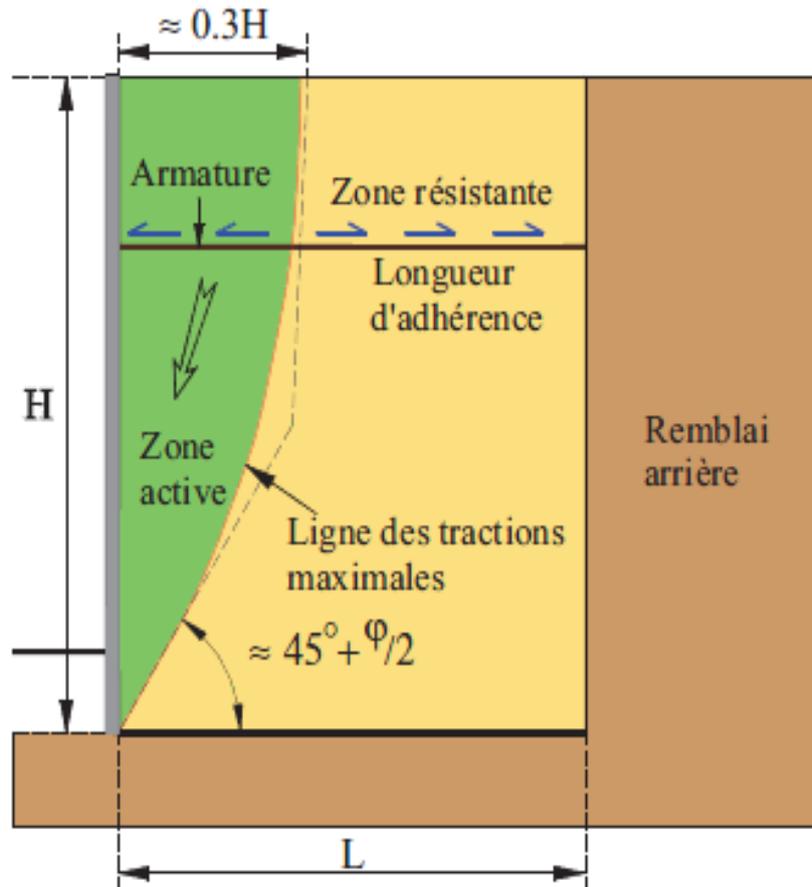


Figure 3.12 Fonctionnement interne d'un mur en remblai renforcé

3.2.6.2. Fonctionnement externe

Le fonctionnement externe des murs en remblai renforcé ne diffère pas de celui des ouvrages classiques tels que les murs poids. Le massif renforcé peut être considéré comme un corps pesant indéformable, subissant les actions volumiques (poids, déjaugage et inertie en cas d'accélération sismique) ainsi que les actions externes appliquées (surcharges diverses, poussée des terres à l'arrière du massif).

Ces efforts provoquent une force résultante R au niveau de la base présentant une excentricité e par rapport à l'axe du remblai (figure 3.13.)

La justification consiste à vérifier la portance du sol de fondation et la résistance au glissement du mur à son interface avec le sol de fondation ainsi qu'au renversement du bloc. Il faut étudier également la stabilité d'ensemble. [22]

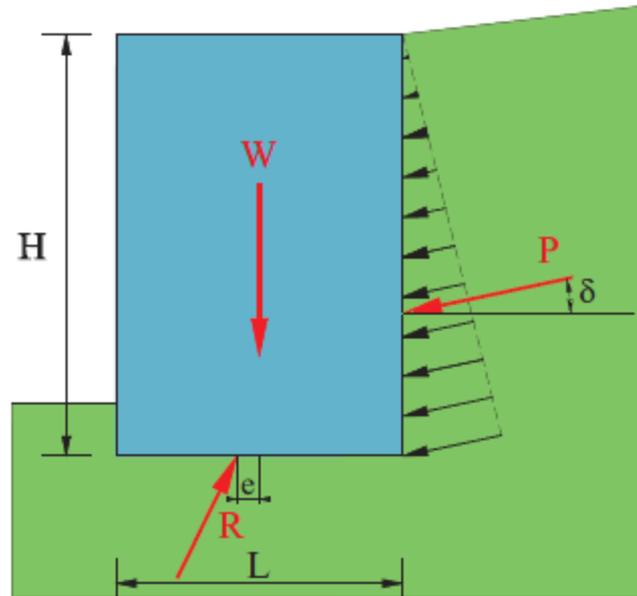


Figure.3.13. Fonctionnement externe d'un mur en remblai renforcé

3.2.6.3. Mode de rupture

La partie 4.7 de la norme NF P 94270 définit les états limites ultimes et de services à considérer pour la vérification de stabilité d'un ouvrage de soutènement. A savoir :

- les états-limites d'instabilité externe locale, par glissement de l'ouvrage sur sa base ou par poinçonnement du sol de fondation.
- l'état-limite d'instabilité générale, par grand glissement de la zone d'implantation de celui-ci, le long d'une ligne de rupture extérieure à l'ouvrage .
- les états-limites d'instabilité interne de l'ouvrage .
- l'état-limite d'instabilité mixte, par un mécanisme de rupture similaire à celui de l'instabilité générale en considérant des lignes de rupture interceptant à la fois les zones extérieures à l'ouvrage et les différents lits de renforcements.

L'ensemble de ces justifications fait intervenir l'utilisation des facteurs partiels de sécurité venant pondérer les efforts sollicitant, les paramètres mécaniques des matériaux constitutifs et les efforts résistants.

- La stabilité interne est vérifiée au niveau de chaque lit d'armatures; les efforts de traction générés dans les armatures doivent être inférieurs à la résistance au frottement d'interface sol/armature et à la résistance en traction de l'armature.
- La stabilité externe est traitée comme n'importe quelle stabilité de mur de soutènement (par exemple mur poids). La poussée des terres se calcule sur l'écran fictif parallèle au parement, situé à l'arrière des armatures. La justification se fait par rapport au poinçonnement et au glissement à la base du mur sur le sol de fondation ainsi qu'au renversement du bloc.
- La stabilité globale du site est considérée comme un problème des pentes, la justification se fait par rapport au glissement.
- La stabilité mixte concerne la vérification de l'équilibre de rupture de toute surface de rupture potentielle recoupant les armatures à l'intérieur du massif. (Figure 3.14).

Il convient cependant de considérer à part le cas des ouvrages dans lesquels les armatures sont longues comparées à la hauteur mécanique ($L > H$). Il peut y avoir alors propagations de la rupture à l'intérieur du massif en Terre Armée, qui par la suite de sa souplesse, ne peut plus être considéré comme un bloc rigide (Figure 3.15). Ce phénomène doit être pris en compte dans les calculs de stabilité externe, où on limitera à H la largeur du mur dont on étudiera la stabilité [2]

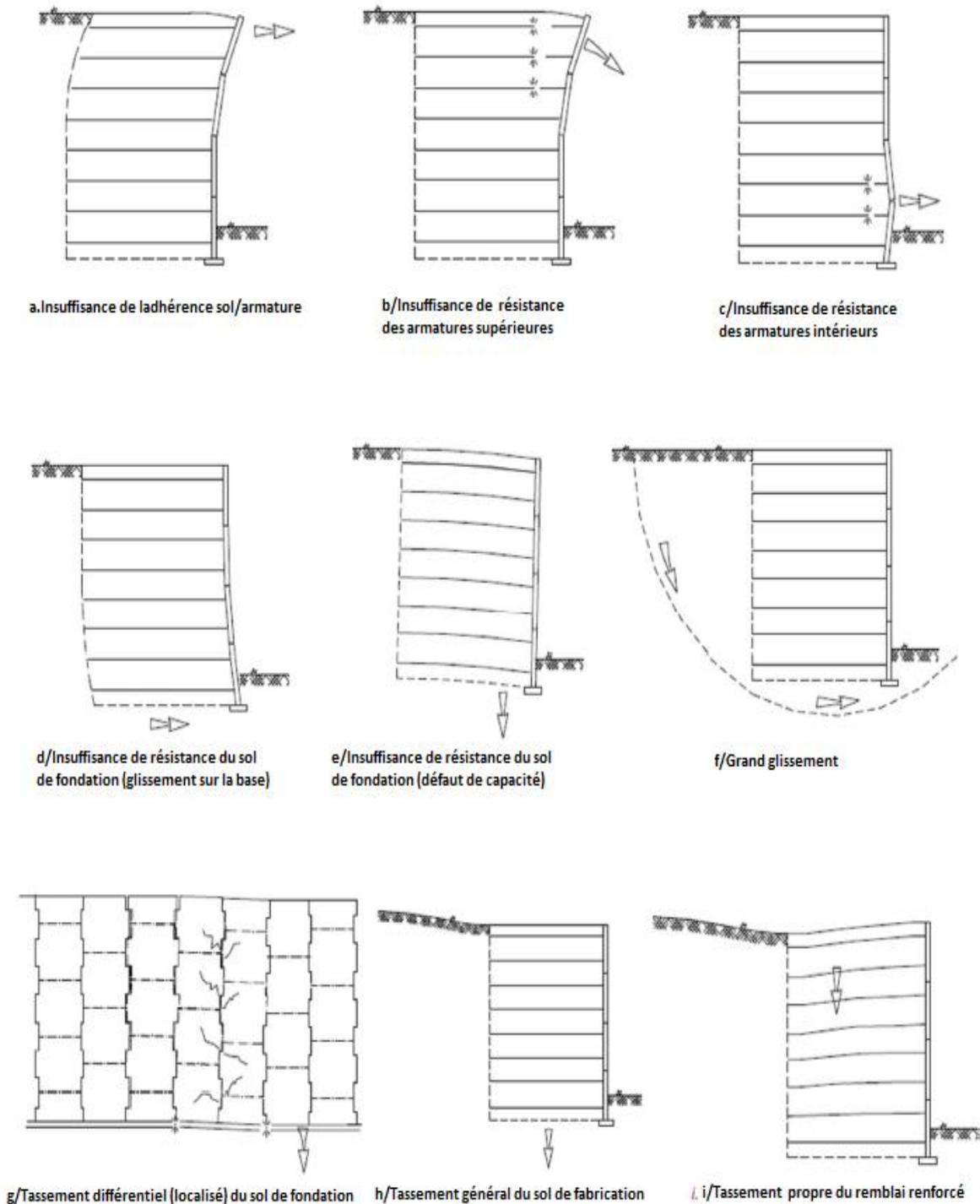


Figure 3.14 Modes de ruine des murs en remblai renforcés par éléments métalliques

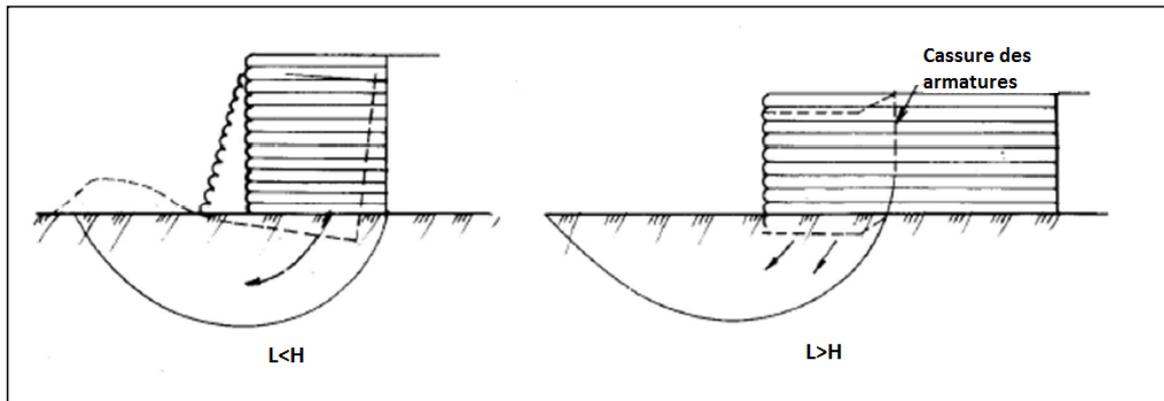


Figure 3.15 Modes de rupture de la fondation des murs en Terre Armée

3.2.7. Avantages

L'utilisation de la Terre Armée présente plusieurs avantages, à savoir:

- La grande souplesse du massif obtenu; qui peut supporter des déformations importantes (essentiellement tassement différentiels), ce qui permet de réaliser des ouvrages fondés directement sur les sols de fondation compressibles ou sur des pentes peu stables.
- La grande résistance vis-à-vis des efforts statiques et dynamiques.
- L'utilisation systématique d'éléments préfabriqués (armatures, parement) qui accélère la construction et qui ne nécessite qu'un matériel très léger.
- L'esthétique des ouvrages dont le parement se prête à des traitements architectoniques variés.
- Le coût relativement faible.

Ces avantages ont conduit à une large utilisation de cette technique dans divers domaines du Génie civil

3.2.8. Domaines d'utilisation

a. Ouvrages ferroviaires

Ils sont utilisés dans de nombreux pays pour le chemin de fer ou le métro : Conflans-sainte Honorine en région parisienne 400 m de longueur; ligne de Ganville-Westmead (Sydney Australie) 1 km de long et atteint parfois 7 m de hauteur; mines de Tavistock dans le Transvaal Afrique du Sud; ligne conduisant au centre de Dublin Irlande. Hormis quelques constructions spécifiques, l'application de la technique Terre Armée fait appel à la même technologie qu'en infrastructure routière, même si le souci de sécurité tend parfois à faire augmenter la durée de vie et les coefficients de sécurité pour les ouvrages ferroviaires



Figure 3.16 Ouvrage ferroviaires

b. ouvrages routiers

La plus grande utilisation des procédés Terre Armée concerne la construction de soutènement supportant des chaussées en terrain dénivelé des routes, autoroutes et les sites urbains (par exemple : les murs sous chaussées, simples ou étagés- les culées porteuses - les culées mixtes - les murs de rampes - les talus raidis- les merlons anti-bruit).[20]



Figure3.17 Ouvrage routiers

c. Ouvrages hydrauliques

La résistance aux sollicitations très sévères telles que les crues, les fortes marées de la glace, la houle, les tempêtes, les efforts de la glace et les chocs divers (bateaux, épaves, etc), la rapidité d'exécution, en particulier pour les travaux effectués en zone de marnage grâce à l'exécution simultanée de remblai mènent à une utilisation variée en site fluvial ou maritime. Aussi l'utilisation d'armatures géosynthétiques non corrodables et la possibilité de la[20] construction de murs de quai en Terre Armée effectuée entièrement sous l'eau, ont permis d'élargir cette technique dans les environnements salins et maritimes (marinas, port de pêche).



Figure 1.18.Ouvrage hydraulique

d. Ouvrages industriels et de protection

La technique Terre Armée est très utilisée pour répondre à des besoins d'aménagement dans les sites industriels classiques et spécifiques tel que les silos de stockage de charbon ou de minerai, les murs de décharge, les postes de criblage et de concassage.



Figure1.19.Ouvrage industriels et protection

e .Exploitation minière

Les ouvrages en Terre Armée résistent aux vibrations et peuvent supporter les charges dynamiques extrêmes générées par les véhicules miniers lourdement chargés.

Grâce à la polyvalence des technologies de parement, il est possible d'utiliser des panneaux en béton, des panneaux en acier semi-elliptiques ou un treillis soudé pour obtenir la géométrie requise (inclinaison de la face, alignement rectiligne ou incurvé). Le choix du parement

dépend également de la durée de service de l'ouvrage et de facteurs tels que l'emplacement du chantier.

Outre son utilisation pour les murs de soutènement et les culées de pont, la technique Terre Armée permet également de construire une large gamme d'ouvrages spécifiques du secteur minier :

- Quais de déchargement ;
- Silos de stockage et trémies de récupération de charbon, de minerai de fer, ...
- Unités d'alimentation ;
- Merlons de rétention ;
- Passages supérieurs ;
- Réservoirs pour déchets miniers.

Aujourd'hui, plusieurs centaines de quais de déchargement en Terre Armée sont en service dans des mines sur tous les continents, dont un grand nombre font partie des ouvrages en Terre Armée les plus élevés au monde. [21]



Figure 3.20 Exploitation minière

3.2.9. Calcul manuel

Exemple

Une section typique d'un mur de soutènement avec le remblai renforcé par des bandes métalliques est représentée sur la figure (3.21). Les données suivantes sont disponibles.

Hauteur $H = 9\text{m}$; $b = 100\text{ mm}$; $t = 5\text{ mm}$; $f_y = 240\text{MPa}$; F_s pour l'acier = 1.67 ; F_s sur le frottement du sol = 1.5 ; $\phi = 36^\circ$; $\gamma = 17.5\text{ KN/m}^3$; $\delta = 25^\circ$; $h \times s = 1 \times 1\text{ m}$.

Obligatoire

- (a) longueurs L et L_e à des profondeurs variables.
- (b) le plus grand T de tension dans la bande.
- (c) la tension admissible dans la bande.
- (d) vérifier la stabilité externe.

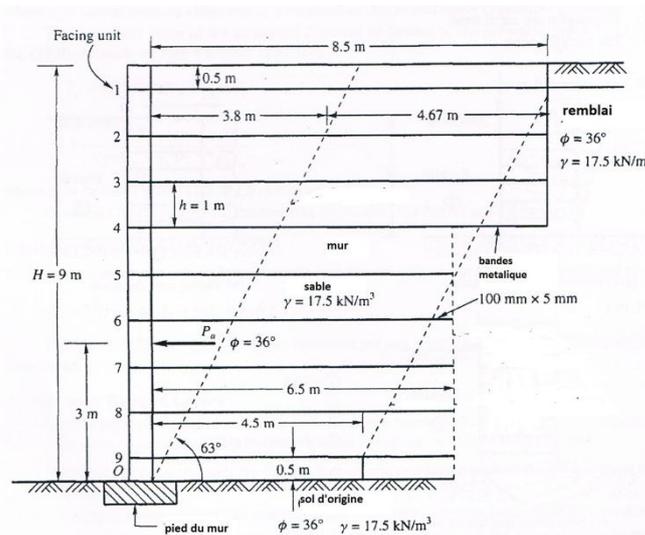


Figure 3.21. Mur renforcé par des bandes métalliques

Solution

à partir de l'équation. (1). la tension dans une bande à la profondeur z est

$$T = (\gamma z K_A + q_h) \cdot h \times s = 0 \dots\dots\dots(1)$$

Où $\gamma = 17.5\text{KN/m}^3$, $K_A = \tan^2 (45 - 36/2) = 0.26$, $s = 1\text{m}$; $h = 1\text{m}$.

Substituant

$$T = 17.5 \times 0.26 (1) [1] z = 4.55z \text{ KN/bande.}$$

$$L_e = \frac{F_s T}{2\gamma z b \tan \delta} = \frac{1.5 \times 4.55z}{2 \times 17.5 \times 0.1 \times 0.47 \times z} = 4.14 \text{ m.}$$

Ceci montre que la longueur $L_e = 4,14\text{m}$ est constante avec la profondeur.(Fig. 3.21) montre les positions de L_e pour les numéros 1 ,2..9 de bande. la première bande est situé à 0,5m sous la surface du remblai et le 9 à 8,5 m au-dessous avec des espacements à 1m de distance. la

tension dans chacune des bandes peut être obtenue en utilisant l'équation $T = 4.55 z$. total, le ΣT de tension calculé est :

$$\Sigma T = 184.29 \text{ KN/m depuis } s = 1 \text{ m.}$$

Comme un contrôle de la pression de la terre active totale est

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_A = \frac{1}{2} \times 17.5 \times 9^2 \times 0.26 = 184.28 \text{ KN/m} = \Sigma T$$

La tension maximale est dans la 9 ème bande, qui est, à une profondeur de 8,5 m au-dessous de la surface du remblai.

Par conséquent

$$T = \gamma z K_A sh = 17.5 \times 8.5 \times 0.26 \times 1 \times 1 = 38.68 \text{ KN/bande}$$

La tension admissible est :

$$T_a = f_a t b$$

$$\text{Ou } f_a = \frac{240 \times 10^3}{1.67} = 143.7 \times 10^3 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Substituant } T_a = 143.7 \times 10^3 \times 0.005 \times 0.1 \gg 72 \text{ KN} > T - \text{OK}$$

La longueur totale de la bande L à toute profondeur z est :

$$L = L_R + L_e = (H - z) \tan (45 - \phi/2) + 4.14 = 0.51 (9 - z) + 4.14 \text{ m}$$

$$\text{Ou } H = 9\text{m.}$$

La longueur telle que calculée ont été représentés sur la figure (3.21). il est parfois commode d'utiliser la même longueur L avec la profondeur ou étagé en deux blocs ou plus ou d'utiliser une variation linéaire comme représenté sur la figure.

Vérifier la stabilité externe

Vérification de la capacité portante

Il est nécessaire de vérifier la base du mur avec le remblai pour la capacité portante par unité de longueur de la paroi. La largeur de la paroi peut être prise égale à 4,5m (Fig3.21). à toutes fins pratiques, la forme, la profondeur et les facteurs d'inclinaison peuvent être pris égal à 1.

Vérifier la résistance au glissement

$$F_s = \frac{\text{résistance au glissement } F_R}{\text{force motrice } P_a}$$

$$\text{Ou } F_R = W \tan \delta = \frac{4.5 + 8.5}{2} \times 17.5 \times 9 \tan 36^\circ$$

$$F_R = 1024 \times 0.73 = 744 \text{ KN}$$

Ou $\delta = \varphi = 36^\circ$ pour le sol de fondation et $w =$ poids de la paroi renforcée

$$P_a = 184.28 \text{ KN}$$

$$F_s = \frac{744}{184.28} = 4 > 1.5 \text{ - - vérifier}$$

Vérifier le renversement

$$F_s = \frac{M_R}{M_0}$$

de (Fig. 3.21) en prenant des moments de toutes les forces d'environ θ , nous avons

$$\begin{aligned} M_R &= 4.5 \times 9 \times 17.5 \times \frac{4.5}{2} + \frac{1}{2} \times 9 \times (8.5 - 4.5) \left(4.5 + \frac{4}{3}\right) \times 17.5 \\ &= 1595 + 1837 = 3432 \text{ KN - m} \end{aligned}$$

$$M_0 = P_a \times \frac{H}{3} = 184.28 \times \frac{9}{3} = 553 \text{ KN - m}$$

$$F_s = \frac{3432}{553} = 6.2 > 2 \text{ - - vérifier}$$

3.3. Murs de soutènement en sols renforcés par géogrilles

Utilisés pour la première fois dans les années soixante dans les travaux publics (pistes, routes), les géogrilles sont un développement avancé de géotextiles en agrandissant les mailles des géotextiles et en les ajustant aux matériaux nécessaires. Ces produits s'orientent alors vers une application spécifique c-à-d. l'armement [24].

Les géogrilles 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 [23].

Les principales fonctions des géogrilles suivant leur conception et leurs caractéristiques sont : la filtration, la séparation, le drainage, le renforcement, la protection et le contrôle de l'érosion [23].

3.3.1. Domaine d'emploi

Les domaines d'emploi sont nombreux et variés:

- fondation de routes, chaussées, voies de chemin de fer



Figure 3.22 Installation des géogrilles au niveau des traverses, avant le levage et le bourrage du ballast

- Protection de drains ou d'ouvrages de drainage



Figure 3.23 Mise des géogrilles au-dessous des drains

- Séparation de matériaux de remblais



Figure 3.24 Séparation de matériaux de remblais

- Armature pour l'asphalte



Figure 3.25. L'enrobé est mise en œuvre directement sur la géogridle

- Protection contre le glissement des terres



Figure 3.26 Mur de protection contre le glissement

- Barrière de protection contre la pénétration par des racines végétales (par exemple pour protéger une terrasse végétalisée des racines qui sécrètent des substances capables de dégrader certains matériaux). Ce type de textile contient souvent un biocide (cuivre...).



Figure 3.27 Mise en place de la géogrille de retenue des terres

- Remblais renforcés par pieux et géosynthétiques.

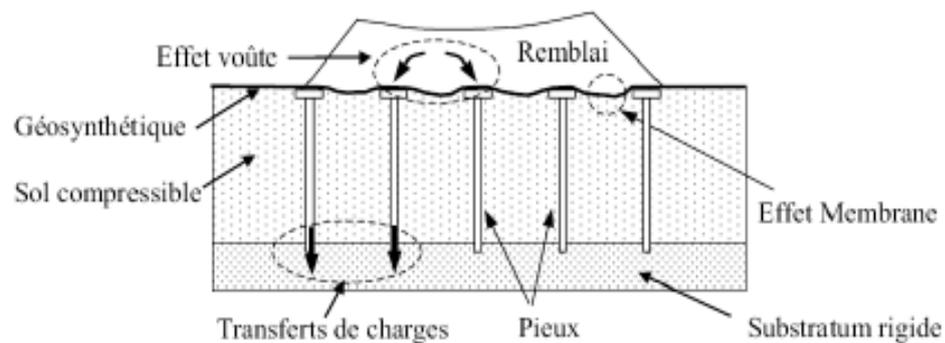


Figure 3.28 Remblai renforcé par pieux et géosynthétique

3.3.2. Les Matériaux utilisés dans le renforcement par géogrilles

3.3.2.1. Types de Géogrilles

➤ Uni-axiale

Les géogrilles uni-axiales sont des structures de polyéthylène haute densité possédant de longues ouvertures dans le sens longitudinal. Le mécanisme de transfert des contraintes du sol à la géogrille provient de la géométrie ouverte interagissant avec les particules granulaires du sol de remblais par un mécanisme de verrouillage, suite à la compaction de ce dernier dans les ouvertures de la grille. Grâce à leur géométrie unidirectionnelle, elles possèdent une résistance élevée en traction dans le sens longitudinal et permettent de transférer les charges dans le sens de leur longueur. Ce type de grille est généralement utilisé pour le renforcement des sols dans une direction comme dans le cas d'un renforcement de talus, ou comme composante dans les murs de soutènement pour transférer les efforts de la façade vers le massif de sol [27].



Figure 3.29 Géogrille uni-axiale

➤ Bi-axiales

Les géogrilles bi-axiales de la série BX sont des structures de polyéthylène haut densité possédant des ouvertures carrées. Le mécanisme de transfert des contraintes du sol à la géogrilles provient de la géométrie ouverte interagissant avec les particules granulaires du sol de remblais par un mécanisme de verrouillage suite à la compaction de ce dernier dans les ouvertures de la grille. Grâce à leur géométrie bidirectionnelle, elles possèdent une résistance en traction dans les deux axes et permettent de transférer les charges dans les deux sens. Ce type de grille est généralement utilisé pour le renforcement des fondations de routes ou de plate-forme [27].

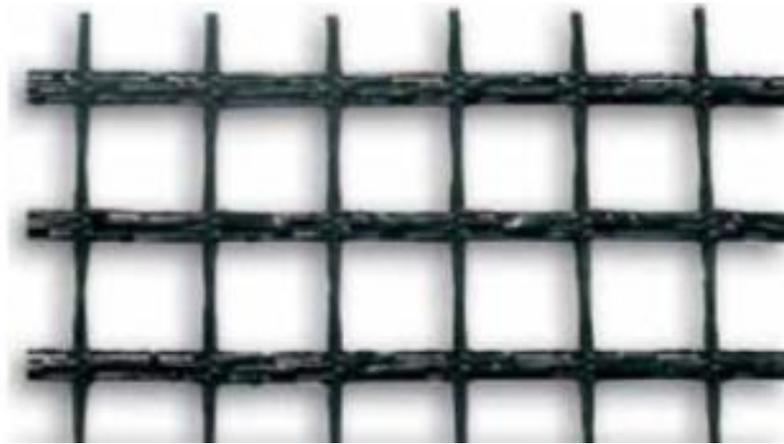


Figure 3.30 Vue en plan d'une géogridde bi-axiale

➤ Tri-axiales

Les géogrids triaxiaux sont des structures de polyéthylène à haute densité possédant des ouvertures triangulaires. Le mécanisme de transfert des contraintes du sol à la géogridde provient de la géométrie ouverte interagissant avec les particules granulaires du sol de remblais par un mécanisme de verrouillage, par la compaction du sol dans les ouvertures de la grille. Grâce à leur géométrie isotopique, elles possèdent une résistance en traction dans de multiples axes, et permettent de transférer les charges dans toutes les directions. Ce type de grille est généralement utilisé pour le renforcement des fondations de routes ou de plateformes



Figure 3.31 Vue en plan d'une géogridde tri-axiale

3.3.2.2. Matériaux de remblai

En général les terres utilisées pour le remblai sont déterminantes pour la stabilité des structures de sol renforcé.

En effet, il est possible d'utiliser n'importe quel type de terre mais il faut le traiter de telles sortes que l'angle de frottement interne soit élevé, par conséquent les sols granulaires (sable,

Chapitre III. Murs de soutènement en sols renforcés

graviers ou fragments de pierres) qui ont un angle de frottement interne élevé s'avèrent être la meilleure solution.

Le matériau de remblai participe directement à la résistance des ouvrages en remblai renforcé, l'ensemble des spécifications imposées au choix de ce matériau, qui portent notamment sur leur identification géotechnique, d'une part, et sur leurs caractéristiques mécaniques de résistance au cisaillement, d'autre part [26].

Il doit satisfaire à la fois :

- Aux critères des matériaux utilisables appartiennent aux familles de sols pour lesquels il n'y a pas de limite de hauteur pour leur usage en remblai courant, ce qui exclut en particulier les matériaux évolutifs, les sols gonflants, etc.
- A des critères relatifs à la situation de l'ouvrage et à son environnement (exposition au gel, aux inondations, etc.).
- A des critères spécifiques aux ouvrages en remblais renforcés par géosynthétiques qui, outre l'aspect mécanique (pourcentage de fines, diamètre maximal conforme à la règle d'un $D_{\max} < 2/3$ de l'épaisseur de la couche, etc.), doivent inclure la nécessité de ne pas détériorer les éléments géosynthétiques durant la mise en œuvre (matériaux non anguleux, etc.).
- Aux spécifications relatives au vieillissement des géosynthétiques (compatibilité entre le géosynthétique et le matériau du remblai - risque d'agressions chimiques, alcaline, microbiologique, etc). [26]



Figure 3.32 Matériau de remblai

En effet, le matériau traité constitue un milieu dont le PH est généralement élevé, et peut de ce fait provoquer une accélération du vieillissement des éléments de renforcement [26].

3.3.2.3. Le parement

Le parement est la face apparente du remblai renforcé. Ses fonctions sont :

- Protéger le massif de toute agression extérieure et en particulier de l'érosion superficielle
- Eviter les ruptures locales affectées le remblai ;
- D'un point de vue purement esthétique améliorer l'apparence extérieure de l'ouvrage (Sur tout pour les parements en écailles). [28]

Les types des parements :

- Parement géotextile

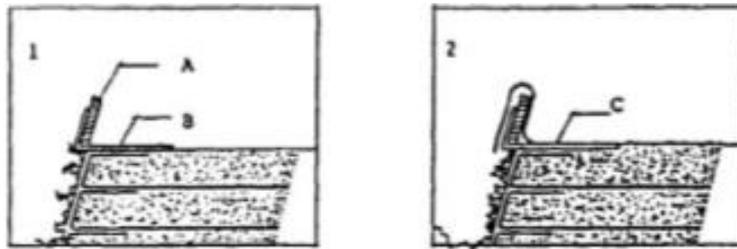


Figure 3.33 Parement en géotextile

- Parement en éléments préfabriqués

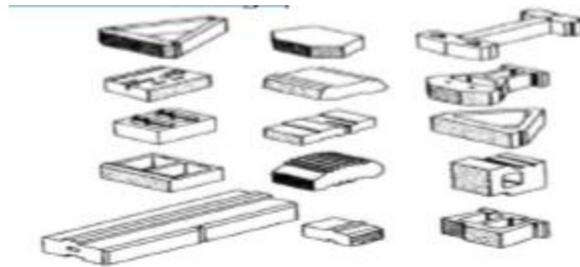


Figure 3.34 Les types des éléments préfabriqués

Les éléments préfabriqués sont des cellules plus ou moins creuses, de géométrie variée que l'on remplit si nécessaire de matériau. Les nappes de renforcement sont protégées mais l'ouvrage perd de sa déformabilité et le coût du parement est élevé.

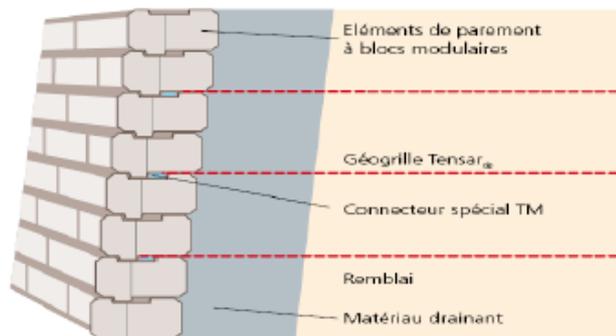


Figure 3.35 Parement préfabrique

➤ Parement en terre végétale (avec renforts)

Des parements en terre végétale peuvent être recherchés avec un objectif supplémentaire de protection contre l'érosion par géogridde ou par produits géotextiles alvéolaires. Le géotextile de renfort est bien protégé mais la pente maximale autorisée pour ce genre de parement n'est que de 45° [28].

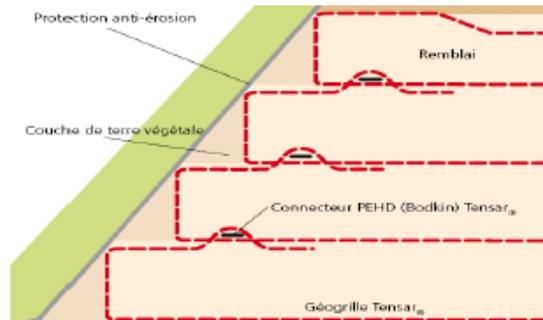


Figure 3.36 Parement en géotextile

➤ Le parement utilisant des conteneurs souples en géotextiles ou en conteneurs de type gabions.

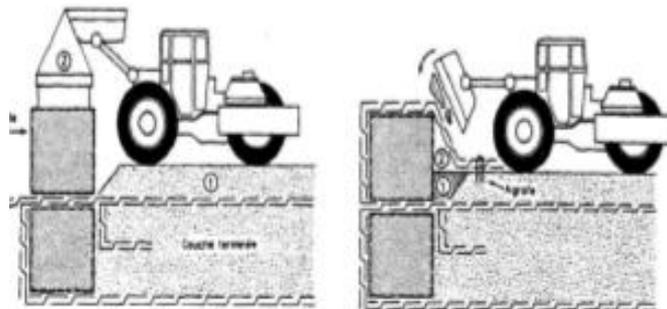


Figure 3.37 Parement de type conteneurs

➤ Le parement en pneumatiques usagés

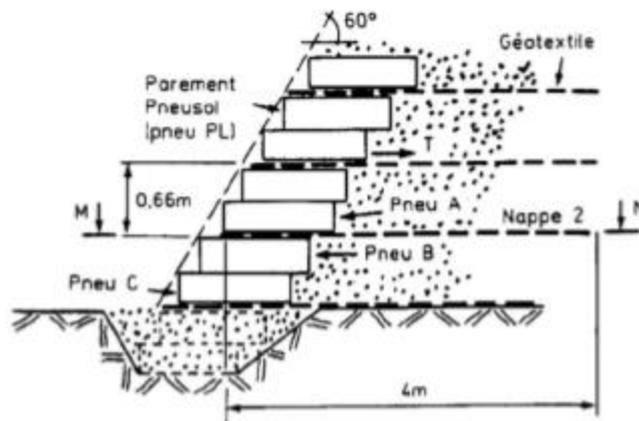


Figure 3.38 Parement en type pneumatique

➤ Le parement Textomur

Ce parement associe à la fois un treillis métallique, un produit textile non tissé servant à la revégétalisation et un géotextile de renforcement en polyester lui aussi non tissé. Le textile de revégétalisation qui recouvre l'intérieur du treillis a pour rôle de protéger le parement contre l'érosion de l'eau et du vent et de permettre aux végétaux de s'y fixer [28].

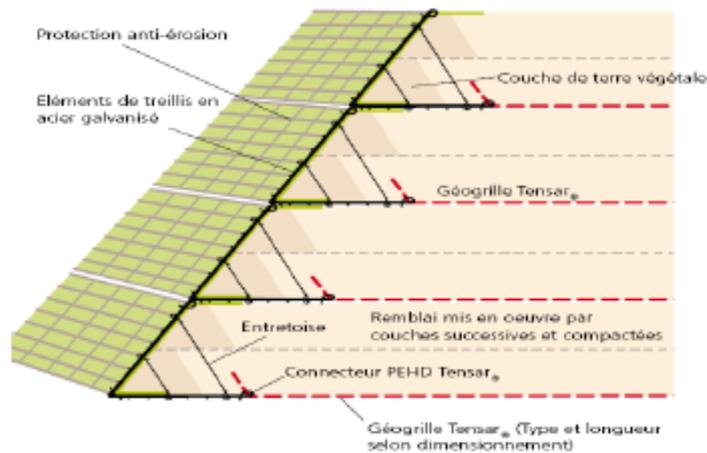


Figure 3.39 Parement TVG vert

➤ Parement en gabions

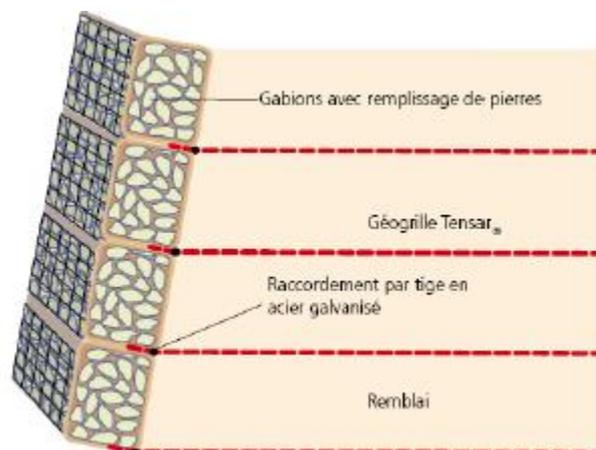


Figure 3.40. Parement en gabion

➤ Le parement géogrille de type Terra Bloc

Ce procédé consiste à former de blocs triangulaires entourés d'un grillage métallique. Une géogrille bi-axiale entoure le prisme et forme une boucle qui permet la mise en place de ce prisme. La boucle est alors rabattue et la géogrille déployée est remblayée [28].

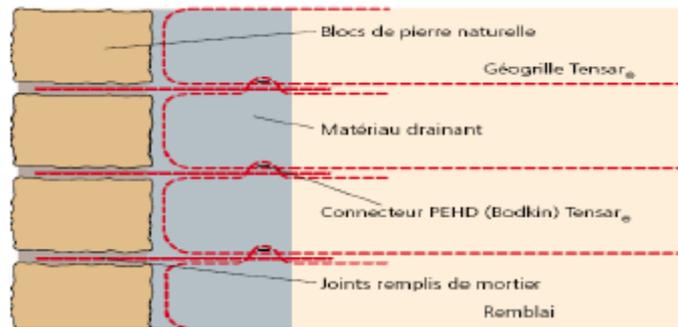


Figure 3.41 Parement géogrille de type terra bloc

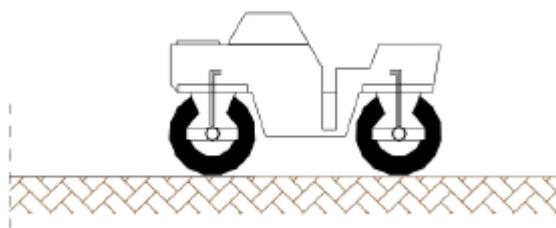
3.3.3. Le procédé de mise en œuvre

Les particularités et notamment le mode de fonctionnement des massifs renforcés par des nappes géogrilles impliquent de manière générale :

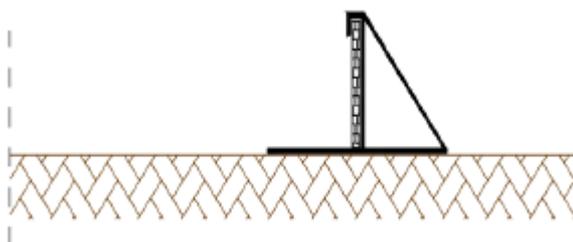
- Une mise en pré-tension des nappes au moment de leur recouvrement par les matériaux de remblai
- Un compactage soigné du matériau de remblai et tout particulièrement à proximité du talus et du parement ;
- la mise en œuvre de dispositions constructives particulières permettent d'assurer le respect de la géométrie des talus avec celle définie dans les plans d'exécution ;
- La protection et, si nécessaire, l'aménagement décoratif de la partie visible des nappes sur les talus par tout procédé approprié [29].

3.3.4. Les phases de mise en œuvre

- Compactage du sol support, mise en place éventuelle d'une couche drainante [30] ;

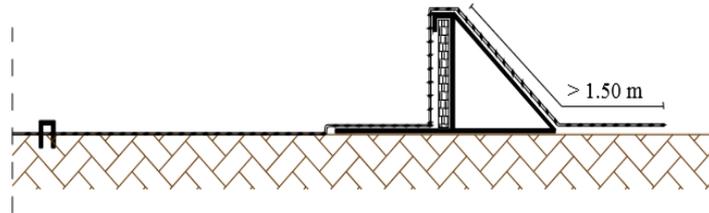


- Mise en place du coffrage temporaire ;

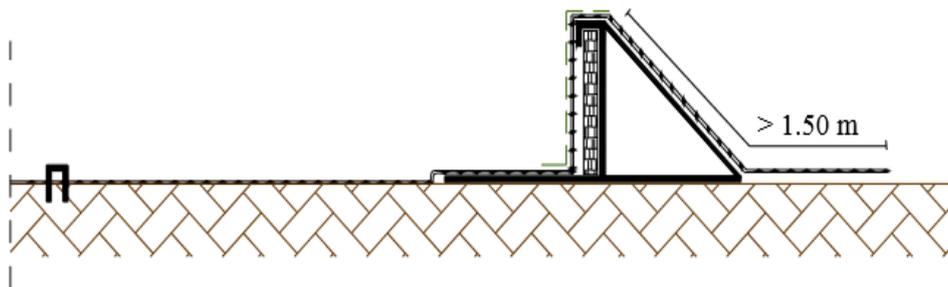


Chapitre III. Murs de soutènement en sols renforcés

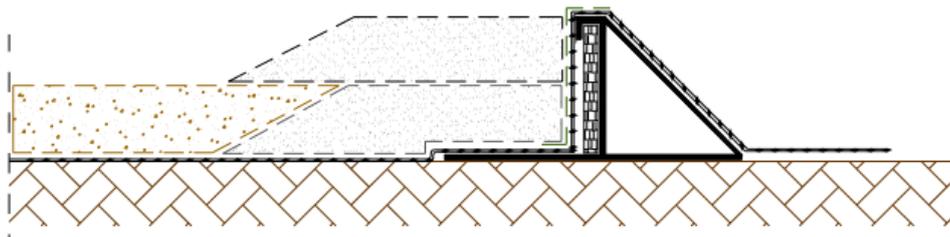
- Mise en place de la géogrille ;
- Prévoir un retour d'ancrage derrière parement d'au moins 1.50 m ;
- Mise en place de crochets en U pour maintenir la géogrille ;



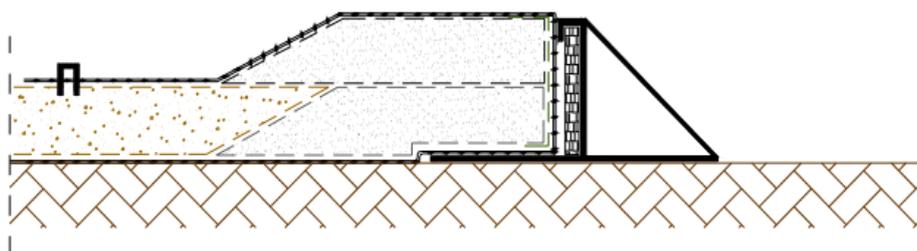
- Mise en place du géotextile de protection contre l'érosion et pour la végétalisation (Recouvrement 20 cm) ;



- Apport et compactage de la couche de sol n°1 (Epaisseur d'au moins 0.20 m) ;
- Apport et compactage de la couche de sol n°2 (derrière le parement) ;

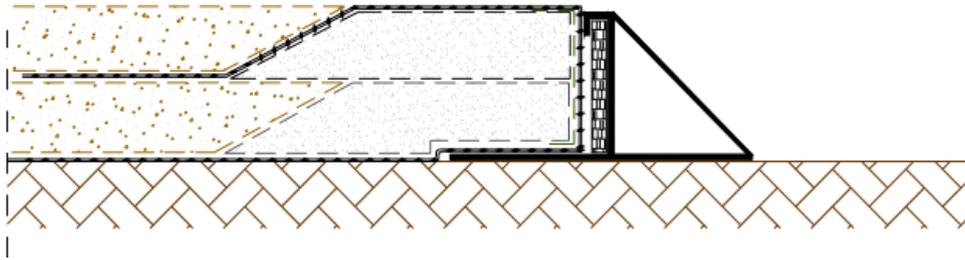


- Mise en place du retour de nappe de la géogrille ;
- Mise en place de crochets en U pour fixer la géogrille ;

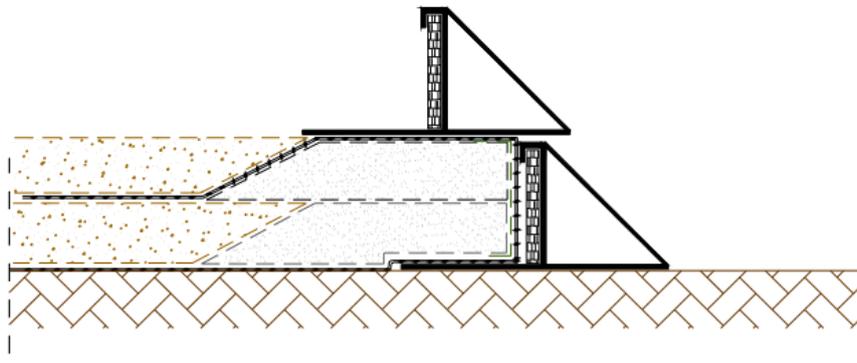


Chapitre III. Murs de soutènement en sols renforcés

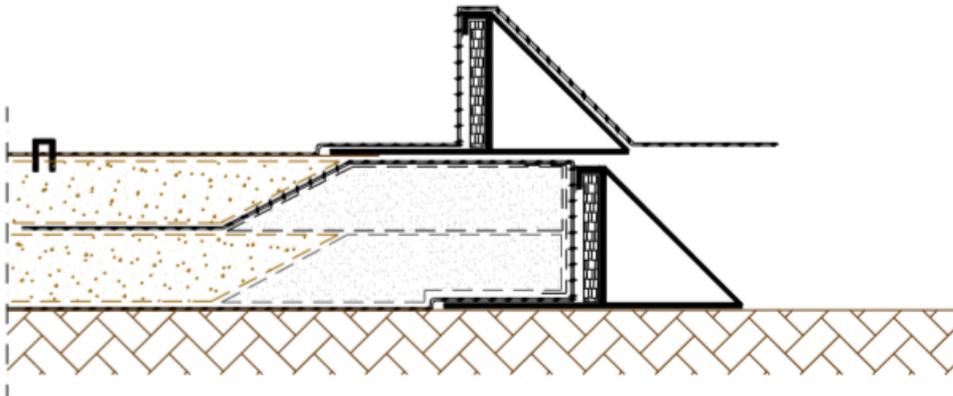
- Apport et compactage de la couche de sol jusqu'à égalisation ;



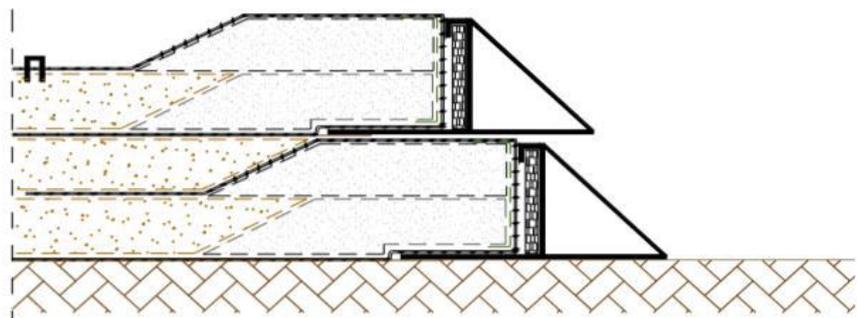
- Mise en place de la deuxième rangée de parement temporaire ;



- Mise en place de la géogrille ;
- Mise en place de barre U pour la fixer ;

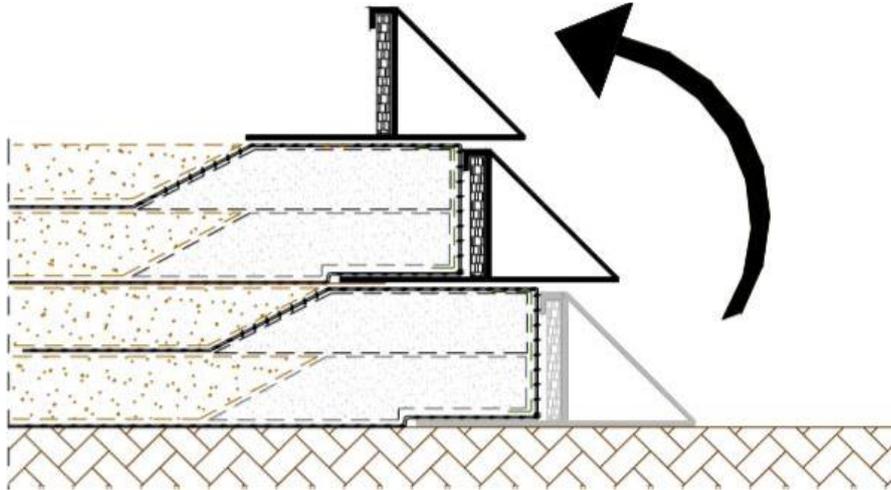


- Mise en place de crochets en U pour le maintenir ;

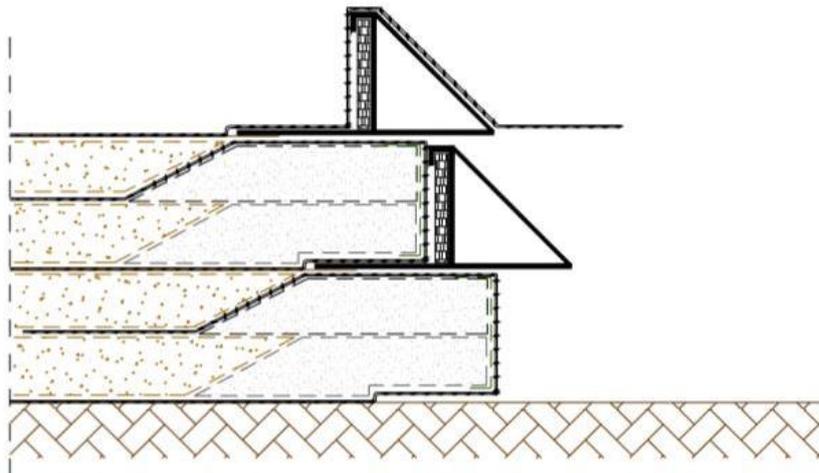


Chapitre III. Murs de soutènement en sols renforcés

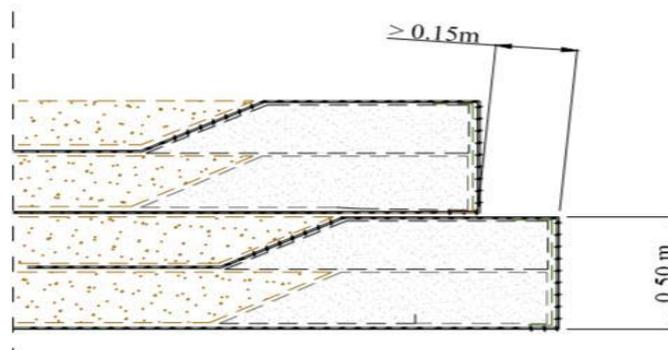
- Apport et compactage des couches de sol ;
- Mise en place du retour de nappe de la géogrille ;
- Mise en place de crochets en U pour fixer la géogrille ;



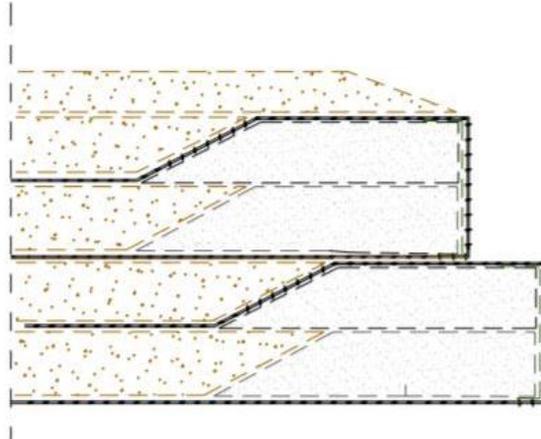
- Enlèvement du coffrage au niveau (N-2) pour le mettre en place au niveau (N) ;



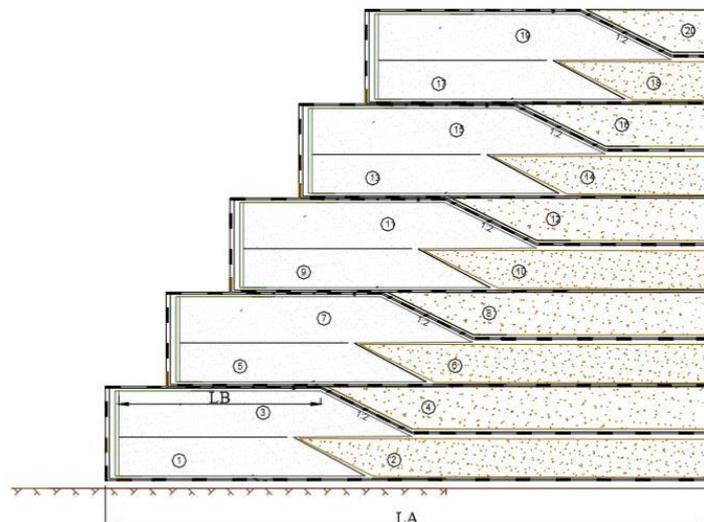
- Mise en place de la géogrille.
- Construction du massif comme les phases précédentes.



- Mise en place de la deuxième rangée de parement temporaire ;



- Principe de construction de la dernière couche.



Phases de construction

LA : longueur d'ancrage nécessaire d'après le dimensionnement

LB : longueur du retour nécessaire d'après le dimensionnement

N : nombre de couches [26]

3.3.5. Conditions de mise en œuvre des géosynthétiques

La mise en œuvre du géosynthétique se fait classiquement sur une couche de sol compacté. L'interface sol / géosynthétique est plane.

Lorsqu'on utilise des sols grossiers (particulièrement pour les matériaux provenant d'éboulements), il peut subsister des branches, des blocs anguleux qui poinçonnent le géosynthétique. Il est difficile de prévoir si ce phénomène contribue à l'ancrage de la nappe dans le sol ou si au contraire cela nuit à la résistance du produit.

La mise en œuvre du géosynthétique sur un sol non compacté (le compactage étant effectué après recouvrement par une nouvelle couche de remblai) permettrait le “festonnage” et apporterait un plus en terme de frottement et d’ancrage.

L’angularité des grains ne semble toutefois pas être le seul facteur d’endommagement. En effet les étirements répétés subis par le géosynthétique à chaque passage du rouleau compresseur provoquent une fatigue accélérée de ce dernier. Ceci est d’autant plus vrai que la différence de déformabilité entre le sol et le renforcement est importante. La teneur en eau joue un rôle essentiel [25].

3.3.6. Mode d’action de renforcement par géogrilles

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-géogrille mais aussi par auto blocage entre la grille et le remblai Figure (3.42) pour une géogrille biaxiale rigide et une géogrille bi-axiale souple.

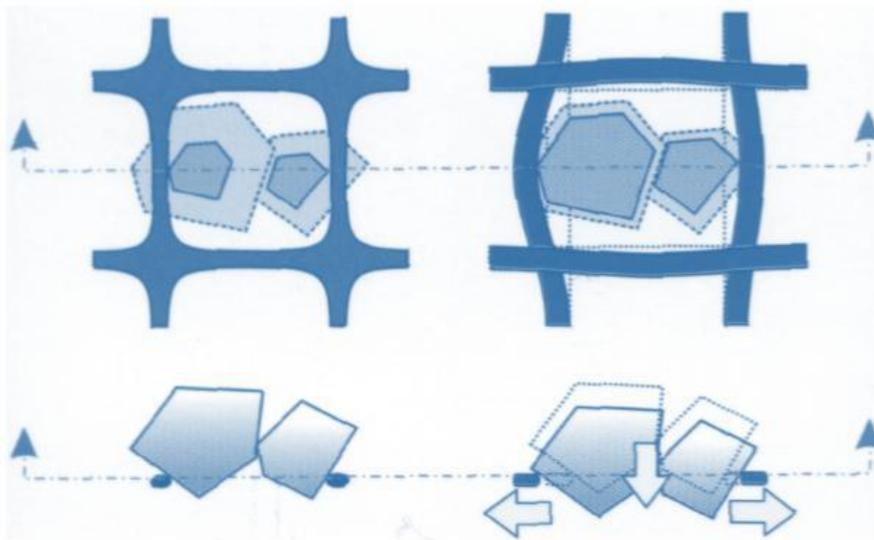


Figure 3.42 Imbrication des grains dans une géogrille rigide (à gauche) et souple (à droite)

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.

D’autre part, la nature même des géogrilles fait que leur module d’élasticité est élevé ce qui génère une grande résistance à la traction pour de faibles contraintes. En outre, le problème du fluage à long terme est réduit en grande partie.

Leur surface de contact avec le sol est plus faible : l’ancrage des géogrilles se fait essentiellement par le blocage d’éléments à l’intérieur des mailles. Ceci a pour effet d’augmenter la cohésion entre les grains. Ce phénomène dénommé la “pseudo-cohésion” (interlocking), nécessite une bonne adéquation entre le diamètre moyen des grains et la taille de la maille.

3.3.7. Principe de fonctionnement de géogridde

Les inclusions (nappes de géotextiles, grilles, etc.) ne possèdent pas en général de rigidité à la flexion. Dans le cas des géogriddes, qui sont classées comme produits apparentés aux géotextiles, l'interaction entre le sol et le renforcement est de deux types : frottement latéral le long des éléments longitudinaux, c'est-à-dire des éléments orientés dans le sens de la traction, et résistance en butée le long des éléments transversaux. Il est à noter que, la mise en place dans un remblai s'accompagne d'une mise en traction partielle sous l'effet du compactage, dont il faut tenir compte dans le dimensionnement, ce mécanisme est bien défini dans la figure (3.43). [27]

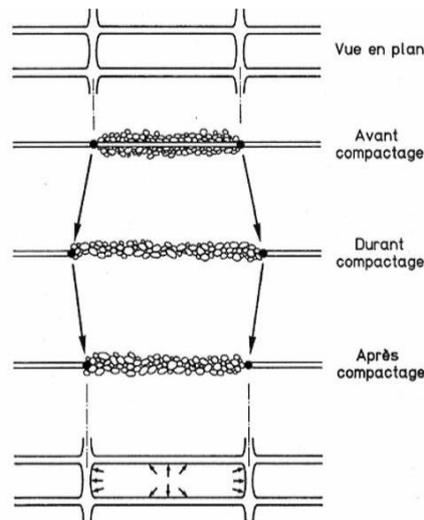


Figure 3.43 Mécanisme de mise en tension des treillis et géogriddes durant le compactage

3.3.8. Comportement mécanique sol-géogridde

La connaissance du comportement sol-géogridde est indispensable dans tout projet de génie civil. Les propriétés d'interaction sol-géogridde sont obtenues à partir d'étude sur le comportement en place et aussi à partir d'essais en laboratoire.

3.3.8.1. Résistance et déformabilité

La résistance des géogriddes croît avec la pression de confinement exercée par le sol sur la géogridde.

L'essai adapté par McGown et al, 1982 pour la déformabilité et la résistance de l'essai d'extraction de géotextile confine.

Ce dernier est réalisé par un appareil très simple (Figure 3.44) proposé par Enstopher en (1983) et permettant de déterminer la courbe effort-déformation en traction d'une géogridde en terrée.

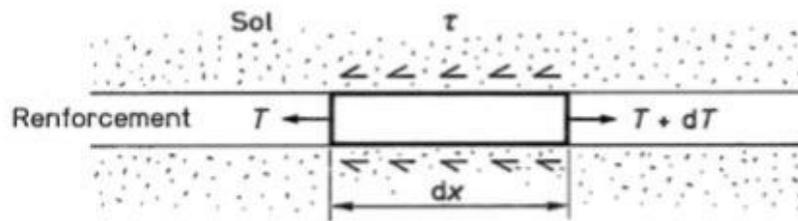


Figure 3.44 Essai de traction

3.3.8.2. Frottement sol-géogridde

Il est souvent nécessaire de connaître le comportement en frottement du système sol-géogridde surtout lorsque les géogriddes sont utilisées comme éléments de renfort dans les ouvrages.

Le frottement dépend :

- Des caractéristiques de résistance au cisaillement du sol ;
- De l'extensibilité de la géogridde
- De l'angularité des grains ;
- De la contrainte normale ;
- Et de la densité du sol.

Pour mesurer le frottement sol- géogridde on utilise l'essai de cisaillement direct. Le sol placé dans la demi boîte supérieure est bien frotté sur la géogridde qui est placée à la surface de la demi boîte inférieure. Cet essai ne nécessite pas d'appareillage complexe.

3.3.9. Prédimensionnement des nappes de géogriddes

Basé sur des observations in-situ d'ouvrage de soutènement en sol renforcé, la longueur minimum prescrite des éléments de renforcement est Selon la norme NF P 94-220-0:

$$L \geq 0,7.H$$

La dimension transversale d'un ouvrage à parement vertical en remblai armé est généralement voisine de 0,7 Hm.

Ainsi chaque changement de longueur entre lits de renforcement consécutifs dans l'ouvrage est-il limité à la plus grande des deux valeurs : 0,15 H et 1 m.

La longueur minimale est de 0,4 H en pied et n'est pas inférieure à 0,5 H en moyenne pour un mur à parement vertical.

Le Tableau 3.1 présente l'espacement relatif maximal S_v/H des lits en fonction de la longueur du lit inférieur L_{inf} et de la hauteur mécanique H [25].

Tableau 3.1. Espacement relatif maximal S_v/H en fonction du rapport L_{inf}/H

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

3.3.10. Les modes de ruptures

Les figures (3.45) et (3.46) illustre le principe de dimensionnement des massifs de soutènement en sol renforcé, il prend en compte :

- Des mécanismes de rupture externe (ouvrage considéré comme un mur-poids) Figure (3.45.a,b,c) :
 - Glissement du massif sur la base ;
 - Renversement ;
 - Poinçonnement.
- Des mécanismes de rupture interne au massif en sol renforcé (Figure 3.45 d,e,f):
 - Rupture en traction des géosynthétiques ;
 - Arrachement des géosynthétiques ;
 - Glissement aux interfaces des géosynthétiques ;
- Des mécanismes de rupture du parement (Figure 3.45.g, h, i) :
 - Rupture du liaisonnement ;
 - Cisaillement de l'empilement des blocs ;
 - Flexion du parement.
- Se rajoute l'analyse de la stabilité globale (glissement général) incluant la zone adjacente à l'ouvrage de soutènement, cette analyse est généralement conduite en utilisant des méthodes conventionnelles de stabilité des pentes (figure 3.46).

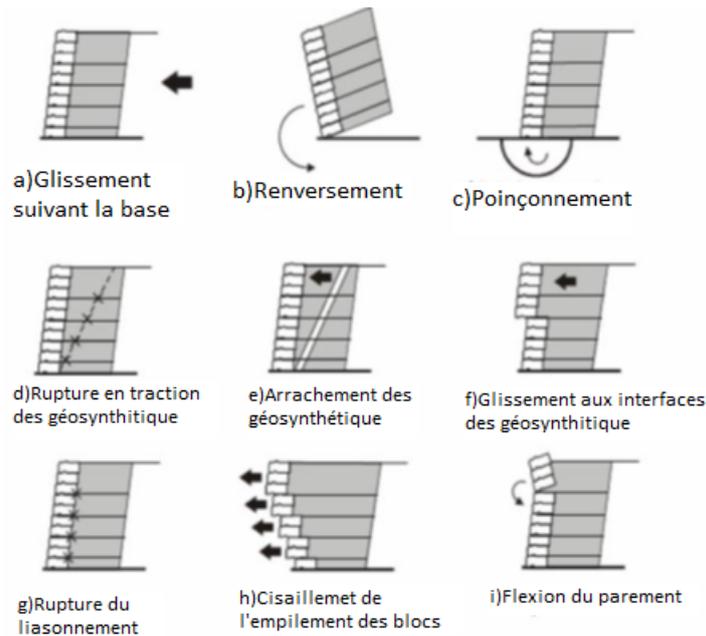


Figure 3.45 Dimensionnement à la rupture des massifs en sol renforcé stabilité externe : a), b), c) ; stabilité interne : d), e), f) ; stabilité du parement : g), h), i).

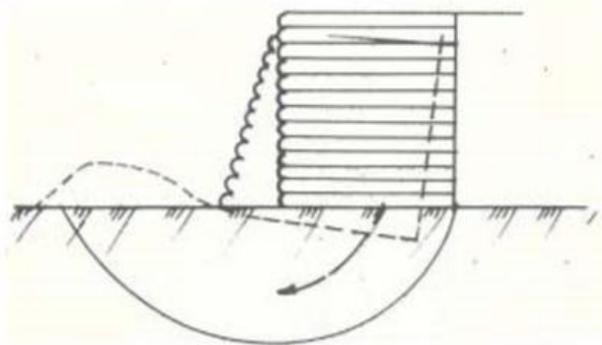


Figure 3.46 Analyse de la stabilité générale du mur renforcé

3.3.11. Avantages et inconvénients de l'utilisation de géogrilles pour le renforcement

3.3.11.1. Les avantages

- 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) ;

Chapitre III. Murs de soutènement en sols renforcés

- Augmentation de la sécurité et de la stabilité des remblais ;
- Préservation de l'aspect naturel du paysage ;
- Optimisation des coûts de construction.

3.3.11.2. Les inconvénients

- Peu de souplesse en flexion ;
- Recouvrement important conseillé (Tensar préconise 1,5 m) ;
- Rigidité ;
- Mécanismes et caractérisation de la mobilisation du frottement et/ou du pseudo cohésion mal connue [25].

3.3.12. Conclusion

Dans ce chapitre, nous venons de présenter brièvement quelques procédés de soutènement en sol renforcé, historique de leur développement, leur mode de construction, leur rôles, leurs principaux avantages par rapport au soutènement classique et large variété d'applications dans plusieurs domaines.

Comme on l'a montré, Les procédés de renforcement des sols se sont considérablement développés à travers le monde dans le domaine de la construction géotechnique grâce à leur performance, à leur économie et à leur esthétique, ce qui exige l'élaboration des méthodes fiables et pratiques de conception des structures en sols renforcés.

3.3.13. Calcul manuel de la stabilité

Exercice 2 :

La Figure 3.21 montre une section de mur de soutènement avec le renforcement de géotextile. Le mur est remblayé avec un sol granulaire ayant $\gamma = 18 \text{ kn/m}^3$ et $\phi = 34^\circ$, un tissu géotextile stil-film avec une uniforme charge appliqué de 10 Kn / m^2 et ayant $\delta = 24^\circ$ et force $T_u = 50 \text{ kn/m}$

L'orientation de géotextile est perpendiculaire à la face de la paroi et les bords sont à se déborder pour gérer la direction de trame. Un facteur de sécurité de 1,4 doit être utilisé avec des facteurs spécifiques au site réduction

Obligatoire :

- (a) l'espacement des couches de géotextiles
- (b) détermination de la longueur des couches de tissu
- (c) vérifier la stabilité externe.

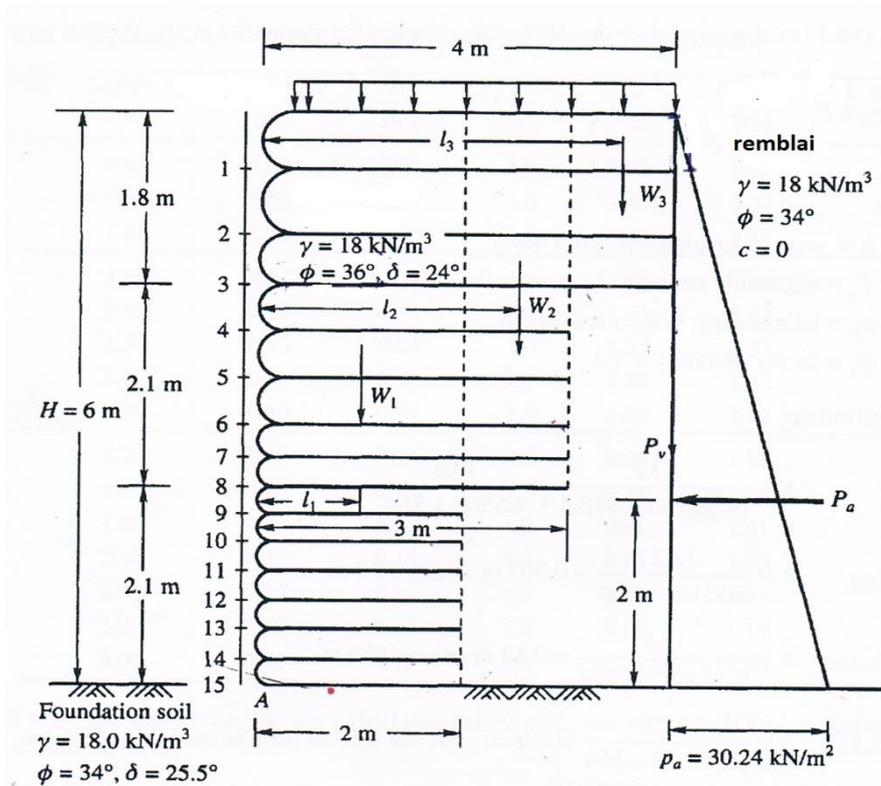


Figure 3.47 Mur renforcé par géogridle

Solution :

1-l'espacement entre les couches de géotextile :

A) D'après l'équation (1) :

$$h = \frac{T_a}{\delta Z K_A + q_h} = \frac{T_a}{P_h \cdot F_s} \dots \dots \dots (1)$$

D'où : $P_h = P_a + q_h$

Les données :

$$\delta = 18 \text{ kN/m}^3 \quad \phi = 36^\circ$$

$$K_A = Tg^2 \left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad , \quad q_h = q \cdot K_A$$

$$K_A = 0.26$$

$$P_h = (18 \cdot 0.26) \cdot Z + 10 \cdot 0.26 = 4.68 Z + 2.60$$

$$P_h = 4.68 Z + 2.60$$

Chapitre III. Murs de soutènement en sols renforcés

B) D'après l'équation (2)

$$T_a = T_u \frac{1}{R_{F_{ID}} + R_{F_{CR}} + R_{F_{CD}} + R_{F_{BD}}} \dots \dots \dots (2)$$

Les facteurs de réduction d'après le tableau 19.4 "Mur"

T_u = résistance a la traction ultime = 50KN/m.

$$T_a = 50 \cdot \frac{1}{1.2 * 2.5 * 1.15 * 1.1} = 13.2 \text{ KN/m}$$

$T_a = 13.2 \text{ KN/m}$

$$h = \frac{13.2}{[4.68 Z + 2.60] * 1.4} = \frac{13.2}{6.55 Z + 3.64}$$

- **a Z= 6m**

$$h = \frac{13.2}{6.55 * 6 + 3.64} = 0.30 \text{m}$$

$h = 0.30 \text{m}$

- **a Z= 3.3m**

3.3 = le nombre de câble qui ont la distance ou bien l'espace entre eux $0.30 = 9$

Donc $= 9 * 0.30 = 2.7$

La hauteur totale $H = 6 \text{m}$

$$3.3 = 6 - 2.7$$

$$h = \frac{13.2}{6.55 * 3.3 + 3.64} = 0.52 \text{m}$$

$h = 0.50 \text{m}$

- **a Z= 1.3**

1.3 = le nombre de câble qui ont la distance entre eux $= 0.50 = 4$ donc $4 * 0.50 = 2$

Il nous reste $3.3 \text{m} = 3.3 - 2 = 1.3 \text{m}$

$$h = \frac{13.2}{6.55 * 1.3 + 3.64} = 1.08 \text{m}$$

$h = 1.08 \text{m}$

Chapitre III. Murs de soutènement en sols renforcés

- mais pour la répartition on prend $h = 0.65$
- la longueur de la couche ou bien du câble :

$L = L_R + L_e$ D'après l'équation (19.16)

$$L_e = \frac{T F_s}{2 \gamma Z \text{Tang } \sigma} = \frac{P_h \cdot h \cdot F_s}{2 \gamma Z \tan \delta} = \frac{h(4.68 Z + 2.60) \cdot 1.4}{(2 \cdot 18) Z \cdot \tan 24}$$

$$L_e = \frac{h(6.55 Z + 3.64)}{16 Z}$$

$$L_R = (H - Z) \text{Tang} \left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$L_R = (6 - Z) (0.509)$$

- si on prend la 1^{ère} couche = (1^{er} câble)

$$Z = 0.65 \text{ m}, \quad h = 0.65 \text{ m}$$

$$L_e = \frac{0.65 (6.55 \cdot 0.65 + 3.64)}{16 \cdot 0.65} = 0.493 \text{ m}$$

$$L_e = 0.493 \text{ m} \quad L_{e(\min)} = 1 \text{ m}$$

$$L_R = (6 - 0.65) (0.509) = 2.723$$

$$L_R = 2.723 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } L = 1 + 2.72 = 3.72$$

$$L = 4 \text{ m}$$

Le 2^{ème} câble :

$$Z = 0.65 + 0.65 = 1.30 \text{ m}$$

$$h = 0.65 \text{ m}$$

== de la même façon on trouve : $L = 3.39 = 4 \text{ m}$

3- vérification de la stabilité externe :

$$F_s = \frac{M_R}{M_o}$$

$$M_R = w_1 h_1 + w_2 h_2 + w_3 h_3 + w_4 h_4$$

$$W_1 = H \cdot L \cdot \sigma = 6 \cdot 2 \cdot 18 = 216 \text{ KN}$$

$$l_1 = \frac{2}{2} = 1 \text{ m}$$

Chapitre III. Murs de soutènement en sols renforcés

$$W_2 = [(6 - 2.1) * (3 - 2)] * 18 = 70 \text{ KN}$$

W = la surface du rectangle $\times \gamma$

$$l_2 = (2 + 0.5) = 2.5 \text{ m}$$

$$w_3 = (6 - 4.2) * (4 - 3) * 18 = 32.4 \text{ KN}$$

$$l_3 = 3 + 0.5 = 3.5 \text{ m}$$

$$M_o = P_a \left(\frac{H}{3} \right)$$

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cdot K_A$$

$$P_a = \frac{1}{2} * 18 * 6^2 * 0.28 = 90.7 \text{ KN/m}$$

$$P_a = 90.7 \text{ KN/m}$$

$$F_s = \frac{(213 * 1) + (70.2 * 2.5) + (32.4 * 3.5)}{90.7 * 2} = 2.78 > 2$$

Tableau 3.2 les résultats des espacements et longueurs de géotextile

Layer No	Depth z (m)	Spacing h (m)	L _e (m)	L _e (min) (m)	L _R (m)	L (cal) (m)	L (suggested) (m)
1	0.65	0.65	0.49	1.0	2.72	3.72	4.0
2	1.30	0.65	0.38	1.0	2.39	3.39	-
3	1.80	0.50	0.27	1.0	2.14	3.14	-
4	2.30	0.50	0.26	1.0	1.88	2.88	3.0
5	2.80	0.50	0.25	1.0	1.63	2.63	-
6	3.30	0.50	0.24	1.0	1.37	2.37	-
7	3.60	0.30	0.14	1.0	1.22	2.22	-
8	3.90	0.30	0.14	1.0	1.07	2.07	-
9	4.20	0.30	0.14	1.0	0.92	1.92	2.0
10	4.50	0.30	0.14	1.0	0.76	1.76	-
11	4.80	0.30	0.14	1.0	0.61	1.61	-
12	5.10	0.30	0.14	1.0	0.46	1.46	-
13	5.40	0.30	0.14	1.0	0.31	1.31	-
14	5.70	0.30	0.14	1.0	0.15	1.15	-
15	6.00	0.30	0.13	1.0	0.00	1.00	-

Chapitre IV. Interprétation des résultats obtenu par Plaxis

4.1. Le Logiciel PLAXIS

PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux, ou trois dimension spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows. Pour se familiariser rapidement avec l'utilisation de cette interface et avec les caractéristiques principales du programme. L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves).

4.2. Modélisation numérique du comportement des murs en sol renforcé par geogrid

4.2.1. Problème

On va faire une modélisation numérique par élément fini d'une couche de sable renforcé par des géogrids. Le sol est soumis à une charge uniformément répartie. La définition géométrique retenue pour cette étude est représentée sur la figure (4.5). Le problème est modélisé par un modèle géométrique plan 2D de 14m de largeur et 6m de hauteur

4.2.2. Le Maillage

a) Paramètres généraux

- 1) Lancer PLAXIS Input.
- 2) Choisir New project.
- 3) General Settings : on définit ici les données générales.
 - 3.1 Titre "Fondation" ou autre
 - 3.2 General AxisymetryPuis éléments à 15 nœuds
 - 3.3 Dimension

Titre	Force portante
Caractéristiques générales	Calcul en déformation plane (<i>plane strain</i>) Éléments à 15 nœuds
Dimensions	On prendra un modèle de: 6m à gauche, 14m. à droite, 0 en bas et 6 m. en haut.

Remarque : il est possible de revenir en arrière en allant dans le menu *File* et puis *General Settings*

c) Conditions en déplacement

On choisit dans ce exemple d'imposer un :

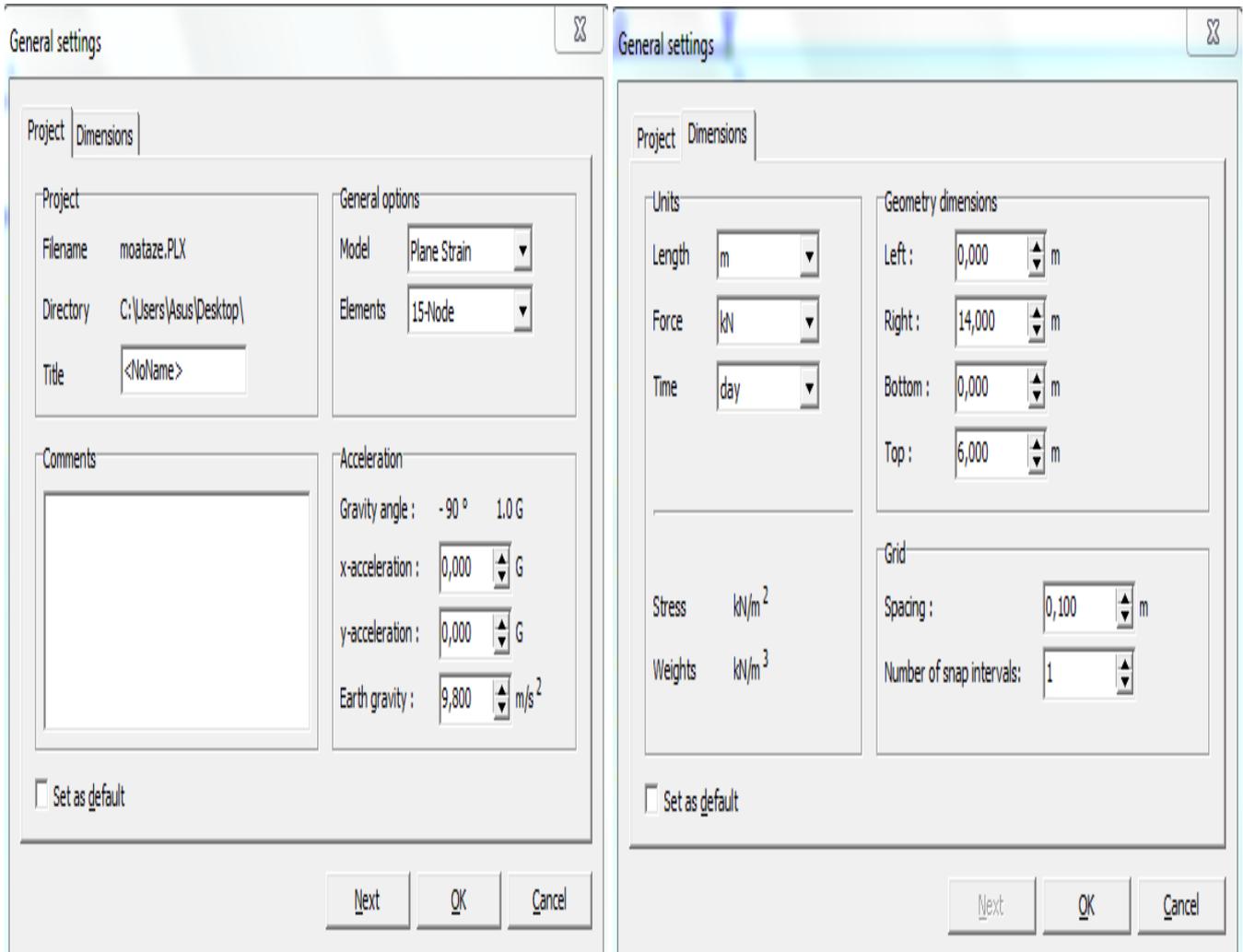


Figure 4.1 Paramètre général

- fixities horizontal : On choisit l'icône correspondante et on trace le déplacement entre les points (14,6) et (14,0) cliquez boutons droit pour terminer
- fixities vertical et fixities horizontal : on trace le déplacement entre (0,0) et (14 ,0) cliquez boutons droit pour terminer
- rotation fixities (plates) : placer le curseur au point (0 ,0) cliqué ok

4.2.3. Propriétés des matériaux

a) Propriétés des sols.

- On choisira le modèle de Mohr-Coulomb
- Entrer les propriétés données dans le tableau 4.1

Tableau 4.1 Paramètre de sol

Paramètre	Valeur
Modèle de comportement	Mohr Coulomb
Module d'Young (E')	40000 KN/m ²
Angle de frottement Φ	36°
Angle de dilatance Ψ	6°
Cohésion (kPa) c	1 KN/m ²
Poids volumique γ	17 KN/m ³
Poids volumique γ_{unsat}	20 KN/m ³
Coefficient de Poisson ν	0,30

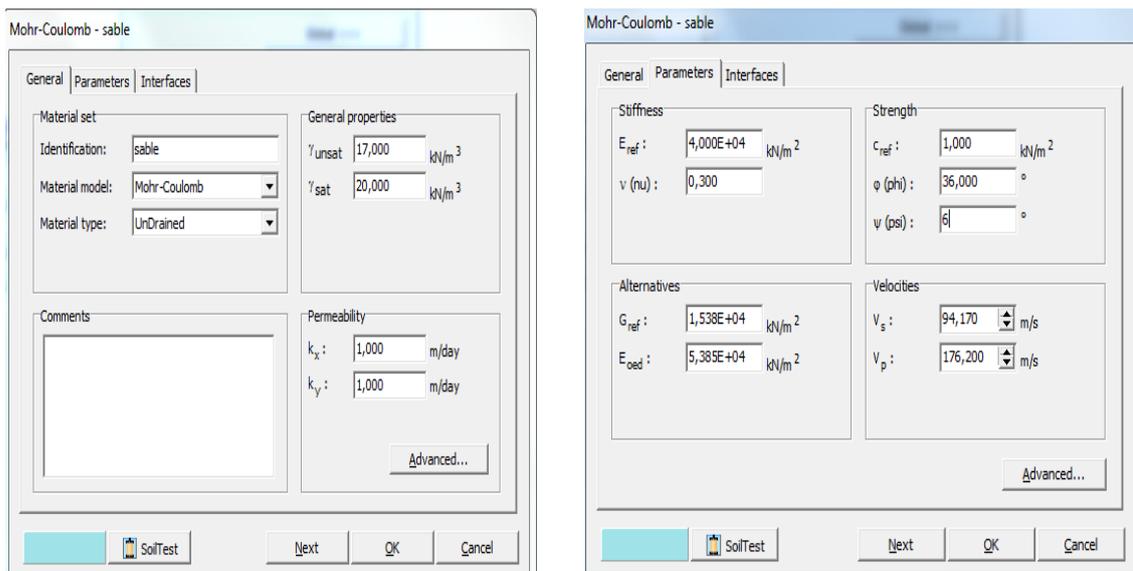


Figure 4.2 les paramètres du critère de Mhor-coulomb

On affecte ces propriétés aux couches de sols en faisant glisser l'icône du sol de la base de données jusqu'aux différents domaines du dessin.

b) Propriétés des plate

Pour le mur ont saisi les propriétés présentées dans le tableau 2 en choisissant les matériaux plats.

Tableau4.2 Propriétés de la plate

Paramètre	Nom	Valeur	Unité
Type de comportement	<i>Material type</i>	Elastique	
Rigidité normale	<i>EA</i>	12000000	kN/m
Rigidité de flexion	<i>EI</i>	120000	kNm^2/m
Epaisseur équivalente	<i>d</i>	0,343	m
Poids	<i>w</i>	5,25	kN/m/m
Coefficient de Poisson	<i>v</i>	0,150	

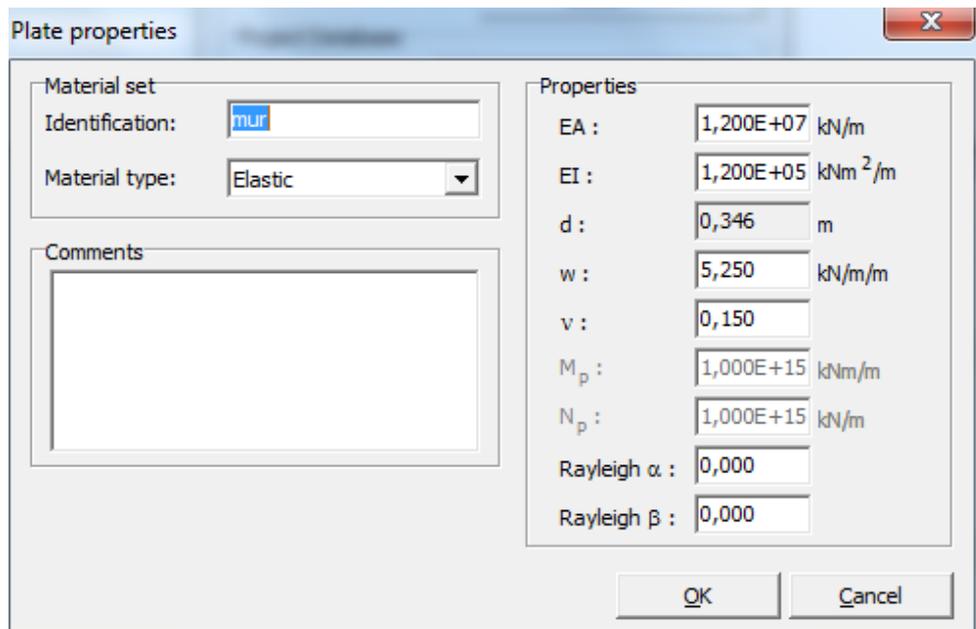


Figure 4.3 Plate propriétés

c) Propriété des geogrid

Enfin, il est nécessaire de définir geogrid par ses propriétés geogrid

Identification	EA[kN/m]
Géogrid	390

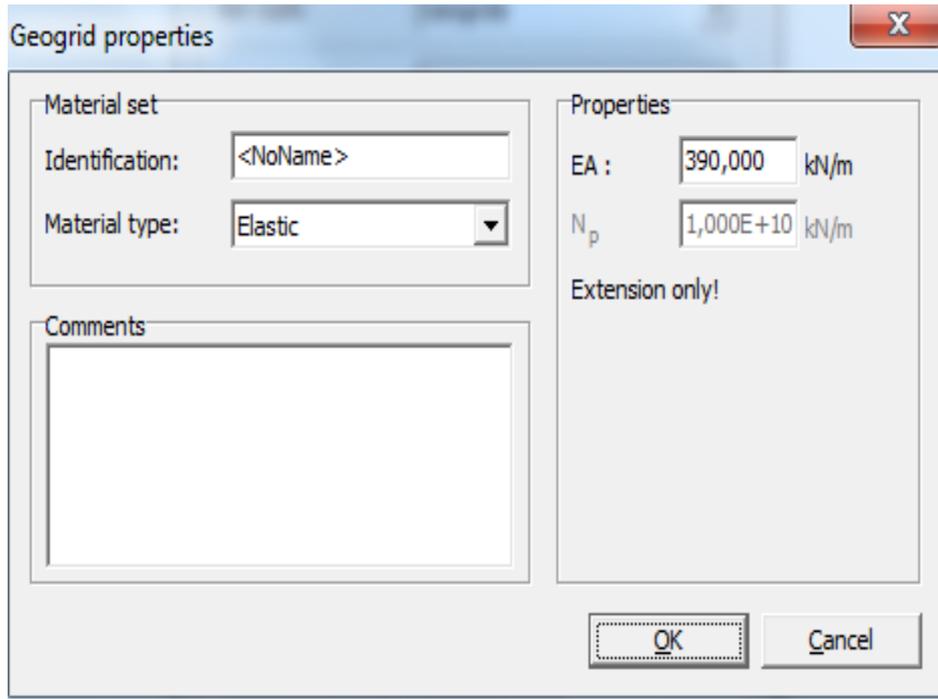


Figure 4.4 Géogridle propriétés

Dans les cas ci-dessus, on affecte les propriétés aux éléments correspondants en faisant glisser l'icône du matériau de la base de données jusqu'aux différents domaines du dessin, on obtient alors la (figure 4.5)

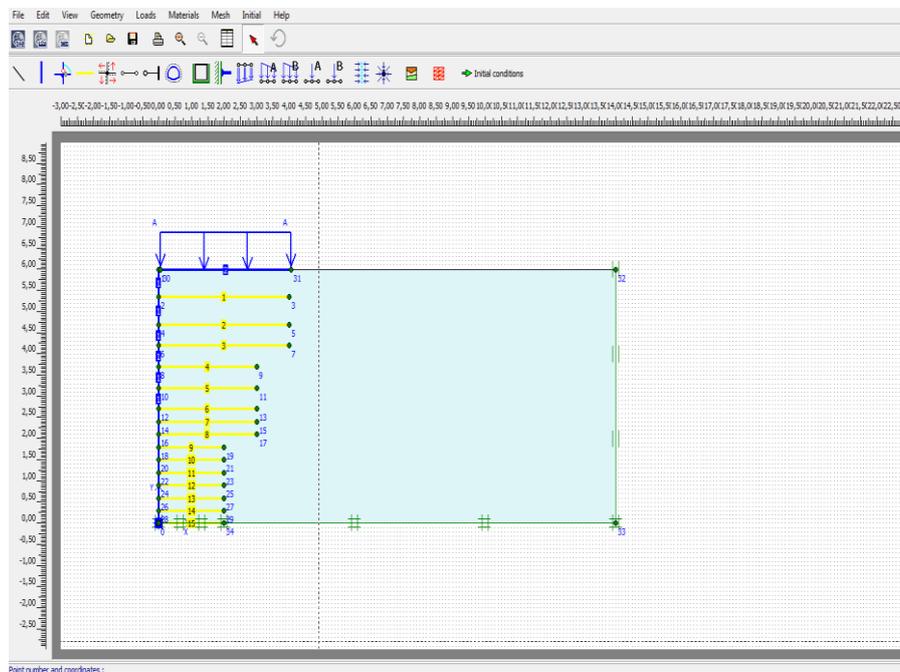


Figure 4.5 Définition de la géométrie.

4.2.4. Génération du maillage.

L'icône "maillage" permet d'effectuer automatiquement le maillage du problème. On obtient alors le résultat ci-dessous. Notons dès maintenant qu'il serait possible de raffiner ce maillage localement ou globalement.

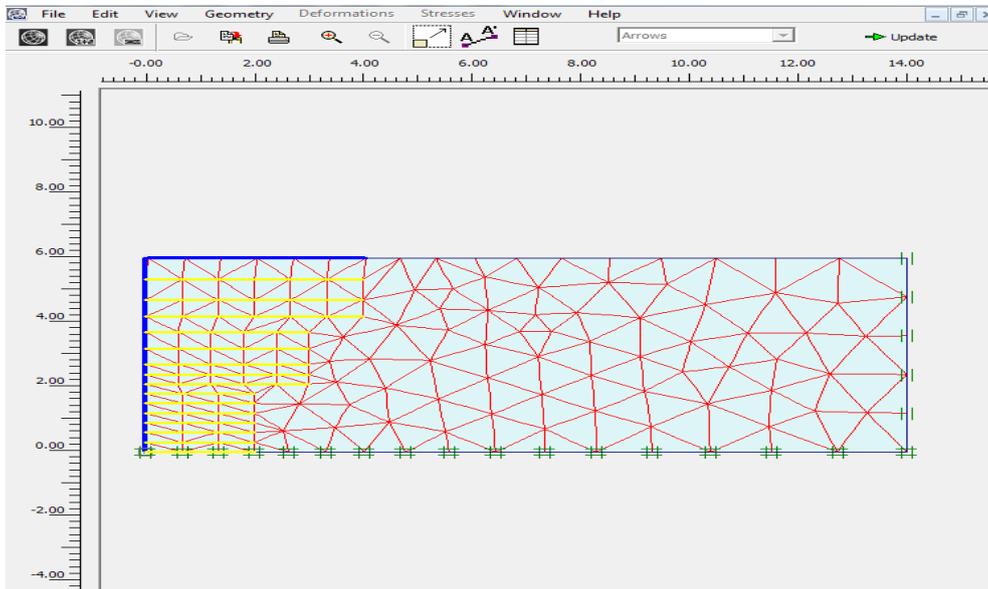


Figure 4.6 Maillage de mur

4.2.5. Conditions initiales

Valeur de K_0 est proposée automatiquement d'après la formule de Jaky. On garde le poids du sol à 1, ce qui correspond à une application totale de la gravité.

On obtient alors la fenêtre ci-dessous où le K_0 est proposé en fonction de la formule de Jaky.

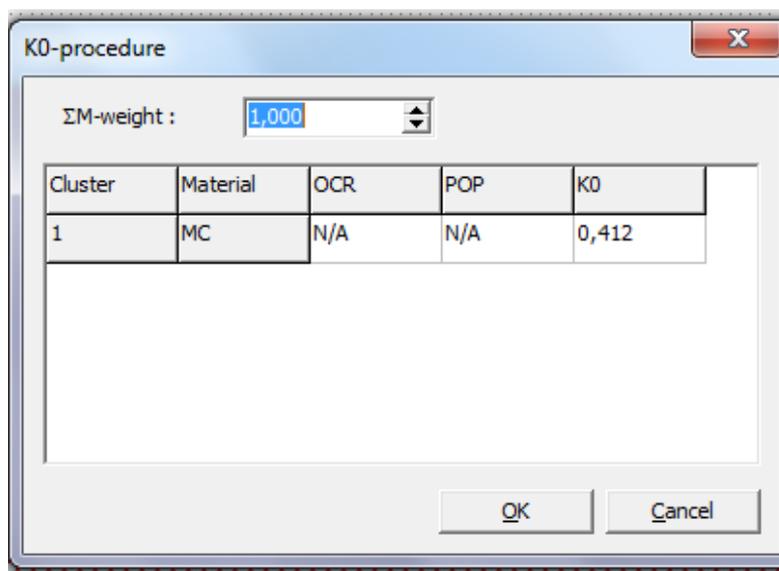


Figure 4.7 Choix de K_0

Les contraintes initiales sont alors calculées.

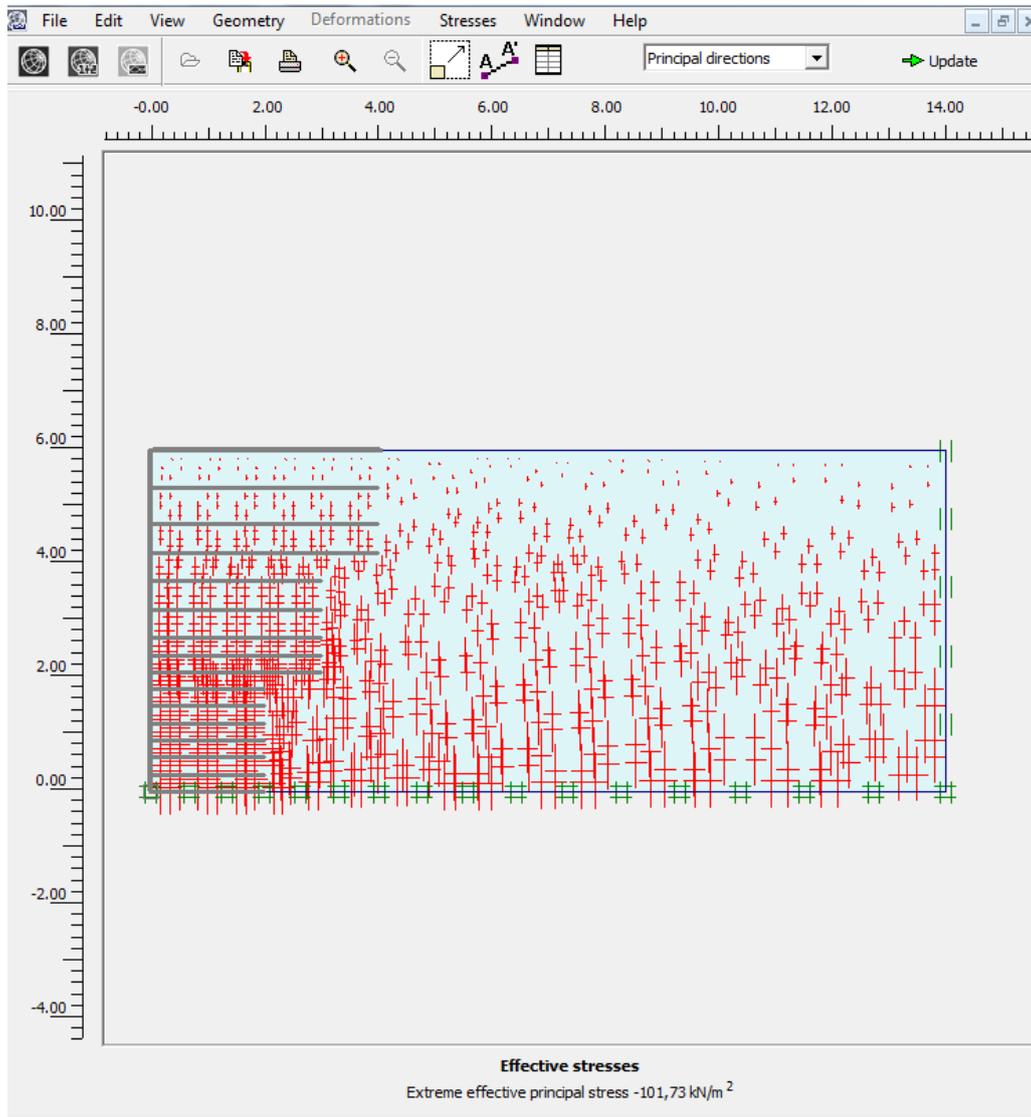


Figure 4.8 Initialisation des contraintes.

On doit alors sauver les données avant de rentrer dans le programme de calcul (*Calculations*) : PLAXIS le propose automatiquement.

4.2.6. Calcul

Après la définition d'un modèle aux élément finis, les calculs proprement dits peuvent être effectués.

a) Général

On choisit un calcul plastique

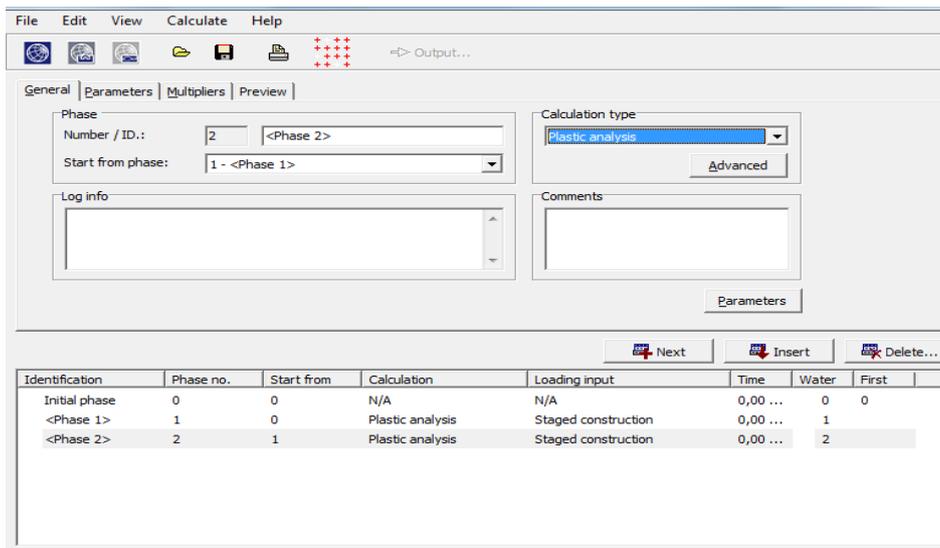


Figure 4.9 Menu général de calcul

b) Paramètre

- phase 1 ; on a activé le sol + la charge+ mur

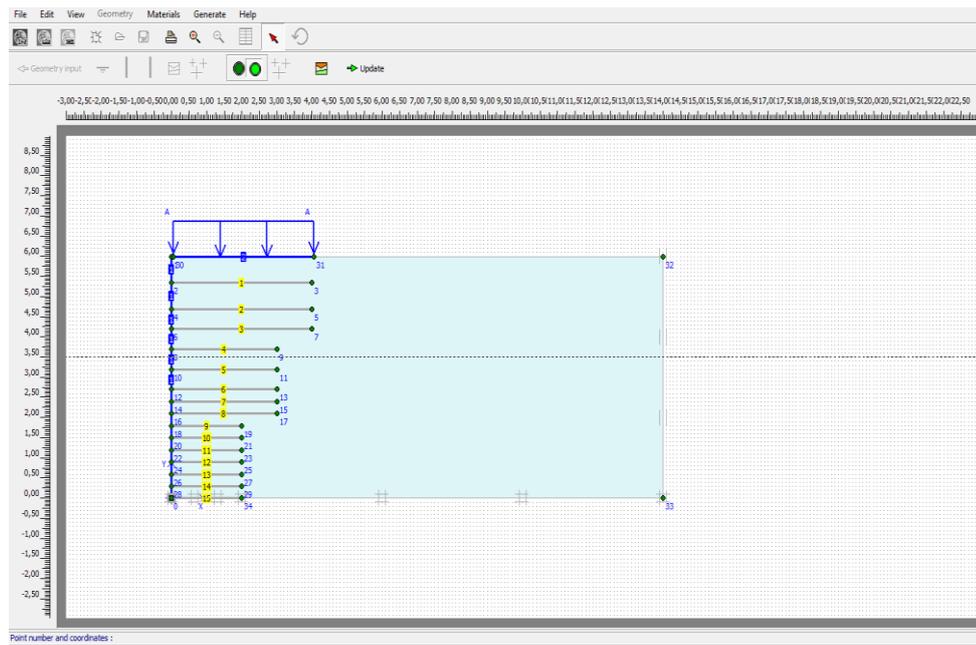


Figure 4.10 Phase 1 sol non renforcé

- phase 2 : On a activé le sol + la charge + mur +les géogrilles selon le nombre désiré

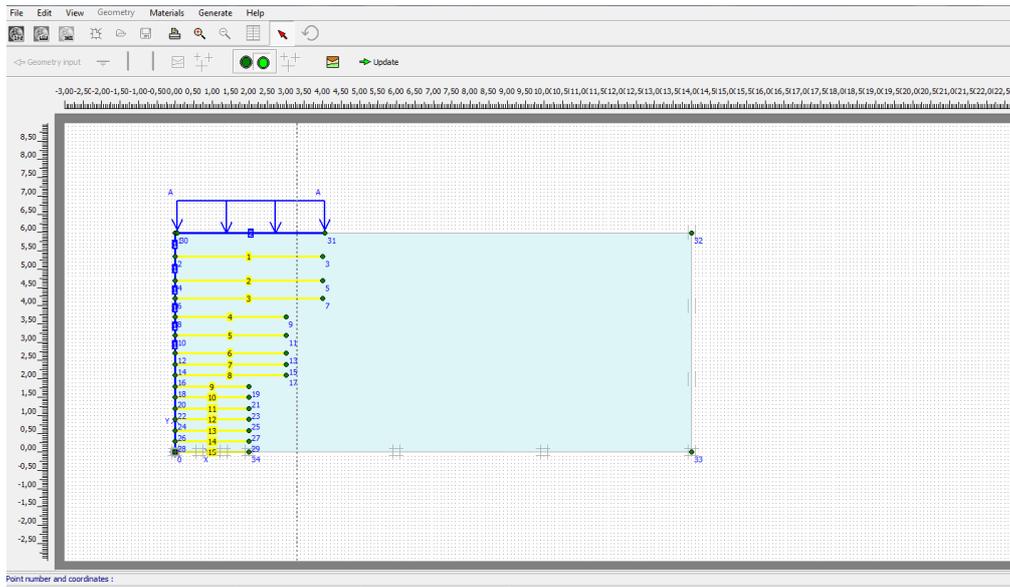


Figure 4.11 Phase2 sol renforcé avec géogridde

c) Points de contrôle

Il est nécessaire de définir les points où l'on souhaite enregistrer au cours du calcul les contraintes, les déformations ou des déplacements.

Ces points sont importants à définir car on ne pourra tracer des courbes que pour ces points. Il est à noter que l'on peut choisir soit des points de déplacement soit des points de contraintes. Pour notre cas ces points ont été définis au milieu de la fondation.

On peut alors lancer le calcul. Pendant celui-ci, une fenêtre d'information apparaît donnant l'évolution du calcul figure (4.12)

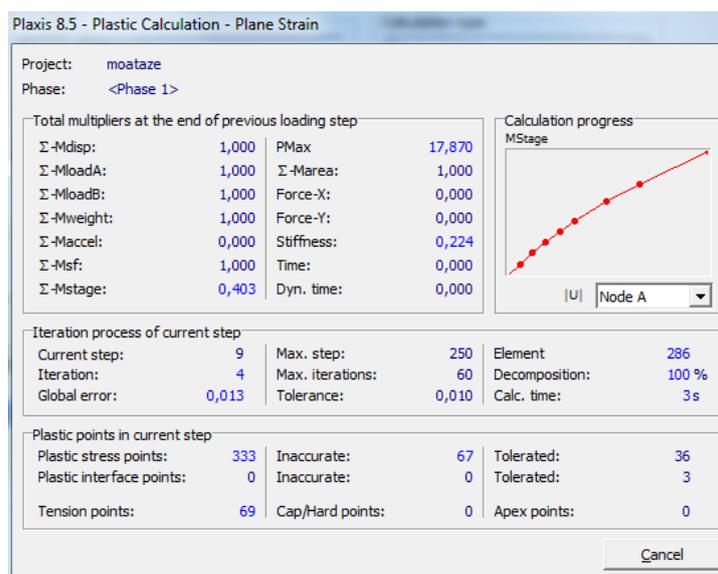


Figure 4.12 Fenêtre dévolution de calcul

4.2.7. Les Résultats

Les principaux résultats d'un calcul d'élément finis sont les déplacements et les contraintes aux points choisis précédemment.

On obtient les résultats ci-dessous.

On présente ci-dessous quelques résultats typiques pour le sol non renforcé et renforcé respectivement :

➤ Déformation du maillage

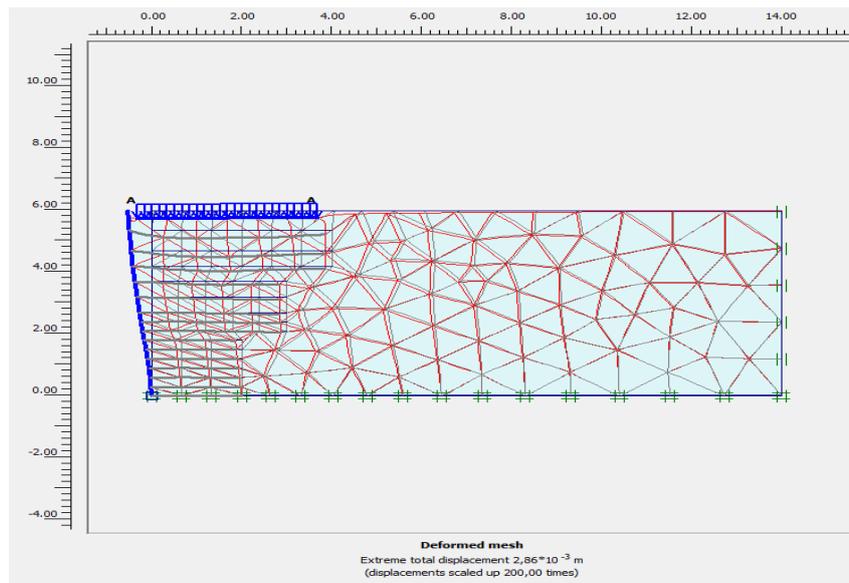
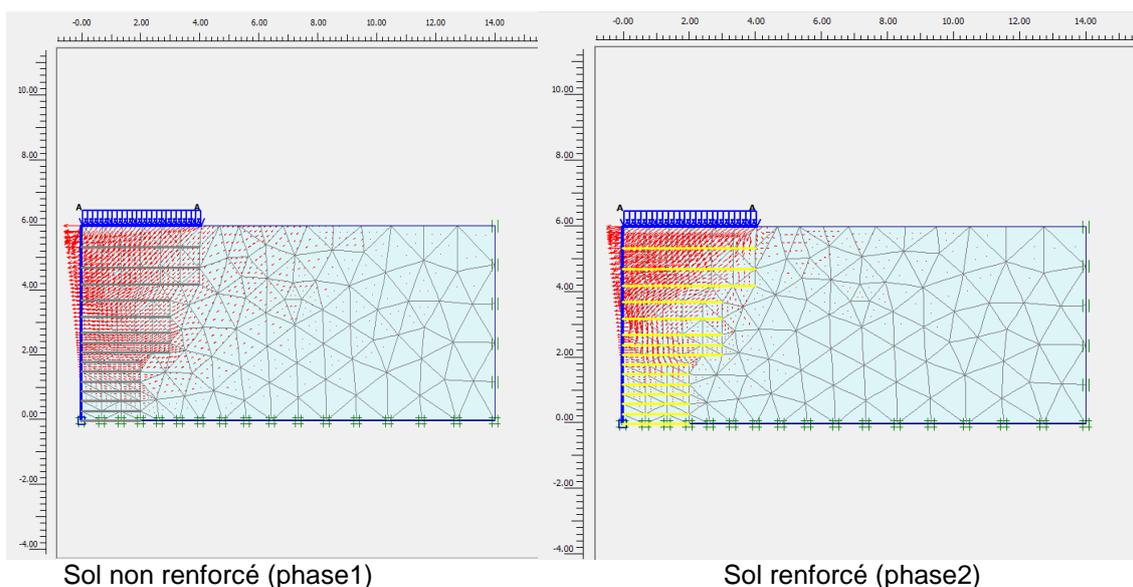


Figure 4.13 Déformation du maillage

- Comparaison entre sol non renforcé et sol renforcé

➤ Déplacement total



Sol non renforcé (phase1)

Sol renforcé (phase2)

Figure 4.14 Déplacement total

La (figures 4.14) représente une comparaison entre l'évolution des déplacements totaux. On observe que le déplacement dans la phase1 ($226 \cdot 10^{-3}(m)$) supérieure au déplacement de la phase2 ($3,14 \cdot 10^{-6}(m)$). Donc les géo-grilles font diminuer les déplacements

➤ Déplacement horizontal (U_x)

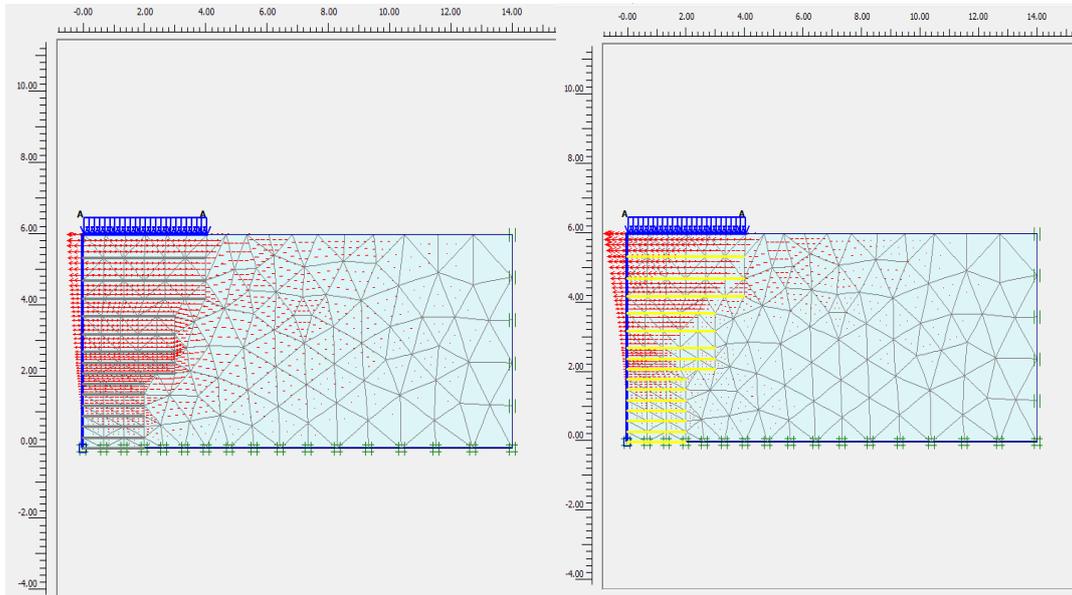


Figure 4.15 Déplacement horizontal (U_x)

La (figures 4.15) montre une comparaison entre l'évolution des déplacements horizontaux (U_x) entre sol renforcé et sol non renforcé on distingue que le déplacement horizontal de la première phase $148 \cdot 10^{-3}$ et inférieur de la deuxième phase $4,08 \cdot 10^{-6}$

Shadings

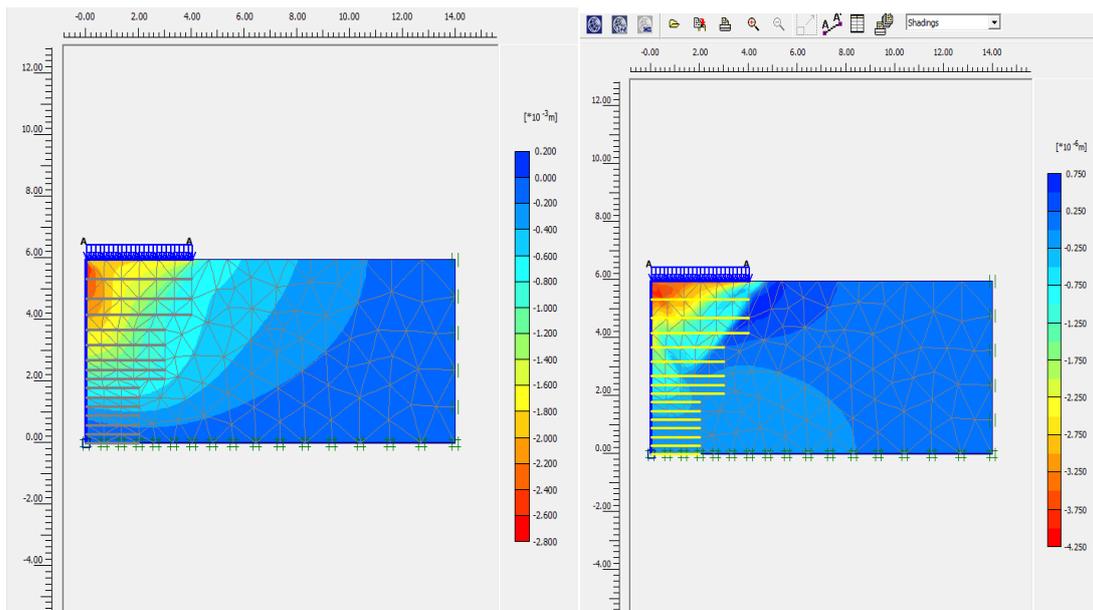


Figure 4.16 Déplacement horizontal (U_x) Shadings

➤ Déplacement vertical (U_y)

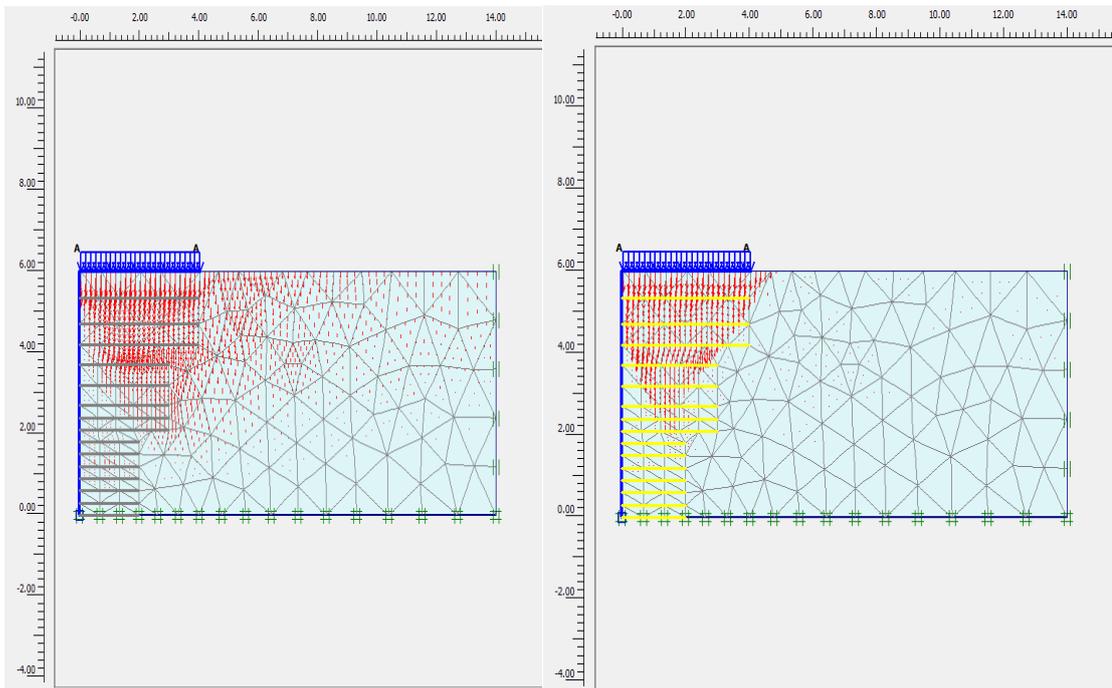


Figure 4.17 Déplacement vertical (U_y)

La (figures 4.17) représente une comparaison entre l'évolution des déplacements verticaux (U_y) entre sol renforcé et sol non renforcé. On remarque que le déplacement horizontal de la première phase $290 \cdot 10^{-3} \text{ m}$ est inférieur de la deuxième phase $2,73 \cdot 10^{-6} \text{ m}$

➤ Contraint effective moyenne

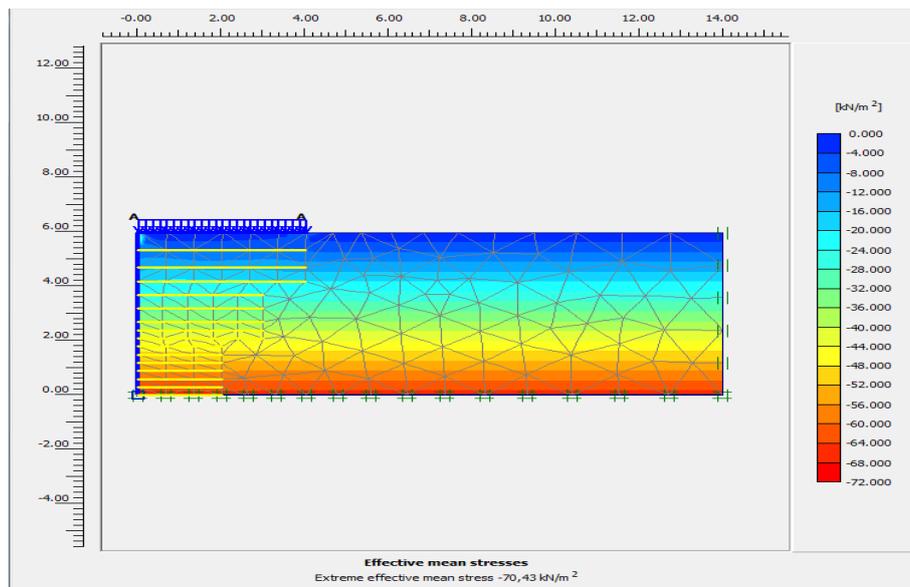


Figure 4.18. Contraintes effectives moyenne

La valeur de la contrainte effective moyenne est $-70,43 \text{ kN/m}^2$

➤ **Contrainte effective**

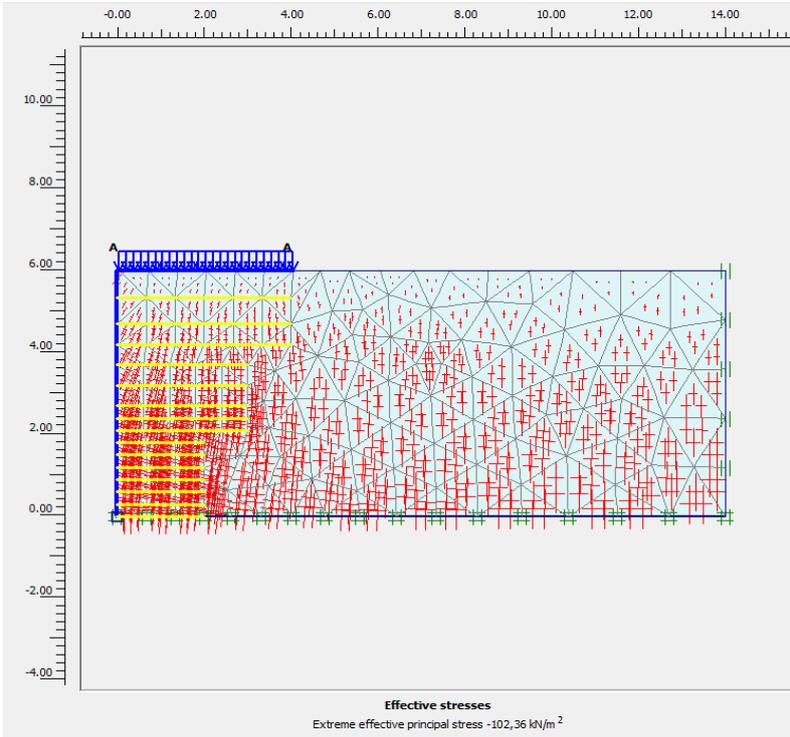


Figure 4.19 Contrainte effective

➤ **Contrainte effective total**

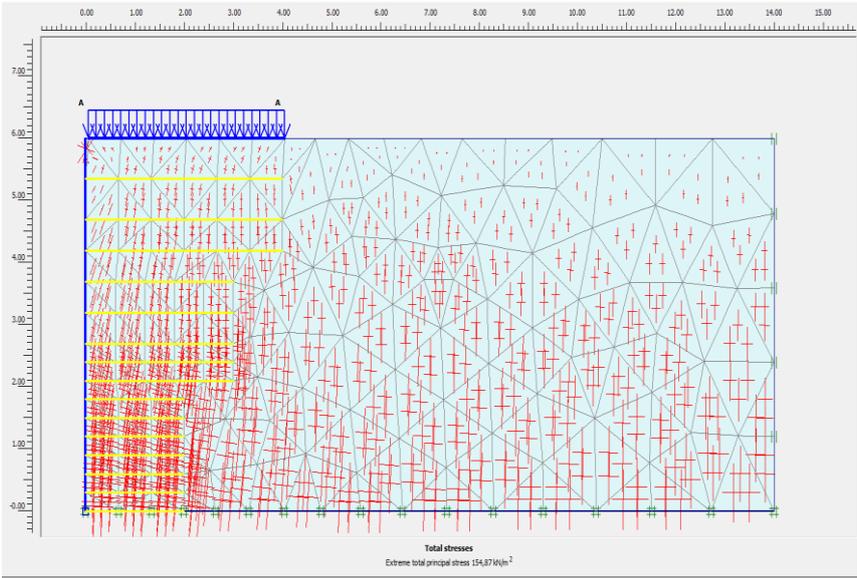


Figure 4.20 Contrainte effective total

La valeur de la contrainte est 154,87 KN/m²

➤ déplacement Horizontal du mur

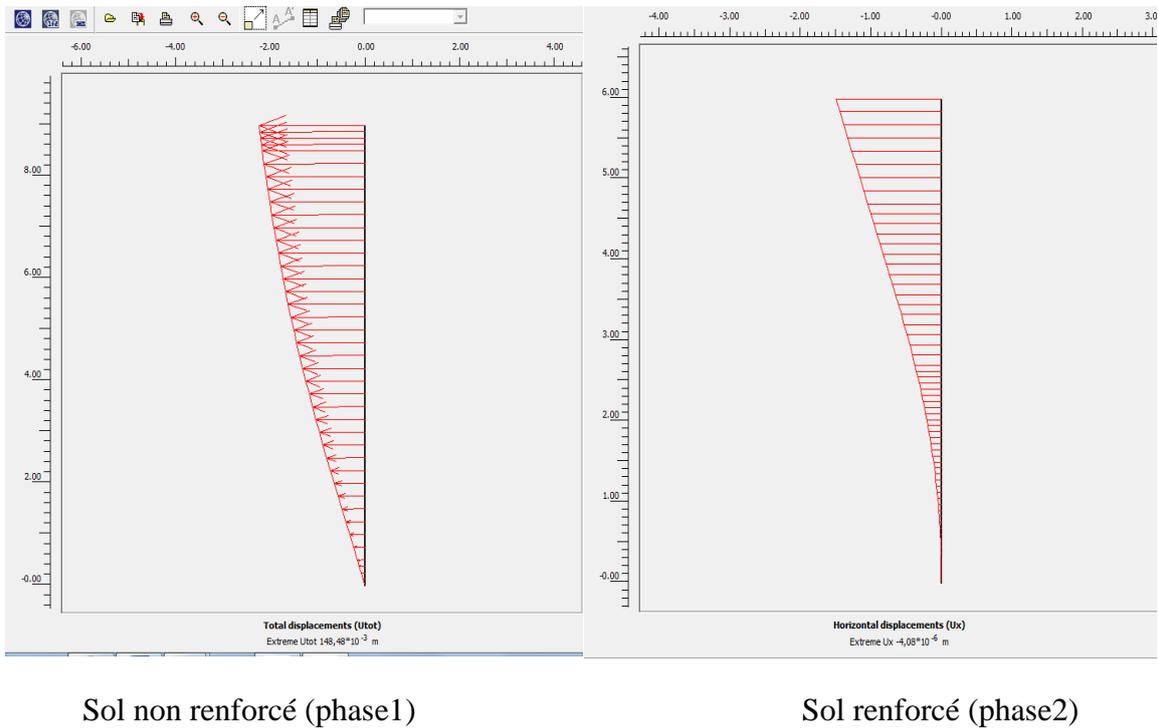


Figure 4.21 Horizontal déplacement du mur (U_X)

La (figures 4.21) montre une comparaison entre l'évolution des déplacements horizontal (U_X) du mur avant et après renforcement. On remarque que le déplacement à la première phase ($-148,48 \cdot 10^{-3}(\text{m})$) est diminué par rapport a la deuxième phase ($-4,08 \cdot 10^{-6}(\text{m})$)

➤ Force de cisaillement

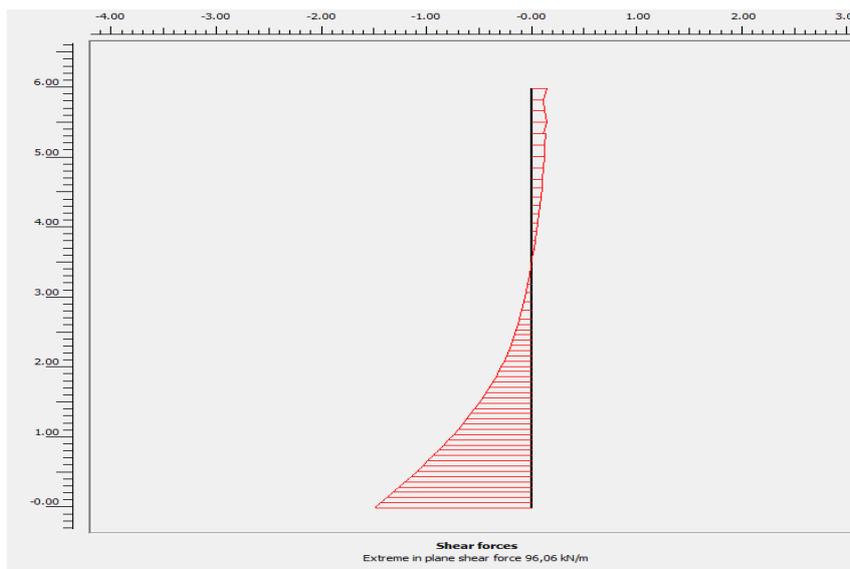


Figure 4.22 Force de cisaillement

Il donne une valeur de 96,06 KN/m

➤ Moment de flexion

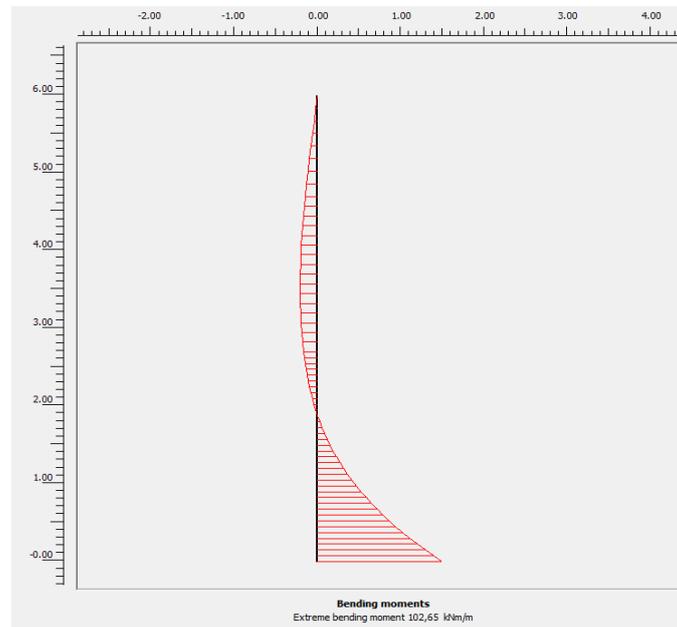


Figure 4.23 Moment de flexion

La valeur de moment 102,65 KN/m

➤ Force axial des nappes de géogrilles

Tableau 4.3 Valeur des forces en fonction de profondeur

y	x
force	profondeur
$6,10 \cdot 10^{-3}$	0,65
$6,05 \cdot 10^{-3}$	1,3
$8,03 \cdot 10^{-3}$	1,8
$9,56 \cdot 10^{-3}$	2,3
$11,10 \cdot 10^{-3}$	2,8
$26, \cdot 10^{-6}$	3,3
$9,38 \cdot 10^{-6}$	3,6
$646,24 \cdot 10^{-6}$	3,9
$98,17 \cdot 10^{-6}$	4,2
$151,58 \cdot 10^{-6}$	4,5
$55,40 \cdot 10^{-6}$	4,8
$49,34 \cdot 10^{-6}$	5,1
$59,10 \cdot 10^{-6}$	5,4
$43,82 \cdot 10^{-6}$	5,7
$10,23 \cdot 10^{-6}$	6

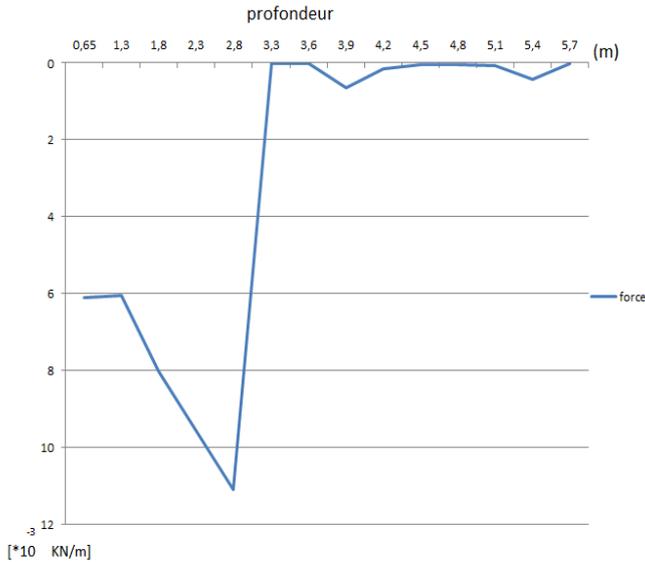


Figure 4.24 Courbe montre les forces appliquées sur les géogrille en fonction de la profondeur

➤ **interprétation de la courbe**

La courbe montre les forces axiales appliquées sur les nappes des géogrilles en fonction de la profondeur.

d'après l'interprétation de la courbe on déduit la force axiale max ($11.10 \cdot 10^{-3} \text{KN/m}$) en fonction de la profondeur (0,65m)

➤ **Force axiale**

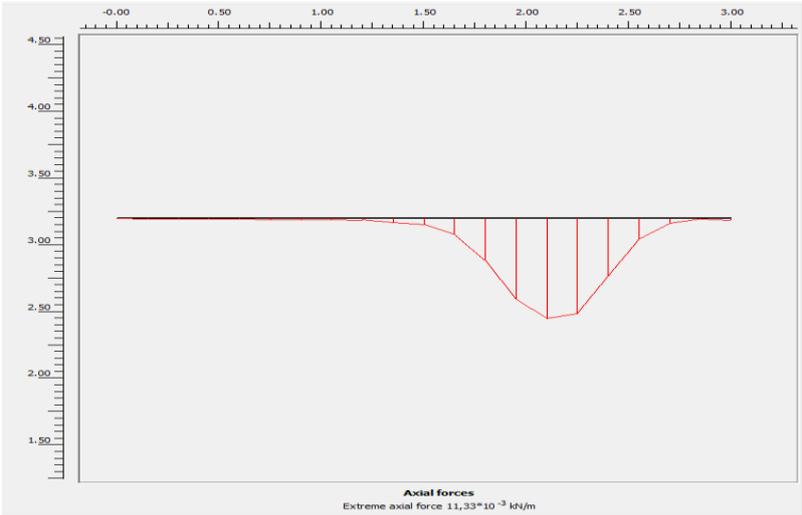


Figure 4.25 Force axiale

La valeur est $11,33 \cdot 10^{-3} \text{KN/m}$

4.3. Modélisation numérique du comportement des murs en terre armée

4.3.1. Problème

On va faire une modélisation numérique par élément fini d'une couche de sable renforcé par des bandes métalliques. Le sol est soumis à une charge uniformément répartie. La définition géométrique retenue pour cette étude est représentée sur la figure (4.27). Le problème est modélisé par un modèle géométrique plan 2D de 14m de largeur et 9m de hauteur.

4.3.2. Le Maillage

a) Paramètres généraux

- 1) Lancer PLAXIS Input.
- 2) Choisir New project.
- 3) General Settings : on définit ici les données générales.
 - 3.1 Titre "Fondation" ou autre
 - 3.2 General Axisymetry
 - Puis éléments à 15 nœuds
 - 3.3 Dimension

Titre	Force portante
Caractéristiques générales	Calcul en déformation plane (<i>plane strain</i>) Éléments à 15 nœuds
Dimensions	On prendra un modèle de: 9m à gauche, 14m. à droite, 0 en bas et 9 m. en haut.

4.3.3. Propriétés des matériaux

a) Propriétés des armatures

Pour les armatures on a saisi les propriétés présentées dans le tableau 4.3 en choisissant les matériaux plat.

Tableau 4.4 Propriétés des armatures (bandes métalliques)

Paramètre	Nom	Valeur	Unité
Type de comportement	<i>Material type</i>	Elastic	
Rigidité normale	<i>EA</i>	210000	kN/m
Rigidité de flexion	<i>EI</i>	0,437	kNm ² /m
Épaisseur équivalente	<i>d</i>	0,5	m
Poids	<i>w</i>	5,25	kN/m/m
Coefficient de Poisson	<i>v</i>	0,150	

4.3.4. Génération du maillage

L'icône "maillage" permet d'effectuer automatiquement le maillage du problème. On obtient alors le résultat ci-dessous. Notons dès maintenant qu'il serait possible de raffiner ce maillage localement ou globalement.

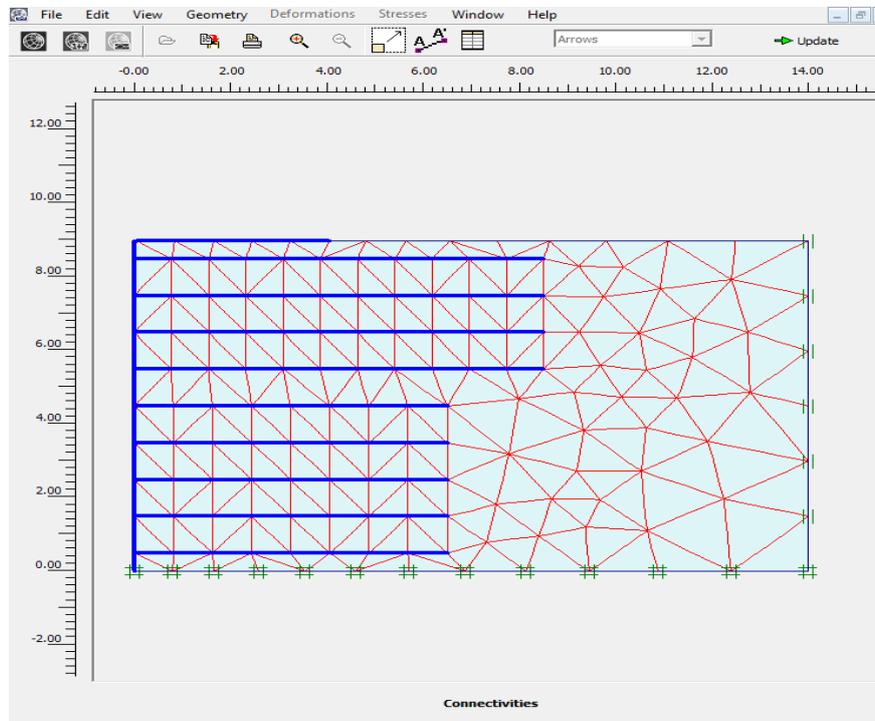


Figure 4.28 Maillage de mur

4.3.5. Les contraintes initiales

Les contraintes initiales sont alors calculées. On a :

Valeur de K_0 est proposée automatiquement d'après la formule de Jaky. On garde le poids du sol à 1, ce qui correspond à une application totale de la gravité.

On obtient alors la fenêtre ci-dessous où le K_0 est proposé en fonction de la formule de Jaky.

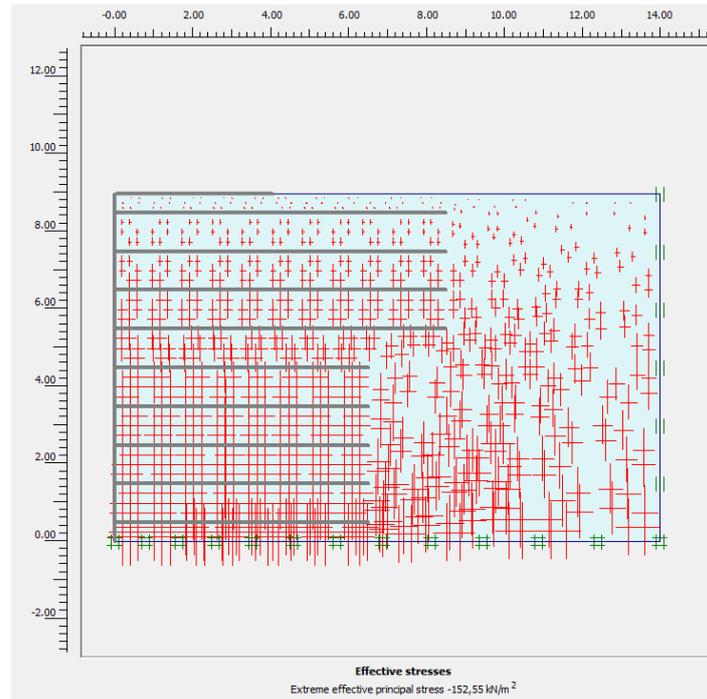


Figure 4.29 Initialisation des contraintes

4.3.6. Calcul

a) Général

On choisit un calcul plastique

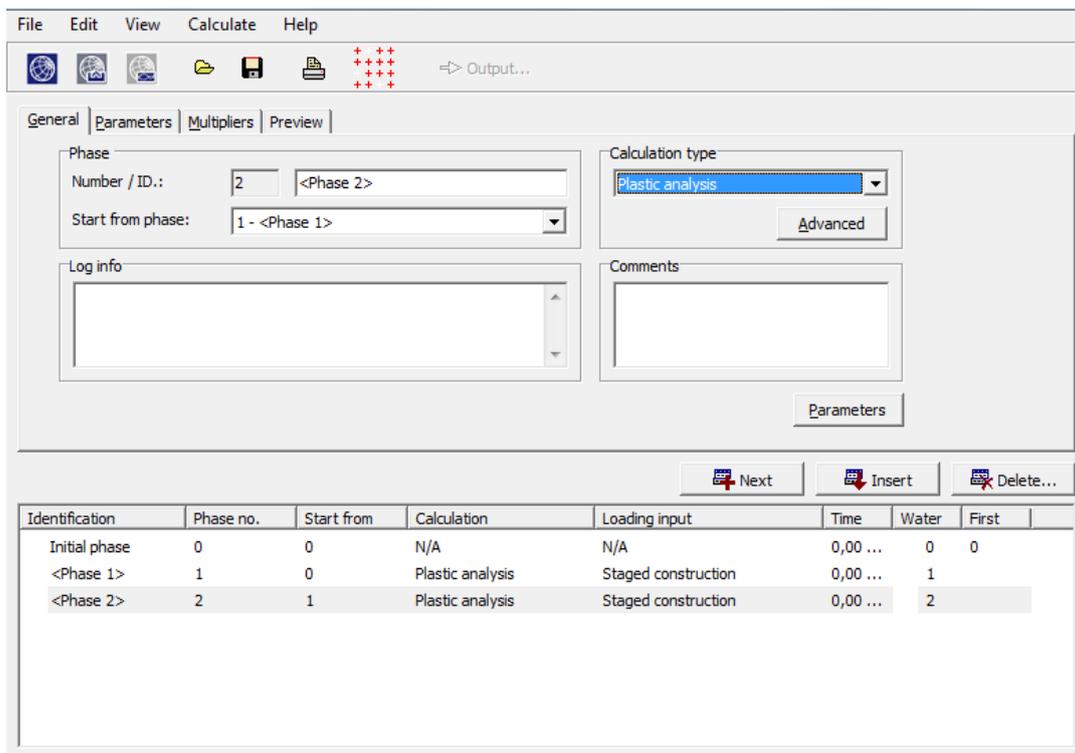


Figure 4.30 Menu général de calcul

c) Points de contrôle

Il est nécessaire de définir les points ou l'on souhaite enregistrer au **cours** du calcul les contraintes, les déformations ou des déplacements.

Ces points sont importants à définir car on ne pourra tracer des courbes que pour ces points. Il est à noter que peut choisir soit des points de déplacement soit des points de contraintes. Pour notre cas ces points ont été définis au milieu de la fondation.

On peut alors lancer le calcul. Pendant celui-ci, une fenêtre d'information apparaît donnant l'évolution du calcul figure (4.33)

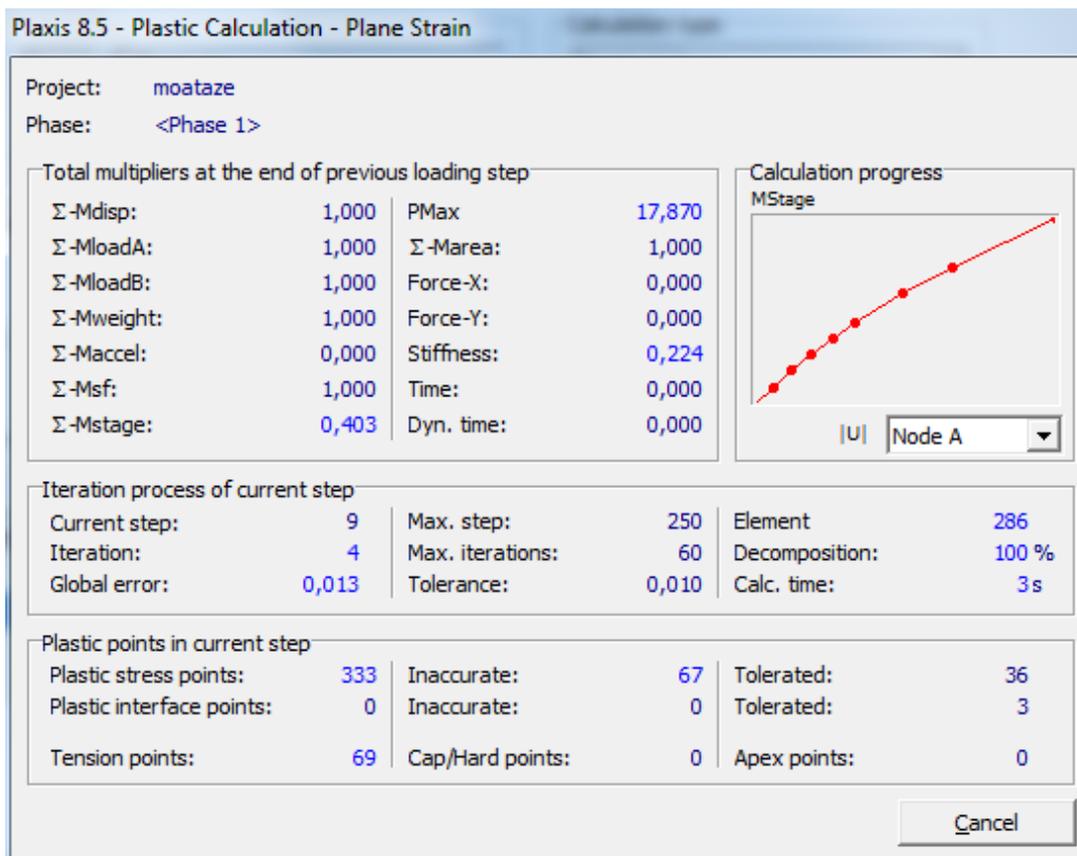


Figure 4.33 Fenêtre dévolution de calcul (terre armée)

4.2.7. Les Résultats

Les principaux résultats d'un calcul d'élément finis sont les déplacements et les contraintes aux points choisis précédemment. En cliquant sur le bouton

On obtient les résultats ci-dessous.

On présente ci-dessous quelques résultats typiques pour le sol non renforcé et renforcé respectivement :

- Comparaison entre sol non renforcée et sol renforcée

➤ Déplacement total

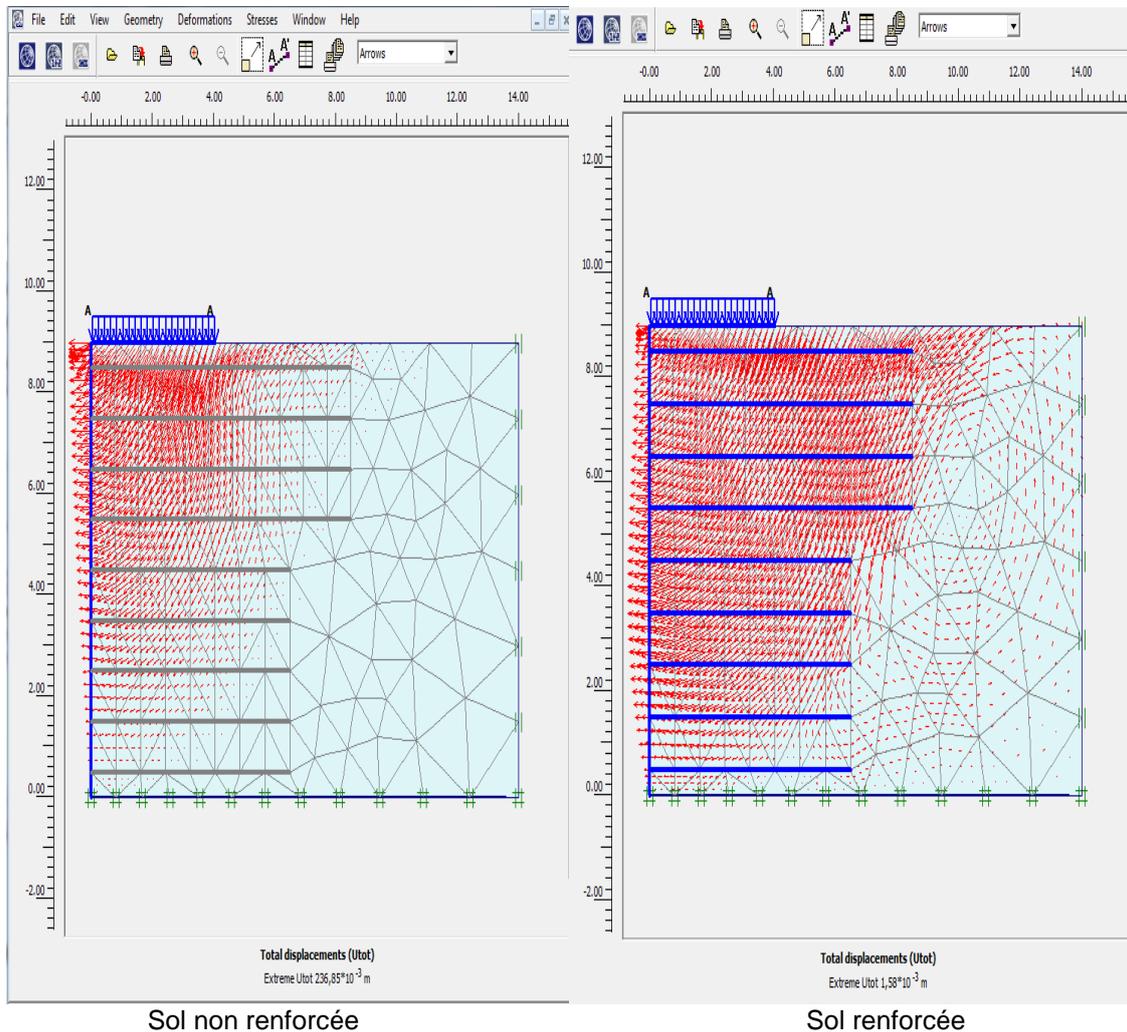


Figure 4.34 Déplacement total

La (figures 4.34) représente une comparaison entre l'évolution des déplacements totaux. On observe que les armatures font diminuer les déplacements dans le cas sol renforcée ($226 \cdot 10^{-3} \text{ (m)} > \text{sol renforcé } (1,58 \cdot 10^{-3} \text{ (m)})$)

➤ Déplacement horizontal (U_X)

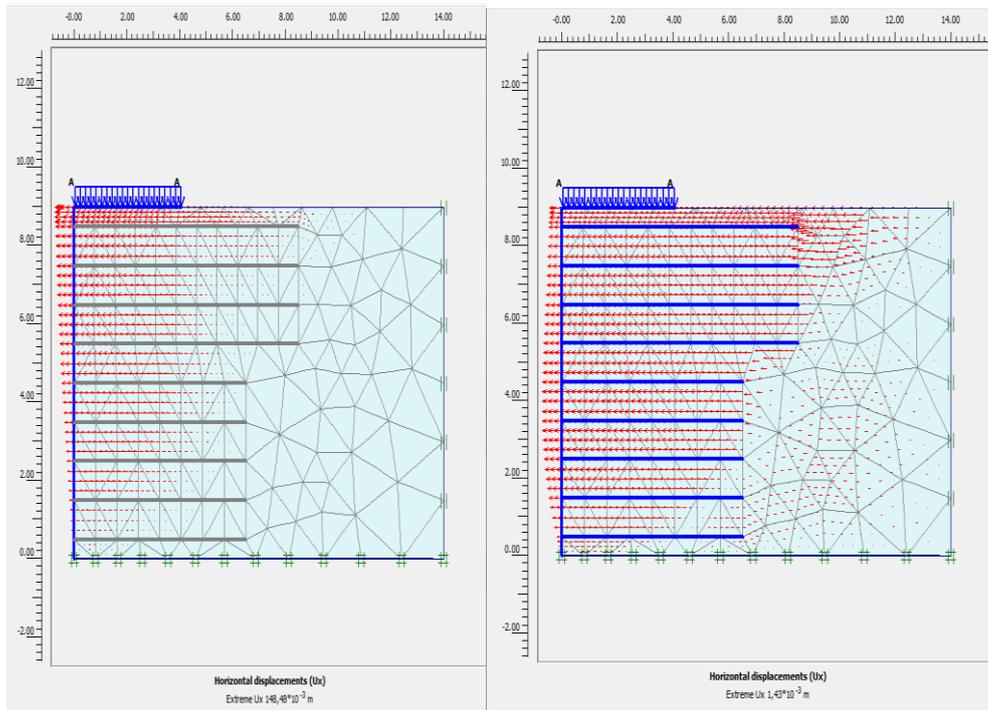
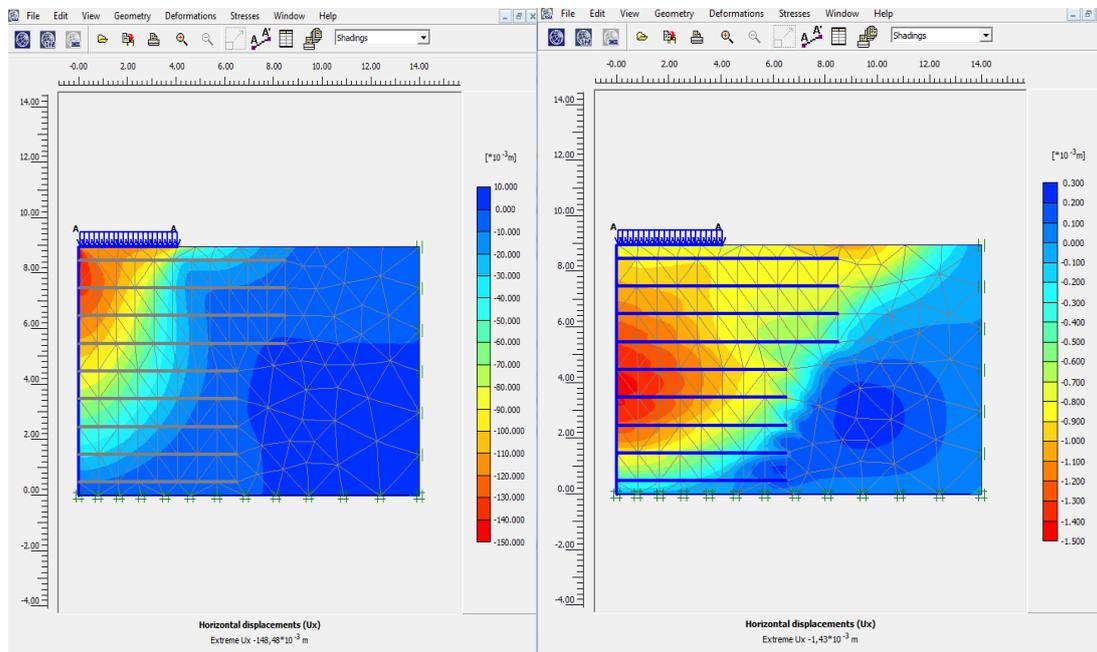


Figure 4.35 Déplacement horizontal (U_X)

shadings



Phase 1

phase 2

Figure 4.36 Déplacement horizontal (U_X)

La (figures 4.35) représente une comparaison entre l'évolution des déplacements horizontal, la phase 1 ($148 \cdot 10^{-3}(\text{m})$) > la phase 2 ($1.43 \cdot 10^{-3}(\text{m})$)

➤ Déplacement vertical (U_y)

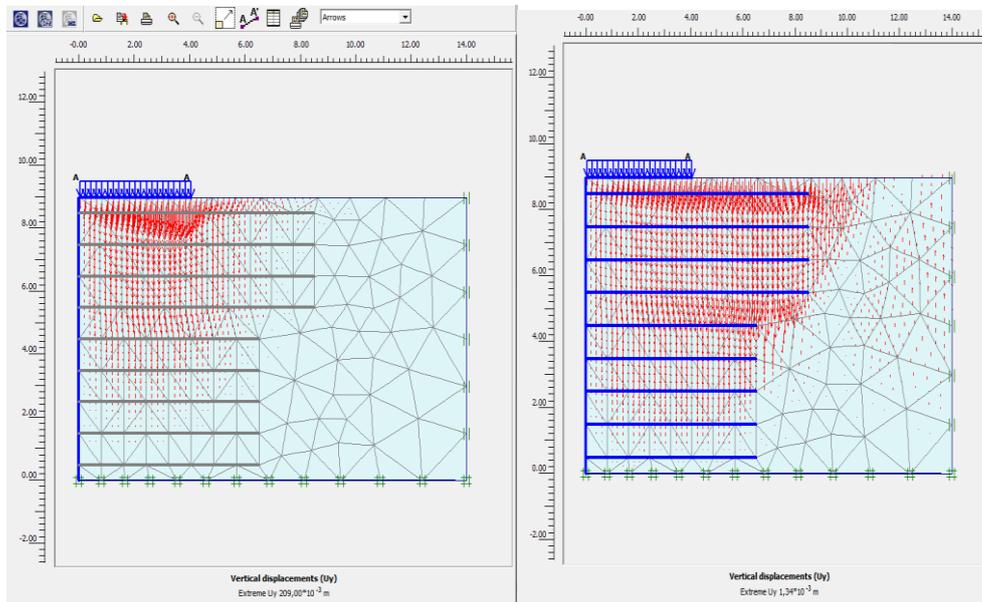
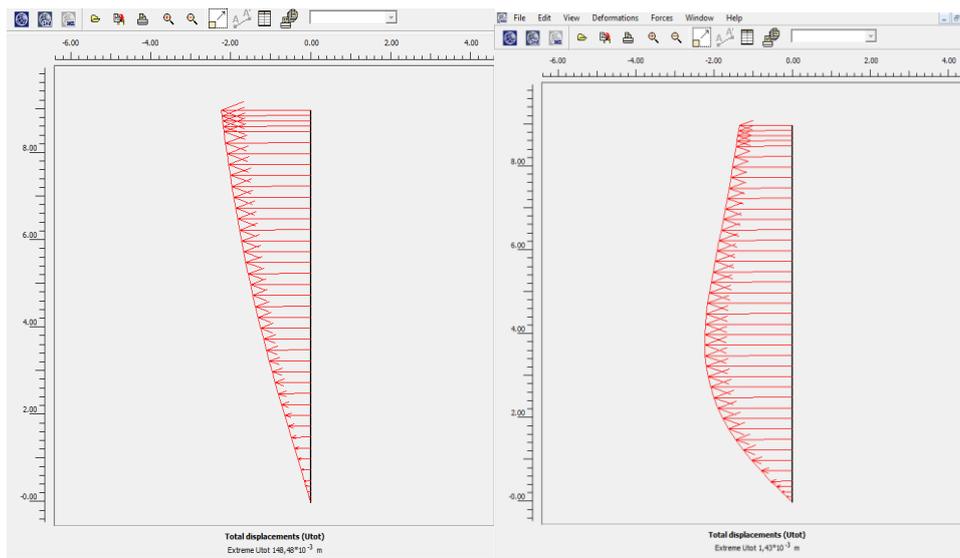


Figure 4.37 Déplacement vertical (U_y)(terre armée)

La (figures 4.34) représente une comparaison entre l'évolution des déplacements verticaux, la phase 1 ($290 \cdot 10^{-3}(\text{m})$) > la phase 2 ($1,34 \cdot 10^{-3}(\text{m})$)

➤ Déplacement total du mur



Sol non renforcé

sol renforcé

Figure 4.38 Déplacement total du mur (terre armée)

Chapitre IV. Interprétation des résultats obtenu par Plaxis

La (figures 4.38) représente une comparaison entre l'évolution des déplacements totaux du mur (sol non renforcé) $148 \cdot 10^{-3}(m)$ > (sol renforcé) $1,34 \cdot 10^{-3}(m)$

➤ **Force de cisaillement**

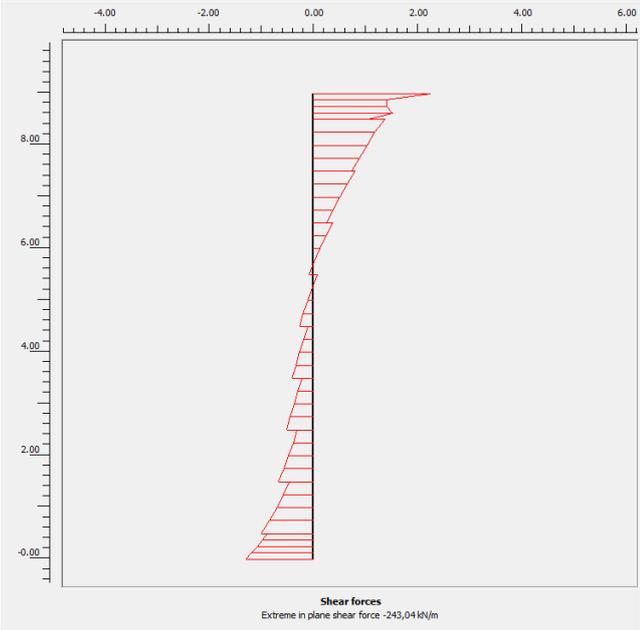


Figure 4.39 force de cisaillement (terre armée)

La valeur est -243,04 KN/m

➤ **Moment de flexion**

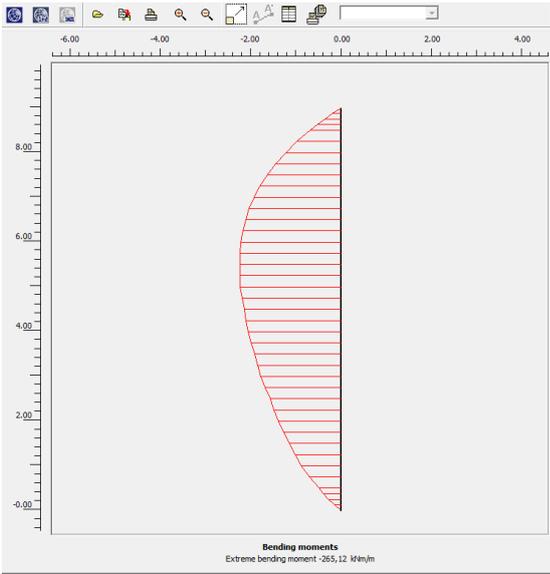


Figure 4.40 Moment de flexion

La valeur est -265,12KN/m

➤ Force axial

Tableau 4.5 Valeur des forces en fonction de profondeur

y	X
force	Profondeur
8,65	0,5
9,65	1,5
18,01	2,5
27,11	3,5
24,18	4,5
28,54	5,5
33,19	6,5
37,16	7,5
20,89	8,5

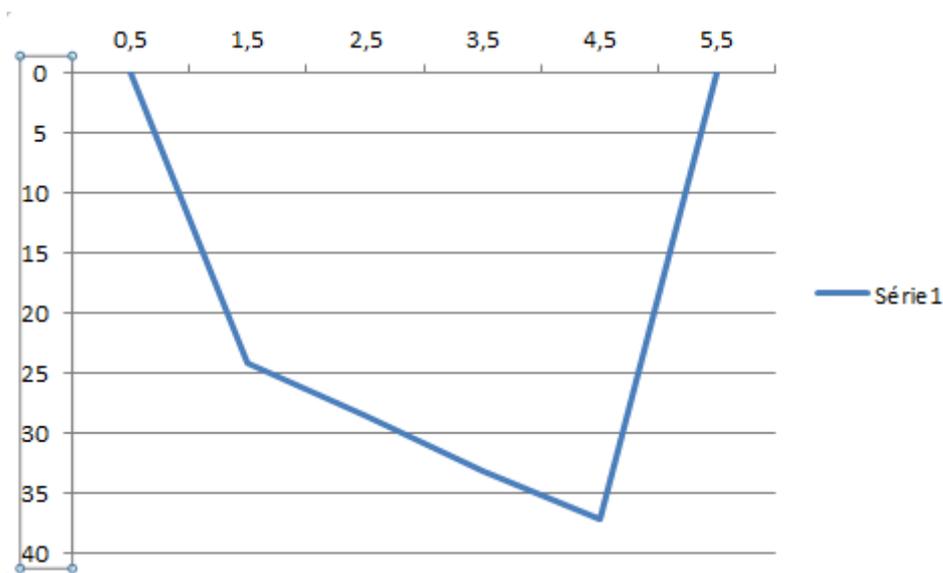


Figure 4.41 Courbe des forces appliquées sur les bandes métalliques en fonction de la Profondeur

➤ interprétation de la courbe

La courbe montre les forces axiales appliquées sur les nappes des géogrilles en fonction de la profondeur.

D'après l'interprétation de la courbe, on déduit la force axiale maximale de 37,19 kN/m en fonction de la profondeur de 7,5 m.

4.3.8. Conclusion

Dans ce chapitre on a fait une modélisation numérique d'un mur de soutènement avant le renforcement et après le renforcement par des nappes de géogrilles pour le premier model et par des bandes métalliques pour le deuxième model, sans changement de paramètre de sol.

On a déduit que les déplacements initial est supérieur a le déplacement final quand le sol renforcée

A titre comparatif d'après le tableau ci-dessous en remarque que les déplacements (horizontal, vertical, total) dans le renforcement par géogrille donne un bon résultat par apport le renforcement par la terre armée

Le déplacement	Mur de soutènement en sol renforcée par géogrille	Mur de soutènement en terre armée
Déplacement horizontal (U _x)	$4,08 \cdot 10^{-6}$ (m)	$1,43 \cdot 10^{-3}$ (m)
Déplacement vertical (U _y)	$2,73 \cdot 10^{-6}$ (m)	$1,34 \cdot 10^{-3}$ (m)
Déplacement total	$3,14 \cdot 10^{-6}$ (m)	$1,58 \cdot 10^{-3}$ (m)

Conclusion Générale

Nous avons présenté dans ce mémoire un travail de calcul analytique et numérique sur la modélisation des ouvrages de soutènement mécaniquement stabilisé par renfort.

Les ouvrages de soutènement sont des constructions destinées à prévenir l'éboulement ou le glissement d'un talus raide. Les géosynthétiques sont utilisés dans la construction ou la réalisation d'ouvrages neufs ou dans des opérations d'entretien ou de confortement d'ouvrages existants.

Ensuite comme on l'a montré, Les procédés de renforcement des sols se sont considérablement développés à travers le monde dans le domaine de la construction géotechnique grâce à leur performance, à leur économie et à leur esthétique, ce qui exige l'élaboration des méthodes fiables et pratiques de conception des structures en sols renforcés.

Plusieurs méthodes sont utilisées pour le renforcement, à savoir le renforcement par des nappes de géogrilles et renforcement par des bandes métallique pour cela nous avons réalisé un calcul manuel et numérique par le programme PLAXIS 8.2

Finalement, nous pouvons conclure que le calcul analytique et le calcul numérique peuvent aboutir à des résultats assez proches.

Bibliographie

- Abdelouhab, A. Thèse de doctorat. “Comportement des murs en terre Armée. Modélisation physique, analytique et numérique des renforcements extensibles” Géotechnique. Institut national des sciences appliquées de Lyon (INSA). En (2010). [22]
- Amidou Sere. Thèse de doctorat. Ouvrages renforcés par géotextiles chargés en tête : comportement et dimensionnement. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées es (LCPC-Paris). Soutenu le 20 janvier 1995 [12]
- Baziz Fouad. Comportement d’une fondation superficielle située sur la crête d’un talus de sable renforcé par géogrille. Mémoire de Magister. Université Hadj lakhdar – Batna. Soutenu 11/01/2012 [11]
- Boulfoul Khalifa. Etude numérique sur l’effet de l’espacement des géogrilles Sur les mécanismes de rupture des murs en sol renforcé. Mémoire de Magister. Université Hadj Lakhdar. Batna. [15]
- Recommandations pour l’emploi des géotextiles dans le renforcement des ouvrages en terre. Comité Française des géosynthétiques. Édition de 1990 [25].
- FARIK Ali .Mémoire de Magister. Analyse numérique de déformation des culées de pont en sol renforcée. Université Mohamed Khider -Biskra . Soutenu 13/11/2013.[21]
- Haouam Houda. mémoire magister. Etude numérique d'un mur de soutènement d'un sol stabilise et renforcer avec fibres et géogrilles.. Université Badji Mokhtar. (2010).[27]
- <http://www.gramme.be> introduction aux géogrilles. [16]
- <http://www.innovex.ca> [18].
- <http://www.genie-vegetal.eu/AquaTerra> Solutions. [19]
- HUESKER France SAS. Exemple de principe de montage d’un mur renforcé à l’aide de géogrille- Guide technique [30]
- Lamara samia. Mémoire de Magister. Etude numérique d’une fondation circulaire reposant sur un sable renforcé par géogrille. Université Hadj lakhdar Batna. Soutenu le 12/04/ 2011.[10]
- Jean-Louis BORDES. Utilisation en génie civil par .Ingénieur de l’Ecole Centrale de Paris.Expert, Coyne et bellier . [17]
- Jean Marc Tacnet et Philippe Gotteland. Utilisation de matériaux grossiers. [28]
- Kramer.S.L. Geotechnical Earthquake Engineering.Prentice-Hall, New Jersey.1996[1]
- Les ouvrages de soutènement, guide de conception générale. SETRA (1998). [6]

Bibliographie

- Messas T. Caractérisation et renforcement des sols avec inclusion de nappes plastiques mécanismes de rupture des murs en sol renforcé. Mémoire de Magister. [23]
- Ouvrages de soutènement. Recommandations pour l'inspection détaillée. le suivi et le diagnostic des murs en remblai renforcé par éléments géosynthétiques. Laboratoires des Ponts et Chaussées. [26].
- Philippe Reiffsteck. Thèse de doctorat. Etude du comportement mécanique du géotextile tridimensionnel alvéolaire .Université blaise pascal-clermontII.Soutenu le 21 novembre 1996[14]
- Recommandations pour l'emploi des géotextiles dans le renforcement des ouvrages en Renforcement par géosynthétiques. Ouvrages de référence. [29].
- SCHLOSSER (F.) Ouvrages de soutènement. Poussée et butée. Techniques de l'ingénieur, traite construction. [5]
- Schlosser.F. Murs de soutènement, Techniques de l'Ingénieur, Traité Construction.(1991), [2]
- SCHLOSSER (F.) Murs de soutènement. Techniques de l'ingenieur, traite construction. souples discontinues. Revue Française de Géotechnique[7]
- The International Geosynthetics Society(IGS): Descriptions recommandées des Géosynthétiques, Fonctions, Terminologie des Géosynthétiques, Symboles Mathématiques et Graphiques.5ème Edition Septembre 2009. [13]
- T. Karech, A. Charif. Analyse et modélisation numérique des ouvrages en sols terre-Édition de 1990. Comité Française des géosynthétiques. [24]
- WWW.GRAMME.BE[9]
- www.techniqueingenieur.fr [stabilité des sols ,fondation] réf .internet 42219 pour la aricle c244 Thomas Simonnot [4]
- www.terre - armée.com [20]-
- WWW.SOLETANCHEBACHY.COM [8]
- ZERGUINE Salah .Estimation des pressions actives sur les murs de soutènement présence des d'eau sous sollicitation sismique. Université Mohamed Khider .Soutenu 2013 [3]