

Université Mohamed Khider – Biskra
Faculté des Sciences et de la technologie
Département : Génie Civil et Hydraulique
Ref :



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم: الهندسة المدنية و الري
المرجع:

Thèse présentée en vue de l'obtention
Du diplôme de
Doctorat en sciences en : Génie Civil

Option : Géotechnique

**Modélisation numérique des murs de soutènement en
blocs modulaires renforcés par géogridde**

Présentée par :
BAAZIZ Salah Eddine

Soutenue publiquement le : 04/10/2018

Devant le jury composé de :

Dr. BENMEDDOUR Djamel	Maitre de Conférences 'A'	Président	Université de Biskra
Pr. MELLAS Mekki	Professeur	Rapporteur	Université de Biskra
Pr. BAHEDDI Mohamed	Professeur	Examineur	Université de Batna
Dr. DEMAGH Rafik	Maitre de Conférences 'A'	Examineur	Université de Batna

A la mémoire de ma mère

A mon père

A mes frères et à mes soeurs

Remerciements

Je dois tout d'abord remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné la force et la patience d'accomplir ce travail.

Je tiens à remercier très sincèrement le Professeur MELLAS Mekki doyen de la faculté des sciences et de la technologie de l'Université de Biskra, mon encadreur et directeur de thèse pour avoir assuré l'encadrement scientifique de cette thèse. Je dois reconnaître qu'il a bien su, d'abord lors des travaux de Magister, et ensuite pendant cette thèse, m'orienter vers la bonne voie dans les moments de confusion. Sa disponibilité, son expérience, et sa rigueur ont permis à cette thèse d'aboutir. Ce fût aussi un grand plaisir pour moi de travailler sous sa direction.

Je tiens aussi à remercier le Docteur BENMEDDOUR Djamel Maître de Conférences à l'Université de Biskra pour m'avoir fait un grand honneur en acceptant de présider le jury de cette thèse.

Je remercie aussi le Professeur BAHEDDI Mohamed de l'Université de Batna et le Docteur DEMAGH Rafik Maître de Conférences à l'Université de Batna, d'abord pour m'avoir fait honneur en acceptant de participer au jury de cette thèse, et aussi pour le temps et l'intérêt qu'ils ont porté à cette recherche en acceptant d'examiner ce travail.

Je tiens également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Résumé

Le comportement des murs de soutènement en sol renforcé par géosynthétiques est complexe et nécessite des études et des recherches afin de comprendre les mécanismes de rupture, le comportement des renforts dans le sol et le comportement des principaux éléments du système : renfort-mur-sol. Plusieurs recherches ont été effectuées sur l'utilisation des géosynthétiques comme matériau de renforcement des massifs de remblai (études expérimentales, analyses numériques, modèles réduits ...).

Ce travail de thèse constitue une contribution à la modélisation numérique d'un mur de soutènement en blocs modulaires renforcé par des nappes horizontales de géogrille. On présente, tout d'abord, une recherche bibliographique actualisée sur les murs segmentaires en sol renforcé et ses composantes, techniques de renforcement des remblais par géosynthétiques ainsi que les méthodes de calcul et de conception des murs renforcés par géosynthétiques; elle comprend ensuite des études numériques sur l'influence de nombre et la rigidité des nappes de géogrilles, l'angle de l'interface sol/mur, et les paramètres essentiels du mur (l'inclinaison du mur, type des blocs modulaires, hauteur du mur et la catégorie des blocs modulaires). Nous avons utilisé le programme de différence finie Flac3D dans cette étude.

Les déplacements latéraux du parement, contraintes horizontales derrière le mur, contraintes verticales le long de la base du mur et l'effort de traction développé dans les renforts géogrilles sont discutés. Tous les paramètres étudiés ont été trouvés à affecter le comportement du mur de soutènement avec un certain degré de sensibilité.

Mots-clés: Modélisation numérique, Mur de soutènement, Bloc modulaire, Sol renforcé, Géogrille, Flac3D.

Abstract

The behavior of retaining walls in geosynthetics reinforced soil is complex and requires studies and research to understand the mechanisms of rupture, the behavior of the reinforcements in the soil and the behavior of the main elements of the system: reinforcement-wall-soil. Several researches have been done on the use of geosynthetics as backfill massive reinforcement material (experimental studies, numerical analysis, reduced models ...).

This thesis work is a contribution to the numerical modeling of a retaining wall in modular blocks reinforced by horizontal geogrid layers. Firstly, we present a bibliographic study on Reinforced soil segmental walls and its components, techniques of reinforcement of the backfills by geosynthetic as well as the methods of calculating and of design of geosynthetics reinforced walls. In a second stage, this research includes the numerical studies on the influence of number and rigidity of the geogrid layers, the angle of the interface soil/wall, and the essential parameters of the wall (the inclination of wall, type modular blocks, height of the wall and the categories modular blocks). We used the finite difference computer program Flac3D in this study.

The lateral displacements of the wall, horizontal stresses behind the wall, vertical stresses along the base of the wall and the tensile stress developed in geogrid reinforcements are discussed. All parameters studied were found to affect the behavior of the retaining wall with a certain degree of sensitivity.

Key-words: Numerical modeling, Retaining Walls, Modular Block, Reinforced Soil, Geogrid, Flac3D.

ملخص

إن سلوك الجدران الإستنادية للتربة المدعّمة بالجيوسينثتيك معقد ويتطلب دراسات وبحوث لفهم آليات الانهيار، سلوك التديمات في التربة وسلوك المكونات الرئيسية للنظام : المدعّم - الجدران - التربة. في هذا الإطار عدة بحوث أجريت على استخدام الجيوسينثتيك كمادة لتعزيز أتربة الجدران الإستنادية (الدراسات التجريبية، التحليلات العددية، النماذج المصغرة ...).

العمل المقدم في هذه الأطروحة يشكل مساهمة في النمذجة العددية لجدار إسناد مكون من وحدات كتلية لتربة مدعمة بأشرطة أفقية من الجيوغريل. في البداية نعرض بحث مكتبي حول الجدران الإستنادية للتربة المدعّمة و مكوناتها، تقنيات تدعيم الجدران الإستنادية بواسطة مادة الجيوسينثتيك، فضلا عن أساليب حساب وتصميم الجدران المدعمة بواسطة هذه المادة؛ بعد ذلك نعرض في هذه الأطروحة دراسات رقمية حول تأثير عدد و صلابة الجيوغريل، زاوية الواجهة تربة/جدار، والعوامل الأساسية للجدار (ميل الجدار، نوع الوحدات الكتلية للجدار، ارتفاع الجدار وفئة هته الوحدات الكتلية). استخدمنا برنامج الفروق المحدودة "فلاك" ذو الثلاثة أبعاد في هذه الدراسة.

وناقشنا في هذه الدراسة الحركات الأفقية للجدار، الجهود الأفقية وراء الجدار، الإجهادات العمودية على طول قاعدة الجدار وجهود الشد المطورة في طبقات الجيوغريل. وجدنا أن جميع العوامل المدروسة تؤثر على سلوك جدار الإسناد مع درجات مختلفة من الحساسية.

الكلمات المفتاحية : النمذجة العددية، جدار الإسناد، الوحدات الكتلية، التربة المدعمة، الجيوغريل، " فلاك " ذو الثلاثة أبعاد.

Sommaire

Liste des principaux symboles	-X-
Liste des abréviations	-XII-
Liste des figures	-IVI-
Liste des tableaux	-IVX-
Introduction générale	-1-

CHAPITRE 01 : Revue bibliographique des murs de soutènement en blocs modulaires renforcés par géosynthétiques.

1.1. Introduction	-4-
1.2. Présentation générale	-5-
1.2.1. Définition et principe du mur en sol renforcé	-5-
1.2.2. Le matériau de remblai	-6-
1.2.2.1. Remblai général	-6-
1.2.2.2. Remblai renforcé	-6-
1.2.3. Élément de face	-7-
1.2.4. Les renforts	-10-
1.2.4.1. Renforts en acier	-10-
1.2.4.2. Renforts géosynthétiques	-11-
1.3. Techniques de construction des murs en sol renforcé par géogrilles	-14-
1.3.1. Structure finale du mur en sol renforcé par géogrilles	-20-
1.4. Domaine d'emploi	-21-
1.5. Avantage des murs de soutènement en sol renforcé par géosynthétiques	-21-

1.6. Justifications des murs en sol renforcé	-24-
1.6.1. Principes de fonctionnement des murs en sol renforcé	-24-
1.6.2. Justification vis-à-vis de la stabilité externe	-25-
1.6.3. Justification vis-à-vis de la stabilité interne	-25-
1.6.4. Justification vis-à-vis de la stabilité globale	-26-
1.6.5. Justifications vis-à-vis de la stabilité mixte	-26-
1.7. Conclusion	-27-

CHAPITRE 02 : Méthodes et Règlements de calcul et/ou conception des murs de soutènement en blocs modulaires renforcés par géosynthétiques.

2.1. Introduction	-28-
2.2. La méthode AASHTO	-29-
2.3. La méthode FHWA	-43-
2.4. La méthode NCMA	-57-
2.5. La méthode de 02 blocs	-62-
2.6. La méthode de Bishop simplifiée	-70-
2.7. La méthode de Rankine modifiée	-78-
2.8. La méthode KC	-83-
2.9. La méthode K-rigidité	-87-
2.10. La méthode des tranches horizontale	-90-
2.11. La méthode de concept analytique homogénéisé.....	-100-
2.12. Conclusion	-102-

CHAPITRE 03 : Les modèles de comportement et l'outil numérique utilisé.

3.1. Introduction	-103-
-------------------------	-------

3.2. Modèles de comportement	-104-
3.2.1. Introduction	-104-
3.2.2. Comportement élastique	-104-
3.2.2.1. Modèle élastique linéaire isotrope	-104-
3.2.3. Comportement élasto-plastique	-105-
3.2.3.1. Notion de Surface de charge	-106-
3.2.3.2. Notion de règle d'érouissage	-107-
3.2.3.3. Notion de loi d'écoulement	-108-
3.2.4. Loi de comportement élastique parfaitement plastique	-109-
3.2.4.1. Critère de Mohr-Coulomb	-109-
3.2.4.2. Critère de Tresca	-112-
3.2.4.3. Critère de Von Mises	-112-
3.2.4.4. Critère de Drucker-Prager	-113-
3.3. Description du logiciel et des Paramètres utilisés	-115-
3.3.1. Présentation du code de simulation numérique FLAC3D	-115-
3.3.2. Méthode des différences finies	-116-
3.3.3. Analyse Lagrangienne	-116-
3.3.4. Principe de résolution numérique en mode explicite	-116-
3.3.5. Génération de maillage	-118-
3.3.6. Méthodologie de simulation avec FLAC3D	-120-
3.3.7. Eléments d'interfaces	-121-
3.3.8. Élément géogrille	-123-
3.3.8.1. Comportement mécanique de l'élément structurel géogrille	-124-
3.3.8.2. Propriétés de l'élément structurel géogrille	-127-

3.4. Conclusion	-128-
-----------------------	-------

CHAPITRE 04 : Etude numérique d'un mur de soutènement en bloc modulaire renforcé par des nappes horizontales de géogridde.

4.1. Introduction	-129-
4.2. Présentation du modèle numérique	-132-
4.3. Maillage et condition aux limites	-133-
4.4. Propriétés des matériaux	-133-
4.5. Résultats et discussions	-135-
4.5.1. Influence du nombre des nappes de géogriddes (N)	-136-
4.5.1.1. Déplacement latéral du parement (U_x)	-137-
4.5.1.2. Contraintes horizontales derrière le mur (σ_h)	-141-
4.5.1.3. Contraintes verticale à la base du sol (σ_v)	-142-
4.5.1.4. Effort de traction dans les nappes de géogridde (T).....	-143-
4.5.2. Influence de la rigidité des nappes de géogriddes (J).....	-148-
4.5.2.1. Déplacement latéral du parement (U_x)	-148-
4.5.2.2. Contraintes horizontales derrière le mur (σ_h)	-148-
4.5.2.3. Effort de traction dans les nappes de géogridde (T).....	-149-
4.5.3. Influence de l'angle d'interface sol-blocs (δ).....	-152-
4.5.3.1. Déplacement latéral du parement (U_x)	-152-
4.5.3.2. Contraintes horizontales derrière le mur (σ_h)	-153-
4.5.3.3. Effort de traction dans les nappes de géogridde (T).....	-153-
4.5.4. Application d'une surcharge uniformément répartie "Q" sur le massif de sol	-156-
4.5.4.1. Influence du nombre des nappes de géogriddes (N)	-157-

4.5.4.1.1. Déplacements latéraux du parement (U_x)	-157-
4.5.4.1.2. Contraintes horizontales derrière le mur (σ_h)	-157-
4.5.4.1.3. Effort de traction dans les nappes de géogridde (T).....	-158-
4.5.4.2. Influence de la rigidité des nappes de géogriddes (J).....	-160-
4.5.4.2.1. Déplacements latéraux du parement (U_x)	-160-
4.5.4.2.2. Contraintes horizontales derrière le mur (σ_h)	-160-
4.5.4.2.3. Effort de traction dans les nappes de géogridde (T).....	-161-
4.5.4.3. Influence de l'angle d'interface sol-blocs (δ)	-163-
4.5.4.3.1. Déplacements latéraux du parement (U_x)	-163-
4.5.4.3.2. Contraintes horizontales derrière le mur (σ_h)	-163-
4.5.4.3.3. Effort de traction dans les nappes de géogridde (T)	-164-
4.6. Conclusion	-166-

CHAPITRE 05 : L'effet des paramètres des blocs modulaires sur le comportement des murs de soutènement renforcés par géogridde.

5.1. Introduction	-167-
5.2. Résultats et discussions	-168-
5.2.1. Influence de l'inclinaison du parement (W)	-168-
5.2.1.1. Déplacement latéral du parement (U_x)	-169-
5.2.1.2. Contraintes horizontales derrière le mur (σ_h)	-170-
5.2.1.3. Contraintes verticale à la base du sol (σ_v)	-170-
5.2.1.4. Effort de traction dans les nappes de géogridde (T)	-171-
5.2.2. Influence de la hauteur du mur "H"	-175-
5.2.2.1. Déplacement latéral du parement (U_x)	-175-

5.2.2.2. Contraintes horizontales derrière le mur (σ_h)	-176-
5.2.2.3. Contraintes verticale à la base du sol (σ_v)	-177-
5.2.2.4. Effort de traction dans les nappes de géogridde (T)	-178-
5.2.3. Influence du type des blocs modulaires	-183-
5.2.3.1. Déplacement latéral du parement (U_x)	-183-
5.2.3.2. Contraintes horizontales derrière le mur (σ_h)	-184-
5.2.3.3. Contraintes verticale à la base du sol (σ_v)	-185-
5.2.3.4. Effort de traction dans les nappes de géogridde (T)	-186-
5.2.4. Influence de la catégorie des blocs modulaires	-189-
5.2.4.1. Déplacement latéral du parement (U_x)	-189-
5.2.4.2. Contraintes horizontales derrière le mur (σ_h)	-190-
5.2.4.3. Contraintes verticale à la base du sol (σ_v)	-191-
5.2.4.4. Effort de traction dans les nappes de géogridde (T)	-192-
5.3. Conclusion	-196-
Conclusion générale	-197-
Références bibliographiques	-200-

Liste des principaux symboles

B	La largeur de base du mur
b	La largeur brute de l'élément de renforcement
c	La cohésion
C	Facteur de géométrie de la surface de renforcement globale basé sur le périmètre brut du renfort
C _u	Coefficient d'uniformité du remblai
D ₆₀	Diamètres des grains pour lesquels les poids des particules de diamètre inférieur représentent 60%
e	L'excentricité
F*	Facteur de frottement à l'arrachement
F ₁ , F ₂	Les forces latérales derrière le sol renforcé
G	Module de cisaillement du sol
H	Hauteur du mur
h	La hauteur du diagramme horizontal de la poussée du sol.
J	La rigidité de géogrille
K	Module volumique d'élasticité du sol
K _a	Coefficient de poussée active du sol
L	Longueur de renforcement
N	Nombre des nappes de géogrille
N _c et N _γ	Coefficients de capacité de support
P _a	La force résultante par unité de largeur
Q, q	Surcharge
R _c	Rapport de couverture de renforcement

S_h	L'espace horizontal de centre à centre entre les renforts
S_v	L'espace entre les nappes
T	L'effort de traction dans les nappes de géogrid
U_x	Déplacement horizontal du mur
V_1	Poids propre du sol renforcé
W, Ψ	Angle d'inclinaison du mur
Z	La profondeur référencée au-dessous du haut du mur
α	Facteur de correction
β	Angle de l'inclinaison du remblai
γ	Poids volumique du sol
δ	Angle de frottement sol/mur
θ	Angle d'inclinaison du mur à l'horizontale;
λ	Angle de frottement de l'interface mobilisée
τ_b	La contrainte d'adhérence entre le sol et la couche de renfort
φ	Angle de frottement du sol
Φ	Facteur de résistance à l'arrachement de renfort
σ_h	Contrainte horizontale derrière le mur
σ_v	Contrainte verticale derrière le mur

Liste des abréviations

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ASTM	American Society for Testing and Materials
BC	Bearing Capacity
BP	Bearing Pressure
FHWA	Federal Highway Administration
FLAC	Fast Lagrangian Analysis of Continua
FS, F _S	Facture de Sécurité
HA	Haute Adhérence
I/D	Inadequate Data
KC	Kinematic Compatibility
LCPC	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
MSE	Mechanically Stabilized Earth
N/A	Non Available at time of survey
NCMA	National Concrete Masonry Association
PET	Polyester
pH	Potentiel hydrogène
PP	Polypropylène
PVA	Polyvinyle Alcool
RAM	Random Access Memory
SETRA	Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes
SRW	Segmental Retaining Wall

Liste des figures

Figure 1.1	Section transversale d'une structure du mur en sol renforcé FHWA-NHI-10-024 (2009)	-5-
Figure 1.2	Parement Terratrel	-8-
Figure 1.3	Parement en écaille de béton	-8-
Figure 1.4	Blocs modulaires (NCMA, 1997)	-9-
Figure 1.5	Renforts en acier (Groupe Soletanche Freyssinet.2014)	-11-
Figure 1.6	Géotextiles	-12-
Figure 1.7	Géocomposites	-13-
Figure 1.8	Géomembranes	-13-
Figure 1.9	Géogrilles	-14-
Figure 1.10	Vue d'une fondation d'un mur renforcé	-15-
Figure 1.11	Installation et compactage le matériau de fondation	-15-
Figure 1.12	Placement de la première rangée	-16-
Figure 1.13	Mettre le gravier concassé	-16-
Figure 1.14	Compacter le gravier concassé dans les blocs et à l'arrière de ceux-ci	-17-
Figure 1.15	Placement de géogrille	-18-
Figure 1.16	Remblayage et Compactage	-19-
Figure 1.17	Placement des rangées suivantes	-19-
Figure 1.18	Structure d'un mur de soutènement en sol renforcé par géogrilles	-20-
Figure 1.19	Mur à parement incliné	-22-
Figure 1.20	Mur à plusieurs niveaux (NCMA.2016)	-22-
Figure 1.21	Valeurs moyennes de coûts de différentes catégories des murs de soutènement, après Koerner et al. (1998)	-24-

Figure 1.22	Stabilité externe des murs en remblai renforcé	-25-
Figure 1.23	Stabilité interne des murs en remblai renforcé	-25-
Figure 1.24	Stabilité globale des murs en remblai renforcé	-26-
Figure 1.25	Stabilité mixte des murs en remblai renforcé	-27-
Figure 2.1	Poussé du sol pour un mur en sol renforcé	-30-
Figure 2.2	Stabilité externe pour un mur en sol renforcé horizontalement surchargé	-31-
Figure 2.3	Les éléments nécessaires pour la conception d'un mur en sol renforcé	-33-
Figure 2.4	Calcul de la contrainte verticale pour une pente horizontale, y compris les charges actives et les charges mortes pour l'analyse de stabilité interne	-35-
Figure 2.5	Calcul de la contrainte verticale pour une pente inclinée mortes pour l'analyse de stabilité interne	-36-
Figure 2.6	Variation du coefficient de pression latérale en profondeur	-37-
Figure 2.7	L'emplacement de la zone de contrainte maximale pour les murs en sol renforcé pour la stabilité interne	-38-
Figure 2.8	Valeurs de facture F^* pour différents types de renfort	-40-
Figure 2.9	Rapport de couverture pour les renforts métalliques	-41-
Figure 2.10	Rapport de couverture pour les renforts géosynthétiques	-42-
Figure 2.11	Surface de glissement d'un mur de soutènement pour la stabilité globale	-42-
Figure 2.12	Stabilité composée et globale pour un mur de soutènement en géométrie complexe	-43-
Figure 2.13	Mécanismes de ruptures externes pour un mur en sol renforcé	-44-
Figure 2.14	Calcul de la contrainte verticale σ_v au niveau de la fondation	-48-
Figure 2.15	Principales composantes, géométrie et pressions de la terre supposées dans la méthode NCMA: (a) Les principaux composants et la géométrie pour les systèmes de parois de soutènement segmentaires; (b) géométrie principale et distribution de la pression de la terre	-57-
Figure 2.16	Mécanismes de ruptures prévues pour les analyses de stabilité externes	-59-

	(a), internes (b) et locales (c)	
Figure 2.17	Equilibres respectifs des deux blocs pris séparément	-64-
Figure 2.18	Equilibre global ; détermination des tensions mobilisables	-68-
Figure 2.19	Equilibre local ; détermination des tensions mobilisables	-69-
Figure 2.20	Equilibre local d'après Juran. L et Schlosser. F (1987)	-70-
Figure 2.21	(a) Modèle de calcul. (b) Polygone des forces. (Abdelkader, H 1993)	-71-
Figure 2.22	Disposition des nappes et les cercles de rupture possibles	-74-
Figure 2.23	Les espacements et leurs nombres	-78-
Figure 2.24	Identification des termes utilisés dans la conception des murs de soutènement renforcés par géosynthétique	-79-
Figure 2.25	Les schémas de calcul des murs de soutènement renforcés par géosynthétique par la méthode de Rankine modifiée R.M. Koerner & T.Y. Soong (2001).	-80-
Figure 2.26	Le système à trois composantes (a) face du mur chargés par les forces d'interaction, (b) la force de traction dans le renforcement et la contrainte de la liaison sol-renforcement et (c) la masse du sol renforcé	-84-
Figure 2.27	(a) La géométrie du mécanisme de rupture en spirale logarithmique (Log-spiral) pour la méthode des tranches horizontales, (b) la géométrie et les forces temporaires de chaque tranche. Nouri et al, (2006)	-91-
Figure 2.28	Division le coin de rupture en tranches. Ghanbari et Ahmadabadi, (2009)	-96-
Figure 2.29	Équilibre de forces dans la $i^{\text{ème}}$ tranche. Ghanbari et Ahmadabadi, (2009)	-96-
Figure 3.1	Surface de charge	-106-
Figure 3.2	Ecrouissage (a) isotrope et (b) cinématique	-108-
Figure 3.3	Représentation du critère de Mohr-Coulomb dans le plan de Mohr	-110-
Figure 3.4	Comparaison des critères de Mohr-Coulomb et Tresca dans l'espace des contraintes principales d'après Itasca (2006)	-111-
Figure 3.5	Modélisation de la dilatance ψ à partir du test triaxial (Vermeer et de	-112-

	Borst, 1984)	
Figure 3.6	Séquence de calcul générale, d'après Billiaux et Cundall (1993)	-117-
Figure 3.7	Procédé général de solution avec FLAC3D (Manuel de FLAC3D, 2006)	-120-
Figure 3.8	Détail des composants d'un élément d'interface (Manuel de FLAC3D, 2006)	-121-
Figure 3.9	Dimension de la zone utilisée pour le calcul des raideurs (Itasca, 2006)	-122-
Figure 3.10	Répartition des zones représentatives de nœuds d'interface (Itasca, 2006)	-123-
Figure 3.11	Contraintes agissant sur l'élément géogrille entourant un nœud (Manuel de FLAC3D, 2006)	-125-
Figure 3.12	Modélisation du comportement d'interface à un nœud de géogrille (Manuel de FLAC3D, 2006).	-125-
Figure 3.13	Comportement de cisaillement directionnel de l'interface pour l'élément structurel géogrille (Manuel de FLAC3D, 2006)	-126-
Figure 4.1	Présentation du modèle étudié	-133-
Figure 4.2	Détail d'un bloc modulaire	-133-
Figure 4.3	Modèle étudié avec différents valeurs de (N)	-137-
Figure 4.4	Déplacements latéraux du parement	-138-
Figure 4.5	Champ de déplacement dans le sol et les géogrilles	-140-
Figure 4.6	Contraintes horizontales derrière le mur pour N=0	-141-
Figure 4.7	Contraintes horizontales derrière le mur	-142-
Figure 4.8	Distribution des contraintes verticales à la base du sol	-143-
Figure 4.9	L'effort de traction dans les nappes de géogrilles	-145-
Figure 4.10	Contrainte de traction dans les nappes de géogrilles	-147-
Figure 4.11	Déplacements latéraux du parement	-148-
Figure 4.12	Contraintes horizontales derrière le mur	-149-

Figure 4.13	L'effort de traction dans les nappes de géogridde, (a) $J=285 \cdot 10^3$ KN/m, (b) $J=285 \cdot 10^2$ KN/m, (c) $J=285 \cdot 10$ KN/m et (d) $J=285$ KN/m	-151-
Figure 4.14	Déplacements latéraux du parement	-152-
Figure 4.15	Contraintes horizontales derrière le mur	-153-
Figure 4.16	L'effort de traction dans les nappes de géogriddes, (a) $\delta=0^\circ$, (b) $\delta=10^\circ$, (c) $\delta=20^\circ$ et (d) $\delta=30^\circ$	-155-
Figure 4.17	Présentation du modèle dans la présence de la surcharge (Q)	-156-
Figure 4.18	Déplacements latéraux du parement après une surcharge (Q)	-157-
Figure 4.19	Contraintes horizontales derrière le mur après une surcharge (Q)	-158-
Figure 4.20	Efforts maximales de traction dans les nappes de géogriddes après un chargement 80 kPa. (a) valeur de T_{\max} ; (b) position de T_{\max}	-159-
Figure 4.21	Déplacements latéraux du parement après un chargement de 80 kPa	-160-
Figure 4.22	Contraintes horizontales derrière le mur après une surcharge (Q)	-161-
Figure 4.23	Efforts maximales de traction dans les nappes de géogriddes après un chargement 80 kPa. (a) valeur de T_{\max} ; (b) position de T_{\max}	-162-
Figure 4.24	Déplacements latéraux du parement après un chargement de 80 kPa	-163-
Figure 4.25	Contraintes horizontales derrière le mur après une surcharge (Q)	-164-
Figure 4.26	Efforts maximales de traction dans les nappes de géogriddes après un chargement 80 kPa. (a) valeur de T_{\max} ; (b) position de T_{\max}	-165-
Figure 5.1	Parement incliné	-168-
Figure 5.2	Déplacements latéraux du parement	-169-
Figure 5.3	Contraintes horizontales derrière le mur	-170-
Figure 5.4	Distribution des contraintes verticales à la base du sol	-171-
Figure 5.5	L'effort de traction dans les nappes de géogriddes, (a) $W=0^\circ$, (b) $W=8^\circ$, (c) $W=15^\circ$ et (d) $W=22^\circ$	-173-
Figure 5.6	Efforts maximales de traction dans les nappes de géogriddes. (a) valeur de T_{\max} ; (b) position de T_{\max}	-174-
Figure 5.7	Déplacements latéraux du parement	-176-

Figure 5.8	Contraintes horizontales derrière le mur	-177-
Figure 5.9	Distribution des contraintes verticales à la base du sol	-178-
Figure 5.10	L'effort de traction dans les nappes de géogrilles, (a) H=3.6m, (b) H=5.4m, (c) H=7.2m et (d) H=09m	-180-
Figure 5.11	Efforts maximales de traction dans les nappes de géogrilles. (a) valeur de T_{max} ; (b) position de T_{max}	-182-
Figure 5.12	Détail du bloc modulaire	-183-
Figure 5.13	Déplacements latéraux du parement	-184-
Figure 5.14	Contraintes horizontales derrière le mur	-185-
Figure 5.15	Distribution des contraintes verticales à la base du sol	-185-
Figure 5.16	L'effort de traction dans les nappes de géogrilles, (a) Type 1, (b) Type 2, (c) Type 3 et (d) Type 4	-187-
Figure 5.17	Efforts maximales de traction dans les nappes de géogrilles. (a) valeur de T_{max} ; (b) position de T_{max}	-188-
Figure 5.18	Déplacements latéraux du parement	-190-
Figure 5.19	Contraintes horizontales derrière le mur	-191-
Figure 5.20	Distribution des contraintes verticales à la base du sol	-191-
Figure 5.21	L'effort de traction dans les nappes de géogrilles, (a) C5/700, (b) C12/1350, (c) C7/850 et (d) C20/2200	-194-
Figure 5.22	Efforts maximales de traction dans les nappes de géogrilles. (a) valeur de T_{max} ; (b) position de T_{max}	-195-

Liste des tableaux

Tableau 1.1	Comparaison de coûts des différentes catégories des murs	-23-
Tableau 2.1	Valeurs par défaut pour le facteur de correction des effets d'échelle, α	-39-
Tableau 2.2	Facteurs de sécurité minimum recommandés pour la conception des murs de soutènement segmentaires renforcé par géosynthétiques	-60-
Tableau 2.3	Analyse d'un massif existant : évaluation du coefficient de sécurité F	-75-
Tableau 2.4	Dimensionnement d'un ouvrage : estimation de la force T exercée par le renforcement	-76-
Tableau 2.5	Liste des inconnus et des équations dans deux formulations simples (Shahgholi et al. (2001); Fakher et al. (2002))	-91-
Tableau 2.6	Liste des inconnus et des équations dans les deux formulations 3N	-93-
Tableau 2.7	Liste des inconnus et des équations dans la formulation rigoureuse 5N-1	-94-
Tableau 2.8	Les équations et les inconnus de la formulation 4n pour le calcul de la pression latérale sur le mur non renforcé avec remblai cohérent-frottent	-98-
Tableau 2.9	Les équations et les inconnus pour la formulation 5n pour le calcul de la pression latérale sur le mur de soutènement avec remblai cohérents frottant renforcé	-99-
Tableau 3.1	Relations entre les paramètres de l'élasticité linéaire isotrope (Dias, 1999)	-105-
Tableau 3.2	Lois de comportement élastique parfaitement plastique	-114-
Tableau 3.3	Les modèles de comportement prédéfinis dans le code FLAC3D	-115-
Tableau 3.4	Comparaison entre les méthodes de résolution explicite et implicite, d'après Itasca (2006)	-118-
Tableau 3.5	Formes des zones primitives disponibles dans FLAC3D, d'après le manuel de FLAC3D (2006)	-119-
Tableau 4.1	Caractéristiques géomécaniques du sol	-134-
Tableau 4.2	Propriétés des interfaces	-135-

Tableau 4.3	Caractéristiques de géogrilles	-135-
Tableau 4.4	Caractéristiques du mur	-136-
Tableau 4.5	Pourcentage de diminution des déplacements latéraux de N=4 et N=6 pour différents hauteurs du mur	-138-
Tableau 5.1	Comparaison des contraintes verticales à la base du sol calculée analytiquement et numériquement (Flac3D)	-177-
Tableau 5.2	Type des blocs modulaires utilisé dans la modélisation	-183-
Tableau 5.3	Caractéristiques mécaniques des blocs modulaires	-189-

Introduction générale

Depuis l'invention de la terre armée par Henri. VIDAL il ya maintenant plus de cinquante ans, les procédés de renforcement des sols se sont considérablement développés à travers le monde dans le domaine de la construction géotechnique. Ils se sont progressivement imposés comme des méthodes à la fois simples de mise en œuvre et économiquement avantageuses par rapport à d'autres solutions plus traditionnelles qui permettent d'améliorer les propriétés mécaniques des sols. Par delà l'extrême diversité des techniques utilisées (terre armée, clouage, traitement par colonnes, géosynthétiques...), qui sont fonctions tant du type d'ouvrage que l'on cherche à réaliser, que de la nature des terrains rencontrés, ces procédés se caractérisent tous par l'introduction dans le sol naturel d'éléments de structure appelés inclusions, destinés à accroître les capacités de résistance de l'ouvrage, et donc à en assurer la tenue sous l'action des charges qu'il est amené à supporter.

La technique de renforcement des massifs de remblais par géosynthétiques permet de réaliser d'importants ouvrages de soutènements en renforçant un massif de remblais associé à un parement, ce type d'ouvrage comporte comme un bloc cohérent flexible capable de supporter d'importants chargements et déformations grâce à l'interaction entre le matériau de remblai et les éléments de renforcement.

Les murs de soutènement renforcés par géosynthétiques et construits de blocs modulaire en béton (segmentaires) se répandent depuis quelques années en raison de leur bonne performance, l'esthétique, le coût et la rapidité de construction (Bathurst et Simac 1994; Collin 1997). La nature flexible des systèmes des murs de soutènement segmentaires et la petite taille des blocs modulaires permettent à construire des murs à géométrie complexe dans des conditions défavorables du site.

Le rôle principal des nappes géosynthétiques (particulièrement les géogrilles) lorsque le massif sol renforcé est sollicité, les renforts, par le biais du frottement, se mettent en traction et apportent au sol une cohésion anisotrope. Les principaux avantages de ce matériau sont d'être souple et déformable, donc peu sensible aux tassements du sol de fondation, et économique. Le parement a un rôle de confinement du remblai, de protection des éléments de renforcement et, naturellement,

d'aspect constitué des blocs modulaires en béton. La plupart des procédés existants permettent la réalisation des murs à parement vertical ou incliné.

Le comportement mécanique des murs de soutènement en sol renforcé par géosynthétiques est complexe et nécessite des études et des recherches qui permet d'analyser la stabilité, la déformation, comprendre les mécanismes de rupture et l'influence de plusieurs paramètres tel que l'extensibilité des renforcements synthétiques sur les structures en sol renforcé par ce type de renforcement. C'est dans ce cadre que s'inscrit le présent travail, dont l'objectif est de développer un modèle numérique qui tient compte des interactions complexe pour ce type d'ouvrage.

La conception, le calcul et la surveillance des murs en sol renforcé par géosynthétique nécessitent un certain nombre de règles et de principes (Méthodes), ont été élaborés à la suite de nombreuses analyses du comportement des sols renforcé sous l'effet des diverses sollicitations statiques, dynamiques auxquels peuvent être soumis les murs.

Ce travail de thèse est considéré comme un apport supplémentaire à la recherche dans le domaine du calcul numérique des murs de soutènement en sol renforcé par géogrilles qui s'intéresse à la variation des paramètres des renforts et du mur en utilisant le code FLAC3D.

La présente thèse est présentée en cinq chapitres :

Le premier chapitre est une revue bibliographique sur les murs de soutènement en blocs modulaire à sol renforcé. Il sera exhibé dans ce chapitre : présentation générale des murs en sol renforcé et ses composantes, techniques de renforcement des remblais par géosynthétiques et domaine d'emploi, avantage des murs de soutènement en sol renforcé par géosynthétiques et justifications des murs en sol renforcé.

Le deuxième chapitre sera consacré aux méthodes de calcul et de conception des murs de soutènement en blocs modulaires renforcés par géosynthétiques, on rappellera évidemment les méthodes les plus utilisées actuellement à savoir, la méthode AASHTO, les codes de conception (FHWA; NCMA), La méthode basé sur le principe de l'équilibre limite (Méthode de 02 blocs), la méthode de Bishop simplifiée, la méthode de Rankine modifiée, la Méthode KC, la méthode K-rigidité, méthode des tranches horizontale et la méthode de concept analytique homogénéisé.

Dans le troisième chapitre nous présenterons les lois de comportement utilisées dans cette thèse, notamment le modèle élastique parfaitement plastique non associé de Mohr-Coulomb ainsi que l'outil numérique utilise à savoir le code Flac et Flac3D.

Le quatrième chapitre représente notre première contribution dans cette thèse, étude numérique d'un mur de soutènement en bloc modulaire renforcé par des nappes horizontales de géogridde, on étudiera les déplacements latéraux du parement (U_x), les contraintes horizontales derrière le mur (σ_h), les contraintes verticales à la base du sol (σ_v) et l'effort de traction dans les nappes de géogrilles (T). Cette analyse concerne nombreux paramètres : le nombre des nappes de géogrilles (N) (différents espacements (N) de 3 à 6), la rigidité de géogrilles (J) (de faible rigidité 285 KN/m à une rigidité forte $285 \cdot 10^3$ KN/m), l'angle de l'interface sol/mur (δ) (une série de quatre valeurs est considérée (δ) = $0^\circ, 10^\circ, 20^\circ$ et 30°) à l'état de repos et après une surcharge uniforme répartie $Q = 80$ kPa (état de service).

Le cinquième chapitre représente aussi une deuxième contribution dans cette thèse, à savoir l'effet des paramètres des blocs modulaires sur le comportement des murs de soutènement renforcés par géogrilles, on étudiera les déplacements horizontaux du mur (U_x), les contraintes horizontales derrière le mur (σ_h), les contraintes verticales derrière ce mur (σ_v) et l'effort de traction dans les nappes de géogrilles (T), il sera considéré un nombre important de variables, à savoir l'inclinaison du mur, type des blocs modulaires, hauteur du mur et catégorie des blocs modulaires.

L'ensemble des résultats des simulations entreprises sera discuté et comparé aux résultats d'autres auteurs disponibles dans la littérature.

CHAPITRE 01 : Revue bibliographique des murs de soutènement en blocs modulaires renforcés par géosynthétiques.

1.1. Introduction

La technique de renforcement des massifs de remblai par des nappes horizontales de géosynthétiques est l'une des techniques qui évoluait actuellement dans le domaine de la géotechnique. Les murs de soutènement en sol renforcé sont constitués d'un massif de remblai mis en place par couches successives compactées, entre lesquelles sont disposés des éléments de renforcement souples et résistants à former un matériau composite, généralement reliés à un parement.

Cette combinaison unique en son genre crée un ouvrage de soutènement durable, qui, outre son propre poids, est capable de supporter d'importantes charges statiques et dynamiques engendrées par toutes les sollicitations extérieures à l'ouvrage.

Le comportement interne de ce type de structure dépend d'un certain nombre de facteurs, incluant le sol, le renforcement et l'interaction sol/renforcement.

L'objectif de ce chapitre est de dresser un état des connaissances sur le comportement des murs en sol renforcé. Dans un premier temps, nous effectuerons une présentation générale de ce type d'ouvrage et ses principaux composants (le remblai, les renforts et les éléments de face), puis nous nous efforcerons de recenser les techniques de renforcement des remblais par géosynthétiques, les domaines d'emploi, avantages des murs de soutènement en sol renforcé par géosynthétiques. Nous présenterons ensuite les justifications de calcul des murs en sol renforcé.

1.2. Présentation générale

1.2.1. Définition et principe du mur en sol renforcé

Le procédé de sol renforcé, est basé sur l'association d'un remblai compacté et d'éléments préfabriqués.

Le remblai représente la part la plus importante en volume.

Les éléments préfabriqués sont :

- les éléments de renforcements qui, avec le matériau de remblai, sont les deux constituants essentiels de sol renforcé;
- les éléments de face qui permettent de réaliser des faces d'ouvrages verticales.

La technique des éléments préfabriqués permet d'obtenir les caractéristiques suivantes :

- une rapidité et une facilité d'exécution des ouvrages, sans nécessité de main d'œuvre spécialisée;
- une grande déformabilité du parement lui permettant de supporter sans dommage des tassements différentiels importants.

Le principe de cette technique est simple: créer une liaison permanente entre les deux constituants (terre et renfort) grâce aux efforts de frottement qui se développent aux points de contact du sol et des renforts.

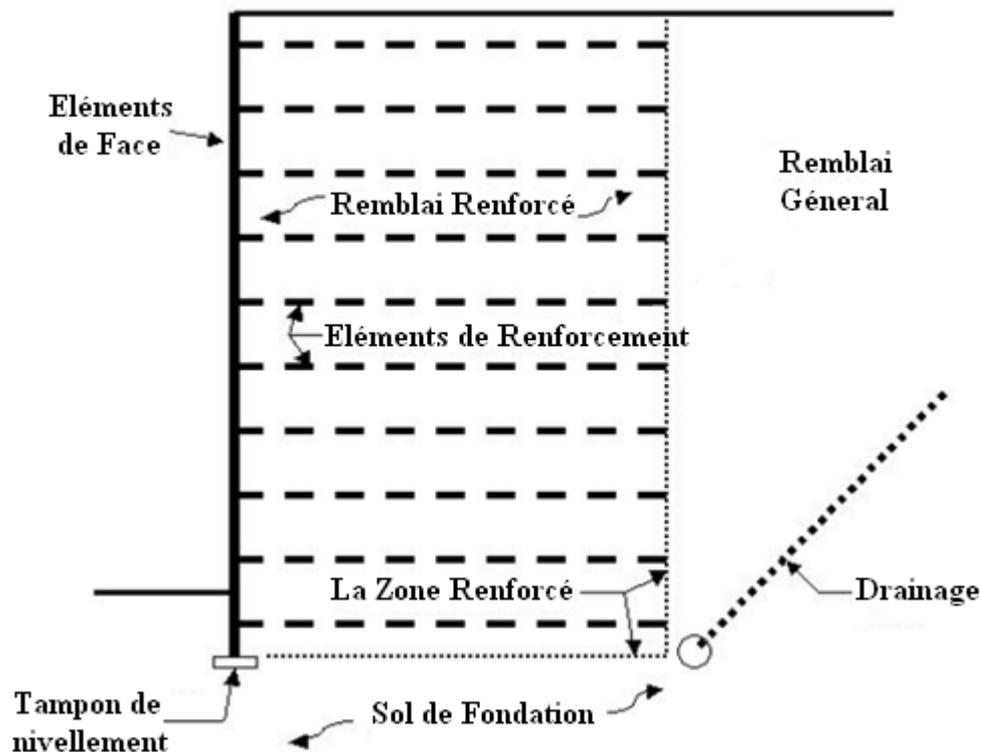


Figure 1.1 – Section transversale d'une structure du mur en sol renforcé FHWA-NHI-10-024 (2009)

1.2.2. Le matériau de remblai

Le matériau de remblai participe directement à la résistance des murs en sol renforcé, ses caractéristiques revêtent donc une importance toute particulière.

1.2.2.1. Remblai général

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

1.2.2.2. Remblai renforcé

Il peut être d'origine naturelle ou industrielle. Il constitue la partie renforcée par les éléments de renforcement et répond aux critères exigés dans le cahier des charges du point de vue géotechnique (granulométrie, corrosion, poids volumique, angle de frottement interne et autres), mise en œuvre, chimique et électrochimique. Ces différents critères sont détaillés ci-dessous :

a. Critères géotechniques

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

Le critère défini est le suivant : tous les matériaux comportant moins de 15 % d'éléments inférieurs à 80 μ 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} représentant 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.

b. Critères de mise en œuvre

Ces critères permettent de garantir un bon compactage et une mise en œuvre aisée du matériau.

Un bon compactage et une bonne mise en œuvre du matériau de remblai sont indispensables pour assurer la stabilité de l'ouvrage.

La taille maximale des grains est également fonction de l'espacement des lits de renforcement et, le cas échéant, de la taille des éléments de parement.

La taille maximale des grains dépendra aussi du choix du renforcement pour que les endommagements de celui-ci du fait de la mise en œuvre demeurent dans les limites spécifiées au projet.

Le remblai est mis en place au fur et à mesure de la pose des éléments de face, par couches de 35 à 40 cm d'épaisseur, correspondant à la mi-distance entre deux lits de renforts.

Il faut éviter le passage direct des engins sur les renforts et empêcher les engins lourds de circuler à moins de 1,50 m des éléments de face (ce qui pourrait nuire à leur verticalité).

Le taux de compactage en tout point du massif en sol renforcé doit être supérieur ou égal à 95% de l'Optimum Proctor Normal. Les matériaux ne doivent jamais être mis en place à une teneur en eau supérieure à celle de l'Optimum Proctor.

c. Critères chimiques ou électrochimiques

Les critères chimiques et électrochimiques liés à la durabilité des renforts:

Renforts métalliques :

- la résistivité;
- le pH;
- la teneur en sels solubles;
- teneur en ions chlorures;
- teneur en ions sulfates;
- la teneur en sulfures totaux.

Renforts synthétiques :

En ce qui concerne le renfort synthétique du Freyssisol, seul le critère de pH doit être vérifié.

Généralement, ces critères sont tels que les matériaux trouvés sur place peuvent être utilisés pour la construction de ces murs, ce qui renforce leur intérêt économique et leur intérêt écologique.

1.2.3. Élément de face

La fonction principale des éléments de face du mur (parements) de sol renforcé est d'assurer la stabilité locale et la protection contre l'érosion du remblai renforcé. Ils constituent également la partie visible des ouvrages et par là même la signature des projets. Les principaux types de parement sont:

a. Le parement Terratrel (figure 1.2) en treillis métallique auquel sont attachées les armatures de renforcement et qui permet la végétalisation du parement. Une géogrille ou un géotextile non tissé peut lui être associé.

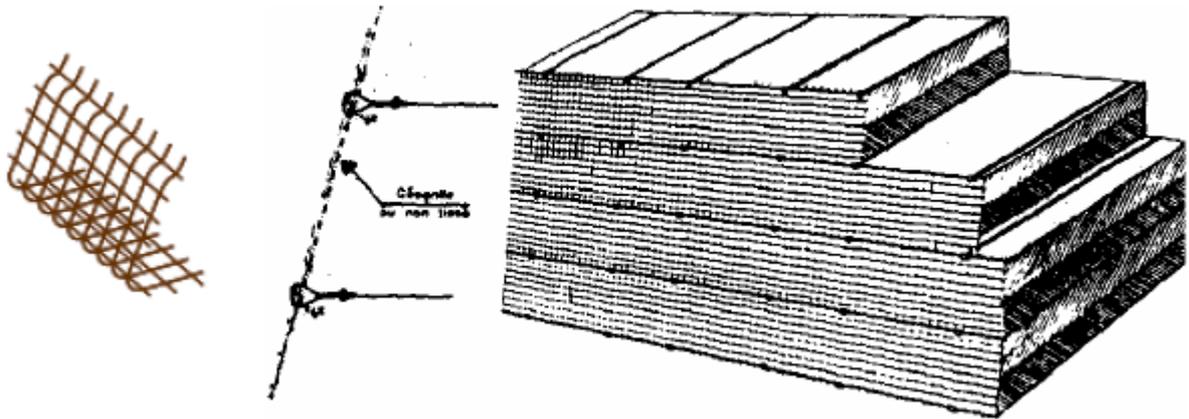


Figure 1.2 – Parement Terratrel

b. Le parement en écailles de béton, qui est très largement répandu. Les écailles sont des plaques de béton cruciformes, non ferraillées. Le lien entre les écailles constituant le parement est assuré par des goujons et des joints compressibles entre écailles superposées autorisent la déformabilité du parement dans un plan vertical. De plus, les écailles possèdent un certain jeu entre elles ce qui donne au parement une certaine souplesse. Ceci permet en particulier la construction de parements courbes. La figure 1.3 montre le détail d'une écaille en béton.

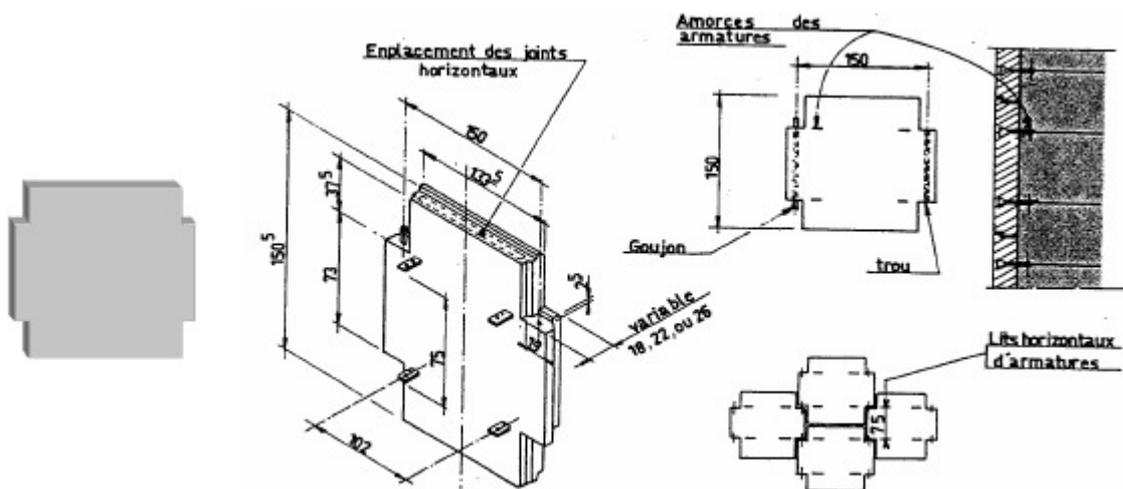


Figure 1.3 – Parement en écaille de béton

c. Parement en blocs modulaires de béton, très largement utilisé, est des blocs en béton non ferraillé à différentes catégories.

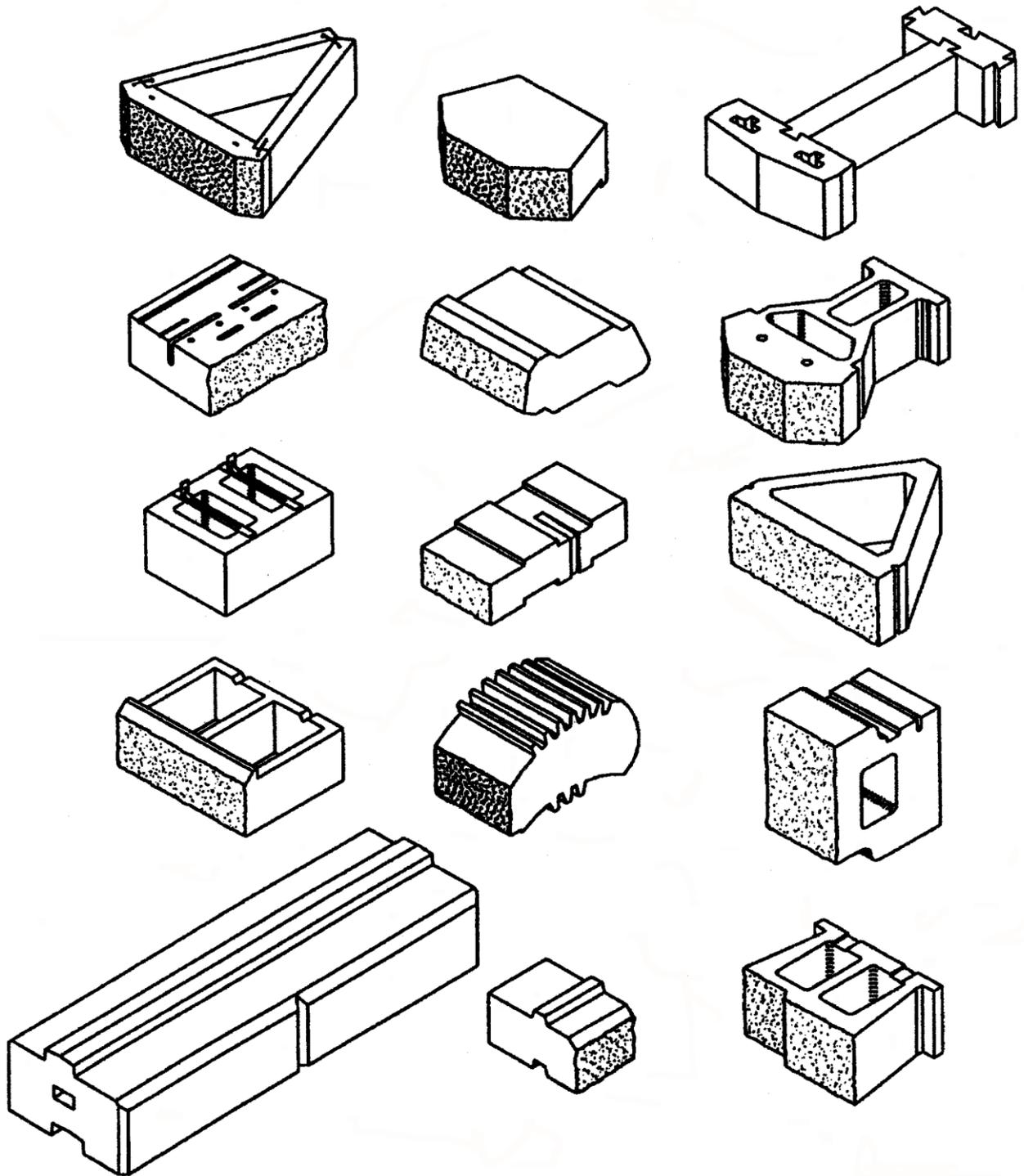


Figure 1.4 – Blocs modulaires (NCMA, 1997)

Il ya d'autres type de parement métallique, qui aujourd'hui n'est plus employé. Il s'agissait d'éléments cylindriques à section semi-elliptique.

1.2.4. Les renforts

Le choix et la densité des renforts dans un ouvrage en sol renforcé sont définis par les caractéristiques du projet :

- Les charges de calcul statiques et dynamiques;
- Le remblai sélectionné, dont les exigences peuvent être strictes en matière de propriétés mécaniques et chimiques;
- L'environnement du chantier;
- Les sollicitations issues de l'activité humaine qui peuvent être spécifiques et potentiellement agressives : vibrations, pollution, ...

Depuis l'invention de la technique de sol renforcé au début des années 60, plusieurs options des renforts ont été développées en étroite collaboration avec des laboratoires de recherche et des universités dans le monde entier pour offrir aux clients des solutions plus sûres, plus durables, plus respectueuses de l'environnement et pour apporter la réponse adéquate permettant une adaptation aux caractéristiques de chaque projet.

1.2.4.1. Renforts en acier

Les renforts en bandes et échelles en acier à haute adhérence sont peu extensibles et confèrent une fiabilité et des performances structurales inégalées. Les renforts en acier galvanisé ont chaud associé à un remblai sélectionné adéquat peuvent être conçus pour une durée de service de 100 ans. Les armatures à haute adhérence (ou armatures en acier HA) présentent des nervures perpendiculaires à leur axe sur les deux faces et un trou de boulon à une extrémité pour la fixation au parement. C'est de loin l'armature la plus largement utilisée pour une structure en sol renforcé, avec plus de 40 millions de mètres carrés d'ouvrages construits dans le monde entier.



a) Les renforts en bandes



b) Les renforts en échelles



c) Les renforts en en acier galvanisé HA

d) Les armatures en acier HA

Figure 1.5 – Renforts en acier (Groupe Soletanche Freyssinet.2014)

1.2.4.2. Renforts géosynthétiques

Le renforcement des sols par des renforts géosynthétiques offre certains avantages par rapport aux renforcements métalliques en raison de leur légèreté et souplesse, et surtout de leur résistance à la corrosion. Cependant, le comportement de ce type de renforcement est plus complexe en raison de son extensibilité et nécessite donc une bonne compréhension des mécanismes d'interaction sol-renfort.

Les géosynthétiques peuvent être produits à partir de différents polymères :

Polyester (PET), L'avantage du PET est un faible allongement lié à une grande résistance à la traction (haute ténacité).

Polyvinyle alcool (PVA), L'avantage du PVA est un allongement extrêmement bas et une excellente résistance chimique.

Polypropylène (PP), L'avantage du PP est aussi très bonne résistance chimique avec un allongement acceptable.

Les principaux produits géosynthétiques sont :

a) Géotextiles

Les géotextiles sont des produits tissés, non tissés, ou tricotés, perméables, fabriqués à base de polymère et utilisés dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. La fonction du géotextile dans le sol peut être la séparation, la filtration, et aussi le renforcement.

- **Un non tissé** est un géotextile se présentant sous forme d'une feuille manufacturée, constituée d'un voile ou d'une nappe de fibres, orientées selon une direction ou distribuées aléatoirement, et dont la liaison peut être de différents types :

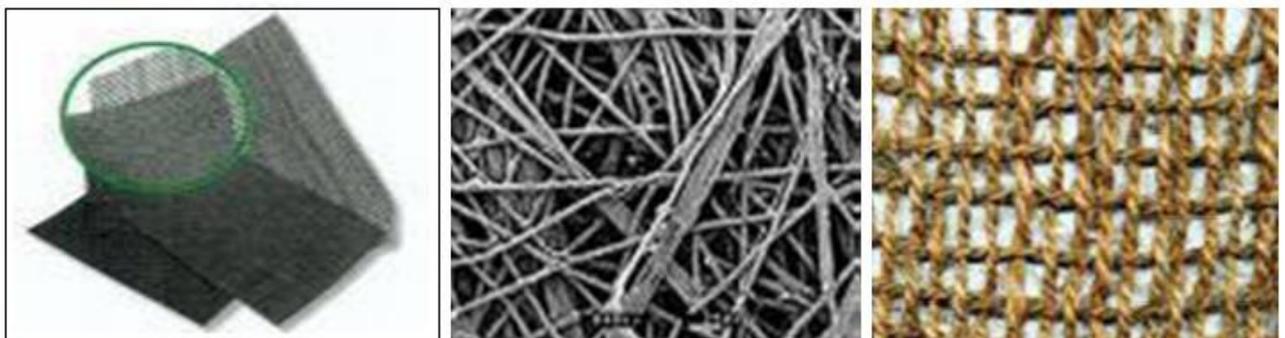
- *La liaison mécanique* est faite par entrelacement des fibres, à partir d'une série d'aiguilles qui s'enfoncent dans la nappe qui défile (non tissées aiguilles).

- *La liaison chimique* est réalisée soit à l'aide de résines soit d'émulsions qui appartiennent à des composés proches des caoutchoucs naturels.

- *La liaison thermique* est faite par calandrage (effets conjugués de la chaleur et de la pression) entre deux rouleaux presseurs chauffants : on obtient une fusion partielle des points de contact des fibres (non tissé thermosoudé).

- **Un tissé** est constitué de séries de fils perpendiculaires combinés de façon systématique. (Exemple : des tissus utilisés pour des chemises, des voiles de bateaux, les bâches).

- **Un tricoté** est un géotextile produit par assemblage de deux nappes de fils parallèles au moyen d'un fils de liaison, de façon à obtenir la répartition géométrique désirée.



a) Un non tissé

b) Un tissé

c) Un tricoté

Figure 1.6 – Géotextiles

b) Géocomposites

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

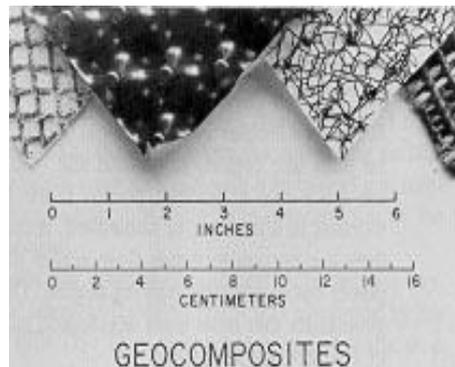


Figure 1.7 – Géocomposites

c) Géomembranes

Sont des feuilles étanches, souples, minces et continues, fabriquées à partir de produits synthétiques ou bitumineux, utilisées dans le domaine de la géotechnique et du génie civil. La principale application des géomembranes est donc constituée une barrière étanche entre un sol et un fluide.

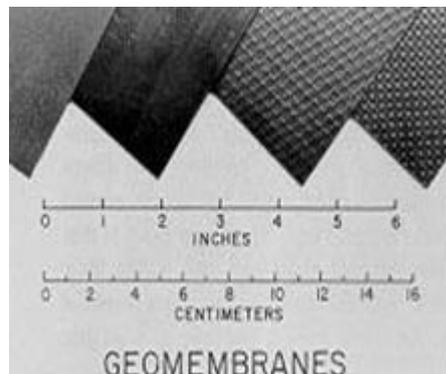


Figure 1.8 – Géomembranes

d) Géogrilles

Les géogrilles sont des géosynthétiques dont la fonction est le renforcement des sols. Une géogrille est une structure plane à base de polymère, constituée par un réseau ouvert et régulier d'éléments résistant à la traction et pouvant être assemblés par extrusion, par collage ou par entrelacement, dont les ouvertures ont des dimensions supérieures à celles des constituants et permettant le confinement du sol.

À l'heure actuelle, il existe une multitude de géogrilles normalisées différant d'une entreprise à l'autre (**Tensar, Maccaferri,...**) et ayant des caractéristiques propres à leur application.

- **Uni-axiales** : 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.
- **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.
- **Tridimensionnelles** : 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.

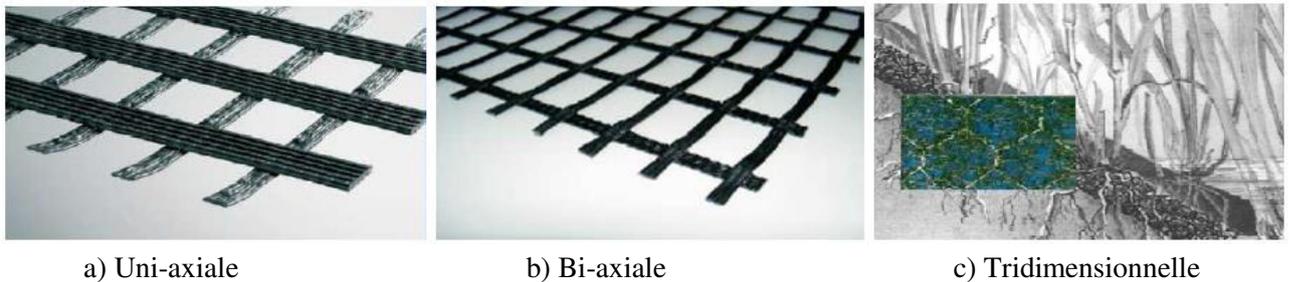


Figure 1.9 – Géogrilles

1.3. Techniques de construction des murs en sol renforcé par géogrilles

La construction des murs en sol renforcé ne nécessite pas d'échafaudages ni de lourd matériel de chantier. Outre le matériel de terrassement traditionnel utilisé pour mettre en place et compacter le remblai, les parements en blocs modulaires peuvent être mis en place manuellement.

La construction d'un mur de soutènement en sol renforcé comporte les étapes suivantes :

Etape1: Préparation du site et excavation

Le sol qui servira à la fondation du mur doit être ferme et solide. Si les sols sont composés d'argile ou de terres humides, ou si les sols ont été précédemment excavés, retirer toutes les terres et remplacer-les par de la terre de qualité à damer par étages de 20 cm ou moins.

- Retirer de la surface toute végétation et toute terre organique. Ces terres ne peuvent être utilisées derrière le mur.
- Creuser derrière le mur en pensant à la longueur de la géogrille à installer.

- Creuser la base à l'endroit où le mur va se trouver. Préparer la tranchée selon les plans avec une largeur minimum de 600 mm et une profondeur de 150 mm sans oublier la profondeur du premier bloc enterré.
- Le premier bloc doit être enterré de minimum 150 mm par 200 mm de hauteur de mur.
- Compacter et mesurer les niveaux de la tranchée au moins à 95 % de l'Optimum Proctor Normal, conformément à la norme.

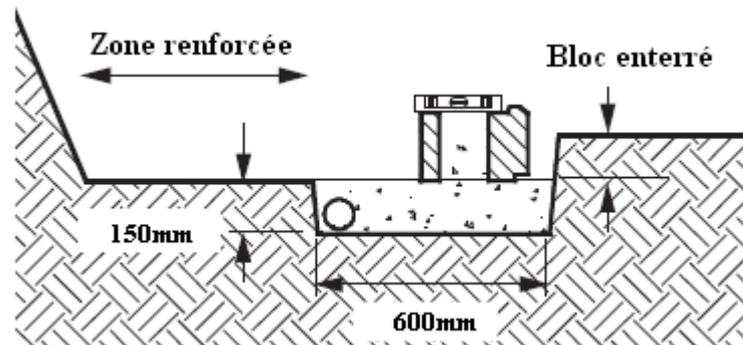


Figure 1.10 – Vue d'une fondation d'un mur renforcé

Étape 2: Installation de la matière de fondation

La matière pour la fondation doit être un matériau granulé compactable.

- Selon les plans, placer un tuyau de drainage à l'arrière de la tranchée le long du mur. Le tuyau devra être équipé d'un système d'égouttage des eaux.
- Selon les plans, placer un minimum de 150 mm de matériau de fondation dans la tranchée et égaliser au râteau.
- Compacter avec une dameuse.
- Contrôler le niveau sur toute la longueur et ajustements si nécessaire.

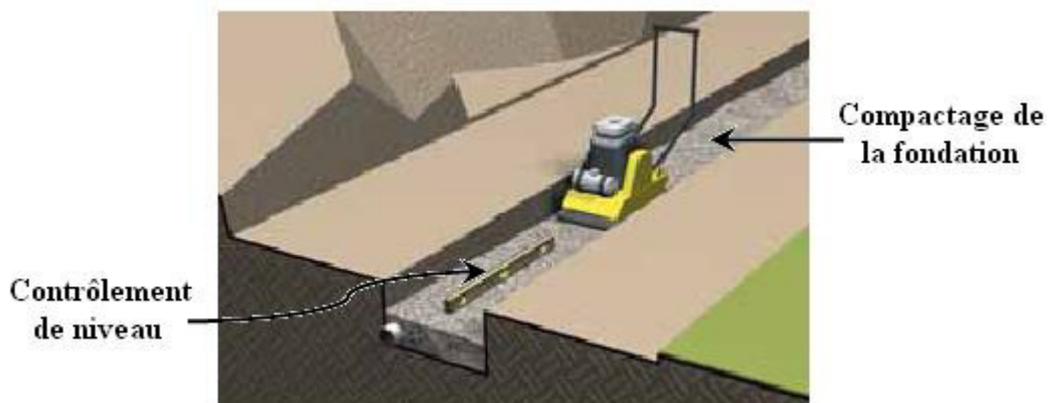


Figure 1.11 – Installation et compactage le matériau de fondation

Etape 3: Installation de la couche de fondation

- Commencer à l'endroit où le mur est le plus bas.
- Placer les blocs sur leur longueur avec leur emboîtement vers le dessus sur le matériau de fondation.
- Contrôler et ajuster le niveau et l'alignement de tous les blocs.
- Ajuster de manière précise avec un marteau adéquat ou en plaçant jusqu'à 13 mm de gros sable entre les blocs.

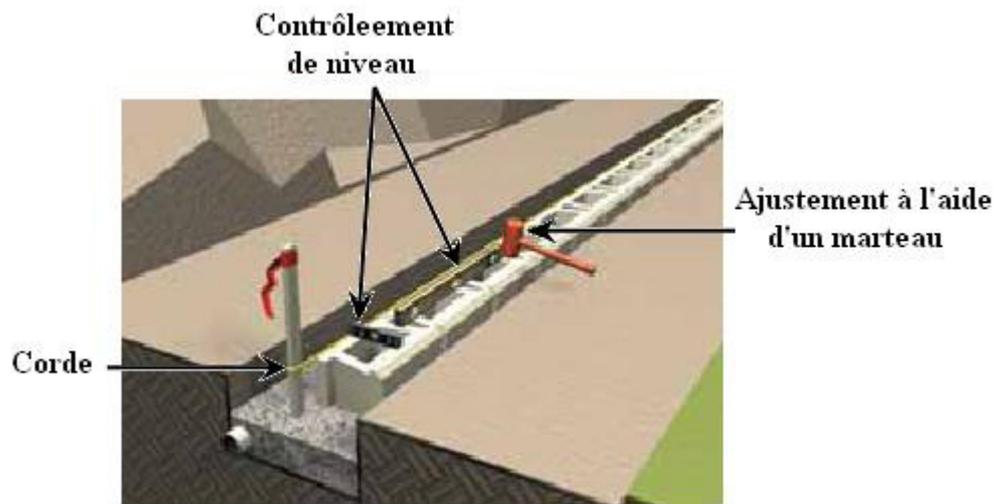


Figure 1.12 – Placement de la première rangée

Etape 4: Installation du gravier concassé dans et à l'arrière des blocs

- Remplissez les trous des blocs de la première rangée et 30 cm derrière les blocs avec du gravier concassé. Un gravier 6 - 38 mm avec moins de 10% de poussières est recommandé.
- Utiliser de la terre de qualité pour mettre derrière les graviers et au pied de la première rangée de blocs.

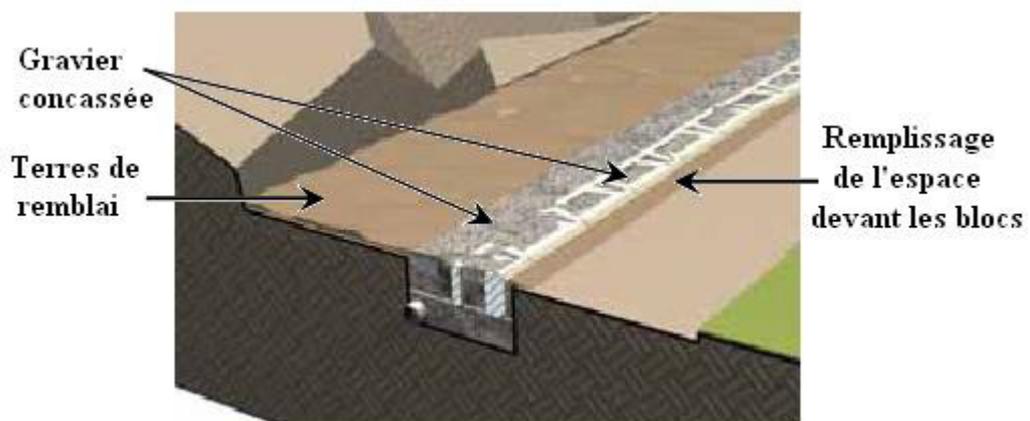


Figure 1.13 – Mettre le gravier concassé.

Etape 5: Compactage

Un bon compactage des graviers et les sols de remblai situés derrière les blocs est essentiel pour obtenir un mur de qualité.

- Utiliser une dameuse pour compacter le gravier et compacter ensuite le gravier et sol de remblai situé derrière les blocs.
- Tous les sols de remblai doivent être compactés au moins à 95% de l'Optimum Proctor Normal.
- Retirer toute matière excessive à la surface des blocs. Préparer une surface bien lisse pour la pose de la rangée suivante. Cela peut se faire lors de l'installation de la rangée suivante, en glissant le bloc dans son emplacement.
- **Toute rangée placée au-dessus de la première rangée requiert un compactage. Ce compactage commencera sur le bloc.**

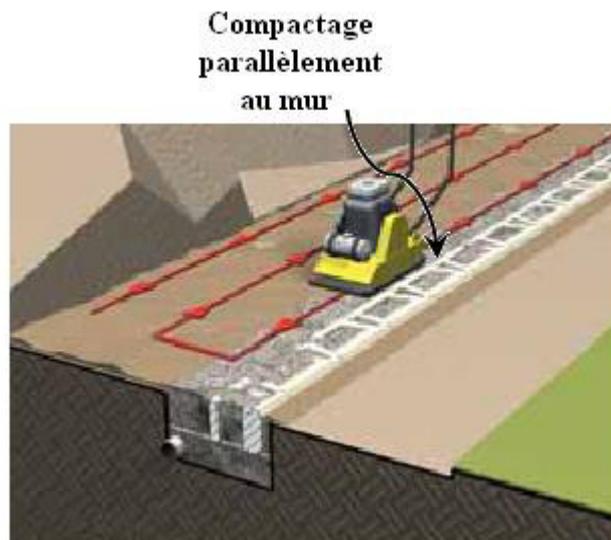


Figure 1.14 – Compactage le gravier concassé dans les blocs et à l'arrière de ceux-ci

Etape 6: Installation du géogrille

Pour une première rangée.

- Couper le géogrille à la longueur requise. Contrôler les spécifications du fabricant pour la longueur et le sens du placement.
- Placer la couche de géogrille en le mettant à l'arrière de la patte d'emboîtement du bloc et faites-le rouler jusqu'à la fin de la partie creusée. L'endroit de l'excavation doit être compacté et à niveau.
- Placer la rangée suivante de blocs sur le géogrille, pour que les blocs soient emboîtés aux blocs de la rangée du dessous. Chaque nouvelle rangée doit être positionnée pour que le joint vertical soit de 75 mm au minimum. Placez bien les blocs les uns contre les autres.

- Contrôler si les blocs sont bien alignés. Un ajustement est nécessaire pour obtenir des lignes bien droites ou des courbes bien exécutées.
- Bien tendre le géogrille pour éviter les plis. Fixer bien le géogrille avant de mettre le gravier et les terres de remblai.

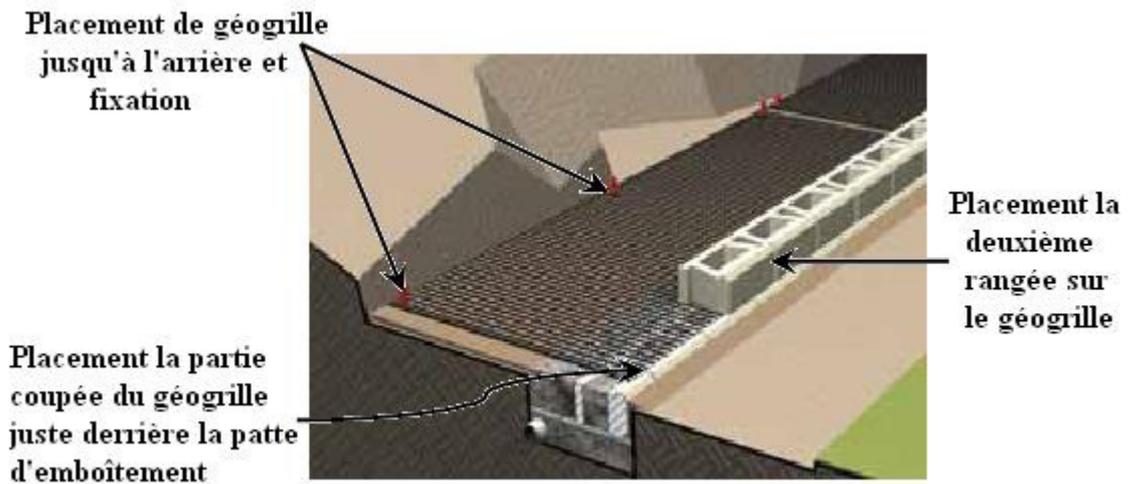


Figure 1.15 – Placement de géogrille

Etape 7: Remblayage et compactage

- Poser le gravier dans les trous des blocs et 30 cm derrière le mur. Utiliser de bonnes terres de remblai derrière le gravier et la zone renforcée.
- Tout le gravier et toutes les terres de remblai dans les 1 m du mur doivent être bien compactés en utilisant une dameuse légère. Compactez par couches de maximum 20 cm en commençant au dessus des blocs et en travaillant parallèlement au mur.
- Contrôler et ajuster le niveau, l'alignement et les angles durant la construction. Corriger lors de chaque rangée de blocs. Vous pouvez utiliser des bandes de géogrille pour ajuster le niveau.
- Retirer tout excès de gravier, de poussière ou de débris du haut de la surface des blocs. Préparer une surface bien lisse pour la pose de la rangée suivante. Les dameuses utilisées sur le haut du bloc retireront toute matière excessive et prépareront les blocs pour placer la rangée suivante. En installant la rangée suivante, glisser le bloc à sa place permettra aussi d'enlever toute matière inutile.
- **Ne jamais utiliser du matériel de compactage directement sur le géogrille.**
- **Du matériel lourd ne peut pas être utilisé jusqu'à un mètre derrière les blocs.**

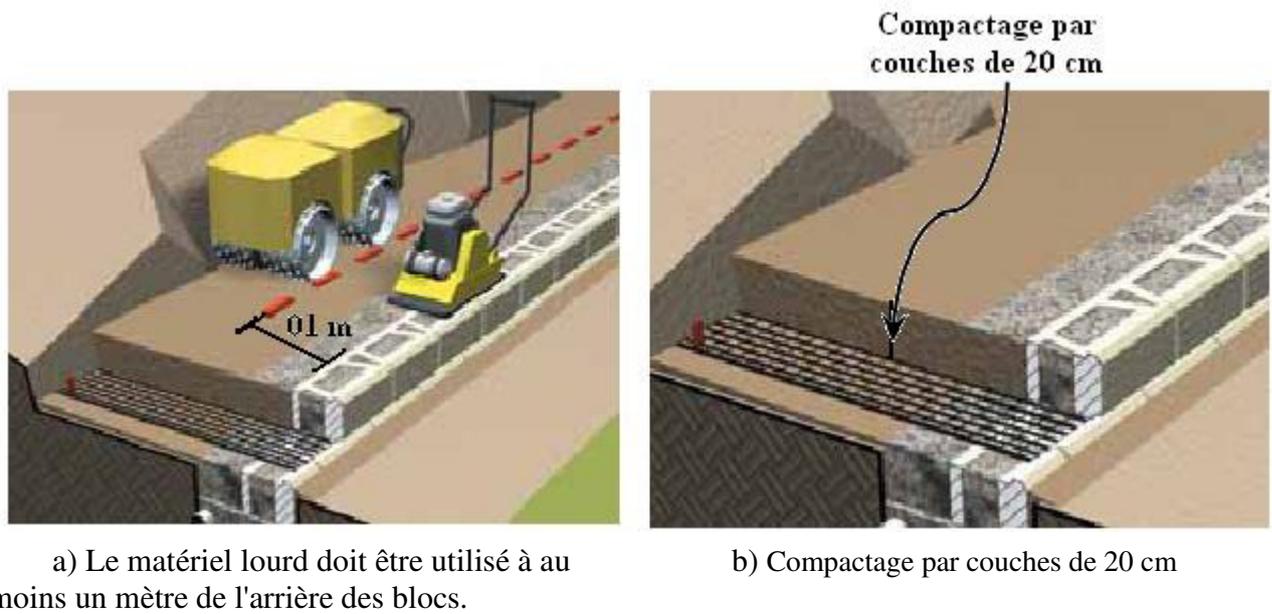


Figure 1.16 – Remblayage et Compactage

Etape 8: Placement des rangées suivantes

- Répéter les étapes 6 et 7 pour monter le mur jusqu'à la hauteur requise. Placer le géogrille conformément aux plans approuvés.
- Utiliser 20 cm de couche imperméable sur la dernière rangée pour finir le mur.

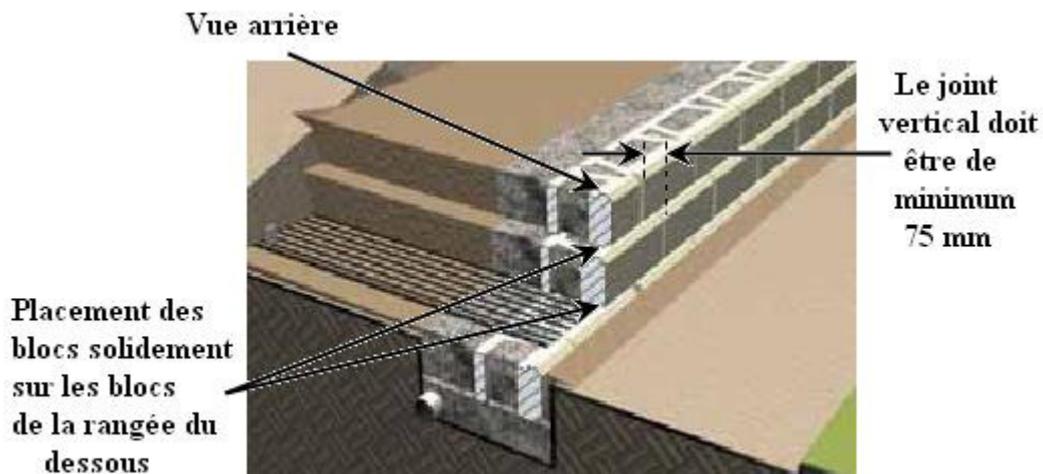


Figure 1.17 – Placement des rangées suivantes

1.3.1. Structure finale du mur en sol renforcé par géogrilles

a) Zone renforcée

La zone renforcée est directement située derrière les blocs et comprend la zone de consolidation et la zone de compactage. Les deux zones requièrent un compactage en couches de maximums 20 cm et au moins à 95 % de l'Optimum Proctor Normal.

b) Zone de consolidation

La zone de consolidation part de l'arrière des blocs jusqu'à un mètre dans les terres de remblai. Dans cette zone de consolidation, vous ne pouvez utiliser que du matériel léger.

c) Zone de compactage

La zone de compactage part de l'arrière de la zone de consolidation jusqu'à l'excavation. Du matériel de compactage plus lourd peut être utilisé dans cette zone.

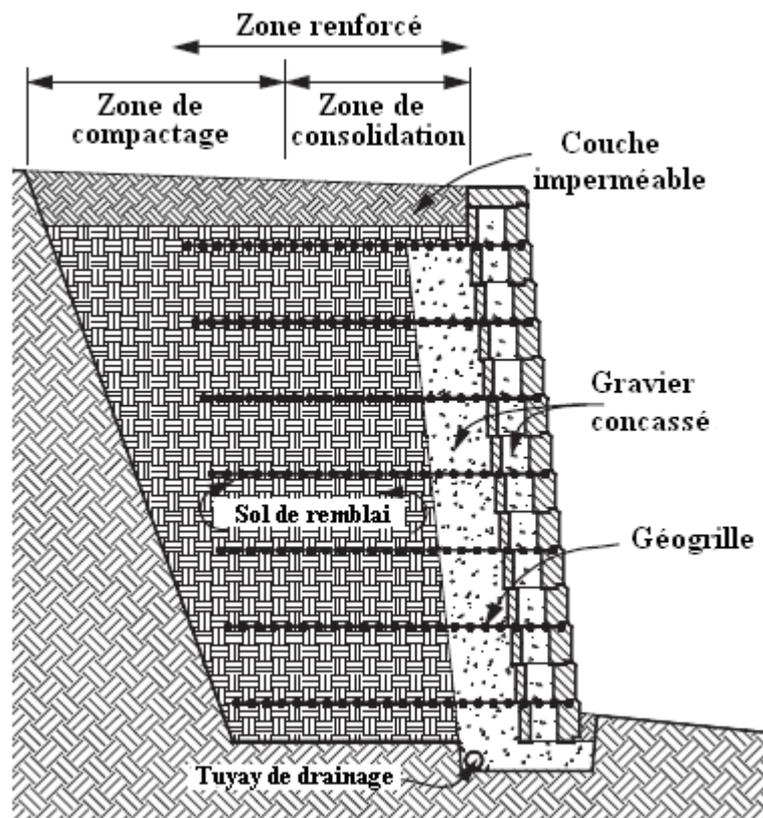


Figure 1.18 – Structure d'un mur de soutènement en sol renforcé par géogrilles

1.4. Domaine d'emploi

Ce type d'ouvrage souple est essentiellement employé pour la réalisation d'ouvrages en remblai, généralement en site terrestre.

Il est bien adapté dans les cas suivants :

- Réduction des emprises par rapport à un remblai courant;
- Elargissement de remblai, avec fondation à mi-talus;
- Alternative à un mur classique lorsque le sol support a des caractéristiques mécaniques insuffisantes (risques de tassements généraux ou différentiels, portance faible qui aurait nécessité des pieux pour un ouvrage en béton, etc.);
- Possibilité d'utiliser des matériaux ayant un pourcentage de fines plus élevées (moyennant certaines précautions), dans le seul cas des remblais renforcés par nappes continues, par rapport aux ouvrages renforcés par des armatures métalliques ou en bandes;
- Intégration au site pour les parements inclinés et végétalisés;
- Insensibilité à la corrosion et neutralité vis-à-vis des courants vagabonds.

Ce type d'ouvrage s'adapte bien, également, à des techniques d'amélioration du sol support. Des ouvrages de grande hauteur ont déjà été réalisés, généralement sous la forme de gradins, en superposant plusieurs murs élémentaires verticaux de 7 à 8 mètres. Avec des parements inclinés entre 65 et 70 degrés au plus (pour la végétalisation), il existe actuellement des murs de plus de 25 mètres de hauteur.

Une limite d'emploi de cette technique est liée à la déformation relativement importante des éléments de renforcement géosynthétique (nappes et bandes), qui va se traduire, en partie haute, par un déplacement cumulé incompatible avec certaines structures non déformables (proximité d'un ouvrage, chaussée rigide...).

1.5. Avantage des murs de soutènement en sol renforcé par géosynthétiques

Les avantages de l'utilisation des murs de soutènement en sol renforcé sont nombreux, on peut citer quelques-uns :

- Fort résistance mécanique;
- Une vaste gamme d'utilisation;
- La grande souplesse du massif obtenu;
- L'esthétique des ouvrages dont le parement se prête à des traitements architectoniques variés;

- La nature flexible des systèmes des murs de soutènement segmentaires et la petite taille des blocs modulaires permettre à construire des murs à géométrie complexe dans des conditions défavorables du site;
- Rapidité d'exécution : L'utilisation systématique d'éléments préfabriqués (renforts, parement) qui accélère la construction et qui ne nécessite qu'un matériel très léger;
- La possibilité d'établir des murs à parements inclinés (sub-vertical) jusqu'au $W = 70$ degrés au plus;

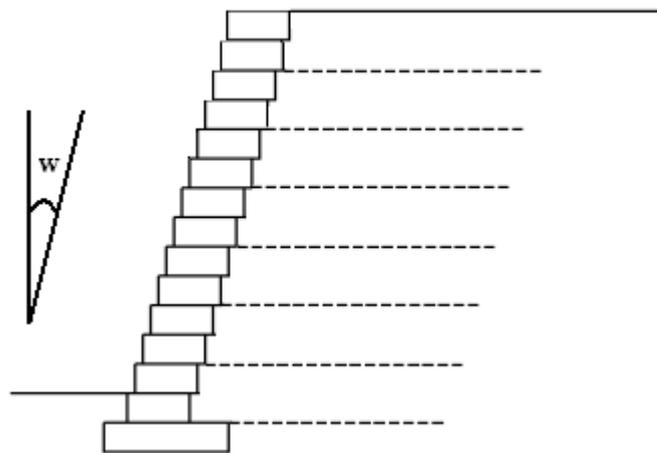


Figure 1.19 – Mur à parement incliné

- Construire des murs à plusieurs niveaux

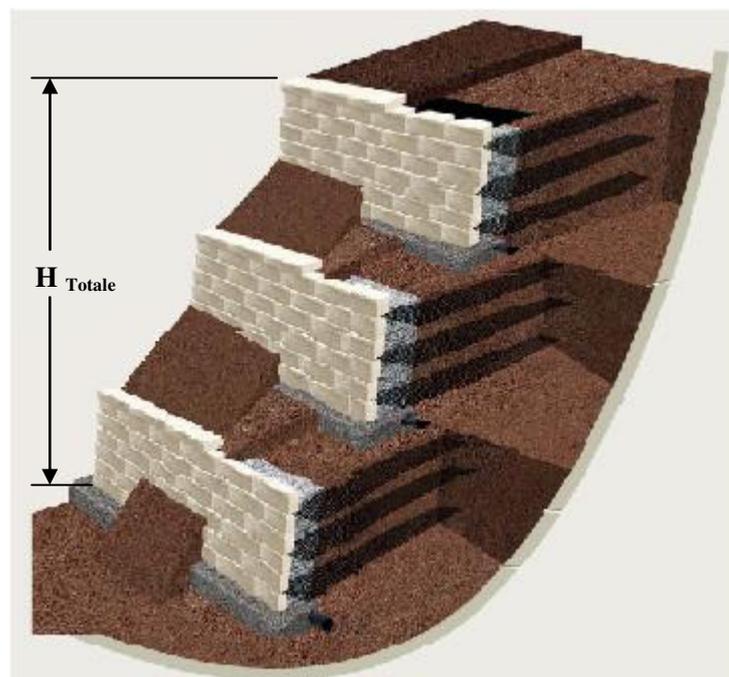


Figure 1.20 – Mur à plusieurs niveaux (NCMA.2016)

- Le coût : le coût des murs de soutènement en sol renforcé par géosynthétiques est relativement faible par rapport aux autres catégories.

R.M. Koerner et T.Y. Soong 2001. À montré dans leur étude des enquêtes sur les coûts des murs de soutènement qui ont été menées par de nombreux organismes publics, utilisateurs privés, ingénieurs de conceptions, entrepreneurs et fabricants au fil des ans.

Tableau 1 représente une comparaison de coûts des différentes catégories des murs (les unités sont en dollars américains pour un mètre carré de façade du mur).

Tableau 1.1 : Comparaison de coûts des différentes catégories des murs

Catégorie du mur	Hauteur du mur (relative)	Lee et al. (1973)	VSL Corporation (1981)	Yako and Christopher (1988)	Koerner et al. (1998)
Gravitaire	Elevé	300	570	570	760
	Moyen	190	344	344	573
	Basse	190	344	344	455
Murs Coin	Elevé	245	377	377	I/D
	Moyen	230	280	280	390
	Basse	225	183	183	272
Mur MSE (Renforcé de métal)	Elevé	140	300	300	385
	Moyen	100	280	280	381
	Basse	70	172	172	341
Mur MSE (Renforcé par géosynthétique)	Elevé	N/A	N/A	250	357
	Moyen	N/A	N/A	180	279
	Basse	N/A	N/A	130	223

(MSE) Mechanically Stabilized Earth: Sole Stabilisée Mécaniquement

N/A : Indisponible au moment d'enquête.

I/D : données insuffisantes.

La figure 1.21 représente les valeurs moyennes de coûts de différentes catégories de soutènement.

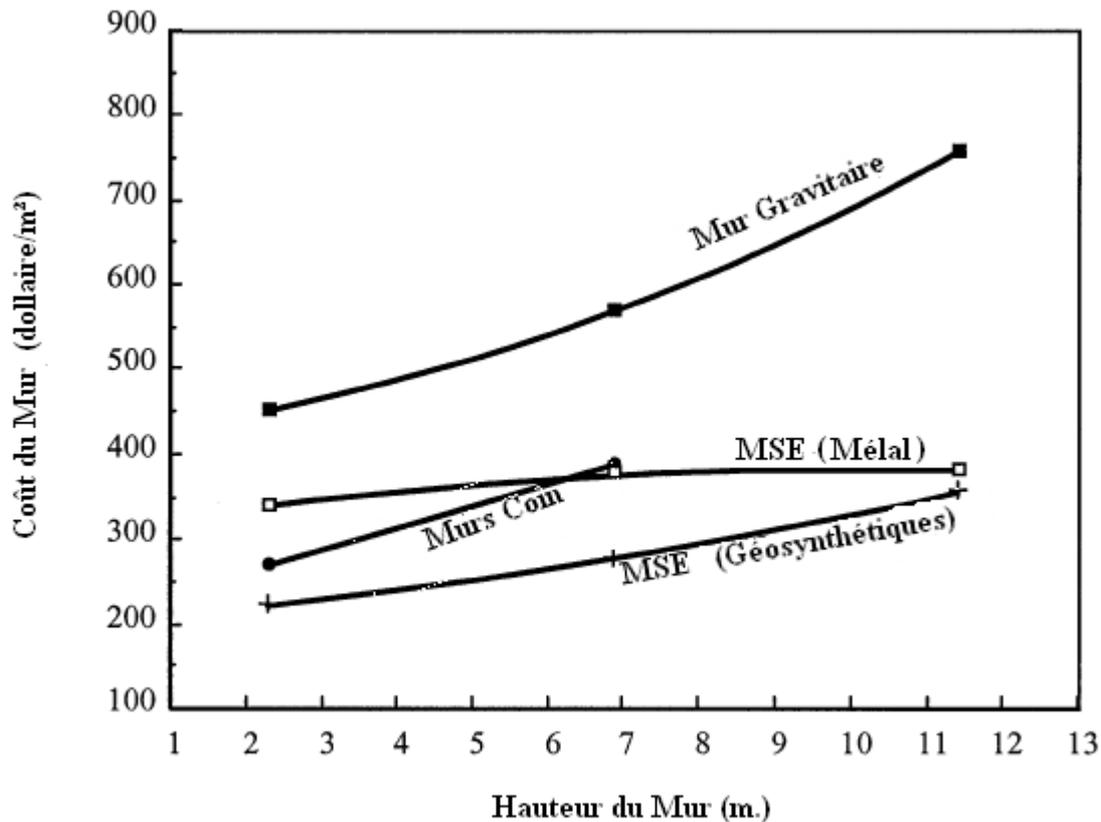


Figure 1.21 – Valeurs moyennes de coûts de différentes catégories des murs de soutènement, après Koerner et al. (1998)

1.6. Justifications des murs en sol renforcé

1.6.1. Principes de fonctionnement des murs en sol renforcé

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

Les longueurs des éléments de renforcement et les espacements verticaux entre lits ne sont pas forcément constants sur toute la hauteur de l'ouvrage.

Les éléments de renforcement sont disposés horizontalement. De plus, la pente longitudinale doit être nulle, ou quasiment nulle.

1.6.2. Justification vis-à-vis de la stabilité externe

La stabilité externe est traitée comme n'importe quelle stabilité de mur de soutènement (par exemple : mur poids). La justification se fait par rapport au poinçonnement (La portance du sous-sol) et au glissement à la base du mur sur le sol de fondation ainsi qu'au le basculement.

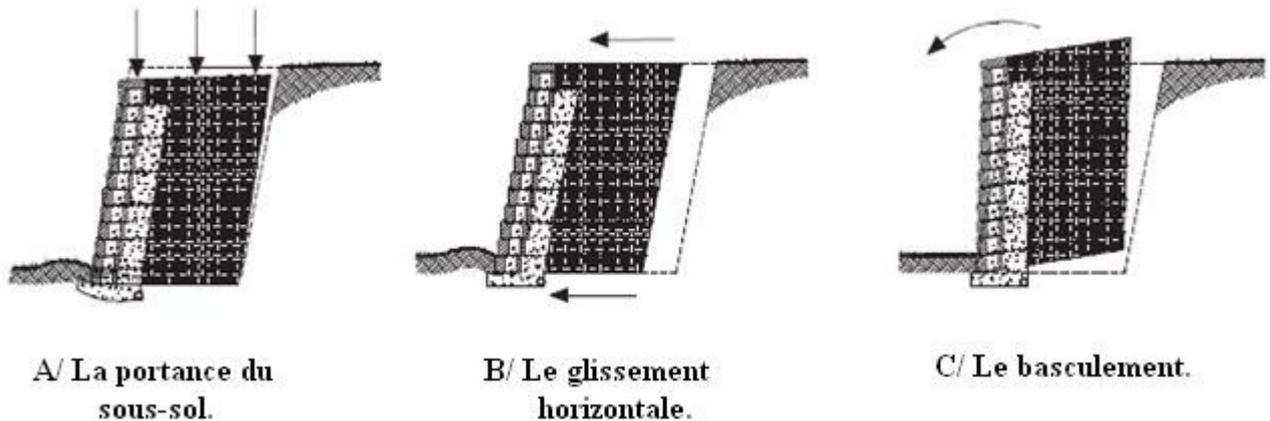


Figure 1.22 – Stabilité externe des murs en remblai renforcé

1.6.3. Justification vis-à-vis de la stabilité interne

La stabilité des ouvrages en remblai renforcé par des éléments géosynthétiques est assurée, comme pour les ouvrages en remblai renforcé par armatures peu extensibles (Terre armée, etc..), par le frottement entre le sol et les éléments de renforcement géosynthétiques, capables de supporter des efforts de traction.

Le calcul de stabilité interne consiste à vérifier pour les surfaces potentielles de rupture les plus critiques, et que la stabilité de la paroi de blocs et la force de traction ainsi que l'accrochage de l'armature soient jugés. La déformation de la construction doit être aussi calculée.

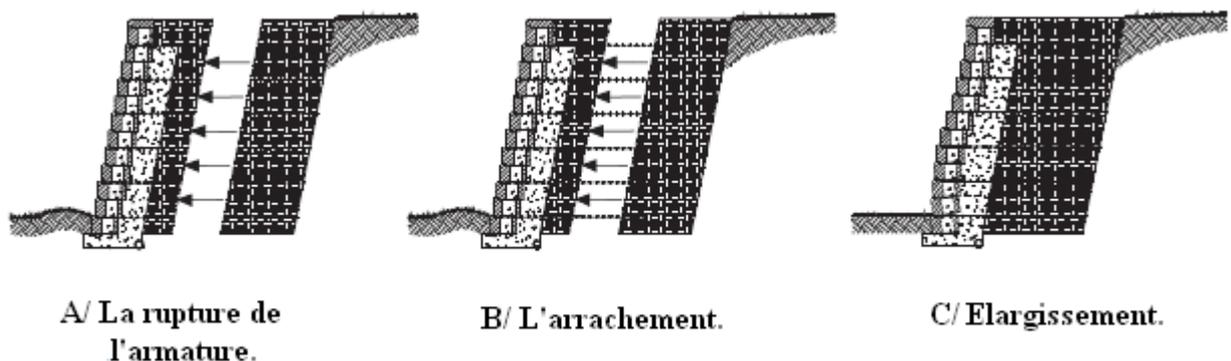


Figure 1.23 – Stabilité interne des murs en remblai renforcé

A/ La rupture de l'armature : Une rupture peut se produire quand des forces excessives dépassent la tension maximale de la géogrille.

Solution : Elever la force de traction du géogrille ou augmentez le nombre de couches.

B/ L'arrachement : L'arrachement peut se produire quand la longueur d'ancrage du géogrille derrière le mur est insuffisante.

Solution : Elever la longueur d'ancrage.

C/ Elargissement : Une déformation se produit quand des forces horizontales entre les couches de géogrille causent une rotation localisée du mur.

Solution : Augmentez le nombre de couches de géogrille.

La stabilité interne fait aussi intervenir d'autres critères, tels que la résistance au cisaillement du sol.

1.6.4. Justification vis-à-vis de la stabilité globale

La stabilité globale est vérifiée vis-à-vis du grand glissement selon une surface enveloppe du massif renforcé.

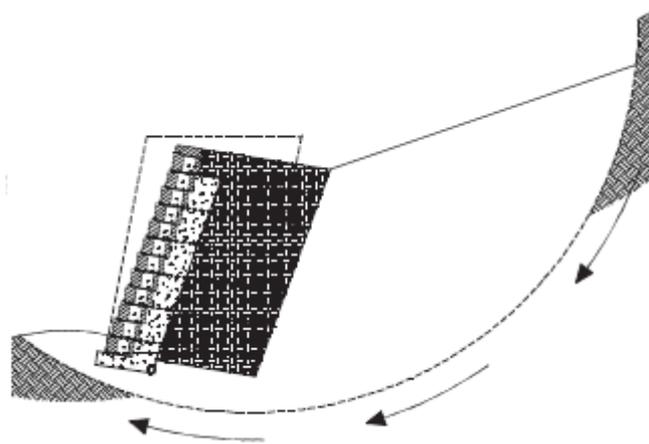


Figure 1.24 – Stabilité globale des murs en remblai renforcé

1.6.5. Justifications vis-à-vis de la stabilité mixte

Failles qui apparaissent à travers les terres retenues et les terres de remblai et sur la face du mur.

Une instabilité de la stabilité mixte se produit quand une faille apparaît dans les terres retenues, dans les terres de remblai et sur la face du mur.

Solution : Utiliser un matériel approprié: la longueur, la résistance ou un espace plus petit entre les couches sont importants.

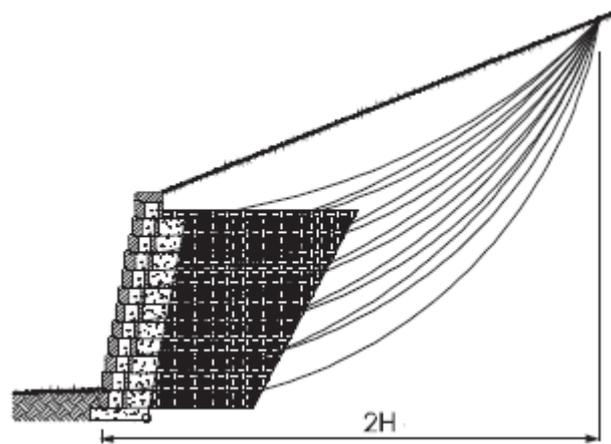


Figure 1.25 – Stabilité mixte des murs en remblai renforcé

1.7. Conclusion

La technique de renforcement des sols par géosynthétiques pour la réalisation de murs de soutènement, présente un intérêt potentiel dans le génie civil actuel.

Dans ce chapitre, les principaux composants des murs de soutènement en sol renforcé et les techniques de renforcement les plus utilisés ont été présentées. Le renforcement des sols par géosynthétiques dans le cas des murs de soutènement présente beaucoup d'avantages : le coût, rapidité d'exécution, souplesse d'implantation, forte résistance mécanique, l'esthétique, une vaste gamme d'utilisation ...

Les justifications de calcul des murs en sol renforcé prennent en compte la stabilité interne, qui comporte notamment le dimensionnement des lits de renforcements (la rupture de renfort, l'arrachement et l'élargissement); la stabilité externe, reposant sur les mêmes principes que le dimensionnement des murs-poids en maçonnerie ou en béton. Une étude de la stabilité générale sera également nécessaire vis-à-vis du grand glissement selon une surface enveloppe du massif renforcé.

La conception, le calcul et la surveillance des murs en sol renforcée nécessitent un certain nombre de règles et de principes qui feront l'objet du prochain chapitre.

CHAPITRE 02 : Méthodes et Règlements de calcul et/ou conception des murs de soutènement en blocs modulaires renforcés par géosynthétiques.

2.1. Introduction

Les sols renforcés par géosynthétiques sont maintenant couramment utilisés dans le domaine de la géotechnique grâce à sa simplicité et son coût modéré de mise en œuvre. L'extension de son domaine d'application aux murs de soutènement renforcés et sollicités par des surcharges depuis leur introduction à 1970 (Allen et al. 2002).

La conception, le calcul et la surveillance des murs en sol renforcé par géosynthétique nécessitent un certain nombre de règles et de principes (Méthodes), ont été élaborés à la suite de nombreuses analyses du comportement des sols renforcé sous l'effet des diverses sollicitations statiques, dynamiques auxquels peuvent être soumis les murs.

Ce chapitre est consacré à la présentation des méthodes et codes de calcul les plus répandues pour ce type d'ouvrage :

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

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

Les méthodes basées sur le principe de l'équilibre limite (Méthode de **02 blocs**), la méthode de **Bishop simplifiée** et la méthode de **Rankine modifiée**.

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

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

Des méthodes de recherche appliquées à l'étude des murs et des pentes en sols renforcés. La méthode des **tranches horizontale** (Nouri et al. (2006); Shekarian et Ghanbari. (2008); Ghanbari et Ahmadabadi. (2009)), et la méthode de **concept analytique homogénéisé** (Chen et al. (2000)).

2.2. La méthode AASHTO

AASHTO (American Association of State Highway and Transport Officials): Norme largement reconnue pour la conception et la construction des ponts aux États-Unis, ce guide maintenant utilisé dans le monde entier surtout pour les travaux de recherche, parce qu'elle considère de plusieurs paramètres.

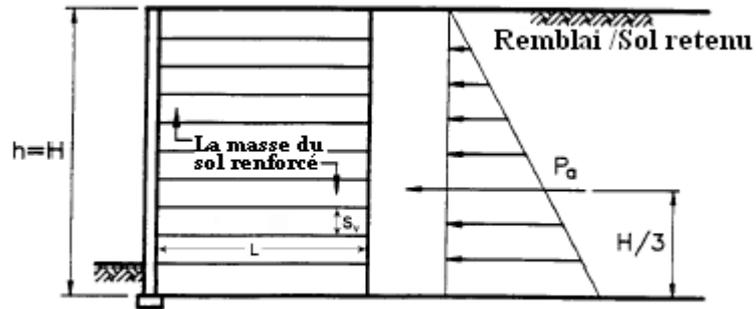
La dernière édition de AASHTO est 2012 contient 15 sections et des index, la section 11 consacré pour les murs de soutènement et un grand parti de celle-ci pour les sols renforcés.

A/ La stabilité externe : Sécurité contre la rupture du sol

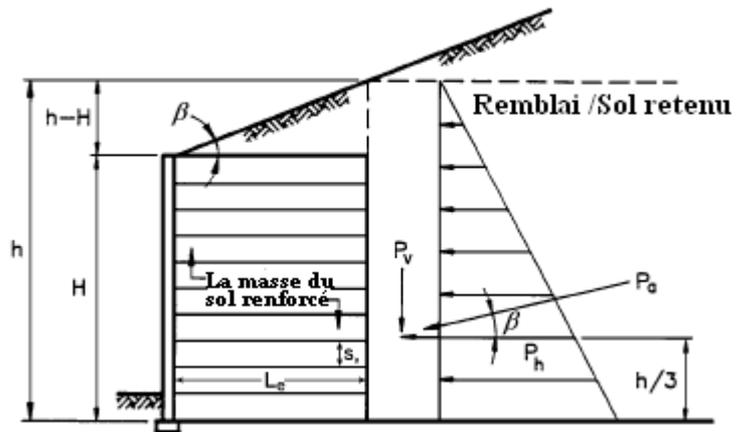
La sécurité contre la rupture du sol doit être évaluée en supposant que la masse du sol renforcée soit un corps rigide.

Le coefficient de poussée du sol retenu, k_{af} , utilisé pour calculer la pression du sol retenu derrière la masse du sol renforcé, doit être déterminé en utilisant l'angle de frottement du sol retenu. En l'absence de données spécifiques, un angle de frottement maximal de 30 degrés peut être utilisé pour les sols granulaires. Des essais devraient être effectués pour déterminer l'angle de frottement des sols cohésifs compte tenu des conditions drainées et non drainées.

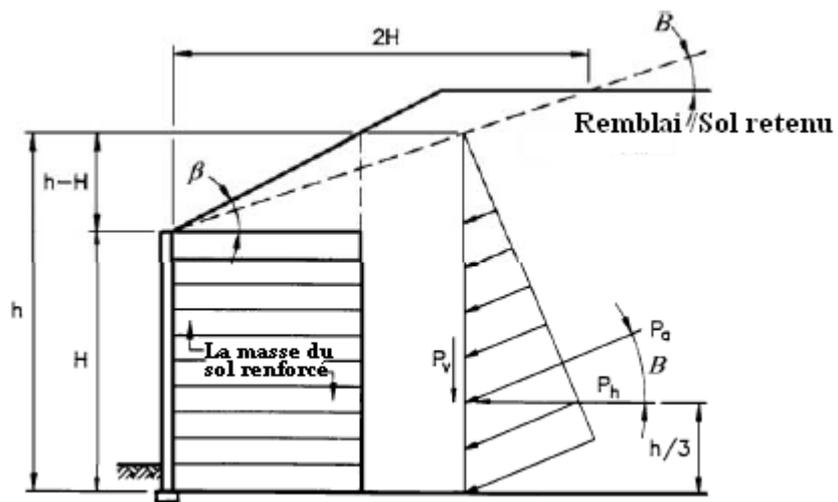
La figure 2.1 représente la distribution latérale de la poussée du sol pour la conception des murs en sol renforcé.



a) Surface de remblai plat



b) Surface de remblai en pente



c) Surface de remblai cassé

Figure 2.1– Poussé du sol pour un mur en sol renforcé

La force résultante par unité de largeur derrière un mur en sol renforcé, montré dans les figures (a) (b) et (c) de 2.1, agissant à une hauteur de $h/3$ au-dessus de la base du mur, doit être pris comme suit :

$$P_a = 0.5 K_{af} \gamma_f h^2 \quad (2.1)$$

Où:

P_a : la force résultante par unité de largeur, γ_f : poids volumique du sol retenu et h : la hauteur du diagramme horizontal de la poussée du sol.

K_{af} : coefficient de poussée active du sol retenu, et β l'angle de l'inclinaison du remblai dans la figure 2.1 (b) et un angle B pour la figure 2.1 (c).

Pour une surcharge :

La distribution latérale de la poussée du sol pour le cas des surcharges est représentée dans la figure 2.2.

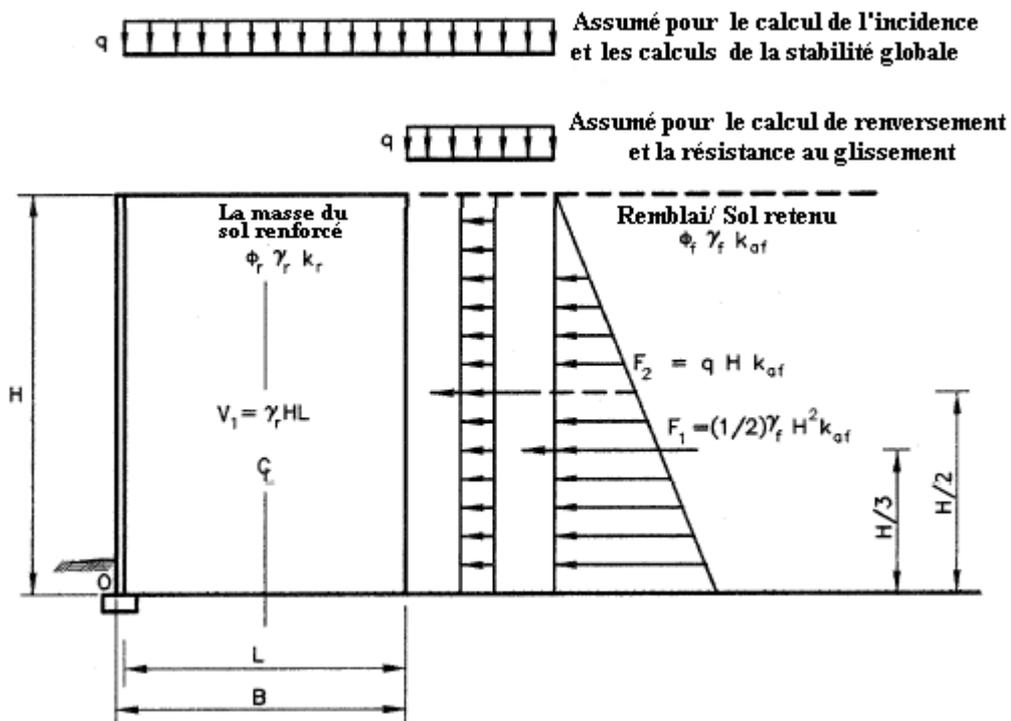


Figure 2.2 – Stabilité externe pour un mur en sol renforcé horizontalement surchargé

A.1. Stabilité au Glissement

Le facteur de sécurité pour le glissement qui donné par l'équation 2.2 doit être supérieur ou égal à 1.5 :

$$FS_s = \frac{\sum \text{Forces horizontales résistantes}}{\sum \text{Forces horizontales motrices}} \geq 1.5 \quad (2.2)$$

Les forces horizontales résistantes : $V_1 \tan \phi$

Les forces horizontales motrices : $F_1 + F_2$

Où:

V_1 : le poids propre du sol renforcé;

F_1, F_2 : les forces latérales derrière le sol renforcé.

Pour les renforts discontinus, par exemple, les bandes, l'angle de frottement doit être considéré comme le moindre de ϕ_r du remblai renforcé et ϕ_f du sol retenu.

Pour des renforts continus, par exemple, des grilles et des feuilles, l'angle de frottement doit être considéré comme le moindre de ϕ_r , ϕ_f et ρ , où ρ est l'angle de frottement de l'interface renfort/sol.

En l'absence de données spécifiques, un angle de frottement maximal, ϕ_f de 30 degrés et un angle d'interface renfort/sol maximum, ρ de $2/3 \phi_f$ peut être utilisé.

A.2. Stabilité au renversement

Le facteur de sécurité pour le renversement qui donné par l'équation 2.3 doit être supérieur ou égal à 2 :

$$FS_o = \frac{\sum \text{Moments résistantes}}{\sum \text{Moments moteurs}} \geq 2 \quad (2.3)$$

Les moments résistants : $V_1 (L/2)$

Les moments moteurs : $F_1 (H/3)$ et $F_2 (H/2)$

A.3. Résistance d'incidence

L'effet de l'excentricité et de l'inclinaison de la charge est pris en compte par l'introduction d'une largeur effective, $B' = L - 2e$, au lieu de la largeur réelle.

Pour des éléments de parement relativement épais, il peut être raisonnable d'inclure les dimensions du parement et le poids dans les calculs de l'incidence, c.-à-d., l'utilisation de B au lieu de L suivant les indications de figure 2.3.

Les efforts d'incidence concentrés du poids du parement sur un sol mou pourraient créer des efforts concentrés à la connexion entre les éléments de face et le renfort.

Lorsque la valeur de l'excentricité e est négative: $B' = L$.

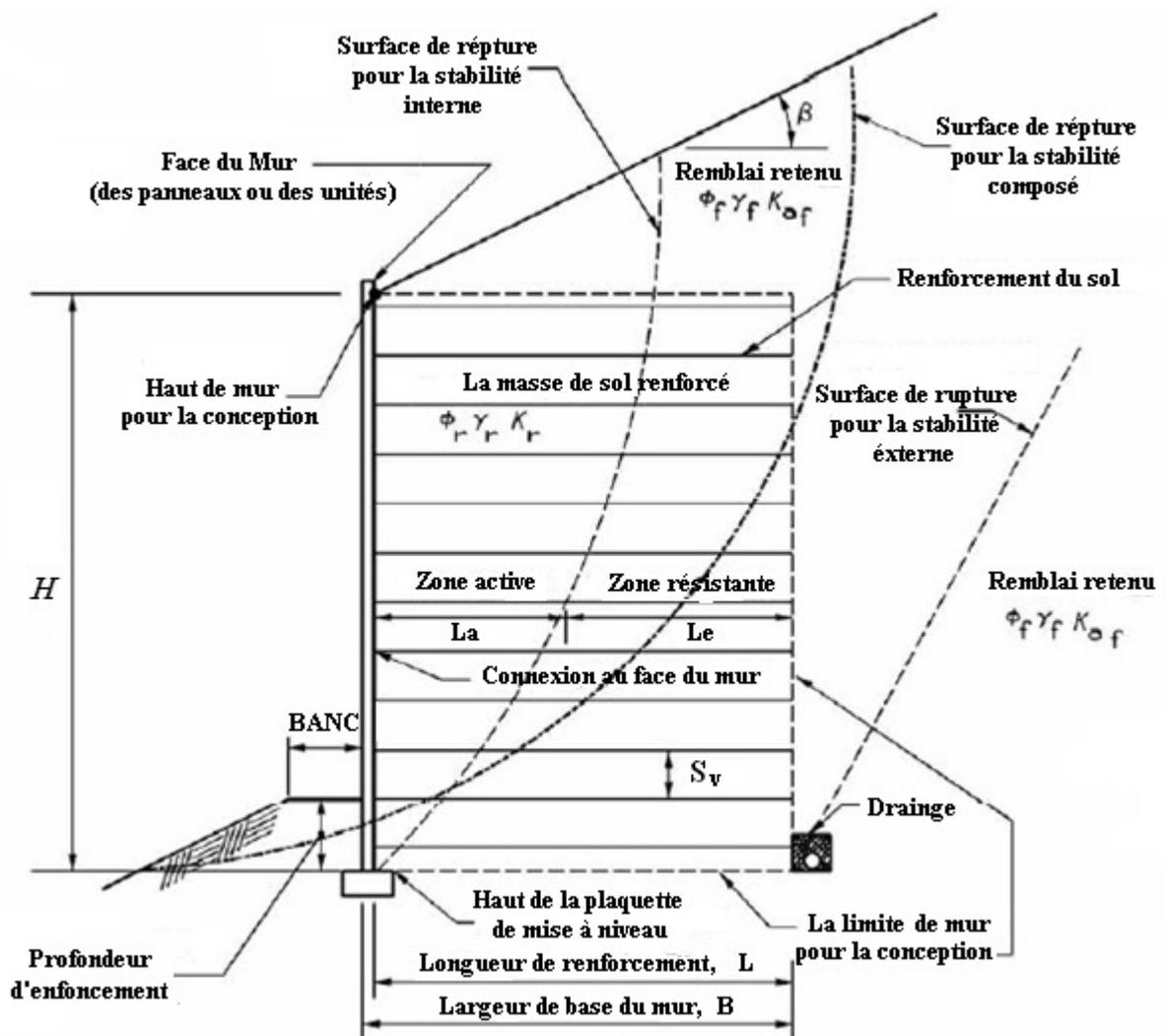


Figure 2.3 – Les éléments nécessaires pour la conception d'un mur en sol renforcé

B/ Stabilité interne : Sécurité contre les ruptures structurelles

La sécurité contre la rupture structurelle doit être évaluée par rapport à l'arrachement et la rupture de renfort.

B.1. Chargement

La charge dans le renfort doit être déterminée à deux endroits critiques: la zone de contrainte maximale et la connexion avec la face du mur (la zone active). Le potentiel de rupture

d'arrachement du renfort est évalué à la zone de contrainte maximale, qui est supposée être située à la limite entre la zone active et la zone résistante de la figure 2.3. Le potentiel de rupture d'arrachement du renfort est également évalué lors de la connexion du renfort/mur.

B.1.1. Charges de renforcement maximales

Les charges de renforcement maximales doivent être calculées selon la méthode simplifiée ou la méthode de gravité cohérente. La méthode simplifiée est considérée comme s'appliquant aux systèmes du mur renforcé en acier et géosynthétique. La méthode de gravité cohérente doit être appliquée principalement aux systèmes de renforcement des sols en acier. Pour la méthode simplifiée, la charge dans les renforts doit être obtenue en multipliant la poussée de terre verticale par le renforcement par un coefficient latéral de poussée du sol et en appliquant la poussée latérale résultante à la zone de connexion au renfort.

Pour la méthode simplifiée, la contrainte horizontale calculé, σ_H , à chaque niveau de renforcement doit être déterminé comme suit:

$$\sigma_H = \gamma_P(\sigma_V K_r + \Delta \sigma_H) \quad (2.4)$$

Où:

γ_P : Le facteur de charge pour la poussée de terre verticale;

k_r : Coefficient de pression horizontale;

σ_v : Pression due à la résultante des forces de gravité du poids du sol à l'intérieur et immédiatement au-dessus du remblai renforcé, et toutes les charges supplémentaires disponibles;

$\Delta\sigma_H$: Contrainte horizontale au niveau de renfort résultant de toute charge horizontale concentrée appliqué.

Pour la méthode simplifiée, la contrainte verticale pour les calculs de charge de renforcement maximum doit être déterminée comme indiqué dans les figures 2.4 et 2.5.

- Pour une pente horizontale (figure 2.4)

La contrainte verticale max :

$$\sigma_V = \gamma_r Z + q + \Delta\sigma_V \quad (2.5)$$

Si le sol non surchargé : $\sigma_v = \gamma_r Z + \Delta\sigma_v$

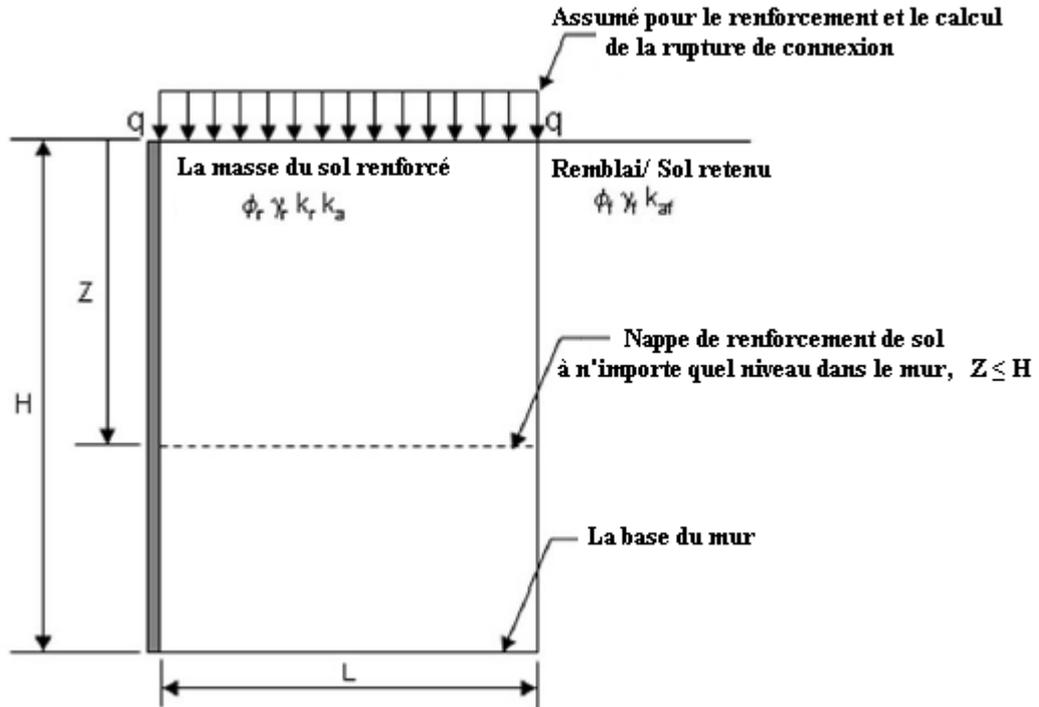


Figure 2.4 – Calcul de la contrainte verticale pour une pente horizontale, y compris les charges actives et les charges mortes pour l'analyse de stabilité interne

- Pour une pente inclinée (figure 2.5)

La contrainte verticale max :

$$\sigma_v = \gamma_r Z + (1/2)L (\tan \beta) \gamma_f \quad (2.6)$$

Si le sol non surchargé : $\sigma_v = \gamma_r Z_p$

Où: $Z_p \geq Z+S$ et $S = (1/2) L \tan \beta$

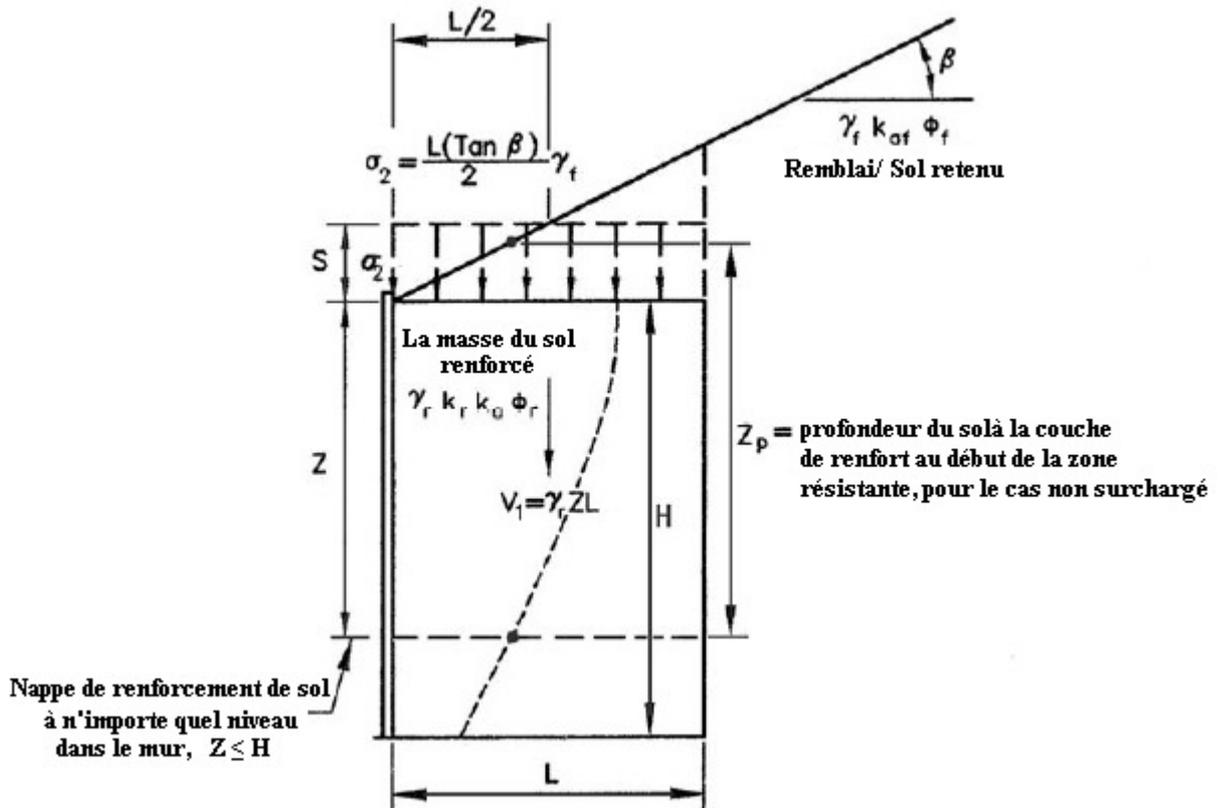


Figure 2.5– Calcul de la contrainte verticale pour une pente inclinée morte pour l'analyse de stabilité interne

Pour la méthode simplifiée, le coefficient de poussé de la terre latérale k_r est déterminé en appliquant un multiplicateur au coefficient de poussé de la terre active, k_a . Le multiplicateur k_a pour la méthode simplifiée doit être déterminé comme indiqué à la figure 2.6.

Pour les systèmes du mur en sol renforcé par géosynthétique, k_a est utilisé dans toute la hauteur de la paroi. Pour les deux méthodes, k_a doit être déterminé à l'aide de l'équation 2.7, en supposant qu'aucun angle de frottement du mur, c'est-à-dire $\delta = \beta$.

$$k_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi'_f)}{\Gamma [\sin^2 \theta \sin(\theta - \delta)]} \quad (2.7)$$

Où:

$$\Gamma = \left[1 + \frac{\sin(\phi'_f + \delta) \sin(\phi'_f - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta + \beta)} \right]^2 \quad (2.8)$$

δ : Angle de frottement entre le remblai et le mur;

β : Angle d'inclinaison du remblai à l'horizontale;

θ : Angle de l'inclinaison du mur à l'horizontale;

ϕ'_f : Angle de frottement interne effectif.

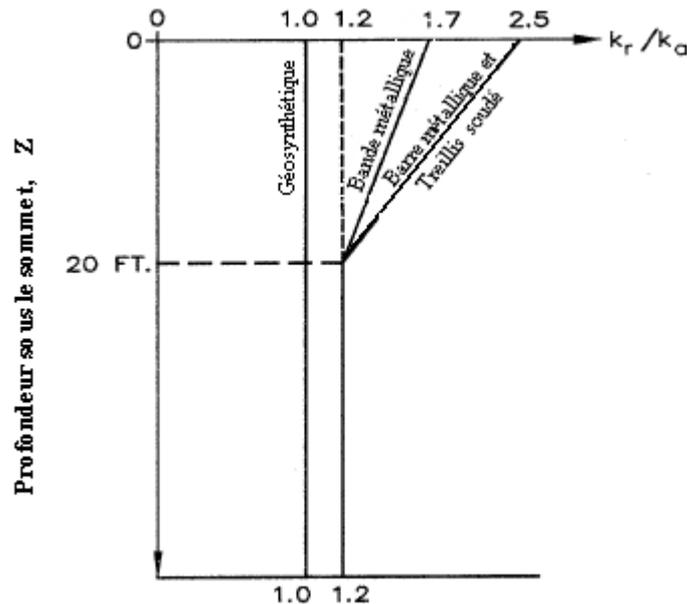


Figure 2.6 – Variation du coefficient de pression latérale en profondeur

La charge de traction maximale mesurée appliquée aux renforts, T_{\max} , est déterminée en utilisant une charge par unité de largeur de la paroi de la manière suivante:

$$T_{\max} = \sigma_H S_V \quad (2.9)$$

Où:

σ_H : Contrainte horizontale du sol sur le renforcement;

S_V : Espacement vertical entre les renforts.

La méthode de calcul de T_{\max} est basée sur des mesures de contrainte dans les renforts, converties en charges sur la base du module de renforcement, à partir des murs à grande échelle dans des conditions de stress opérationnel.

B.1.2. Charges de renforcement à la connexion au mur

La charge de traction mesurée appliquée à la connexion renforcement/mur, T_o , est égale à la tension de renforcement maximale calculée, T_{\max} , pour tous les systèmes de mur indépendamment de face et le type de renfort.

B.2. Traction de renfort

B.2.1. La limite entre les zones actives et les zones résistantes

L'emplacement de la zone de contrainte maximale pour des systèmes de parois inextensibles et extensibles, c'est-à-dire la limite entre les zones actives et résistantes, est déterminé comme indiqué sur la figure 2.7. Pour tous les systèmes de mur, la zone de contrainte maximale est supposée commencer à l'arrière des éléments de parement au pied du mur.

Pour les systèmes du mur en renfort extensible (géosynthétiques) avec une face inférieure à dix degrés par rapport à la verticale, la zone de contrainte maximale doit être déterminée à l'aide de la méthode Rankine. La méthode Coulomb doit être utilisée pour les murs en cas des inclinaisons importantes.

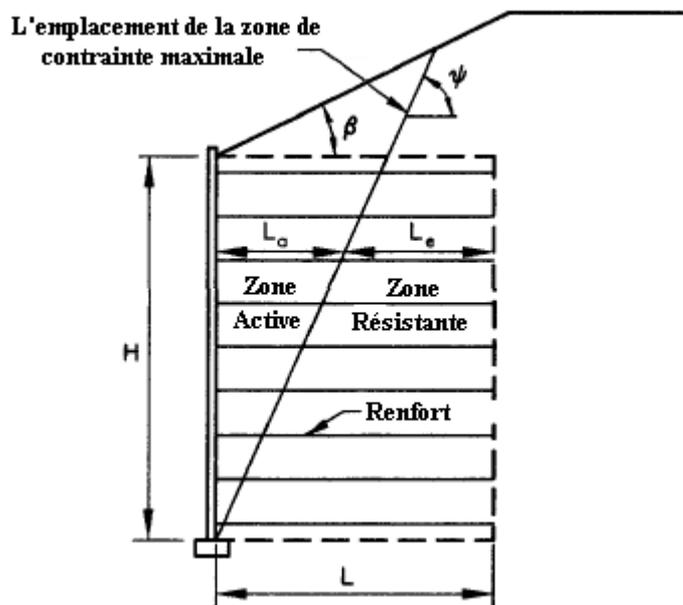


Figure 2.7 – L'emplacement de la zone de contrainte maximale pour les murs en sol renforcé pour la stabilité interne

Pour la face du mur verticale :

$$\psi = 45 + \frac{\phi_r}{2} \quad (2.10)$$

Pour la face du mur supérieure à dix degrés par rapport à la verticale :

$$\tan(\psi - \phi_r) = \frac{-\tan(\phi_r - \beta) + \sqrt{\tan(\phi_r - \beta)[\tan(\phi_r - \beta) + \cot(\phi_r + \theta - 90)][1 + \tan(\delta + 90 - \theta) \cot(\phi_r + \theta - 90)]}}{1 + \tan(\delta + 90 - \theta)[\tan(\phi_r - \beta) + \cot(\phi_r + \theta - 90)]} \quad (2.11)$$

B.2.2. L'arrachement de renfort

La résistance de renfort à l'arrachement doit être vérifiée à chaque niveau. La longueur totale de renfort requise pour l'arrachement est égale à $L_a + L_e$ comme le montre la figure 2.7.

La longueur d'arrachement effective doit être déterminée en utilisant l'équation suivante:

$$L_e \geq \frac{T_{\max}}{\Phi F^* \alpha \sigma_v C R_c} \quad (2.12)$$

L_e : longueur de renforcement dans la zone résistante;

T_{\max} : charge max calculée appliquée à l'armature à partir de l'équation 2.9;

Φ : facteur de résistance à l'arrachement de renfort (tableau 2.1);

F^* : facteur de frottement à l'arrachement;

α : facteur de correction;

σ_v : contrainte verticale agissant sur le renfort dans la zone résistante;

C : facteur de géométrie de la surface de renforcement globale basé sur le périmètre brut du renfort et est égal à 2 pour les renforts de bande, de grille et de feuille, c'est-à-dire deux côtés;

R_c : rapport de couverture de renforcement.

F^* et α doivent être déterminés à partir des essais d'arrachement au produit spécifiques dans le matériau de remblai du projet ou dans un sol équivalent, ou ils peuvent être estimés empiriquement / théoriquement.

Pour les matériaux de remblai standard, à l'exception des sables uniformes, c'est-à-dire un coefficient d'uniformité $C_u = D_{60}/D_{10} < 4$. En l'absence de données d'essai, il est acceptable d'utiliser des valeurs par défaut pour F^* et α comme indiqué dans la figure 2.8 et le tableau 2.1.

Tableau 2.1 : Valeurs par défaut pour le facteur de correction des effets d'échelle, α

Type de renforcement	Valeur de α par défaut
Tous les renforts en acier	1.0
Géogrille	0.8
Géotextile	0.6

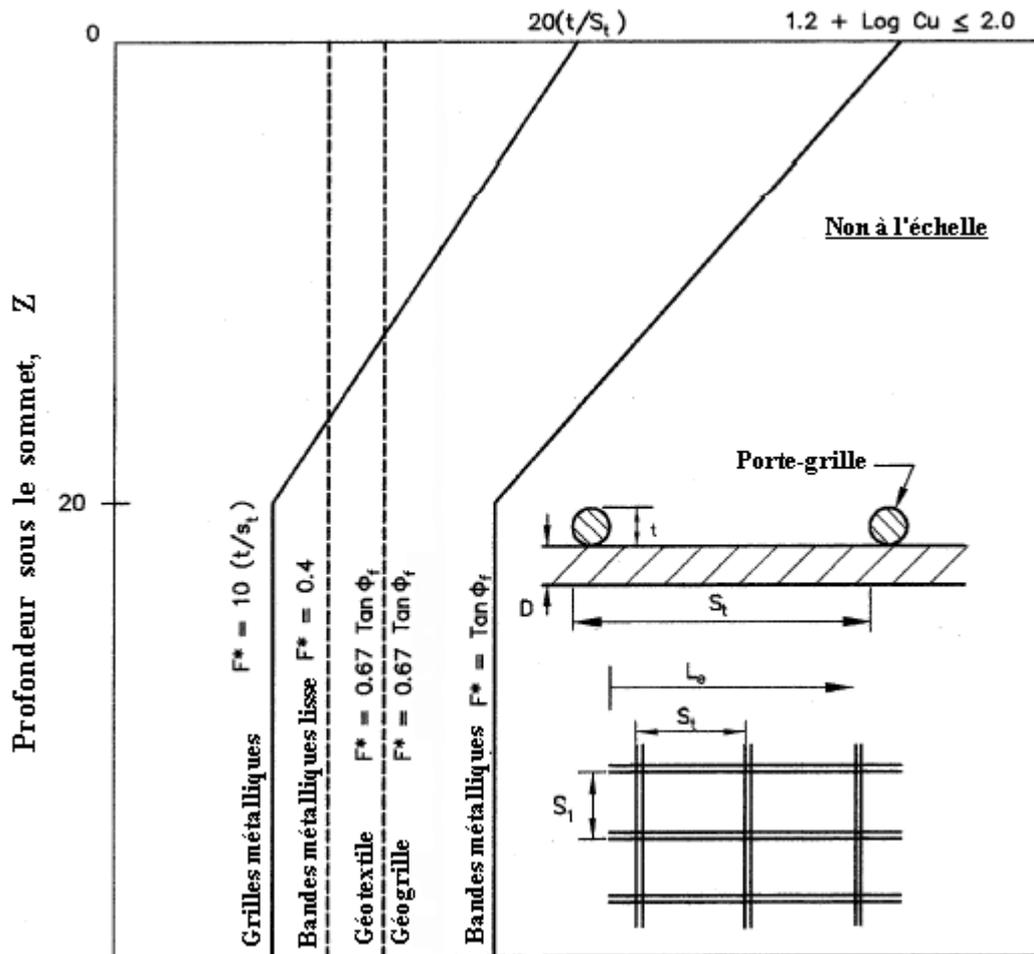


Figure 2.8 – Valeurs de facteur F^* pour différents types de renfort

L'expression ($F^* \propto \sigma_v C L_e$) est la résistance ultime à l'arrachement par unité de largeur de renfort noté " P_r ".

Ces calculs de l'arrachement supposent que la force à long terme considérée du renforcement dans la zone résistante est supérieure à T_{max} .

B.3. La force de renforcement

La force de renforcement doit être vérifiée à tous les niveaux dans le mur, à la fois à la limite entre les zones actives et résistantes (c'est-à-dire la zone de contrainte maximale) et à la connexion du renfort à la face du mur, comme suit :

À la zone de contrainte maximale :

$$T_{max} \leq \varphi T_{al} R_C \quad (2.13)$$

Où :

T_{al} : la force nominale de renforcement à long terme.

À la connexion avec la face du mur :

$$T_0 \leq \varphi T_{ac} R_C \quad (2.14)$$

T_0 : la charge appliquée à la connexion renfort/mur;

T_{ac} : la force de conception nominale à long terme (renforcement/mur).

La différence de contexte qui se produit immédiatement derrière la face du mur par rapport à le contexte dans la zone de remblai de renforcement et son effet sur la durabilité à long terme du renfort/connexion doit être prise en compte lors de la détermination de T_{ac} .

T_{al} doit être déterminé sur une résistance à long terme par unité de largeur de renfort et multiplié par le taux de rapport de renforcement R_c de sorte qu'il puisse être comparé directement à T_{max} qui est déterminé sur une charge par unité de largeur de paroi (cela s'applique également à T_{ac} et T_0).

Pour des renforts non continus, tels que des bandes d'acier ou des tapis à barres, la résistance du renfort est convertie en une résistance par unité de largeur de paroi, comme le montrent les figures 2.9 et 2.10.

Pour les couches de renfort continues, $b = 1$ et $R_c = 1$.

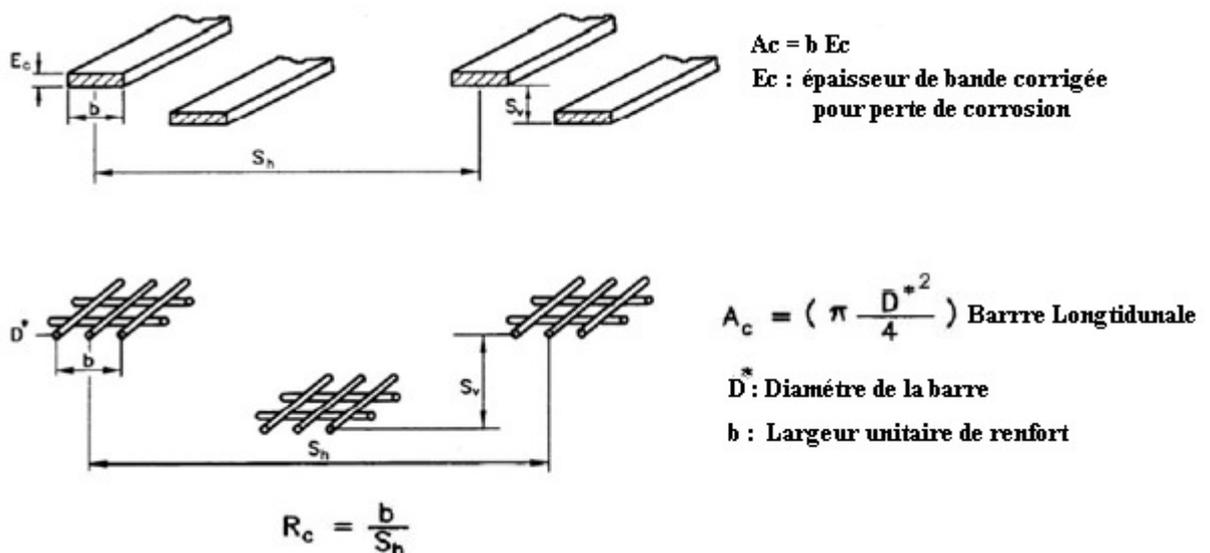


Figure 2.9 – Rapport de couverture pour les renforts métalliques

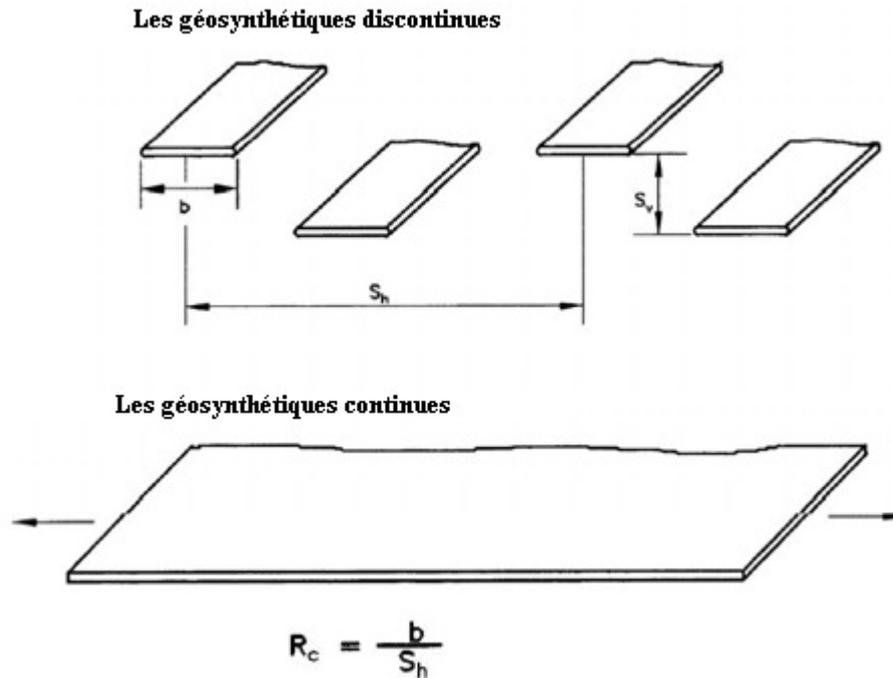


Figure 2.10 – Rapport de couverture pour les renforts géosynthétiques

C/ Stabilité globale

La figure 2.11 montre une rupture globale d'un mur de soutènement. La stabilité globale est un problème de stabilité de la pente et, par conséquent, est considéré comme une vérification de l'état limite du service.

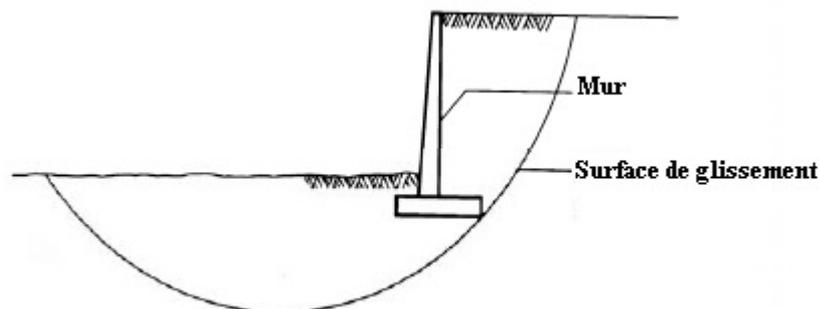


Figure 2.11 – Surface de glissement d'un mur de soutènement pour la stabilité globale

En outre, pour les murs de soutènement en sol renforcée avec des géométries complexes, les surfaces de rupture traversent une partie de la masse du sol renforcée sont composée. Cela exige qu'il y ait une étude approfondie, surtout lorsque le mur est situé sur un sol en pente où la stabilité globale peut être insuffisante.

La résistance à long terme de chaque couche de renfort de remblai intercalée par la surface de rupture devrait être considérée comme une force d'embellissement dans l'analyse de stabilité de la pente en équilibre limite.

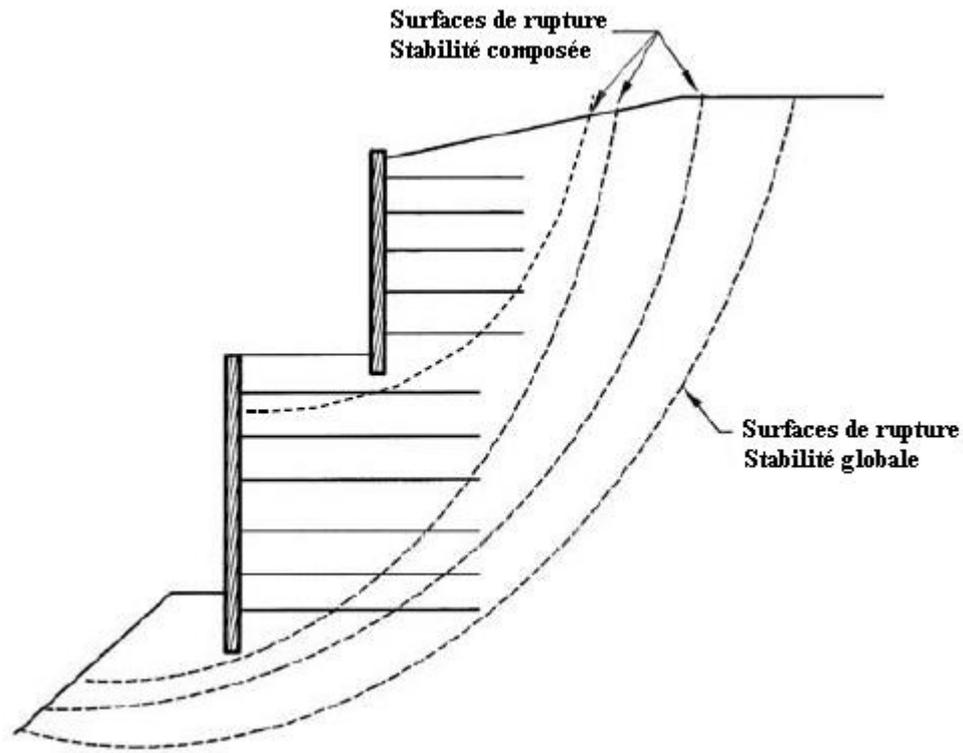


Figure 2.12 – Stabilité composée et globale pour un mur de soutènement en géométrie complexe

2.3. La méthode FHWA

FHWA (Federal Highway Administration) : Guide de conception et de construction des murs de soutènement mécaniquement stabilisés et en sol renforcés.

Cette méthode est basée sur l'analyse à l'équilibre limite.

A/ Dimensionnement pour la stabilité externe

Comme pour les murs de soutènement classiques, quatre mécanismes potentiels de rupture externe considérés dans le dimensionnement de ce système, comme le montre la figure 2.13. Ils comprennent:

- Glissement de base;
- Renversement;
- Capacité d'incidence;

- Stabilité profonde (glissement de surface).

En raison de la flexibilité et des performances de terrain satisfaisantes des murs de soutènement en sol renforcé, les valeurs adoptées pour les facteurs de sécurité pour un dimensionnement pour la stabilité externe sont dans certains cas inférieures à celles utilisées pour les murs en béton armé ou en gravité.

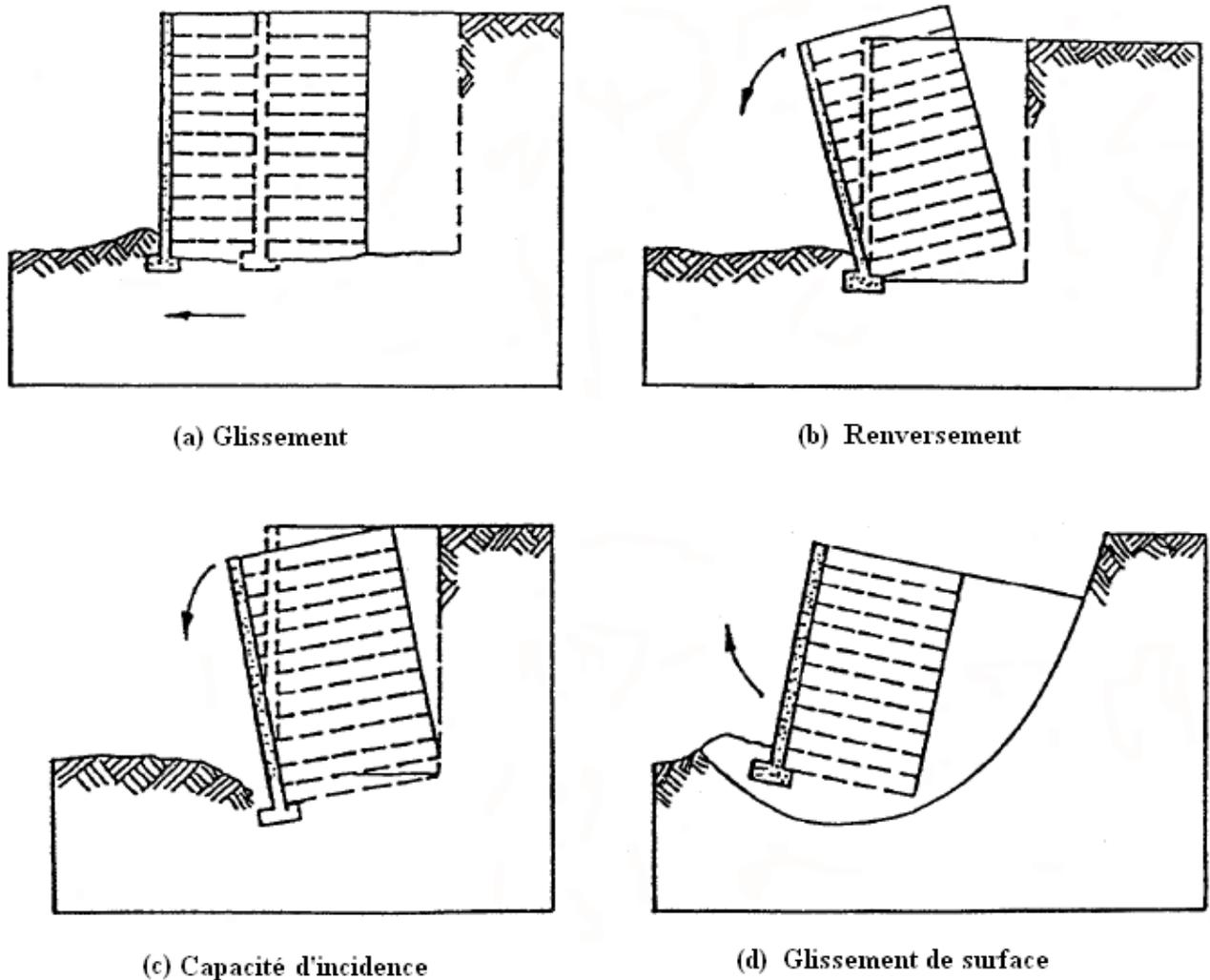
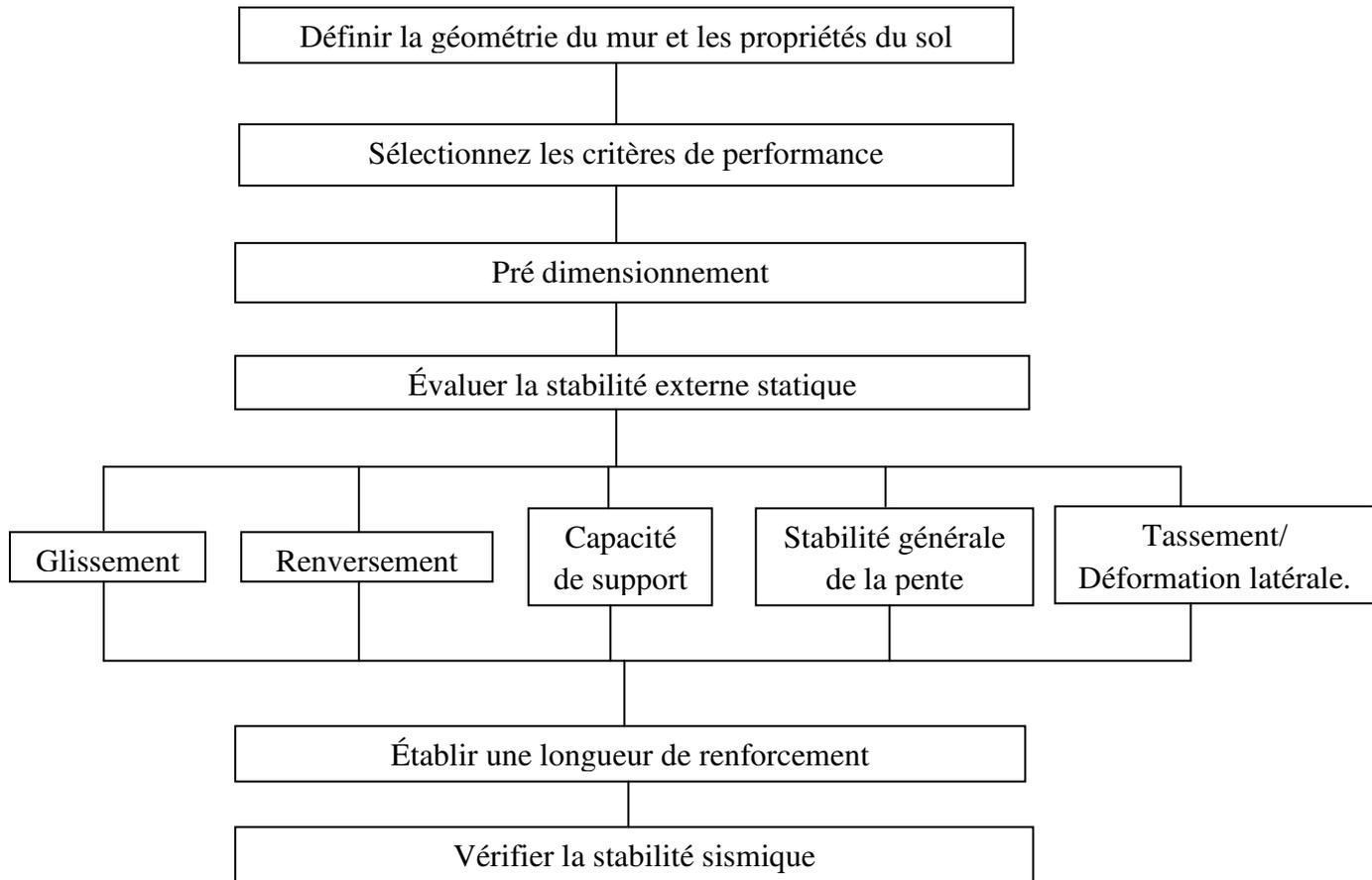


Figure 2.13 – Mécanismes de ruptures externes pour un mur en sol renforcé

Les séquences de calcul de stabilité externe sont schématiquement illustrées comme suit:



Chacune des étapes sont discutées comme suit:

A.1. Définir la géométrie du mur et les propriétés du sol

Les éléments suivants doivent être définis ou établis par le concepteur:

- Hauteur du mur;
- Surcharges du sol (surcharges direct, surcharges morte, etc.);
- Charges sismiques;
- Propriétés d'ingénierie des sols de fondation (γ , c , ϕ);
- Propriétés d'ingénierie du volume de sol renforcé (γ , c , ϕ);
- Propriétés d'ingénierie du remblai retenu (γ , c , ϕ);
- Conditions des eaux souterraines.

A.2. Sélectionner les critères de performance

Les critères de performance choisis devraient refléter les conditions du site :

- Facteurs de sécurité de la stabilité externe (Glissement, capacité de support, emplacement de la force résultante);

- Facteur de sécurité de la stabilité global;
- Déplacement horizontal maximal;
- Facteur de sécurité sismique;
- Conception de la vie.

A.3. Pré dimensionnement :

Le processus de dimensionnement de la structure commence par l'ajout de l'intégration requise, établie selon les critères du projet, à la hauteur de la paroi afin de déterminer les hauteurs de conception de chaque section à étudier.

On choisit une longueur de renforcement préliminaire qui devrait être supérieure à $0,7H$ et $2,5$ m, où H est la hauteur de conception de la structure. Les structures avec des surcharges, en pente ou d'autres charges concentrées, exigent généralement des renforts plus longs pour la stabilité, souvent de l'ordre de $0,8H$ jusqu'à $1.1H$.

A.4. Les pressions de la terre pour la stabilité externe

Les calculs de la stabilité pour les murs avec une face verticale sont réalisés en supposant que la masse murale agit comme un corps rigide avec des pressions de terre développées sur un plan vertical provenant de l'extrémité arrière des renforts.

A.4.1. Le coefficient de la poussé active du sol

Le coefficient de la poussé active du sol, est calculé comme suit :

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2.15)$$

Pour un mur vertical avec remblai incliné :

$$K_a = \cos \beta \left[\frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \right] \quad (2.16)$$

Où β : angle de la pente du remblai.

Pour un mur incliné (supérieure à 8 degrés), le coefficient de la poussé active du sol peut être calculé à partir du cas général de Coulomb:

$$K_a = \frac{\sin^2(\theta + \varphi)}{\sin^2 \theta \sin(\theta - \varphi) \left[1 + \frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta + \beta)} \right]^2} \quad (2.17)$$

Où θ : Angle de l'inclinaison du mur à l'horizontale;

δ : Angle de frottement du mur.

A.4.1. Calculs de pression verticale

Les étapes de calcul pour déterminer la contrainte verticale sont les suivantes:

- * Calcule de F_T

$$F_T = \frac{1}{2} K_{af(\varphi,\beta)} \gamma_f h^2 \quad (2.18)$$

- * Calculer l'excentricité, e

$$e = \frac{F_T(\cos\beta) h/3 - F_T(\sin\beta) L/2 - V_2(L/6)}{V_1 + V_2 + F_T \sin\beta} \quad (2.19)$$

- * e doit être inférieur à $L/6$ dans le sol et $L/4$ dans la roche. Si e est plus grand, il faut une longueur de renforcement plus longue.

- * Calcule de la contrainte verticale équivalente uniforme sur la base, σ_v :

$$\sigma_v = \frac{V_1 + V_2 + F_T \sin\beta}{L - 2e} \quad (2.20)$$

Cette approche, proposée initialement par Meyerhof, suppose que le chargement excentré entraîne une redistribution uniforme de la pression sur une zone réduite à la base de la paroi. Cette zone est définie par une largeur égale à la largeur de la paroi moins le double de l'excentricité comme le montre la figure 2.14.

- * Ajouter l'influence de la surcharge et les charges concentrées à σ_v , le cas échéant.

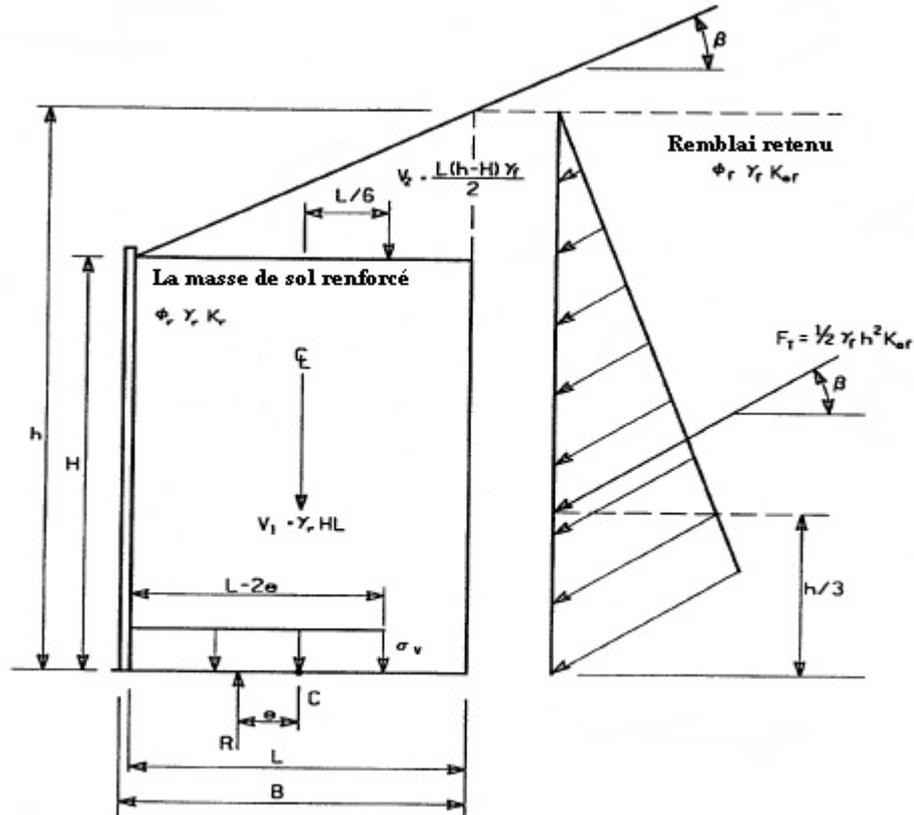


Figure 2.14 – Calcul de la contrainte verticale σ_v au niveau de la fondation

A.5. Stabilité au glissement

Vérifier le dimensionnement préliminaire en ce qui concerne le glissement à la couche de base, qui est la profondeur la plus critique comme suit:

$$FS_s = \frac{\sum \text{Forces horizontales résistantes}}{\sum \text{Forces horizontales motrices}} = \frac{\sum P_R}{\sum P_d} \geq 1.5 \quad (2.21)$$

Où :

$$P_d = F_H = F_T \cos \beta \quad (2.22)$$

$$P_R = (V_1 + V_2 + F_T \sin \beta) \cdot \mu \quad (2.23)$$

Où :

$$\mu = \min [\tan \varphi_f, \tan \varphi_r, \text{ ou (pour un renforcement continu) } \tan \rho]$$

A.6. Défaillance de la capacité de support

Il existe deux modes de défaillance de la capacité de support, une défaillance de cisaillement générale et une défaillance de cisaillement locale.

A.6.1. Cisaillement général

Pour éviter une défaillance de la capacité de support, il est nécessaire que la contrainte verticale à la base calculée avec la distribution du type Meyerhof, ne dépasse pas la capacité admissible déterminée du sol de la fondation, compte tenu d'un facteur de sécurité de 2.5 en ce qui concerne le chargement du groupe A.8 appliqué à la capacité de support ultime:

$$\sigma_V \leq q_a = \frac{q_{ult}}{FS} \quad (2.24)$$

$$q_{ult} = c_f N_c + 0.5 L \gamma_f N_f \quad (2.25)$$

Où : c_f est la cohésion, γ_f le poids unitaire et N_c et N_f sont des coefficients de capacité de support.

A.6.2. Cisaillement locale

Pour éviter de grands mouvements horizontaux de la structure sur des sols cohésifs faibles :

$$\gamma H \leq 3c \quad (2.26)$$

Si les conditions de soutien adéquates ne peuvent être atteintes, l'amélioration du sol de fondation est indiquée.

A.7. Stabilité globale

La stabilité globale est déterminée en utilisant des analyses en rotation ou en coin, selon le cas, qui peuvent être réalisées en utilisant une méthode classique d'analyse de la stabilité des pentes. Des programmes informatiques sont disponibles pour ces analyses. Le mur en sol renforcée est considéré comme un corps rigide et seules les surfaces de rupture en dehors d'une masse renforcée sont considérés.

Pour les structures simples avec une géométrie rectangulaire, un espacement de renfort relativement uniforme et une face du mur presque verticale, les surfaces de rupture composée traversant les zones non renforcées et renforcées ne seront généralement pas critiques. Cependant, si des conditions complexes existent telles que les changements dans les sols renforcés, des structures

inclinées, des pentes importantes, ou des structures empilées, des surfaces de rupture composée doivent être prises en considération.

Si le facteur de sécurité minimum est inférieur au 1,3, augmenter la longueur de renforcement ou améliorer le sol de fondation.

A.8. Estimation de tassement

Des tassements totaux importants à la fin de la construction indiquent que les élévations prévues de la hauteur du mur doivent être ajustées. Ceci peut être accompli en augmentant la partie supérieure de l'élévation de la paroi lors de la conception, mais de façon plus pratique, en retardant la coulée de la première rangée de panneaux à la fin de la construction. La hauteur requise de la rangée supérieure serait alors déterminée avec une éventuelle allocation supplémentaire pour les tassements permanents.

Des tassements différentiels significatifs (supérieurs à 1/100), indiquent la nécessité de joints de glissement, qui permettent un mouvement vertical indépendant de panneaux préfabriqués adjacents.

En ce qui concerne les tassements prévus, ces mesures ne peuvent être prises en compte, il faut tenir compte des techniques d'amélioration du sol telles que les drains de mèche, les colonnes de pierre, le compactage dynamique, l'utilisation d'un remplissage léger ou la mise en œuvre d'une construction à plusieurs étages dans laquelle la première rangée de face est typiquement un revêtement métallique.

B/ Dimensionnement pour la stabilité interne

La rupture interne d'un mur de soutènement en sol renforcé peut se faire de deux façons différentes :

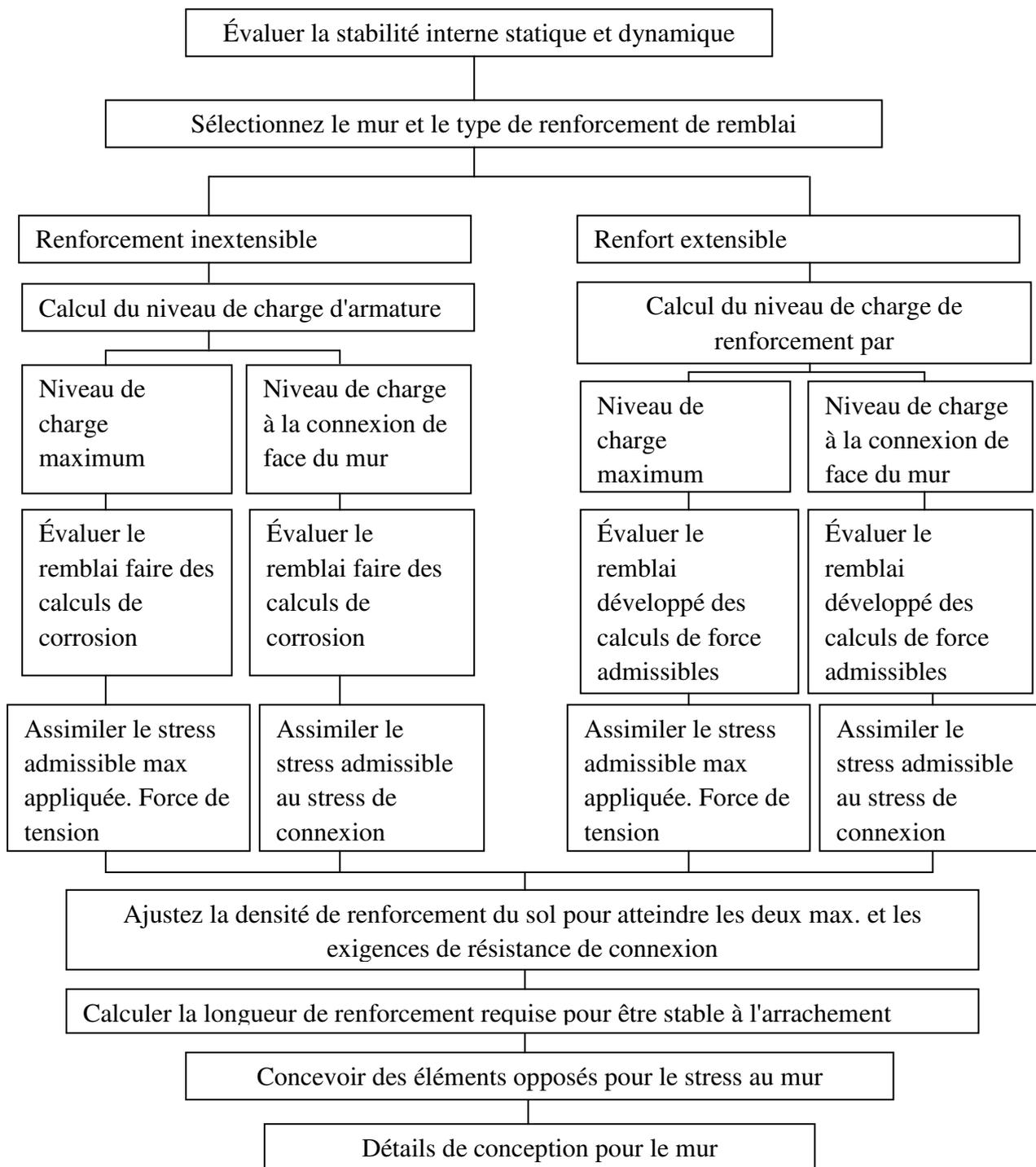
- Des grandes forces de traction dans les renforts, donc les inclusions s'allongent excessivement ou se cassent, entraînant de gros mouvements et un éventuel effondrement de la structure. Ce mode de rupture est appelé rupture par un allongement ou une rupture des renforts.

- Les forces de traction dans les renforts deviennent plus grandes que la résistance à l'arrachement, c'est-à-dire la force requise pour retirer l'armature de la masse du sol. Ceci, à son tour, augmente les contraintes de cisaillement dans le sol environnant, entraînant de gros mouvements et un éventuel effondrement de la structure. Ce mode de rupture s'appelle une rupture par arrachement.

Le processus de dimensionnement et de conception pour éviter une rupture interne consiste donc à déterminer les forces de tension maximales développées, leur emplacement le long d'un lieu de

glissement critique et la résistance fournie par les renforts à la fois en capacité d'arrachement et en résistance à la traction.

Schématiquement, le processus de conception peut être illustré comme suit:



Le processus de conception interne étape par étape est le suivant:

- Sélectionnez un type de renfort (inextensible ou extensible);
- Sélectionnez l'emplacement de la surface de rupture critique;
- Sélectionnez un espacement de renforcement compatible avec le parement;
- Calculer la force de traction maximale à chaque niveau de renforcement, statique et dynamique;
- Calculer la force de traction maximale lors de la connexion à la face du mur;
- Calculer la capacité d'arrachement à chaque niveau de renforcement.

Pour les renforts extensibles (les géosynthétiques) :

B.1. Surfaces critiques

On suppose que la surface de glissement la plus critique dans une simple paroi de sol renforcée coïncide avec la ligne de forces de traction maximale (c'est-à-dire l'emplacement de T_{max} , dans chaque couche de renforcement). La forme et l'emplacement de cette ligne sont supposés connus pour les structures simples à partir d'un grand nombre d'expériences antérieures et d'études théoriques.

Cette surface de forces de traction maximale a été supposée approximativement bilinéaire dans le cas de renforts inextensibles, et approximativement linéaire dans le cas de renforts extensibles (figure 2.7) et passe à travers le pied de la paroi dans les deux cas.

Lorsque la rupture se développe, le renforcement peut s'allonger et être déformé à son intersection avec la surface de rupture. En conséquence, la force de traction dans le renforcement augmenterait et tournerait. Par conséquent, le composant dans la direction de la surface de rupture augmenterait et le composant normal pourrait augmenter ou diminuer. L'allongement et la rotation des renforts peuvent être négligeables pour des renforts inextensibles rigides tels que des bandes d'acier mais peuvent être significatifs avec les géosynthétiques.

B.2. Calcul des forces maximales de traction dans les couches de renfort

La force de traction maximale est principalement liée au type de renforcement dans la masse du mur, qui, à son tour, est fonction du module, de l'extensibilité et de la densité du renforcement. Donc il ya une relation entre le type de renforcement et les contraintes qui a été développée et montrée à la figure 2.6.

Les rapports représentés sur la figure 2.6 correspondent à des valeurs représentatives des systèmes de renforcement spécifiques qui sont connus pour donner des résultats satisfaisants en supposant que la contrainte verticale est égale au poids du surcharge (γH).

Le coefficient de la poussée active du sol K_a est calculé par les équations (2.15, 2.16 et 2.17).

Les étapes de calcul sont les suivantes :

- * Calculer à chaque niveau de renfort les contraintes horizontales σ_H le long de la ligne de rupture potentielle :

$$\sigma_H = K_r \sigma_V + \Delta \sigma_H \quad \text{et} \quad \sigma_V = \gamma_r Z + \sigma_2 + q + \Delta \sigma_V \quad (2.27)$$

Où:

$K_r = K(z)$ est représenté à la figure 2.6 et Z est la profondeur référencée au-dessous du haut du mur; $\Delta \sigma_V$ est l'augmentation de la contrainte vertical due aux charges verticales concentrées en utilisant une distribution pyramidale;

$\Delta \sigma_H$ est l'augmentation de la contrainte horizontale due aux surcharges concentrées horizontales.

- * Calculer la tension maximale T_{\max} dans chaque couche de renforcement par unité de largeur de la paroi en fonction de l'espacement vertical S_v de:

$$T_{\max} = \frac{\sigma_H S_v}{R_c} \quad (2.28)$$

- * Calculer la stabilité interne en cas de rupture du renfort. La stabilité par rapport à la rupture des renforts exige que:

$$T_a \geq \frac{T_{\max}}{R_c} \quad (2.29)$$

Où :

R_c est le rapport de b/S_h , avec b la largeur brute de l'élément de renforcement, et S_h est l'espacement horizontal de centre à centre entre les renforts, T_a est la force de tension admissible par unité de largeur de renforcement.

B.3. Stabilité interne par rapport à l'arrachement

La stabilité en ce qui concerne l'arrachement des renforts exige que les critères suivants soient satisfaits:

$$T_{\max} \leq \frac{1}{FS_{PO}} F^* \gamma Z_p L_e C R_C \alpha \quad (2.30)$$

Où:

FS_{PO} : Facteur de sécurité contre l'arrachement ≥ 1.5 ;

$C = 2$ pour la bande, la grille et le renforcement du type de feuille;

α : Facteur de correction;

F^* : Facteur de résistance à l'arrachement;

γZ_p : La pression de surcharge;

L_e : La longueur de l'encastrement dans la zone résistante. Notez que la limite entre les zones résistantes et actives peut être modifiée par des charges concentrées.

$$L_e \geq \frac{1.5 T_{\max}}{C F^* \gamma Z_p R_C \alpha} \geq 1\text{m} \quad (2.31)$$

La longueur totale de renforcement, L , requise pour la stabilité interne est ensuite déterminée à partir de:

$$L = L_a + L_e \quad (2.32)$$

Où: L_a est obtenu à partir de la figure 2.7

$$L_a = (H - Z) \tan(45 - \varphi' / 2) \quad (2.33)$$

B.4. Force de connexion

Les renforts de géogrilles de polyéthylène peuvent être reliés structurellement à des panneaux préfabriqués segmentaires en jetant une languette de la géogrille dans le panneau et en se connectant à toute la longueur de la géogrille avec un joint de charpente.

Les géogrilles et géotextiles en polyester ne doivent pas être mis en béton pour des connexions, en raison de la dégradation chimique potentielle. D'autres types de géotextiles ne sont également pas transformés en béton pour les connexions en raison des exigences de fabrication et de connexion de terrain.

La procédure recommandée pour la force de connexion admissible T_{ac} requiert que cette force soit la moindre de:

- La force de connexion, T_{ac} développée par des moyens de frottement ou structurels. La résistance à la force de connexion (par le test d'arrachement à long terme) est réduite pour le vieillissement environnemental à long terme et divisée par un facteur de sécurité d'au moins 1,5 pour les structures permanentes, comme suit:

$$T_{ac} \leq \frac{T_{ult} CR_{cr}}{RF_D FS} \quad (2.34)$$

Où :

CR_{cr} est déterminé par des tests d'arrachement à long terme;

RF_D : Le facteur de vieillissement environnemental à long terme;

T_{ult} : Résistance à la traction ultime.

- Lorsque des joints en caoutchouc ou des coutures géotextiles sont utilisés pour relier le renfort près du parement, il faut déterminer une résistance à la connexion réduite selon ASTM D4884. T_{ac} pour cette situation est déterminé comme suit:

$$T_{ac} \leq \frac{T_{ult} CR_u}{RF_{CR} RF_D FS} \quad (2.35)$$

Où :

CR_u : Rapport de résistance déterminé à partir de ASTM 4884 à la résistance de rupture ultime;

RF_{CR} : Facteur de réduction de fluage, est le rapport de la résistance à la rupture (T_{ult}) à la résistance à la limite de fluage obtenue à partir d'essais de fluage en laboratoire pour chaque produit.

Pour les connexions géosynthétiques soumises à un chargement sismique, la force de connexion à long terme doit être supérieure à $T_{max} + T_{md}$. Lorsque la résistance de la connexion à long terme dépend partiellement du frottement entre les blocs et le renforcement, la résistance à la connexion à long terme pour résister aux charges sismiques doit être réduite à 80% de sa valeur statique.

Pour le composant statique,

$$T_{max} \leq \frac{S_{rs} CR_{cr}}{FS RF_D} \quad (2.36)$$

Pour la composante dynamique,

$$T_{md} \leq 0.8 \left[\frac{S_{rt} CR_{ult}}{FS RF_D} \right] \quad (2.37)$$

La force de renforcement requise pour le composant statique, S_{rs} , doit être ajoutée à la résistance de renforcement requise pour le composant dynamique, S_{rt} , afin de déterminer la force finale totale requise pour le renforcement, T_{ult} . Un facteur de sécurité de 1.1 peut être utilisé pour les composants statiques et dynamiques dans la conception sismique de la connexion.

Où :

S_{rs} : La force de renforcement nécessaire pour résister à la composante statique de la charge;

S_{rt} : La résistance de renforcement nécessaire pour résister à la composante dynamique ou transitoire de la charge;

T_{md} : Augmentation dynamique de la charge de traction.

B.5. Espacement des armatures

L'utilisation d'une section de renfort et un espacement constante pour la hauteur totale de la paroi sont nécessaires pour la stabilité du mur. Par conséquent, une conception plus économique peut être possible en faisant varier la densité de renfort avec la profondeur.

Cependant, pour fournir une masse de sol renforcée cohérente, l'espacement vertical du renfort primaire ne doit pas dépasser 800 mm.

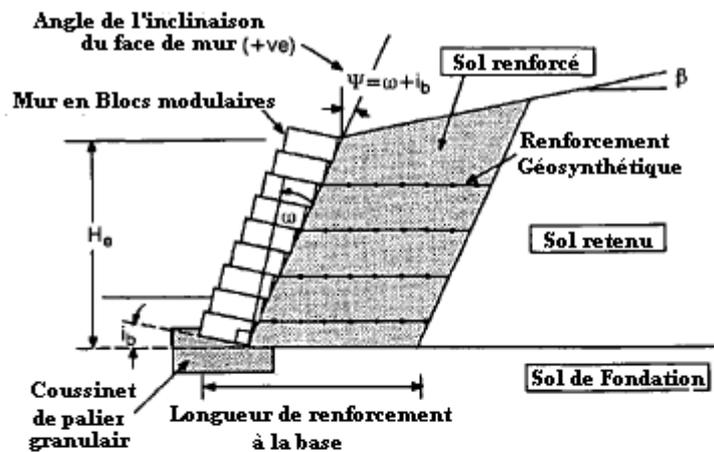
Il existe généralement deux façons pratiques d'accomplir ceci pour les murs de soutènement avec des parements segmentaires en béton préfabriqués :

- Pour les renforts constitués de bandes, de grilles ou de tapis, l'espacement vertical est maintenu constant et la densité de renfort augmente avec la profondeur en augmentant le nombre et / ou la taille des renforts.
- Pour les renforts continus en feuilles, en géotextiles ou géogrilles, une manière commune de faire varier la densité de renforcement T_a/S_v consiste à changer l'espacement vertical S_v , car il permet facilement des variations d'espacement.
- Pour les murs construits avec des blocs modulaires et dérivant leur capacité de connexion par frottement, l'espacement vertical maximal du renfort doit être limité à deux fois la profondeur du bloc pour assurer la construction et la stabilité à long terme. La rangée supérieure de renforcement devrait être à la moitié de l'espacement vertical.

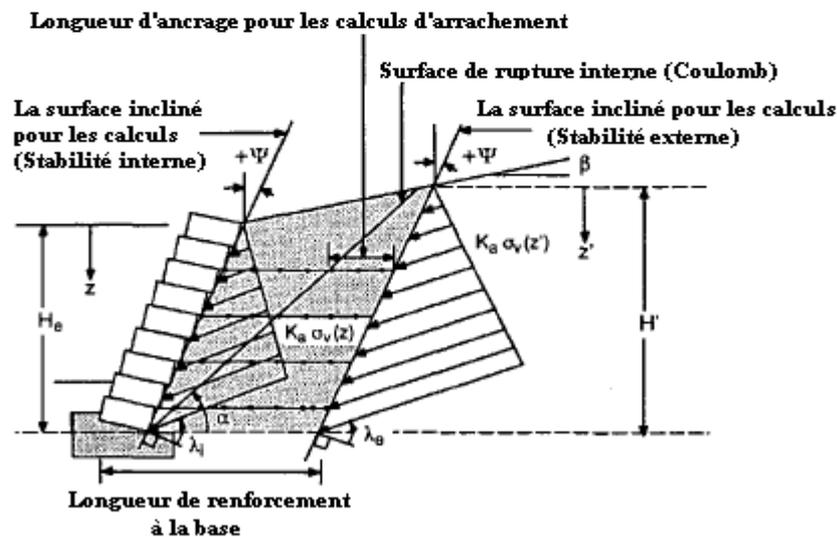
2.4. La méthode NCMA

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

La figure 2.15 montre les principaux composants d'un mur de soutènement segmentaire renforcé par géosynthétique. Les couches de renfort géosynthétique dans la zone de sol renforcé se prolongent à travers l'interface entre les couches faisant face pour créer une liaison essentiellement par frottement avec la colonne d'éléments de maçonnerie.



(a)



(b)

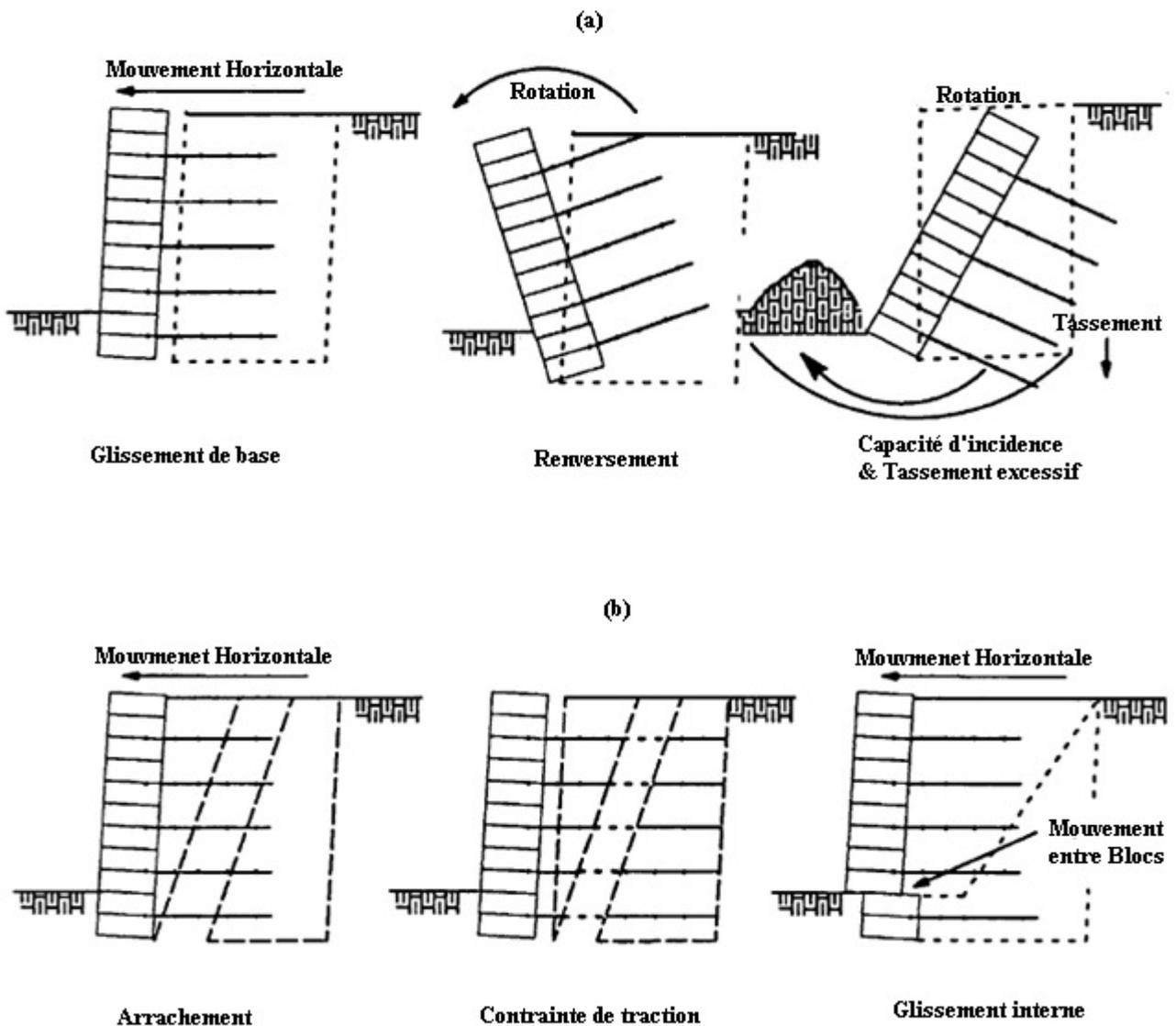
Figure 2.15 – Principales composantes, géométrie et pressions de la terre supposées dans la méthode NCMA: (a) Les principales composantes et la géométrie pour les systèmes de parois de soutènement segmentaires; (b) géométrie principale et distribution de la pression de la terre

Les mécanismes de rupture potentiels pour les murs de soutènement segmentaires renforcés par géosynthétique sont résumés à la figure 2.16.

Les mécanismes de rupture externe considèrent la stabilité d'une structure gravitaire équivalente comprenant les unités de façade, le renforcement géosynthétique et le remplissage de sol renforcé.

Les calculs de la stabilité interne sont limités aux mécanismes potentiels de rupture dans la zone de sol renforcée.

Les calculs de stabilité locale sont axés sur la stabilité de la colonne qui forme la face du mur et les connexions avec les couches de renforcement. La conception de la hauteur maximale d'un mur non renforcée (Figure 2.16 (c)] est effectuée en utilisant les analyses de stabilité et les facteurs de sécurité recommandés pour les murs de soutènement segmentaires conventionnels (gravitaires).



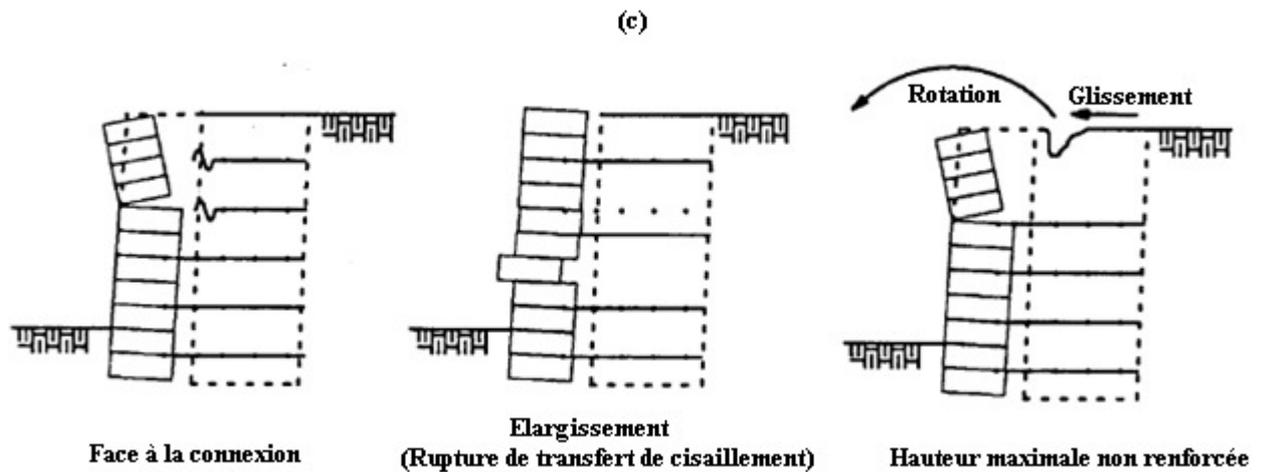


Figure 2.16 – Mécanismes de ruptures prévus pour les analyses de stabilité externes (a), internes (b) et locales (c)

A/ Facteurs de sécurité

Les facteurs de sécurité minimum recommandés sont résumés dans le tableau 2.2.

Le manuel NCMA introduit les facteurs de sécurité minimum recommandés pour les mécanismes de rupture qui n'ont pas été abordés précédemment (par exp, rupture de cisaillement de l'interface et rupture de la connexion).

En outre, le manuel distingue, dans certains cas, les facteurs de sécurité minimum recommandés en fonction de la nature critique ou non critique de la structure.

Une structure non critique dans la terminologie du manuel NCMA est une structure dans laquelle une perte de vie ne se produirait pas à cause d'une rupture murale, ni une rupture entraînerait des dégâts matériels importants ou une perte de la fonction nécessaire des services ou des structures adjacents.

Une structure critique est clairement l'inverse. Les structures permanentes sont généralement considérées comme des structures critiques et sont conçues pour une durée de vie de 75 à 100 ans. De même, les structures liées au transport seraient normalement considérées comme des structures critiques.

Les facteurs minimum recommandés de sécurité ne doivent être utilisés que si les paramètres de conception sont tirés des essais en laboratoire, utilisant des matériaux identiques à ceux proposés sur le terrain.

Tableau 2.2 : Facteurs de sécurité minimum recommandés pour la conception des murs de soutènement segmentaires renforcé par géosynthétiques

MODE DE DÉFAILLANCE		Applications critiques	Applications non critiques
Glissement de base	FS _{glis}	1.5	1.5
Renversement	FS _{re}	2.0	2.0
Capacité de support	FS _{cs}	2.0	2.0
Stabilité globale	FS _{sg}	1.5	1.3
Traction sur-contrainte	FS _{sc}	1.2	1.0
Arrachement (critère de charge de pointe)	FS _{ex}	1.5	1.5
Arrachement (Critère de service)	FS _{ex}	1.0	NIA
Cisaillement à la face (critère de charge maximale)	FS _{fc}	1.5	1.5
Cisaillement à la face (critère de service)	FS _{fc}	1.0	NIA
Connexion (critère de charge maximale)	FS _{cs}	1.5	1.5
Connexion (critère de déformation)	FS _{cs}	1.0	NIA

B/ Coefficient de pression active de la terre

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

Dans le manuel NCMA, une seule formulation est utilisée pour le calculer de coefficient de pression active de la terre (pour les pressions de terre internes et externes). Le coefficient K_a est basé sur la solution Coulomb, Pour une face de paroi inclinée à angle Ψ et angle de frottement de l'interface mobilisée λ :

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi + \Psi)}{\cos^2(\Psi) \cos(\Psi - \lambda) \left[1 + \frac{\sin(\phi + \lambda) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\Psi - \lambda) \cos(\phi + \beta)} \right]^2} \quad (2.38)$$

La méthode recommandée par FHWA pour les calculs de stabilité externe et la méthode NCMA donne la même solution pour $\beta = \lambda = \phi$.

C/ Excentricité de base et longueurs de renfort minimales

Le critère excentricité, qui se trouve dans les guides actuelles AASHTO et FHWA, n'est pas considéré comme applicable aux structures de parois flexibles telles que les murs de soutènement segmentaires renforcés par des géosynthétiques pour NCMA.

Pour la longueur des renforts, une valeur minimale de $0,6H$ à la base de la zone de renforcement est recommandée dans le manuel NCMA pour les structures critiques et $0,5H$ pour les structures non critiques.

La longueur d'ancrage minimum (1m) qui apparaît dans AASHTO est réduite au 0,6 m de structures critiques et de 0,3 m pour les structures non critiques dans le manuel NCMA.

D/ Transfert de cisaillement à l'interface

La méthode NCMA suppose que les pressions des terres latérales agissent à l'arrière de la colonne de la paroi segmentaire. Ces charges réparties doivent être transférées en tant que forces de cisaillement entre les unités afin que le système mural reste stable. Le calcul du transfert de cisaillement nécessaire est effectué en utilisant un analogue de faisceau supporté de façon continue, dans lequel la pression de la terre latérale est considérée comme la charge distribuée et les couches de renfort sont prises en tant que supports. Le manuel NCMA comprend une méthode d'essai pour la détermination de la résistance directe au cisaillement entre les unités (méthode de test NCMA SRWU-2).

Les résultats des tests sont rapportés comme paramètres de force Mohr-Coulomb équivalents (a_u , λ_u), qui peuvent être utilisés pour estimer l'intensité de cisaillement à l'interface ultime critique V_u sur la base de l'interface appliquée la contrainte normal σ_n où :

$$V_u = a_u + \sigma_n \tan \lambda_u \quad (2.39)$$

Il convient de noter que la capacité de cisaillement dans une interface d'unité de béton modulaire peut être réduite par la présence d'une inclusion géosynthétique. Par conséquent, des essais de cisaillement doivent être effectués pour quantifier la résistance ultime des unités segmentaires avec et sans géosynthétique entre les différentes couches.

E/ Force de connexion entre les unités modulaires et le renfort géosynthétique

La connexion entre le renfort géosynthétique et la colonne des unités de béton modulaire est un détail critique dans la conception des murs de soutènement segmentaires en sol renforcé. La plupart

des connexions sont essentiellement par frottement dans la nature, bien qu'une partie de résistance à l'extraction puisse également être développée par l'action d'appui des géogrilles transversales contre des connecteurs mécaniques.

En plus des différences dans la géométrie d'interface et le type de connexion, les performances de la connexion seront influencées par (a) la construction en béton creux ou de maçonnerie solide, (b) si le noyau creux est laissé vide ou rempli de sol granuleux, (c) tolérances sur dimensions des blocs, (d) qualité de la construction, et (e) épaisseur, structure et type polymère du géosynthétique. En raison du grand nombre de variables, la capacité de traction d'une connexion de renforcement géosynthétique ne peut être établie que par des tests à grande échelle effectués à l'aide d'une gamme représentative de contraintes normales. Le manuel NCMA contient un test pour effectuer et interpréter les résultats des tests de connexion (méthode de test NCMA SRWU-1).

La méthode était basée sur des travaux antérieurs rapportés par Bathurst et Simac (1994). La méthode d'essai recommandée par NCMA présente les caractéristiques suivantes:

- Les échantillons d'essai doit être d'au moins 1m de largeur afin de modéliser l'effet des joints de blocs sur la performance de la connexion. Au moins un joint en cours d'exécution doit être situé au centre de traction;
- Les essais doivent être effectués sur des échantillons réels d'unités de parois de soutènement segmentaires, car il faut s'attendre à des variations dans les dimensions des unités identiques nominales des différentes plantes ou des moules différents;
- Sur une gamme de contraintes normales, la relation entre la pression d'interface σ_n et la capacité de connexion peut être exprimée par une loi de frottement Mohr-Coulomb à l'aide de paramètres (a_{cs} ; λ_{cs}).

2.5. La méthode de 02 blocs

La méthode des blocs est au niveau international une méthode très répandue pour le calcul de la stabilité des parois à forte pente, c'est donc la méthode la plus répandue pour le dimensionnement des ouvrages en sol renforcé à talus vertical ou subvertical.

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

Le coefficient de sécurité souhaité F_S est préalablement fixé, le calcul se fait à partir des caractéristiques mécaniques critiques (φ_{sc} et c_{sc}). La vérification de cette sécurité s'évalue à partir d'une résultante de poussée P horizontale qui s'oppose au glissement (figure 2.17 (A)) :

Où c_{sc} : cohésion critique du sol et φ_{sc} : angle de frottement critique du sol.

- Si la résultante P obtenue est égale à zéro ($P = 0$), la zone active définie par la ligne de glissement bilinéaire est en équilibre avec un coefficient de sécurité F_S ;
- Si P est supérieur à zéro ($P > 0$), la zone active n'est pas en équilibre, c'est à dire que le coefficient de sécurité est inférieur à F_S ;
- Si P est inférieur à zéro ($P < 0$), la zone active est en équilibre surabondant, c'est à dire que le coefficient de sécurité est supérieur à F_S .

A/ Equations d'équilibre : Détermination de la résultante P

Le principe de cette étape est de découper la zone active en 2 blocs (a et b) et d'écrire les équations d'équilibre de chaque bloc pour déterminer la résultante P (figure 2.17)

L'utilisation classique de cette méthode consiste à vérifier pour chaque bloc de la zone active deux des trois équations de la statique :

- l'équilibre vertical ($/Z$) et
- l'équilibre horizontal ($/X$).

La résolution consiste en la détermination des quatre inconnues N_a , N_b , N_{ab} et P . L'inclinaison des efforts aux interfaces étant fixées :

- φ_{sc} à la base des deux blocs;
- δ à l'interface entre les deux blocs.

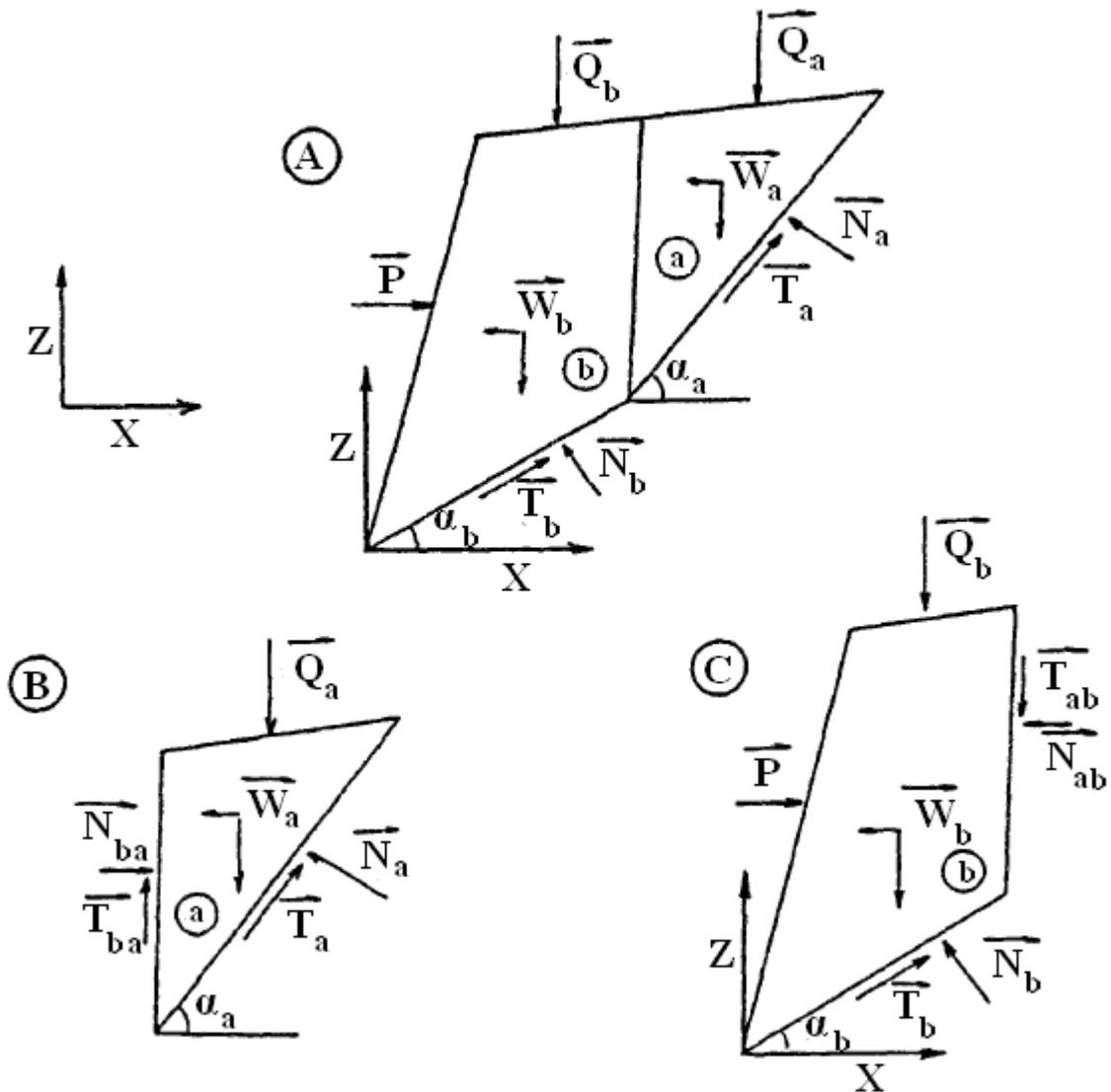


Figure 2.17 – Equilibres respectifs des deux blocs pris séparément

Ecrivons les deux équations de l'équilibre vertical et horizontal de chacun des deux blocs : bloc amont (a), bloc aval (b).

Exprimons les composantes des différents vecteurs dans le repère global (X, Y, Z).

A.1. Pour la partie (A)

◆ Résultantes des forces volumiques :

$W_a (-k, W_a, 0, -W_g)$ avec k : coefficient sismique pseudo-statique

$W_b (-k, W_b, 0, -W_b)$

◆ Résultantes des charges appliquées sur chaque bloc :

$Q_a (0, 0, -Q_a)$

$Q_b (0 > 0, -Q_b)$ des charges horizontales ne sont considérées.

◆ Réactions normales à la base des blocs :

$$N_a (-N_a \cdot \sin\alpha_a, 0, N_a \cdot \cos\alpha_a)$$

$$N_b (-N_b \cdot \sin\alpha_b, 0, N_b \cdot \cos\alpha_b)$$

◆ Réactions tangentes à la base des blocs :

$$T_a (T_a \cdot \cos\alpha_a, 0, T_a \cdot \sin\alpha_a)$$

$$T_b (T_b \cdot \cos\alpha_b, 0, T_b \cdot \sin\alpha_b)$$

◆ Efforts d'interaction à la frontière de bloc (a) - bloc (b) :

$$N_{ab} (-N_{ab}, 0, 0) \quad \text{avec} \quad N_{ab} + N_{ba} = 0$$

$$T_{ab} (0, -T_{ab}, 0) \quad (N_{ab} = N_{ba})$$

$$N_{ba} (N_{ba}, 0, 0) \quad T_{ab} + T_{ba} = 0$$

$$T_{ba} (0, T_{ba}, 0) \quad (T_{ab} = T_{ba})$$

◆ Inconnue :

$$P (P, 0, 0)$$

On a de plus :

$$T_a = N_a \cdot \operatorname{tg}\varphi_{sc} + C_{sc} \cdot L_{FK} \quad (2.40)$$

$$T_b = N_b \cdot \operatorname{tg}\varphi_{sc} + C_{sc} \cdot L_{AF} \quad (2.41)$$

$$T_{ab} = N_{ab} \cdot \operatorname{tg}\delta + C_{sc} \cdot (\operatorname{tg}\delta / \operatorname{tg}\varphi_{sc}) \cdot L_{FE} \quad (2.42)$$

A.2. Pour la partie (B)

Ecrivons en premier lieu l'équilibre du bloc (a) isolé (figure 2.17).

◆ Equilibre vertical (/ Z)

$$-W_a - Q_a + N_a \cdot \cos\alpha_a + T_a \cdot \sin\alpha_a + T_{ba} = 0 \quad (2.43)$$

$$\text{Soit} \quad -W_a - Q_a + N_a (\cos\alpha_a + \sin\alpha_a \cdot \operatorname{tg}\varphi_{sc}) + C_{sc} \cdot L_{FK} \cdot \sin\alpha_a + N_{ba} \cdot \operatorname{tg}\delta + C_{sc} \cdot (\operatorname{tg}\delta / \operatorname{tg}\varphi_{sc}) \cdot L_{FE} = 0 \quad (2.44)$$

◆ Equilibre horizontal (/ X)

$$-N_a \cdot \sin\alpha_a + T_a \cdot \cos\alpha_a + N_{ba} - k \cdot W_a = 0 \quad (2.45)$$

$$-N_a \cdot (\cos\alpha_a \cdot \operatorname{tg}\varphi_{sc} - \sin\alpha_a) + N_{ba} - k \cdot W_a + C_{sc} \cdot L_{FK} \cdot \cos\alpha_a = 0 \quad (2.46)$$

On obtient un système de deux équations à deux inconnues (N_a et N_b) d'où l'on tire les expressions de N_a et N_b .

A.2. Pour la partie (C)

Ecrivons en second lieu l'équilibre du bloc (b) isolé (figure 2.17)

◆ Equilibre vertical (/ Z)

$$-Q_b - W_b + N_b \cdot \cos\alpha_b + T_b \cdot \sin\alpha_b - T_{ab} = 0 \quad (2.47)$$

Soit

$$N_b \cdot (\cos\alpha_b + \text{tg}\varphi_{sc} \cdot \sin\alpha_b) - (W_b + Q_b + N_{ab} \cdot \text{tg}\delta + C_{sc} (\text{tg}\delta/\text{tg}\varphi_{sc}) \cdot L_{FE} - c_{sc} \cdot \sin\alpha_b \cdot L_{AF}) = 0 \quad (2.48)$$

D'où l'on tire l'expression de N_b .

◆ Equilibre horizontal (/X)

$$N_b \cdot \sin\alpha_b + T_b \cdot \cos\alpha_b - N_{ab} + P \cdot -k \cdot W_b = 0 \quad (2.49)$$

D'où l'on tire l'expression de P, N_b et N_{ba} étant obtenus précédemment :

$$P = N_b \cdot (\sin\alpha_b - \cos\alpha_b \cdot \text{tg}\varphi_{sc}) + N_{ab} - C_{sc} \cdot \cos\alpha_b \cdot L_{AF} + k \cdot W_b \quad (2.50)$$

B/ Conditions d'équilibre des massifs renforcés

B.1. Définition de la sécurité : coefficient de sécurité F_{SR}

Le coefficient de sécurité est le rapport des caractéristiques mécaniques maximales du sol sur ses caractéristiques mécaniques critiques (ou mobilisable).

$$F_{SR} = \frac{\text{tg}\varphi_S}{\text{tg}\varphi_{SC}} = \frac{C_S}{C_{SC}} \quad (2.51)$$

A noter qu'une distinction est faite pour séparer le cas où le renforcement participe à la stabilité (F_{SR}) du cas où il est absent (F_S) dans les calculs.

B.2. Définition de la tension intrinsèque

Généralement, le même géotextile est considéré pour chaque nappe j du massif renforcé, c'est à dire un géosynthétique de même résistance à la traction α_f et de même force de traction admissible α_f/F_T . Le calcul devra permettre de déterminer la valeur maximale de α_f/F_T permettant de stabiliser l'ouvrage.

Soit les tensions mobilisables : $\alpha_j = \min(\alpha_f/F_T, \alpha_{aj})$ avec j variant de 1 à n , une famille de valeurs des tensions mobilisables permettant d'équilibrer l'ouvrage en sol renforcé.

Chaque famille de valeurs correspond à une ligne de glissement donnée.

La tension intrinsèque se définit comme la valeur minimale de α_f/F_T permettant d'équilibrer l'ouvrage :

$$\alpha_I = \min (\alpha_f/F_T)$$

Il conviendra donc de rechercher la ligne de glissement dite critique, nécessitant la valeur maximale α_I .

Où :

α_j : Tensions mobilisables;

α_{aj} : Tensions ancrages;

α_I : Tensions intrinsèques;

F_T : Force de traction admissible;

α_f : Résistance à la traction.

C/ Application de la méthode

La ligne de glissement est bilinéaire et elle intercepte des nappes de renforcement (figure 2.18).

Soit Z_j la position des nappes j de renforcement.

Les tensions α_j dans les nappes coupées par la surface de rupture sont supposées horizontales ($\beta_j=0$).

La condition d'équilibre global de la méthode "double bloc" consiste à vérifier :

$$\sum_{j=1}^n \alpha_j = P \quad (2.52)$$

C.1. Calcul à partir de l'équilibre global

L'hypothèse de vérification de l'équilibre global impose :

$$\sum_{j=1}^n \alpha_j \geq P \quad (2.53)$$

Pour l'utilisation en dimensionnement, cette approche de l'équilibre global considère la même tension intrinsèque α_I pour toutes les nappes j ($\alpha_{Ij} = \alpha_I$). Pour chaque nappe géosynthétique, on vérifiera l'égalité :

$$\alpha_j = \min (\alpha_{aj}, \alpha_f/F_T) \quad (2.54)$$

Pour le dimensionnement limite, il existera au moins une nappe j où la tension intrinsèque est atteinte (figure 2.18), c'est à dire où la résistance en ancrage est excédentaire.

Cette nappe se situe généralement en partie inférieure du massif :

$$\alpha_j = \alpha_I \leq \alpha_{aj} \quad (2.55)$$

Par ailleurs, il peut exister des nappes où la tension mobilisable est bornée par la résistance d'ancrage (partie A figure 2.18). Ces nappes se situent généralement en partie supérieure du massif :

$$\alpha_j = \alpha_{aj} \leq \alpha_I \quad (2.56)$$

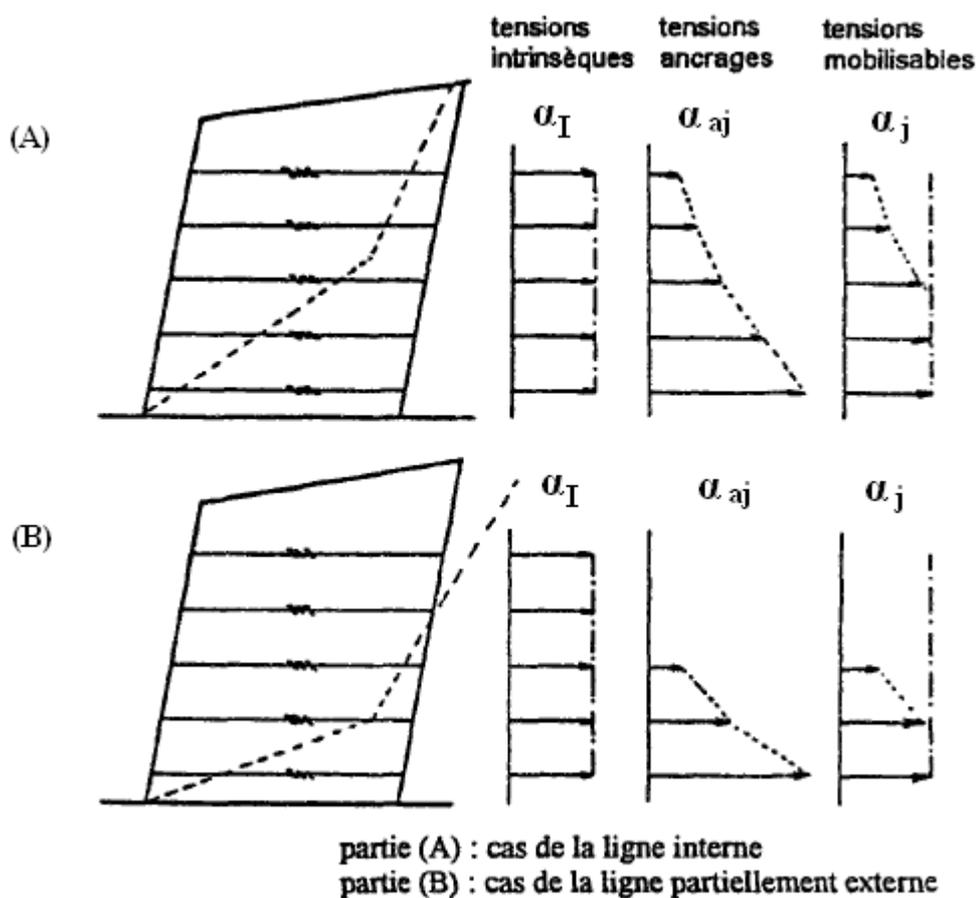


Figure 2.18 – Equilibre global ; détermination des tensions mobilisables

Dans la situation où la ligne de glissement est extérieure au massif renforcé, les tensions α_j au niveau correspondant sont nulles. Sur la partie (B) de la figure 2.19, les tensions maximales mobilisables le long de la ligne de glissement ont été représentées.

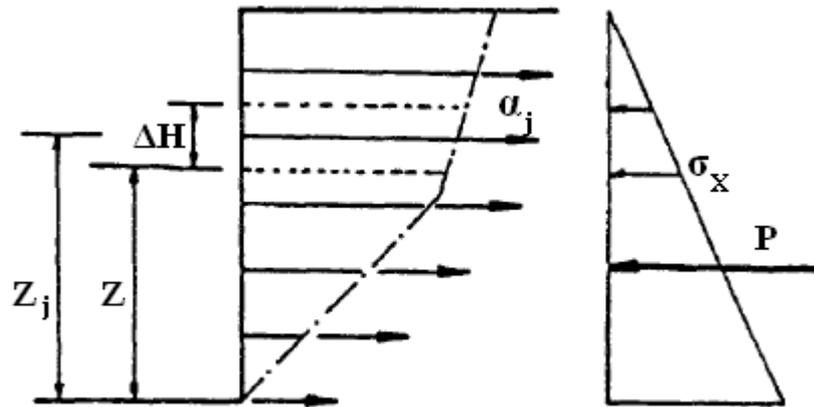


Figure 2.19 – Equilibre local ; détermination des tensions mobilisables

C.2. Calcul à partir de l'équilibre local

La condition d'équilibre précédemment exposée est complétée en imposant une nouvelle condition sur les tractions α_j dans les nappes et en considérant que chaque nappe équilibre la poussée locale existant sur les deux demi-couches de sol adjacentes.

L'équilibre global imposait que la poussée P devrait être équilibrée par la somme des tensions ($\sum \alpha_j$). L'hypothèse plus contraignante de l'équilibre local consiste à dire que chaque nappe j doit équilibrer localement une partie ΔP_j de cette poussée P . Cette condition est évidemment plus restrictive :

$$\alpha_j \leq \min(\alpha_{aj}, \alpha_1) \quad \left| \quad \alpha_j = \Delta P_j \right. \rightarrow \sum \alpha_j \geq \sum \Delta P_j = P \quad (2.57)$$

On considère que la zone active est constituée d'éléments composites horizontaux (figure 2.19). Il a été montré que, par raison de symétrie, les contraintes verticales et horizontales sur un plan de symétrie entre deux couches de renforcement sont principales et que, par conséquent, le cisaillement est nul sur ces plans (voir figure 2.19).

Chaque élément j est soumis horizontalement à une poussée ΔP_j et à un effort de renforcement α_j dans la nappe.

$$\Delta P_j = \sigma_{xj} \Delta H \quad (2.58)$$

Diverses hypothèses ont été proposées pour la détermination de la contrainte locale σ_{xj} à prendre en compte, la plus classique étant :

$$\sigma_x = K \gamma (H - Z) \quad (2.59)$$

$$\int_{(Z_{i-1}+Z_i)/2}^{(Z_i+Z_{i+1})/2} \sigma_x dZ = \alpha_j \quad (2.60)$$

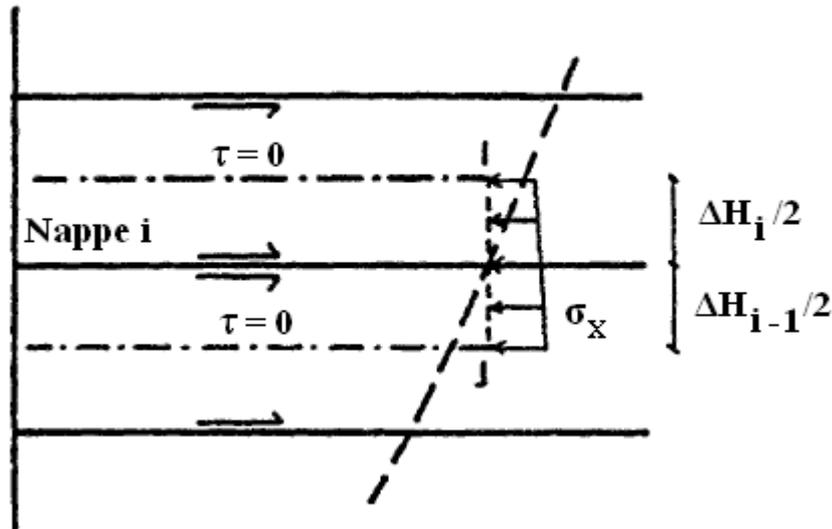


Figure 2.20 – Equilibre local d'après Juran. L et Schlosser. F (1987)

Pour la méthode "double bloc", la vérification de l'équilibre global impose :

$$K = P / (1/2 \gamma H^2) \quad (2.61)$$

2.6. La méthode de Bishop simplifiée

L'application de la méthode de Bishop simplifiée pour les remblais renforcés par géosynthétiques consiste en l'évaluation de la marge de sécurité d'un ouvrage existant. Les forces et la disposition des nappes sont donc connues. Cette marge est traduite par un coefficient de sécurité F .

La figure 2.21 présente les forces mises en jeu le long de l'intersection d'une tranche quelconque avec la surface de rupture et les deux tranches voisines. On remarque que :

$$N = N' + u l \quad (2.62)$$

Où N et N' sont, respectivement, les forces résultantes des contraintes totales et effectives, normales à la base d'une tranche; u est la pression interstitielle; et l est la longueur de l'arc délimité par les bords d'une tranche.

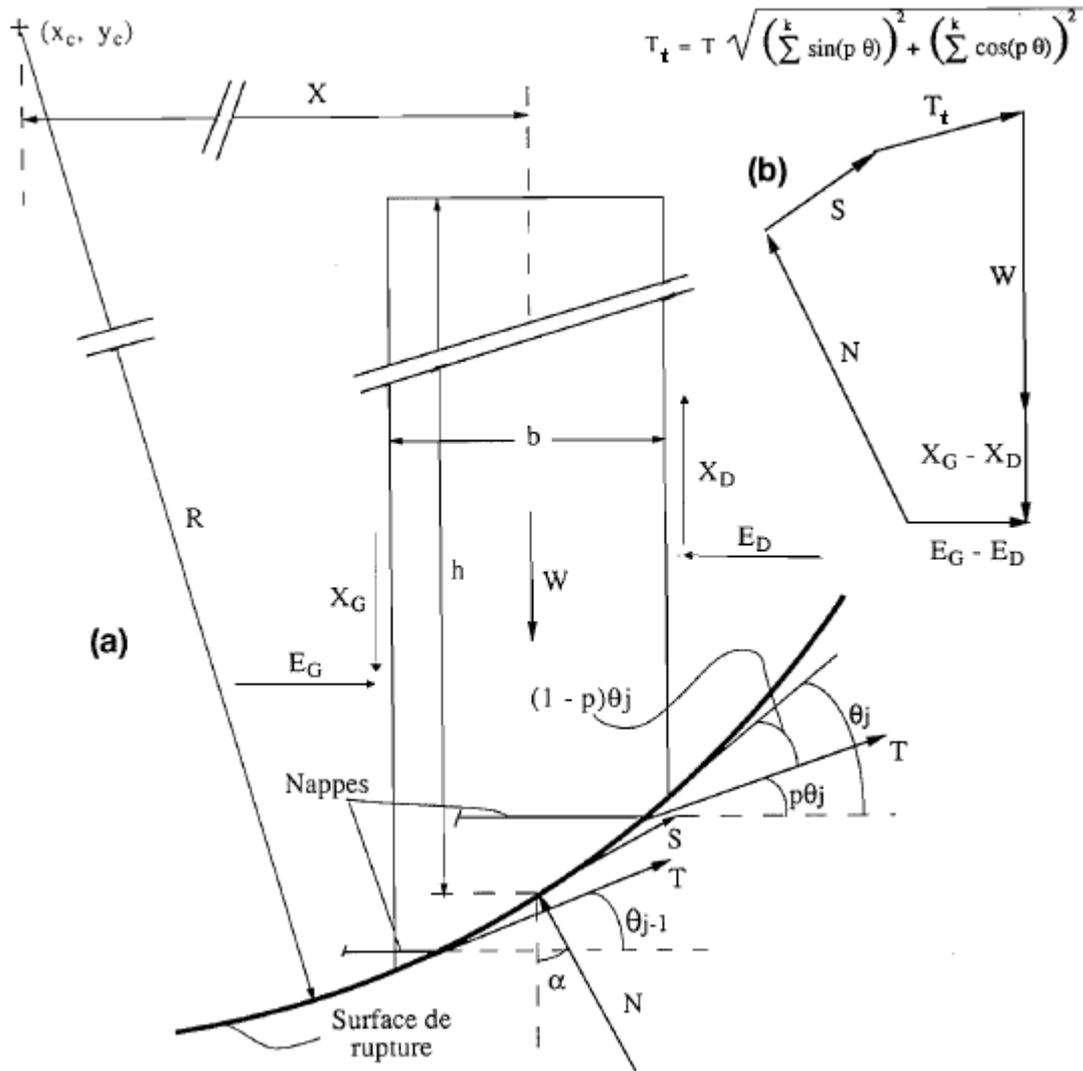


Figure 2.21 – (a) Modèle de calcul. (b) Polygone des forces. (Abdelkader, H 1993)

Par projection verticale de toutes les forces, pour la tranche considérée à la figure 2.21. On obtient :

$$(N' + ul)\cos\alpha = W + (X_G + X_D) - S\sin\alpha - \sum^k T\sin(p\theta) \quad (2.63)$$

W, représente le poids total; α , l'angle de tangence de la surface de rupture au milieu de la base; S, la résultante des contraintes tangentielles à la base; k, le nombre de nappes intersectées le long de l'arc limité par les deux bords; X_G et X_D , les composantes verticales des forces intertranches de gauche et de droite, respectivement; et T, la force de traction d'une nappe. T sera supposée constant pour toutes les nappes.

T_t désigne la résultante des forces de traction des k nappes impliquées dans l'équilibre de la tranche. Dans le cas de la figure 2.21, deux nappes seulement sont concernées ($k = 2$) :

$$T_t = T \sqrt{\left[\sum^K \sin(p\theta) \right]^2 + \left[\sum^K \cos(p\theta) \right]^2} \quad (2.64)$$

Pour considérer des directions intermédiaires entre les deux positions extrêmes, on multiplie les angles θ de ces tangentes par rapport à l'horizontale par un facteur p allant de 0 pour la position horizontale et 1 pour la position tangente. Ce facteur permet d'apprécier l'influence de ces directions sur la grandeur même de ces forces ou sur le coefficient de sécurité.

$$\text{Si } p = 0 \quad T_t = K_t \quad (2.65)$$

$$\text{Si } p = 1 \quad T_t = T \sqrt{\left(\sum^K \sin\theta \right)^2 + \left(\sum^K \cos\theta \right)^2} \quad (2.66)$$

Le critère de Mohr-Coulomb

$$S = \frac{1}{F} (c'l + N'tg\varphi') \quad (2.67)$$

Permet de déduire :

$$N' = \frac{W + (X_G + X_D) - l \left(u \cos\alpha + \frac{c'}{F} \sin\alpha \right) - \sum^K T \sin(p\theta)}{\cos\alpha + \frac{(\tan \varphi' \sin \alpha)}{F}} \quad (2.68)$$

Où F est le coefficient de sécurité recherché, c' désigne la cohésion effective et φ' est l'angle de frottement effectif.

Le moment par rapport au centre de rotation de la masse glissante donne :

$$\sum_i WX = \sum_i RS + \sum_j TR \cos[(1 - p)\theta] \quad (2.69)$$

Où X est la distance entre le centre d'une tranche et le centre du cercle considéré, dont les coordonnées sont x_C , y_C et R , est le rayon de ce cercle. Quant aux indices i et j , ils se rapportent respectivement aux tranches et aux nappes.

Après introduction du critère de Mohr-Coulomb, cette dernière équation devient :

$$\sum_i WR \sin \alpha = \sum_i \frac{R}{F} [c'l + N'tg\varphi'] + \sum_j TR \cos[(1-p)\theta] \quad (2.70)$$

D'ou on tire l'expression définissant F :

$$F = \frac{\sum_i [c'l + N'tg\varphi']}{\sum_i W \sin \alpha - \sum_j T \cos[(1-p)\theta]} \quad (2.71)$$

Pour simplifier, on utilise la notation de Bishop :

$$\frac{1}{m_\alpha} = \frac{\sec \alpha}{1 + \frac{(\tan \varphi')(\tan \alpha)}{F}} \quad (2.72)$$

En substituant l'expression de N' de l'équation 2.68 dans l'équation 2.71, tout en rappelant que T sera constant, on obtient :

$$F = \frac{\sum_i \left[\{c'b + \tan \varphi' [W - ub + (X_G + X_D) - T \sum^k \sin(p\theta)]\} \frac{1}{m_\alpha} \right]}{\sum_i W \sin \alpha - T \sum_j \cos[(1-p)\theta]} \quad (2.73)$$

Où $b = 1 \sec \alpha$ est la largeur d'une tranche. Suivant en cela la méthode de Bishop simplifiée, on omet le terme :

$$F = \frac{\sum_i \left[\{c'b + \tan \varphi' [W - ub - T \sum^k \sin(p\theta)]\} \frac{1}{m_\alpha} \right]}{\sum_i W \sin \alpha - T \sum_j \cos[(1-p)\theta]} \quad (2.74)$$

L'influence du facteur p sur le coefficient de sécurité F :

Dans le premier cas, c'est-à-dire $p = 0$, les directions des forces des nappes sont horizontales et le terme contenant la force de l'armature disparaît du numérateur. L'équation 2.74 se simplifie pour devenir :

$$F = \frac{\sum_i \left[\{c'b + \tan \varphi' [W - ub]\} \frac{1}{m_\alpha} \right]}{\sum_i W \sin \alpha - T \sum_j \cos \theta} \quad (2.75)$$

On remarque que, dans ce cas, le numérateur devient tout à fait identique à celui de l'équation originale de Bishop.

Le rôle de l'inclusion se manifeste au dénominateur pour réduire le moment déstabilisant dû au poids.

Dans le deuxième cas, c'est-à-dire $p = 1$, les directions des forces des nappes sont tangentes à la surface de rupture et on a une nouvelle expression du coefficient F :

$$F = \frac{\sum_i \left[\{c'b + \tan \varphi' [W - ub - T \sum^k \sin \theta]\} \frac{1}{m_\alpha} \right]}{\sum_i W \sin \alpha - n_g T} \quad (2.76)$$

Où n_g est le nombre de nappes géotextiles intersectés la surface de rupture, dépendant de la position du cercle à considérer; et N_g est le nombre total des nappes, constant pour chaque massif (figure 2.22).

Comme le montre la figure 2.22, pour un cercle de flanc de talus, une ou plusieurs nappes les plus basses ne sont pas concernées et, par conséquent $n_g \leq N_g$.

Le tableau 2.3 présente la marche à suivre pour déterminer la sécurité. Vu la forme implicite des équations 2.75 et 2.76, on procède par bouclage.

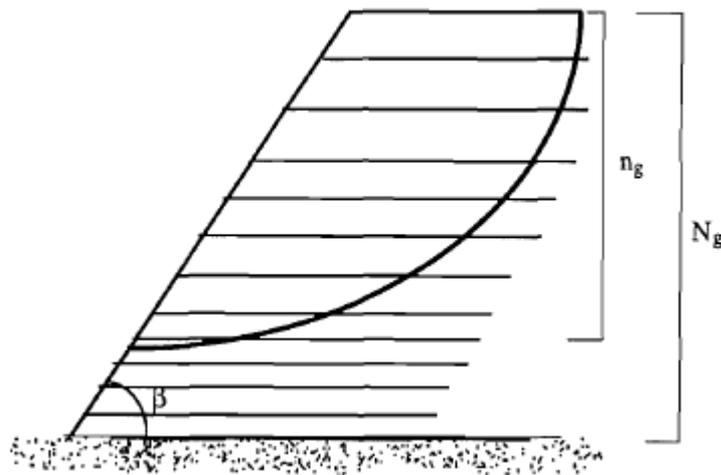


Figure 2.22 – Disposition des nappes et les cercles de rupture possibles

Tableau 2.3 : Analyse d'un massif existant : évaluation du coefficient de sécurité F

θ	Nappes n°1, 2, ... n_g
(1) $\cos((1-p)\theta)$	
(2) $T \times (1)$	Somme sur les nappes intersectées
Tranches n°1, 2, ... n	
(3) W α	
(4) $W \sin \alpha$	
(5) ub	
(6) $T \sum^K \sin(p\theta)$	Somme sur les k nappes rencontrant l'arc de cercle limité par les deux bords de la tranche i
(7) $(\text{tg}\varphi') [(3)-(5)-(6)]$	
(8) $c'.b$	
(9) $\frac{1}{m_\alpha} = \frac{\sec \alpha}{1 + \frac{(\text{tg}\varphi')(\text{tg} \alpha)}{F_1}}$	F_1 vaut une valeur de départ quelconque ($F_1 \geq 1$)
(10) $[(8) + (7)] \times (9)$	
$F = \frac{\sum_i(10)}{\sum_i(4) - \sum_j(2)}$	Les indices i et j se rapportent respectivement aux tranches et aux nappes rencontrant la surface de rupture
Si $ F - F_1 \Delta$, alors recommencer & partir de (9) avec $F_1 = F$	F_1 reçoit la valeur de F

Le dimensionnement d'un ouvrage en sol renforcé par géosynthétiques, appelé aussi problème direct, prétend satisfaire à une sécurité imposée. Il consiste en la recherche de la force T de l'inclusion ainsi que d'une configuration adéquate des nappes, concrétisée par leur nombre, leurs espacements et leurs longueurs d'ancrage.

Le tableau 2.4 présente la marche à suivre pour déterminer la force T dans les armatures, partant des données géométriques et mécaniques du massif ainsi que d'un coefficient de sécurité F donné.

Tableau 2.4 : Dimensionnement d'un ouvrage : estimation de la force T exercée par le renforcement

θ	Nappes n°1, 2, ... n_g
(1) $\sin(p\theta)$	
(2) $\cos((1-p)\theta)$	Somme sur les nappes intersectées
Tranches n°1, 2, ... n	
(3) W	
α	
(4) $W\sin\alpha$	
(5) ub	
(6) $c'.b$	
(7) $(tg\phi') [(3)-(5)]$	
(8) $\frac{1}{m'_\alpha} = \frac{\sec \alpha}{F+(tg\phi')(tg \alpha)}$	
(9) $[(6) + (7)] (8)$	
(10) $(4) - (9)$	
(11) $tg\phi' \times (8)$	
(12) $T \sum^K \sin(p\theta)$	Somme sur les k nappes rencontrant l'arc de cercle limité par les deux bords de la tranche <i>i</i>
(13) $(11) \times (12)$	
(14) $T = \frac{\sum_i(10)}{\sum_j(2) - \sum_i(13)}$	Les indices <i>i</i> et <i>j</i> se rapportent respectivement aux tranches et aux nappes rencontrant la surface de rupture

Pour le choix des espacements des nappes la méthode basé sur les hypothèses suivantes : (i) la force T des nappes est constante; (ii) les espacements sont constants sur chacun des trois tiers de la hauteur de l'ouvrage, avec diminution du tiers supérieur vers celui inférieur.

Soit *e* l'espacement adopté dans le tiers inférieur (figure 2.23).

Le nombre d'espacements *n*, se trouvant dans le tiers inférieur sera donc la partie entière de la division de la hauteur *H* par *3e* et que l'ont peut noter :

$$n_1 = \left[\frac{H}{3e} \right] \quad (2.77)$$

On a, automatiquement, une longueur $n_1 e \leq H/3$, avec un reste (res) facilement évalué :

$$\text{res} = \frac{H}{3} - n_1 e \quad (2.78)$$

On exprimera les deux autres espacements ainsi que leurs nombres respectifs en fonction de e . On prendra donc, successivement :

$$e' = \frac{3}{2} e \quad (2.79)$$

$$e'' = 2e \quad (2.80)$$

Le nombre d'espacements n_2 , dans le tiers central est alors :

$$n_2 = \left[\frac{\frac{H}{3} + \text{res}}{e'} \right] = \left[\frac{2 \left(\frac{H}{3} + \text{res} \right)}{3e} \right] \quad (2.81)$$

La longueur formée par le nombre de ces espacements vaut :

$$n_2 e' = \frac{3 n_2}{2} e \quad (2.82)$$

Le nombre n_3 d'espacements dans le tiers supérieur est calculé par :

$$n_3 = \left[\frac{H - (n_1 e + n_2 e')}{e''} \right] = \left[\frac{H - \left(n_1 e + \frac{3 n_2}{2} e \right)}{2e} \right] \quad (2.83)$$

Comme la distance formée par ce nombre d'espacement vaut $n_3 e''$, il reste un espacement excédentaire e_n :

$$e_n = H - (n_1 e + n_2 e' + n_3 e'') = H - \frac{2n_1 + 3n_2 + 4n_3}{e} e \quad (2.84)$$

Le nombre de nappes N_g pour tout le massif est égal au nombre de tous les espacements augmenté de 1, soit :

$$N_g = (n_1 + n_2 + n_3) + 1 \quad (2.85)$$

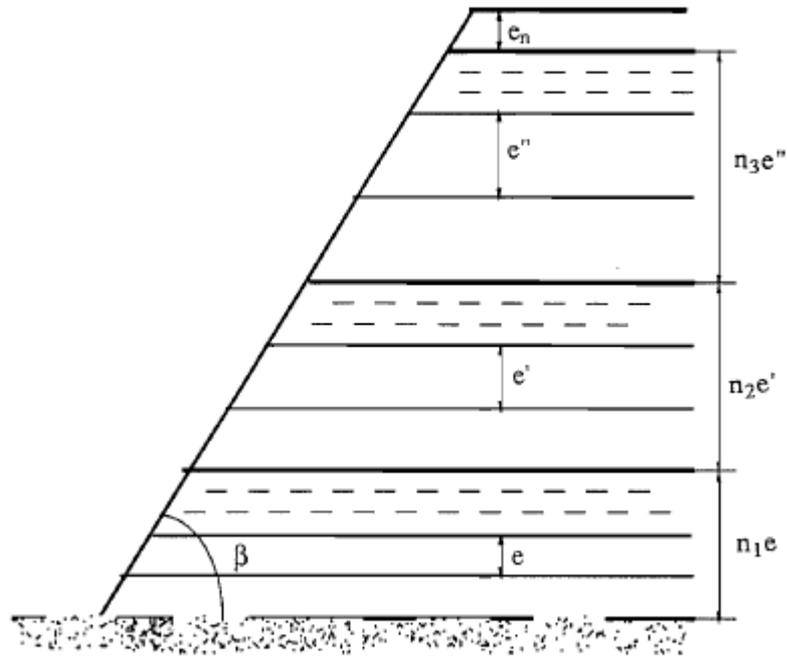


Figure 2.23 – Les espacements et leurs nombres

2.7. La méthode de Rankine modifiée

La figure 2.24 présente les éléments essentiels dans la conception de murs de soutènement renforcés géosynthétiques. Les incorporations dans la conception sont à la fois des considérations externes et internes;

◆ Problèmes de stabilité externe:

- Glissement de masse sur le sol de fondation;
- Capacité de support du sol de fondation;
- Renversement de pied du mur.

◆ Problèmes de stabilité interne:

- Espacement des renforts et contrainte de traction;
- Longueur d'ancrage;
- Contrainte à la connexion de face.

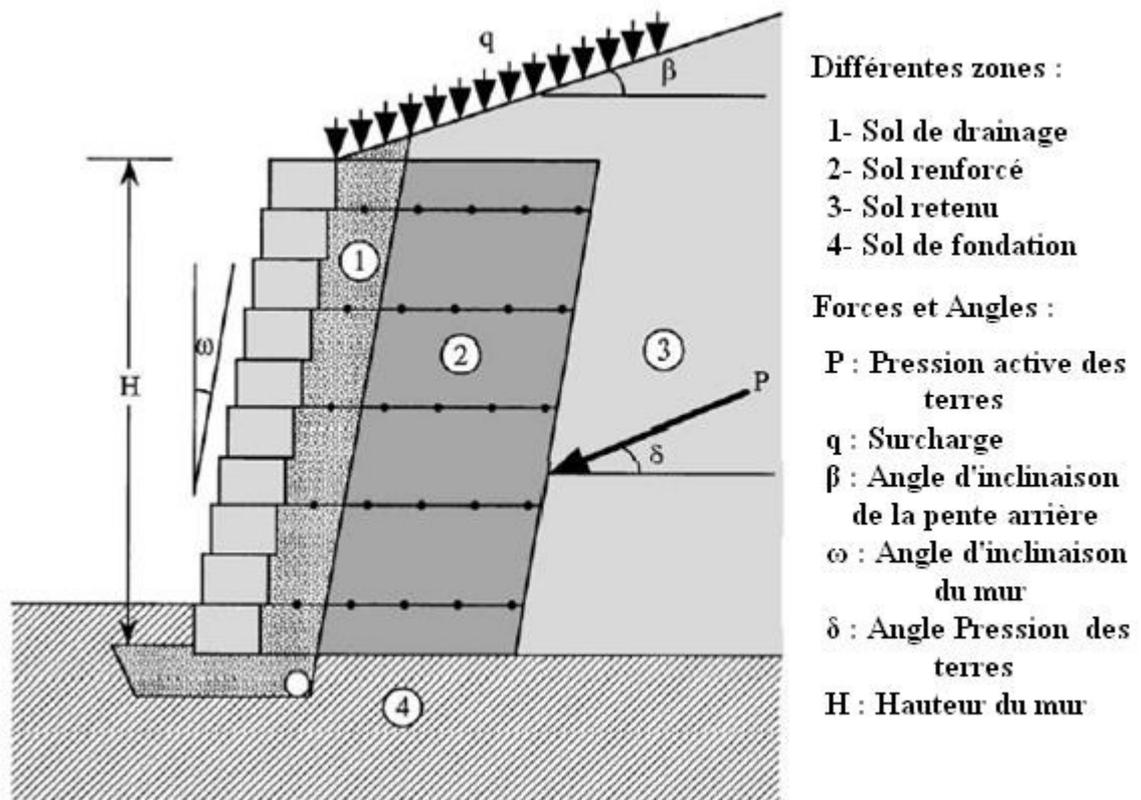


Figure 2.24 – Identification des termes utilisés dans la conception des murs de soutènement renforcés par géosynthétique

A/ Problème de stabilité externe

Le coefficient de poussé active du sol est calculé comme suit :

- Pour le sol:

$$P = 0.5 \gamma H^2 K_a \quad (2.86)$$

- Pour la surcharge:

$$P = q H k_a \quad (2.87)$$

Où P : est la pression active terre, γ : l'unité de poids de sol de remblai, H : la hauteur du mur et q : la surcharge derrière le mur.

Pour une paroi verticale (c.-à-d. $\omega=0$) et une pente arrière horizontale (c.-à-d. $\beta=0$) :

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi_1}{2} \right) \quad (2.88)$$

La figure 2.25 (a) présente également l'angle d'inclinaison auquel P agit sur la zone de sol renforcé.

Notez que, dans toutes les méthodes, P agit à H/3 au-dessus du sol de la fondation pour la pression du sol et H/2 pour la pression supplémentaire.

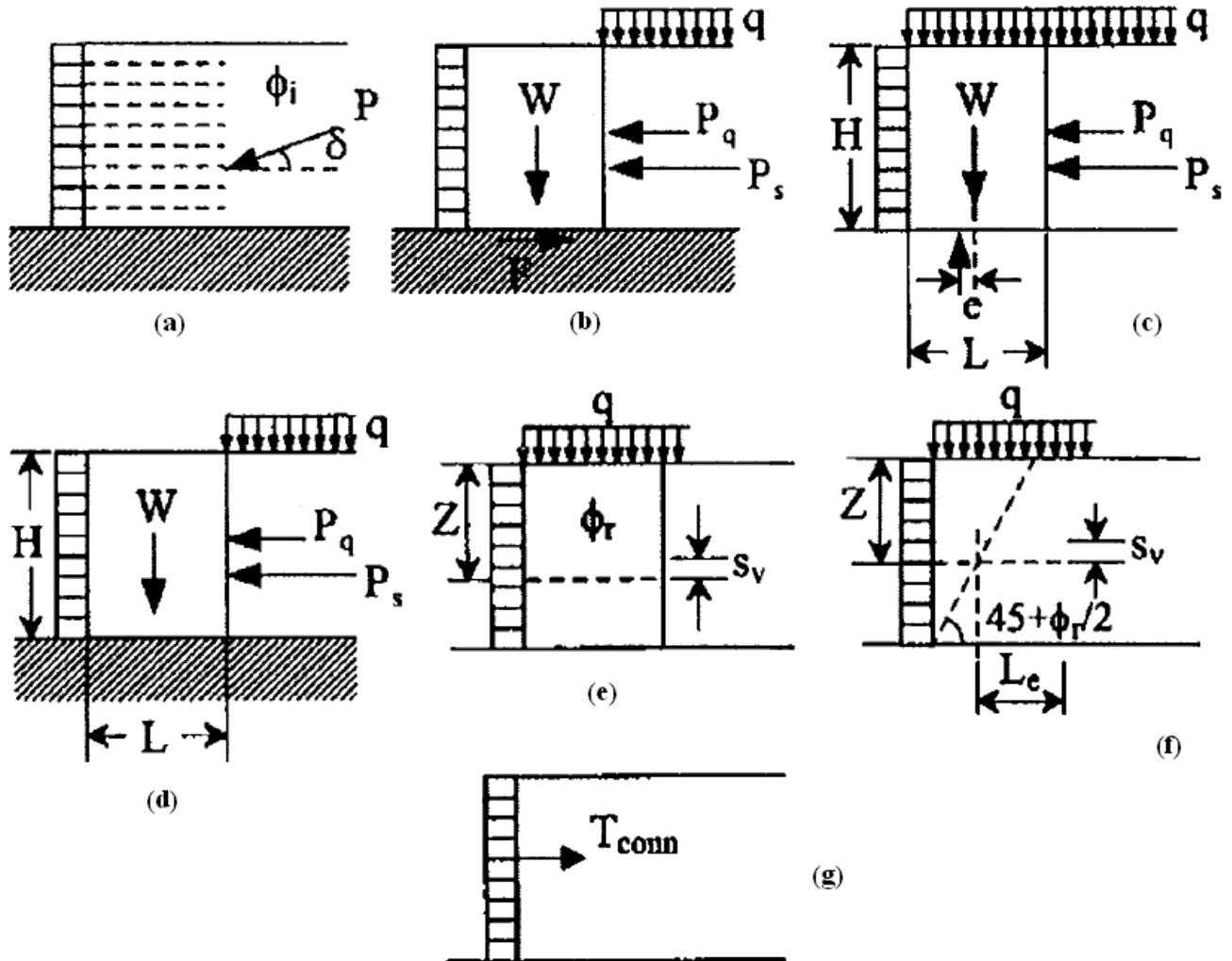


Figure 2.25 – Les schémas de calcul des murs de soutènement renforcés par géosynthétique par la méthode de Rankine modifiée R.M. Koerner & T.Y. Soong (2001)

Dans le cas général :

$$FS = \frac{F}{P_H} \geq 1.5 \quad (2.89)$$

$$F = W\mu \quad (2.90)$$

$$\mu = \min(\tan \varphi_f, \tan \varphi_r \text{ ou } \tan \rho) \quad (2.91)$$

Où :

φ_f : Angle de frottement du sol de fondation;

φ_r : Angle de frottement de renfort;

ρ : Angle de frottement renfort/sol.

$$P_H = P_s + P_q \quad (2.92)$$

La figure 2.25 (b) présente la méthode de calcul pour arriver à une valeur de facteur de sécurité (FS) pour le glissement de l'ensemble de la masse du système (face du mur, la zone de drainage et la zone de sol renforcée) le long du sol de fondation ou de la roche.

La figure 2.25 (c) présente la méthode pour calculer l'excentricité de la charge sur la base de la zone de drainage et la zone de sol renforcé où elle s'interface avec le sol de la fondation. Cette excentricité de la charge est ensuite utilisée dans le calcul de la pression de support de la masse du système (BP), ainsi que de la capacité de support du sol de base (BC).

$$e = \frac{M_{ov}}{W + qL} < \frac{L}{6} \quad (2.93)$$

Où :

$$M_{ov} = H \left(\frac{P_s}{3} + \frac{P_q}{2} \right) \quad (2.94)$$

$$FS = \frac{BC}{BP} \geq 2 \quad (2.95)$$

Où :

$$BC = c_f N_c + 0.5(L - 2e)\gamma_f N_\gamma \quad (2.96)$$

$$BP = \frac{W + qL}{L - 2e} \quad (2.97)$$

La figure 2.25 (d) présente la méthode de conception utilisée pour le calcul d'une valeur FS contre le renversement de la masse du système sur le pied de la paroi. Il utilise les pressions de la terre à leurs inclinaisons et endroits respectifs pour obtenir le moment de renversement. Par rapport au moment résultant ou stabilisant, le rapport donne une valeur FS.

$$FS = \frac{M_s}{M_{ov}} \geq 2 \quad (2.98)$$

Où :

$$M_s = \frac{WL}{2} \quad (2.99)$$

B/ Problèmes de stabilité interne

La figure 2.25 (e) présente la méthode de conception pour obtenir l'espacement des couches géosynthétiques. Dans chaque calcul, une force de conception (matériau) est nécessaire. Cette valeur contient différents facteurs de réduction qui sont appliqués à la force ultime de renfort géosynthétique qui est généralement obtenue par une méthode de nomenclature d'essai.

$$S_v = \frac{T_{des} C_r}{\sigma_H} \quad (2.100)$$

$$T_{des} = \frac{T_{ult}}{(IIRF)(FS)} \quad (2.101)$$

$$\sigma_H = K_{ar}(\gamma z + q) \quad (2.102)$$

$$K_{ar} = \tan^2\left(45 - \frac{\phi_r}{2}\right) \quad (2.103)$$

La figure 2.25 (f) présente les différentes méthodes de calcul de la longueur de renforcement géosynthétique dans la masse du sol derrière le plan de rupture hypothétique.

Notez que cette longueur constitue l'extrémité de queue de la zone de sol renforcé. La méthode de conception produit une valeur FS pour une longueur donnée ou prise en charge de l'encastrement (ancrage). Cette longueur est souvent supposée être d'un mètre et c'est la valeur par défaut typique.

$$FS = \frac{2 L_e C_i C_r \sigma_v \tan \phi_r^i}{S_v \sigma_h} \geq 1.5 \quad (2.104)$$

Où :

FS : Le facteur de sécurité contre l'arrachement;

L_e : La longueur d'ancrage;

C_i : Le coefficient d'interaction;

C_r : Le ratio de couverture.

La figure 2.25 (g) présente la méthode pour le calcul de la contrainte à la face où les couches de renfort géosynthétique sortent du bloc de maçonnerie ou d'autre ancrage en face dans la zone de drainage.

La force de connexion T_{conn} requise est basée non sur la pression de terre théorique appliquée, mais sur la résistance à la traction du matériau géosynthétique qui est sélectionné. La méthode de Rankine Modifié n'est pas applicable pour ce cas.

2.8. La méthode KC

Klar. A et Sas. T (2009) ont présenté une nouvelle méthode d'analyse "**Méthode KC**" pour les murs en sol renforcé, cette nouvelle méthode basée sur l'ordinateur pour l'analyse de ce type de mur, qui prend en compte l'interaction entre le parement et les couches de renforcement du sol. Cette méthode exige une compatibilité totale entre le renfort des couches et le mur déformant, et est résolu comme un problème d'optimisation sur cette contrainte. Cette méthode de compatibilité cinématique [(KC) kinematic compatibility] implique plusieurs hypothèses concernant l'interaction entre les trois composantes du système (sol, mur, et le renforcement). Cette nouvelle méthode implique une procédure itérative qui se libère des limites de la procédure de haut en bas et les résultats dans une solution dans laquelle chaque couche de renfort est affecté à la fois par des couches ci-dessus et en dessous.

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

La méthode KC, est limitée au cas d'un mur en sol renforcé reposant sur une roche rigide, un contact sans secousse entre le sol et la face du mur, et des couches de renforcement inextensibles. Figure 2.26 montre la répartition du système de mur-sol-renforcement, et les forces d'interaction entre eux comme le suppose la méthode KC. La figure 2.26 (a) montre la face du mur composé de blocs segmentaires reposant sur une roche rigide.

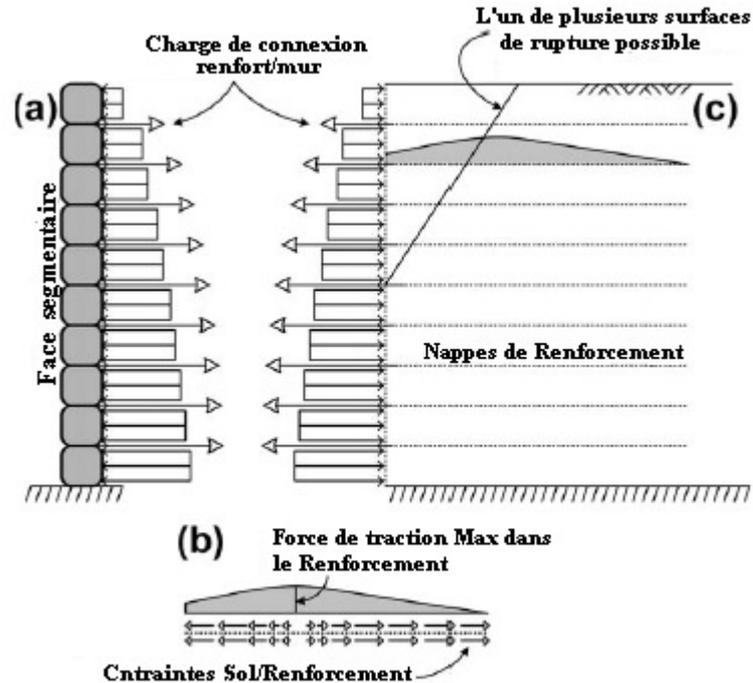


Figure 2.26 – Le système à trois composantes (a) face du mur chargés par les forces d'interaction, (b) la force de traction dans le renforcement et la contrainte de la liaison sol-renforcement et (c) la masse du sol renforcé

Compte tenu des forces d'interaction connus (c.-à-d la charge de connexion de renforcement à la paroi et la pression du sol agissant sur les blocs) la déformation de la paroi peut être calculé par :

$$d_i^w = \sum_{j=i}^N \frac{S_j}{K_S} + \sum_{j=i}^N \frac{M_j}{K_M} (j - i + 1) B_H \quad (2.105)$$

Où d_i^w est le déplacement de la paroi au point de raccordement de l'armature i ($i = 1$ pour l'armature supérieure, et $i = N$ pour le renforcement du bas), S_i et M_i sont le cisaillement et le moment agissant à l'interface entre les blocs (à noter que S_i et M_i sont situés à l'interface juste au-dessus de renfort $i+1$), K_S et K_M sont les valeurs de rigidité d'interface pour la translation et de rotation, respectivement.

Les valeurs de S_i et M_i peut être calculée par l'intégration à haut vers le bas des forces d'interaction, et par conséquent ont lié inversement, les forces d'interaction peuvent être obtenues en différenciant la répartition de la force de cisaillement dans le mur.

La figure 2.26 (b) représente schématiquement la répartition de la force de traction dans l'armature. Compte tenu d'une distribution de traction dans l'armature, la répartition des contraintes entre le renfort et le sol peut être obtenue en dérivant la fonction de la traction :

$$\tau_b(x) = \frac{1}{2 R_c} \frac{\partial T(x)}{\partial x} \quad (2.106)$$

Où $T(x)$ est la répartition de la force de traction (par mètre de largeur de la paroi), τ_b est la contrainte d'adhérence entre le sol et la couche de renfort, et R_c est le rapport de couverture (égal à 1,0 dans le cas de feuilles de renforts).

La méthode KC suppose que le déplacement de l'armature inextensible est lié à l'obligation de la contrainte τ_b grâce à une fonction de charge-déplacement :

$$\tau_b = f(\delta^{\text{rel}}) \quad (2.107)$$

Où δ^{rel} est le déplacement relatif entre le renfort et le sol.

La méthode KC suppose que le renfort est suffisamment long pour que se trouve dans une situation stable (ancrés). Dans cette zone, le déplacement du sol est négligeable, et le déplacement relatif associé est à peu près égale au déplacement de corps rigide de l'armature inextensible. Par conséquent, le déplacement de renfort peut être calculé à partir de la fonction charge-déplacement en utilisant la liaison-stress près du bord de l'armature:

$$d_i^R = f^{-1}(\tau_b(x = L)) \quad (2.108)$$

Où d_i^R est le déplacement de l'armature de i , f^{-1} est la fonction inverse de la liaison-stress à la relation déplacement relatif (c.-à-d f^{-1} donne la valeur de δ^{rel} pour un τ_b donné).

Le concept principal de la méthode KC est qu'elle nécessite la compatibilité entre le mur et le renforcement de telle sorte que $d_i^R = d_i^w$ pour chaque couche de renfort. Si ces conditions ne sont pas satisfaites, les scénarios non physiques, dans lequel les couches de renfort déplacent plus que la paroi, peuvent exister.

Une expression pour les forces horizontales, D_i et S_i , pour chacune des surfaces possibles de rupture juste au-dessus de la couche de renfort $i+1$, peuvent être déduites par la résolution de l'équilibre horizontal et vertical du corps libre considérée comme:

$$D_i(x) + S_i = \frac{0.5 \gamma(i+1)^2(xB_H^2 - x^2 B_H \tan \phi_d)}{x + B_H \tan \phi_d} - \sum_{j=1}^{i-1} T_j((i-j+1)x) \quad (2.109)$$

Où γ est le poids volumique du sol, ϕ_d est l'angle de frottement interne du sol, et B_H est la hauteur d'un seul bloc. $D_i(x)$ est la force de traction nécessaire (fonction demandé) le long de la couche de

renfort pour une force de cisaillement donnée S_i , dans le mur. Dans cette procédure de haut en bas de la fonction demandé, $D_i(x)$, est établi afin de définir la répartition de la force de traction dans l'armature $i^{ème}$, comme suit:

$$T_i(x) = \begin{cases} \kappa_i D_i(x_{max}) \left(1 - \frac{x}{x_L}\right) + D_i(x_L) \frac{x}{x_L} & 0 \leq x \leq x_L \\ D_i(x) & x_L \leq x \leq x_R \\ D_i(x_R) \left(1 - \frac{x - x_R}{L - x_R}\right) & x_R \leq x \leq L \end{cases} \quad (2.110)$$

Où κ est le rapport entre la charge de connexion de renfort-mur et la force de traction maximale dans la couche de renfort $D_i(x_{max})$; x_R est l'endroit où $T_i(x)$ est tangent à $D_i(x)$ sur le côté ancré. L est la longueur de renforcement Schématiquement, $T_i(x)$ est formé en traçant une ligne droite à partir de la fin (à l'extrême-droite) de la couche de renfort pour le point de tangence x_R de la courbe $D_i(x)$. Une autre ligne droite, devrait être établi à partir d'une valeur de $\kappa D_i(x_{max})$ au début de l'armature (à la face du mur) à la tangente avec la courbe $D_i(x)$ à x_L entre x_L et x_R ;... $T_i(x)$ et $D_i(x)$.

Depuis ce calcul qui est effectué successivement de haut en bas, les distributions de traction dans les couches ci-dessus celui qui est envisagé (au-dessus de la couche $i^{ème}$) sont connus, et donc l'équation (2.109) peut être résolu pour la somme de $D_i(x)$ et S_i . Noter que l'équation (2.109) ne peut évaluer la somme des forces dans le mur et le renforcement nécessaires pour l'équilibre. Pour cet objectif, la compatibilité des exigences ci-dessus sont nécessaires.

Pour toute proposition donnée des forces de cisaillement dans le mur, $D_i(x)$ peut être calculée en utilisant la procédure ci-dessus de haut vers le bas. Les déplacements pour les couches de renfort, d_i^R , et le mur, d_i^W , ne peut être établie. Il est clair, cependant, qu'une estimation aléatoire aboutirait probablement à une solution non physique où la compatibilité entre l'armature et le mur est violentée ($d_i^R \neq d_i^W$). Réciproquement, une solution physique peut être obtenue par la recherche de la combinaison des forces de cisaillement qui se traduira par la compatibilité mur/renfort. Ce problème peut être définis et résolu à l'aide d'algorithmes d'optimisation:

$$\{S_1^*, S_2^*, \dots, S_N^*\} = \arg \min_{s_1, s_2, \dots, s_N} \sum_{i=1}^N (d_i^W - d_i^R)^2 \quad (2.111)$$

Où $(S_1^*; S_2^*, \dots, S_N^*)$ est la combinaison des forces de cisaillement dans le mur à une compatibilité totale. La procédure de haut en bas est consultée pour chaque ensemble de forces de cisaillement, (S_1, S_2, \dots, S_N) , pour aboutir à une valeur de compatibilité $\sum_{i=1}^N (d_i^W - d_i^R)^2$. Une valeur supérieure à zéro en déduire qu'au moins un, sinon plusieurs, des couches de renfort déformer de façon

incompatible avec la paroi. Inversement, un zéro en déduit la valeur sur la compatibilité totale entre les composants. Une fois que "la compatibilité totale" est trouvée, (S^*1, S^*2, \dots, S^*N), la déformation des différents composants des murs peuvent être étudiés.

La méthode KC nécessite des paramètres d'entrée pour les trois modèles de base (dont chacun son composante du système sol-mur-renforcement): (i) le poids volumique, γ , et l'angle de frottement Φ_d , pour la masse de sol (à utiliser dans l'équation (2.109)), (ii) un modèle de déformation d'interface de bloc (à utiliser dans l'équation (2.105)), et (iii) une relation liaison-stress à déplacement relatif pour le renforcement (à utiliser dans l'équation (2.108)). Les paramètres d'entrée du premier modèle (γ et Φ_d) sont fondamentaux à tous les processus de conception, tandis que les deuxième et troisième sont uniquement associés à la méthode KC. Les paramètres d'entrée du second modèle (c.-à-d la rigidité d'interface de bloc) peut être établie en utilisant les principes de la théorie de poutre, et d'une interface élastique linéaire d'épaisseur (t), largeur (b), module d'Young (E) et coefficient de Poisson (ν); K_S et K_M (utilisé dans l'équation (2.105)) sont égales à $bE/2(1 + \nu)t$ et $b^3E/12t$ respectivement. Contrairement au second modèle, le modèle troisième d'entrée ne peut pas être facilement lié à une théorie de base. La meilleure approche pour obtenir la fonction de déplacement de charge, $f(\delta^{rel})$, est de procéder des essais d'arrachement dans les mêmes conditions que dans le terrain. Le déplacement de l'armature peut être calculé comme suit:

$$d_i^R = \frac{-\frac{1}{2R_c} \frac{\partial T_i(x)}{\partial x} \Big|_{x=L}}{k_i^R} \quad (2.112)$$

Où K_i^R est la rigidité d'arrachement de renfort "linéaire".

Klar et Sas, ont comparé la méthode KC par rapport des analyses intégrales des murs renforcés qui utilise les différences finies de code FLAC, elle constaté que la méthode KC est capable de produire des résultats similaires à ceux obtenus à partir de l'approche des analyses intégrales, et en ce qui concerne les forces de traction maximale dans le renforcement (le paramètre de conception le plus important), les méthodes sont en très bon accord.

2.9. La méthode K-rigidité

Allen et al. (2003) et Bathurst et al. (2008) ont analysé des différents murs renforcés par des bandes géosynthétiques. Ils ont observé que la répartition des efforts de traction le long des renforts en fonction de la profondeur du mur est généralement de forme trapézoïdale et non pas linéaire comme

supposé dans les méthodes simplifiées. Ces auteurs ont proposé une nouvelle théorie pour l'estimation des contraintes le long des renforts géosynthétiques : "la méthode K-rigidité".

Dans cette méthode, la raideur locale et globale du renforcement et la résistance au déplacement latéral causé par la partie bloquée au pied du mur sont prises en compte. Ces facteurs présentent, selon ces auteurs, une contribution clé pour le calcul de la contrainte maximale dans le lit de renfort " i " :

$$T_{\max}^i = \frac{1}{2} K \gamma (H + S) S_V^i D_{t \max} \phi_g \phi_{\text{local}} \phi_{fs} \phi_{fb} \quad (2.113)$$

Où :

K : Le coefficient de poussée des terres latérale calculé selon l'équation de Jacky $K=1- \sin\phi$;

γ : Le poids volumique du sol;

H : la hauteur du mur;

S : la hauteur équivalente de la surcharge q ($S= q/\gamma$);

S_V^i : la zone d'influence (équivalente à l'espacement vertical des renforcements) dans le voisinage de chaque couche lorsque les calculs sont effectués par unité de longueur du mur;

$D_{t \max}$: le facteur de répartition des contraintes, il modifie la contrainte dans le renforcement en fonction du niveau (hauteur) du lit de renforcement.

Les autres termes, ϕ_g ; ϕ_{local} ; ϕ_{fs} et ϕ_{fb} sont les facteurs d'influence qui tiennent compte, respectivement, des effets de la raideur globale et locale du renforcement, de la raideur au parement et au pied du mur.

Les paramètres de cette méthode empirique sont calés sur des mesures de déformations d'armatures géosynthétiques de murs instrumentés. Les valeurs de déformations obtenues sont converties en contraintes connaissant la valeur de la raideur du renforcement géosynthétique. Celle-ci est déterminée par les auteurs en prenant en compte plusieurs paramètres : la contrainte de confinement, le niveau de déformation, d'éventuels chargements, le temps et la température.

Cependant, ces paramètres sont déterminés statistiquement sur des ouvrages très différents, il semble nécessaire de vérifier leur validité sur plusieurs ouvrages du même type.

D'autre part, ces paramètres sont supposés être constants le long de l'armature. En conséquence les contraintes déduites le long des armatures sont aussi des contraintes moyennes.

Le paramètre Φ_g est un facteur de rigidité global qui explique l'influence de la rigidité et de l'espacement des couches de renfort sur toute la hauteur de la paroi et a la forme générale :

$$\Phi_g = \alpha \left[\frac{S_{\text{global}}}{P_a} \right]^\beta \quad (2.114)$$

S_{global} : La rigidité de renforcement globale;

α et β : Coefficients constants;

La pression atmosphérique $P_a = 101$ kPa.

La valeur de rigidité de renfort globale pour un mur est calculée comme (Christopher et al, 1990) :

$$S_{\text{global}} = \frac{J_{\text{ave}}}{\frac{H}{n}} = \frac{\sum_{i=1}^n J_i}{H} \quad (2.115)$$

Où J_{ave} est la rigidité de traction moyenne de toutes les couches de renfort n sur la hauteur de la paroi, et J_i est la rigidité à la traction d'une couche de renforcement individuelle exprimée en unités de force par unité de longueur de paroi.

Le paramètre Φ_{local} est un facteur de rigidité local qui explique la rigidité relative de la couche de renfort par rapport à la rigidité moyenne de toutes les couches de renforcement et est exprimé comme :

$$\Phi_{\text{local}} = \left[\frac{S_{\text{local}}}{S_{\text{global}}} \right]^a \quad (2.116)$$

Le coefficient $a = 1$ pour les parois du sol renforcé par géosynthétiques.

S_{local} est la rigidité de renforcement locale pour la couche de renforcement i calculée comme :

$$S_{\text{local}} = \left[\frac{J}{S_v} \right]_i \quad (2.117)$$

Et est utilisé pour quantifier l'influence combinée locale de la rigidité et de l'espacement de la couche individuelle sur la charge de renforcement.

Où J est la rigidité à la traction de l'armature, et S_v est la zone affluente de la couche de renfort.

Les paramètres Φ_{fs} (facteur de rigidité de parement) et Φ_{fb} (facteur au pied du mur) sont des facteurs qui tiennent compte de l'influence de la rigidité et pied du mur, et sont des valeurs constantes pour un mur donné.

2.10. La méthode des tranches horizontale

Nouri et al, (2006) développent la méthode des tranches horizontale pour l'analyse de la stabilité statique et sismique des pentes et des murs en sol renforcé. Dans cette approche, le coin glissant est divisé en un certain nombre de tranches horizontales, qui ne se croisent pas les renforts, en conséquence le renforcement n'ont aucune influence directe sur les forces inter-tranches. À la suite de ce processus, les équations d'équilibre de force et de moment pour chaque tranche où le coin global de glissement peut être satisfait. Basé sur le nombre et la nature des équations et les hypothèses formulées, plusieurs formulations ont été dérivées pour déterminer les forces dans les renforts. Le paramètre fondamental déterminé à partir des formulations appropriées est la force nécessaire dans le total des renforts pour maintenir la stabilité de la structure renforcée.

A/ Formulation simple

La simple formulation de la méthode des tranches horizontales comprend $(2N + 1)$ inconnues et $(2N + 1)$ équations, où N est le nombre de tranches (tableau 2.5). Cette première formulation simple, proposé par Shahgholi et al. (2001) satisfait les équations d'équilibre suivantes :

$$\sum F_y = 0 \text{ (pour chaque tranche)} \Rightarrow V_{i+1} - V_i - (1 - K_v)W_i + S_i \sin \alpha_i + N_i \cos \alpha_i = 0 \quad (2.118)$$

$$\tau_r = \frac{\tau_f}{FS} \text{ (pour chaque tranche)} \Rightarrow S_i = \frac{1}{FS} (N_i \tan \varphi) \quad (2.119)$$

$$\sum F_x = 0 \text{ (pour la coin global)} \Rightarrow \sum_{j=1}^m T_j + \sum_{i=1}^N S_i \cos \alpha_i - \sum_{i=1}^N N_i \sin \alpha_i - \sum_{i=1}^N W_i K_h = 0 \quad (2.120)$$

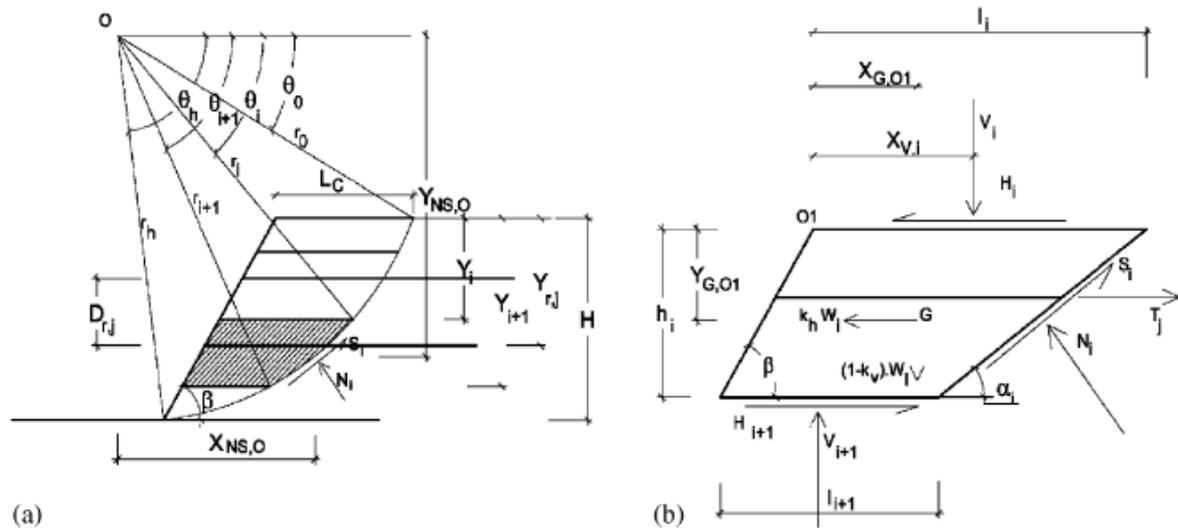


Figure 2.27 – (a) La géométrie du mécanisme de rupture en spirale logarithmique (Log-spiral) pour la méthode des tranches horizontales, (b) la géométrie et les forces temporaires de chaque tranche. Nouri et al, (2006)

Tableau 2.5 : Liste des inconnus et des équations dans deux formulations simples (Shahgholi et al. (2001); Fakher et al. (2002))

Inconnus	Nombre
Force normale sur chaque tranche (N_i)	N
Force de cisaillement sur chaque tranche (S_i)	N
Total force requière dans les renforts pour maintenir la stabilité ($\sum_{j=1}^m T_j$)	1
Somme	2 N+1
Équations	Nombre
$\sum Fy = 0$ (Pour chaque tranche)	N
$\tau_r = \tau_f / FS$ (Pour chaque tranche)	N
$\sum Fx = 0$ (Shahgholi et al. 2001) (coin global)	1
$\sum M_0 = 0$ (Fakher et al. 2002) (coin global)	
Somme	2 N+1

Les forces et les paramètres utilisés dans les équations (2.118) à (2.120) sont présentés sur la figure 2.27 (b), où V_i est la force entre les tranches verticales qui est supposé être égal à la surcharge des couches de sol dans les formulations simples. S_i et N_i sont, respectivement, les forces de cisaillement (tangentielle) et normale agissant sur la base de chaque tranche; T_j est la force de traction mobilisé dans le renfort j , situé dans la tranche horizontale et m est le nombre de renforts. Le facteur de sécurité (FS) est supposé être le même pour toutes les tranches. W_i est le poids de la tranche, et α_i est l'angle d'inclinaison de la base de la tranche considérée.

Les équations (2.118) à (2.120) peuvent être résolues pour différentes surfaces de glissement " Log-spirale ". Par conséquent, la somme maximale des forces nécessaires pour maintenir la stabilité de la pente renforcé ($\sum_{j=1}^m T_j$), correspondant à la surface de glissement le plus critique, peut être déterminé.

Dans la première formulation proposée par Shahgholi et al. (2001), le moment d'équilibre n'a pas été convaincu, par conséquent, une seconde formulation simple a été présentée par Fakher et al. (2002) dans laquelle l'équilibre de moment est utilisé (tableau 2.5).

$$\begin{aligned} \sum M_0 = 0 \text{ (pour la cale de totalité)} \Rightarrow & \sum_{j=1}^m [T_j(Y_{r,j} + r_0 \sin \theta_0)] - \sum_{i=1}^N [(k_h W_i)(Y_{G,O_i} + r_i \sin \theta_i) \\ & + (1 - K_v)(W_i)(X_{G,O_i} + r_i \cos \theta_i - l_i)] + (S_i \sin \alpha_i + N_i \cos \alpha_i)(X_{NS,0}) \\ & + (S_i \cos \alpha_i + N_i \sin \alpha_i)(Y_{NS,0})] = 0 \end{aligned} \quad (2.121)$$

$X_{NS,0}$ et $Y_{NS,0}$ de l'équation (2.121) sont les coordonnées du point où N_i et S_i agissant sur la base de la tranche. $Y_{r,j}$ représente la profondeur de la couche de renfort j par rapport à la pic de la pente; l_i est la longueur de la partie supérieure de la tranche $i^{\text{ème}}$; X_{G,O_i} et Y_{G,O_i} sont les coordonnées du centre de masse de la tranche par rapport à O_1 (le point de coin supérieur gauche de la tranche); β est l'angle d'inclinaison de la pente et h_i est l'épaisseur de la tranche.

$$X_{NS,0} = r_i \cos \theta_i - \frac{h_i}{2 \tan \alpha_i} \quad (2.122)$$

$$Y_{NS,0} = r_i \sin \theta_i - \frac{h_i}{2} \quad (2.123)$$

B/ Formulation (3N)

La méthode des tranches horizontales a été développé pour produire une formulation composée de (3N) équations et (3N) inconnues. La différence principale entre les formulations (3N) et (2N +1) est que le premier satisfait aux exigences des forces horizontales ou l'équilibre des moments pour chaque tranche. Dans la formulation (3N), des hypothèses de simplification similaires à celles employées dans la formulation (2N +1) sont utilisés pour V_i . La formulation (3N) peut prendre deux approches relatives soit à l'équilibre des forces horizontales ou l'équilibre des moments.

Dans la première formulation (3N), les équations (2.118) et (2.119) sont satisfait l'équilibre des forces horizontales pour chaque tranche (tableau 2.6). Les forces horizontales inter-tranche (H_i), agissant sur chaque côté des tranches sont présentées comme des inconnues:

$$\sum F_x = 0(\text{pour chaque tranche}) \Rightarrow T_j + S_i \cos \alpha_i - N_i \sin \alpha_i - K_h W_i + H_{i+1} - H_i = 0 \quad (2.124)$$

Dans la seconde formulation (3N), au lieu de l'équation d'équilibre des forces horizontales, l'équation d'équilibre des moments a été remplacé pour chaque tranche par rapport au centre de la surface de glissement (point O sur la figure 2.27 (a)) :

$$\begin{aligned} \sum M_0 = 0 (\text{pour chaque tranche}) \Rightarrow & V_{i+1}(r_{i+1} \cos \theta_{i+1} - l_{i+1} + X_{V,i+1}) - V_i(r_i \cos \theta_i - l_i + X_{V,i}) \\ & + T_j(Y_{r,j} + r_0 \sin \theta_0) + H_{i+1}(r_{i+1} \sin \theta_{i+1}) - H_i(r_i \sin \theta_i) + (S_i \sin \alpha_i \\ & + N_i \cos \alpha_i)(X_{NS,0}) + (S_i \cos \alpha_i - N_i \sin \alpha_i)(Y_{NS,0}) \\ & - (1 - K_v)(W_i)(r_i \cos \theta_i - l_i + X_{V,i}) - K_h W_i(r_i \sin \theta_i + Y_{G,0_i}) = 0 \end{aligned} \quad (2.125)$$

Dans cette équation, $X_{V,i}$ est la coordonnée du point d'application des forces vertical (V_i) sur la tranche par rapport à l'angle supérieur gauche de la tranche (O_1 dans la Figure 2.27 (b)). $X_{V,i}$ est calculé en utilisant le centre de la zone de la distribution de la contrainte verticale effective des surcharges sur la tranche.

Tableau 2.6 : Liste des inconnus et des équations dans les deux formulations 3N

Inconnus	Nombre
Force normale sur chaque tranche (N_i)	N
Force de cisaillement sur chaque tranche (S_i)	N
Force horizontale d'inter-tranche (H_i)	N-1
Total force requière dans les renforts pour maintenir la stabilité ($\sum_{j=1}^m T_j$)	1
Somme	3N
Équations	Nombre
$\sum F_y = 0$ (Pour chaque tranche)	N
$\tau_r = \tau_f / FS$ (Pour chaque tranche)	N
$\sum F_x = 0$, première formulation	N
$\sum M_0 = 0$, deuxième formulation (Pour chaque tranche)	N
Somme	3N

C/ Formulation rigoureux (5N-1)

Malgré la simplicité des formulations (2N+1) et (3N), l'équilibre de toutes les forces et les moments internes et externes ne sont pas remplies, par conséquent, une formulation rigoureuse 5N-1 est nécessaire pour l'évaluation les résultats obtenus par les méthodes simplifiées. Le tableau 2.7

présente les équations et les inconnues de la formulation rigoureuse de la méthode des tranches horizontales. L'équilibre de toutes les forces verticales et horizontales (internes et externes) et également l'équilibre de moment pour chaque tranche sont satisfaits dans la formulation (5N-1).

Tableau 2.7 : Liste des inconnus et des équations dans la formulation rigoureuse 5N-1

Inconnus	Nombre
Force normale sur chaque tranche (N_i)	N
Force de cisaillement sur chaque tranche (S_i)	N
Force horizontale d'inter tranche (H_i)	N-1
Force verticale d'inter tranche (V_i)	N-1
Endroit de la force verticale d'inter tranche ($X_{v,i}$)	N-1
Facteur de qualité de méthode (λ)	1
Total force requière dans les renforts pour maintenir la stabilité ($\sum_{j=1}^m T_j$)	1
Somme	5N-1
Équations	Nombre
$\sum F_y = 0$ (Pour chaque tranche)	N
$\sum F_x = 0$ (Pour chaque tranche)	N
$\sum M_0 = 0$ (Pour chaque tranche)	N
$\tau_r = \tau_f / FS$ (Pour chaque tranche)	N
$H_i = \lambda f_i(y) v_i$	N-1
Somme	5N-1

Où λ est une constante inconnue pour toutes les tranches et $f_i(y)$ est fonction de la profondeur.

L'influence de $f_i(y)$ sur les résultats est négligeable en raison de la faible valeur de λ , qui varie entre zéro et 1.

Comme λ et V_i sont inconnues, l'ensemble des équations dans la formulation rigoureuse (5N-1) est non-linéaire, une procédure d'essai et l'erreur est adoptée. Une valeur comprise entre zéro et un est affectée à λ , ce qui produit une équation redondante.

L'équilibre des forces horizontales pour la tranche N est choisi comme équation de vérification :

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow \varepsilon = T_m + S_N \cos \alpha_N - N_N \sin \alpha_N - K_h W_N - H_N \quad (2.126)$$

Dans cette équation, T_m est la force de renforcement de la tranche finale (plus bas). Ayant établi que λ une valeur connue, les équations restées (5N-2) peuvent être résolues. Par la suite, ε est calculée à

partir de l'équation (2.126) pour la surface de glissement critique afin de vérifier la valeur supposée de λ . Lorsque ε dans l'équation (2.126) est d'une manière satisfaisante près de zéro, la valeur supposée de λ est acceptable. Dans le cas contraire, la procédure est poursuivie jusqu'à ε est proche de zéro.

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

Les hypothèses de la Méthode sont les suivantes :

- 1) Les coordonnées du point d'application de la force vertical inter-tranches est le centre de la surface de la distribution des contraintes dérivées;
- 2) La surface de rupture est plane;
- 3) La méthode est limitée à des masses homogènes;
- 4) La surface de rupture est supposé passer par le pied de mur;
- 5) La valeur de la force de cisaillement entre les tranches horizontales a été considéré inégale ($H_i \neq H_{i-1}$);
- 6) Le point où N_i agit sur la base de tranche est au milieu de cette base;
- 7) Le point où P_i appliqué est à mi-hauteur pour chaque tranche.

D/ Formulation 4n (Méthode proposée pour les murs de soutènement non renforcés)

La figure 2.28 montre un mur de soutènement avec son remblai divisé en tranches horizontales. L'angle β forme le coin de rupture du sol de remblai.

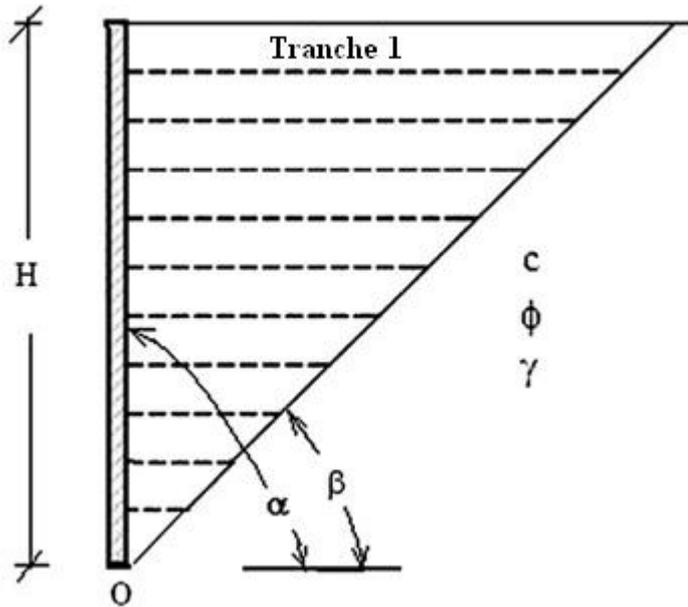


Figure 2.28 – Division le coin de rupture en tranches.
Ghanbari et Ahmadabadi, (2009)

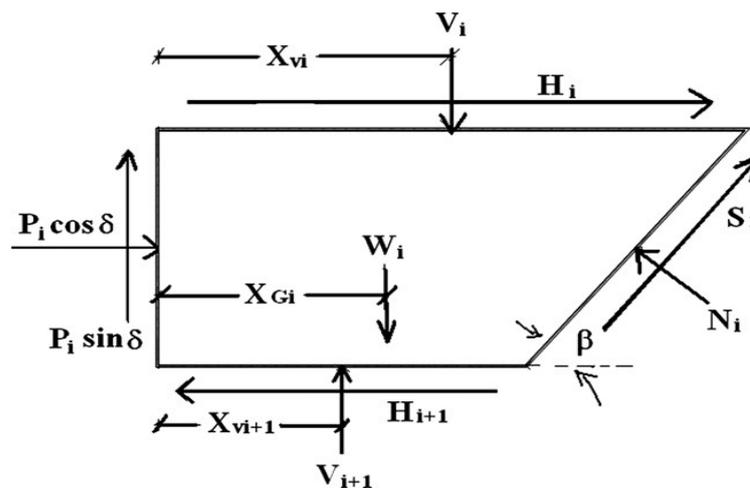


Figure 2.29 – Équilibre de forces dans la $i^{ème}$ tranche. Ghanbari et Ahmadabadi, (2009)

Pour l'état d'équilibre limite. Les pressions sur la tranche "i" du remblai sont présentées sur la figure 2.29. Si le remblai à n tranches horizontales de hauteur égale, la hauteur de chaque tranche peuvent être tirée de la relation suivante :

$$h_i = \frac{H}{n} \quad (2.127)$$

Dans la figure 2.29, X_{vi} , $X_{v_{i+1}}$ et X_{Gi} sont les distances horizontales de V_i , V_{i+1} et W_i du mur et sont issus de relations suivantes :

$$X_{V_i} = \frac{h_i}{2 \tan \beta} + \frac{\sum_{j=i+1}^n h_j}{2 \tan \beta} \quad (2.128)$$

$$X_{V_{i+1}} = \frac{\sum_{j=i+1}^n h_j}{2 \tan \beta} \quad (2.129)$$

$$W_i = A_i * \gamma * 1 \quad (2.130)$$

X_{GI} est la distance horizontale du centre de gravité de mur et les contraintes verticales V_{i+1} et V_i sont issus de la relation suivante par Segrestin (1992):

$$V_i = \left[\gamma \sum_{j=1}^{i-1} h_j \right] \tanh (a U_i + b) \quad (2.131)$$

Dans la relation précédente, k_a , k_α , b , U_i , U_{i+1} et a sont les coefficients sans dimensions dérivés des relations suivantes (Segrestin, 1992) :

$$k_\alpha = \left[\frac{\sin(\frac{\pi}{2} - \varphi)}{\sin(\frac{\pi}{2}) + \sqrt{\sin(\frac{\pi}{2}) \cos(\frac{\pi}{2} - \varphi) \sin \varphi}} \right]^2 \quad (2.132)$$

$$k_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{2} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2.133)$$

$$b = \frac{\log \frac{k_a - k_\alpha}{k_a + k_\alpha}}{2} \quad (2.134)$$

$$U_i = \frac{X_{V_i}}{\sum_{j=1}^{i-1} h_j} \quad (2.135)$$

$$U_{i+1} = \frac{X_{V_{i+1}}}{\sum_{j=1}^i h_j} \quad (2.136)$$

$$a = 2 \tan \alpha \log \left(\frac{2k_a}{k_a + k_\alpha} \right) \quad (2.137)$$

Dans l'équation (2.137), α est l'angle d'inclinaison du sol de remblai avec un axe horizontal.

Pour analyser les murs de soutènement non renforcés, semblable à la figure 2.28, il ya quatre inconnues; N_i , H_i , S_i et P_i . Ainsi, il est nécessaire à écrire quatre équations à recevoir ces quatre inconnues.

Pour cet effet, deux équations d'équilibre dans les directions verticales et horizontales ont été utilisées, une équation d'équilibre de renfort autour de point O et une équation de la relation entre la contrainte de cisaillement et l'effort de cisaillement dans les niveaux horizontaux entre les tranches. Les formulations 4n et les équations sont présentés au tableau 2.8.

Tableau 2.8 : Les équations et les inconnus de la formulation 4n pour le calcul de la pression latérale sur le mur non renforcé avec remblai cohérent-frottent

Inconnus	Nombre	Équations	Nombre
H_i	n	$\sum F_x = 0$	n
Force de cisaillement d'Inter-tranche N_i	n	(pour chaque tranche) $\sum F_y = 0$	n
Force normale à la base de chaque tranche S_i	n	(pour chaque tranche) $\sum M_0 = 0$	n
Force de cisaillement à la base de chaque tranche P_i	n	(pour chaque tranche) $S_i = N_i / (\tan \varphi) + C$	n
Force nette sur le mur		(pour chaque tranche)	

Les premiers trois équations de ce tableau est les suivants :

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow S_i \cos \beta - N_i \sin(\beta) + P_i \cos \delta + H_i - H_{i+1} = 0 \quad (2.138)$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow P_i \sin \delta + V_{i+1} - V_i - W_i + N_i \cos \beta + S_i \sin(\beta) \quad (2.139)$$

$$\sum M_0 = 0 \Rightarrow -V_i X_{V_i} + V_i X_{V_{i+1}} - W_i X_{G_i} + \left[\frac{N_i}{\sin(\beta)} - p_i \cos \delta \right] x \left[\sum_{j=i+1}^n h_j + \frac{h_j}{2} \right] + H_{i+1} \left[\sum_{j=i+1}^n h_j \right] - H_j \left[\sum_{j=1}^n h_j \right] = 0 \quad (2.140)$$

Où W_i est le poids de la tranche " i ":

$$W_i = \gamma_i A_i \quad (2.141)$$

La quatrième équation dans le tableau 2.8 est les critères de rendement de Mohr-Coulomb applicables aux points de coin de rupture. La solution de ces inconnues sera la pression sur le mur pour chaque tranche (P_i) et la force horizontale entre les tranches (H_i). La division de la force horizontale sur la surface entre les deux tranches produit l'effort de cisaillement moyen entre elles (τ_m). Depuis le niveau entre les tranches n'est pas en position de rendement, il est considéré comme un coefficient de résistance au cisaillement de sol (τ_f) de la manière suivante :

$$\tau_m = \lambda(\tau_f) \quad (2.142)$$

Le coefficient non dimensionnelle λ_i a une valeur inférieure à un. Pour analyser les murs non renforcés, il n'est pas nécessaire de calculer λ . Cependant, ce coefficient sera utilisé dans l'étape suivante pour analyser les murs renforcés.

E/ Formulation 5n (Méthode proposée pour les murs de soutènement renforcés)

La force de traction des armatures est ajoutée aux inconnues pour les murs renforcés, ce qui nécessite à résoudre des équations pour 5n inconnues. La contrainte de cisaillement moyenne pour chaque tranche est supposée être le coefficient de résistance au cisaillement du sol dans un état de rendement.

Le coefficient λ_i est toujours inférieur à un et présentée pour la tranche $i^{\text{ème}}$ avec l'équation :

$$H_i = [V_i \tan \varphi + c] \lambda_i \quad (2.143)$$

La méthode proposée suppose que λ_i pour chaque tranche, avec ou sans renfort, est égal. Ainsi, l'équation (2.143) peut être considérée comme la cinquième équation pour calculer la pression active pour les sols renforcés.

L'équation du coefficient λ pour les sols pulvérulents est comme suit:

$$\lambda = \frac{C_1 H + C_2}{H^2 + C_3 H + C_4} \quad (2.144)$$

Où C_1 à C_4 des coefficients dépend des propriétés mécaniques de matériau et la hauteur du mur.

Le tableau 2.9 illustre les équations et les inconnues de la formulation complète.

Tableau 2.9 : Les équations et les inconnus pour la formulation 5n pour le calcul de la pression latérale sur le mur de soutènement avec remblai cohérents frottant renforcé

Inconnus	Nombre	Équations	Nombre
H_i force de cisaillement d'inter-tranche	n	$\sum F_x = 0$ (pour chaque tranche)	n
N_i Force normale à la base de chaque tranche	n	$\sum F_y = 0$ (pour chaque tranche)	n
S_i Force de cisaillement à la base de chaque tranche	n	$\sum M_0 = 0$ (pour chaque tranche)	n
T_i	n	$S_i = N_i / (\tan \varphi) + C$ (pour chaque tranche)	n
P_i Force nette sur le mur	n	$\tau_m = \lambda (\tau_f)$ (pour chaque tranche)	n

2.11. La méthode de concept analytique homogénéisé

Chen et al. (2000) proposent une procédure numérique pour l'analyse des structures en sol renforcé, qui basé sur le concept homogénéisé transversalement isotrope et qui pris en compte dans ce modèle le comportement non linéaire du sol renforcé et des conditions aux limites appropriées. Le modèle proposé est programmé par le code informatique commercial FLAC pour l'analyse numérique.

Dans ce modèle le matériau composite sol/renforcement, avec la propriété transversalement isotrope, est traité comme un milieu homogène équivalent. Cinq paramètres, qui comprennent les modules tangents du sol renforcé dans les directions horizontale et verticale, respectivement, les coefficients de Poisson dans l'anti-plan et dans des directions plan, respectivement, et le module de cisaillement, sont nécessaires pour décrire le comportement du milieu.

Afin de simplifier le système considéré, deux hypothèses sont formulées :

- (a) à la fois le renforcement et le sol sont supposés être des matériaux isotropes;
- (b) les conditions d'adhérence parfaite est pris en charge à l'interface entre le sol et le renforcement.

Où :

Le module tangent horizontal est donnée par :

$$E_h^c = \frac{1}{1 + \eta} \left[\frac{(\Omega^r + \Omega^s)^2 - (v^r \Omega^r + v^s \Omega^s)^2}{(\Omega^r + \Omega^s)} \right] \quad (2.145)$$

Dans laquelle :

$$\Omega^r = \frac{\eta E^r}{1 - v^{r2}}; \quad \Omega^s = \frac{\eta E^s}{1 - v^{s2}} \quad (2.146)$$

Où :

v^r : le volume de renfort;

v^s : le volume de sol;

η : rapport de renfort est définie ici comme le rapport entre le volume de renfort à le volume de sol, et est exprimé en :

$$\eta = \frac{v^r}{v^s} \quad (2.147)$$

E^r, E^s : Les modules de tangente du renfort et du sol, respectivement.

Coefficient de Poisson Anti-plan :

v_{hz}^c : est le coefficient de Poisson de la déformation transversale en raison de la contrainte horizontale sur le sol renforcé

$$v_{hz}^c = \frac{v^r \Omega^r + v^s \Omega^s}{\Omega^r + \Omega^s} \quad (2.148)$$

Coefficient de Poisson Dans- plan :

v_{hv}^c : est le coefficient de Poisson de la déformation verticale due à la contrainte horizontal sur le sol renforcé

$$v_{hv}^c = \frac{(1 - v^r) \Omega^r + (1 - v^s) \Omega^s}{(1 + \eta)(\Omega^r + \Omega^s)} (\Psi^r + \Psi^s) \quad (2.149)$$

Où

$$\Psi^r = \eta v^r / (1 - v^r) \text{ et } \Psi^s = v^s / (1 - v^s) \quad (2.150)$$

Le module d'élasticité dans le sens vertical :

$$\frac{1}{E_v^c} = \frac{1}{1 + \eta} \left\{ \left(\frac{\eta^2}{\Omega^r} + \frac{1}{\Omega^s} \right) + \left[\frac{-1}{\Omega^r + \Omega^s} + \frac{2}{(1 + v^r) \Omega^r + (1 + v^s) \Omega^s} \right] (\Psi^r + \Psi^s)^2 \right\} \quad (2.151)$$

Le module de cisaillement :

$$\frac{1}{G_{hv}^c} = \frac{1}{1 + \eta} \left(\frac{\eta^2}{\Omega^r} + \frac{1}{\Omega^s} \right) + \frac{(1 + v_{hv}^c)^2}{E_h^c} \quad (2.152)$$

Pour la modélisation des matériaux, le module du sol hyperbolique, proposée par Duncan et Chang (1970), utilisé pour la simulation de comportement non linéaire contrainte-déformation du sol et est exprimé en :

$$E^s = E^{si} \left(1 - \frac{E^{si} \varepsilon}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} + E^{si} \varepsilon} \right) \quad (2.153)$$

Où E^s est le module tangent de sol; ε est l'ampleur de la contrainte; $(\sigma_1 - \sigma_3)$ est la contrainte déviatorique ultime du sol et E^{si} est le module d'élasticité initial, qui a été proposé par Janbu (1963) et est exprimé en :

$$E^{si} = k_s P_a \left(\frac{\sigma_m}{P_a} \right)^{ns} \quad (2.154)$$

Dans quel k_s , ns sont les constantes matérielles ; σ_m est la contrainte moyenne ; P_a est la pression atmosphérique.

Le renfort est considéré comme un matériau élastique linéaire dans cette étude.

Chen et al ont effectué deux exemples numériques pour l'analyse des murs en sols renforcé pour étudier la validité et l'applicabilité de la méthode proposée. Les résultats obtenus sont comparés avec des travaux expérimentaux et d'analyse obtenus par d'autres chercheurs (étude expérimentale à l'Université du Colorado par Wu (1991) d'un mur en sol armé, 3,05 m de hauteur 2,08 m de large et renforcé avec 12 couches de géotextile non tissé, et un essai sur mur à grande échelle (Sampaco, 1996)). La comparaison des résultats obtenus avec les données expérimentales disponibles indique un accord raisonnable.

2.12. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons exposé les différentes méthodes utilisées pour le calcul et la conception des murs de soutènement en sol renforcés par géosynthétiques.

La plupart de ces méthodes basées sur les procédés d'équilibre limite qui fournissent des informations sur la stabilité globale. Ces méthodes comportent deux parties :

- le dimensionnement interne, qui comporte notamment le dimensionnement des lits d'armatures (critère de résistance mécanique des armatures aux efforts de traction, critère d'adhérence ou de non-glissement des armatures par rapport au sol);
- le dimensionnement externe, reposant sur les mêmes principes que le dimensionnement des murs-poids en maçonnerie ou en béton.

La méthode KC est une méthode d'analyse qui évalue les déplacements de mur et les distributions de force de traction sur les renforts pour une géométrie donnée et propriétés des matériaux connus.

La méthode K-rigidité est une méthode empirique permettre l'estimation des contraintes maximales le long des renforts géosynthétiques, selon plusieurs paramètres qui sont déterminés statistiquement sur des ouvrages très différents.

Les méthodes analytiques sont basées sur l'équilibre des forces et des moments dans le renfort et dans le sol dans chaque tranche de la zone active après la définition de la surface de glissement la plus probable.

Les méthodes de simulation par modèles numériques de type "éléments finis, différences finies" qui sont basées sur des lois de plus en plus complexes de comportement des matériaux et utilisé du matériel informatique de plus en plus performant, permet d'analyser la stabilité, la déformation et l'influence de plusieurs paramètres en tout point du modèle dans un temps raisonnable. Et qui est l'objet de notre contribution dans cette thèse.

CHAPITRE 03 : Les modèles de comportement et l'outil numérique utilisé.

3.1. Introduction

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

Le comportement mécanique des murs de soutènement en sol renforcé par géosynthétiques est complexe qui met en jeu des phénomènes d'interaction sol-structure à différents niveaux d'échelle. Les éléments en interaction sont le sol, les nappes de renforcement et le mur de soutènement.

Ces conditions complexes justifient l'utilisation d'un outil numérique adapté pour prendre en compte le comportement global de ce type d'ouvrage et permet d'analyser la stabilité, la déformation, comprendre les mécanismes de rupture et l'influence de plusieurs paramètres en tout point du modèle dans un temps raisonnable.

La diversité de la nature des matériaux et de leur comportement induit nécessairement la modularité du code de calcul utilisé. De plus, les matériaux présentent généralement un comportement fortement non linéaire et des déformations irréversibles. Le code de calcul FLAC3D a été utilisé pour la simulation tridimensionnelle du système, et est présenté dans la deuxième partie.

La rédaction de ce chapitre doit beaucoup au manuel de FLAC, édité par, Itasca (2006).

3.2. Modèles de comportement

3.2.1. Introduction

Le comportement du sol est représenté par une loi qui l'assimile à un milieu continu. Cette loi souvent appelée " loi de comportement " décrit la relation entre les contraintes et les déformations provoquées par ces contraintes. Elle traduit, lorsqu'on passe d'un matériau à un autre, les différences de comportement constatées expérimentalement sous l'effet d'actions extérieures.

L'étude de la loi de comportement est basée d'une part sur l'analyse des résultats expérimentaux et d'autre part sur l'emploi des mécanismes physiques. Les résultats expérimentaux peuvent être obtenus à partir d'essais en laboratoire et in-situ avec des protocoles de réalisation standardisés.

Cette partie de chapitre est consacré à la présentation des différentes lois rhéologiques que nous avons adoptées pour la modélisation du notre modèle.

3.2.2. Comportement élastique

Un comportement élastique d'un matériau implique la réversibilité des déformations du milieu. Les déformations peuvent alors être reliées aux contraintes par une relation fonctionnelle linéaire ou non linéaire.

3.2.2.1. Modèle élastique linéaire isotrope

Les lois de comportement relient les sollicitations appliquées σ_{ij} à la réponse en déformations des matériaux ε_{ij} . Un matériau est dit isotrope si toutes ses directions sont équivalentes, le comportement élastique linéaire signifie que le tenseur de déformations reste proportionnel au tenseur des contraintes au cours de chargement. Dans le cas de l'élasticité linéaire isotrope, l'expression la plus courante est donnée par la relation de Hooke qui adopte les formes établies dans les équations 3.1 et 3.2.

$$\varepsilon_{ij} = \frac{(1 + \nu)}{E} \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \sigma_{kk} \delta_{ij} \quad (3.1)$$

Et la relation inverse :

$$\sigma_{ij} = \frac{E}{(1 + \nu)} \varepsilon_{ij} + \frac{\nu E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \varepsilon_{kk} \delta_{ij} \quad (3.2)$$

Avec δ_{ij} le symbole de Kronecker.

Dans le code de calcul Flac, E et ν sont les deux paramètres de l'élasticité isotrope, qui peuvent être substitués par le module de compressibilité K et le module de cisaillement G par les relations résumées dans le tableau 3.1.

Tableau 3.1 : Relations entre les paramètres de l'élasticité linéaire isotrope (Dias, 1999)

Couple de paramètres utilisés	Expression des paramètres			
	Module de cisaillement G	Module d'Young E	Module volumique K	Coefficient de poisson ν
G, E	G	E	$\frac{G \cdot E}{9G - 3E}$	$\frac{E - 2G}{2G}$
G, K	G	$\frac{9GK}{3K + G}$	K	$\frac{3K - 2G}{2(3K + G)}$
G, ν	G	$2G(1 + \nu)$	$\frac{3G(1 + \nu)}{3(1 - 2\nu)}$	ν
K, E	$\frac{3KE}{9K - E}$	E	K	$\frac{3K - E}{6K}$
E, ν	$\frac{E}{2(1 + \nu)}$	E	$\frac{E}{3(1 - 2\nu)}$	ν
K, ν	$\frac{3K(1 - 2\nu)}{2(1 + \nu)}$	$3K(1 - 2\nu)$	K	ν

3.2.3. Comportement élasto-plastique

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

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^e + \varepsilon_{ij}^p \quad (3.3)$$

Les modèles élastoplastiques sont basés sur trois notions fondamentales : la surface de charge, la règle d'écrouissage et la règle d'écoulement. Nous allons dans ce qui suit, exposer les bases pour chacune de ces notions.

3.2.3.1. Notion de Surface de charge

La frontière entre les deux domaines : un domaine élastique (partie réversible) et un domaine plastique (partie de déformations irréversibles), est caractérisée par une fonction scalaire F appelée fonction de charge. Cette fonction peut évoluer en cours des sollicitations avec une variable d'écrouissage jusqu'au critère de rupture:

$$F(\sigma_{ij}, R) = 0 \quad (3.4)$$

Avec σ_{ij} : Tenseur des contraintes;

R : Ensemble des paramètres d'écrouissage.

Trois cas de figure se présentent donc :

$F < 0$ Intérieur de la surface, ce domaine est élastique;

$F = 0$ Etat correspondant à la frontière du domaine;

$F > 0$ Etat correspondant à l'extérieur du domaine.

Lorsque le point représentatif de l'état des contraintes atteint la surface de charge $F = 0$, deux cas de comportement élastoplastique sont possibles (Figure 3.1):

a) La surface de charge n'évolue pas et l'expression de la surface de charge ne contient donc pas de paramètre d'écrouissage.

b) La surface de charge évolue au cours du chargement (modèle élastoplastique avec écrouissage).

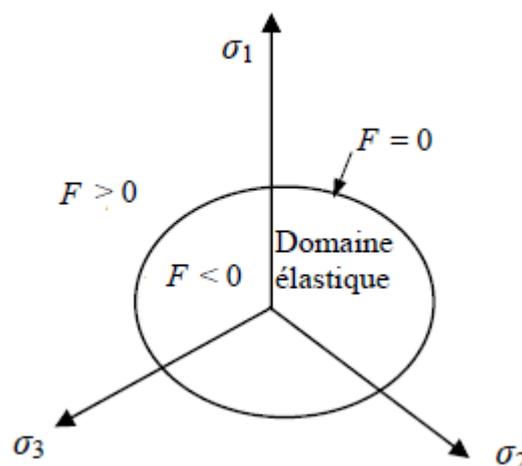


Figure 3.1– Surface de charge

3.2.3.2. Notion de règle d'écroissage

Un écroissage correspond à une modification du seuil d'élasticité au cours de la sollicitation.

Le domaine d'élasticité d'un matériau dépend de son état d'écroissage. La loi d'écroissage précise la modification de la surface de charge au cours de la déformation plastique. On distingue différents types d'écroissage.

a) Ecroissage isotrope :

Pour un écroissage isotrope, la surface de charge subit une expansion ou une contraction au cours du processus de déformation.

b) Ecroissage cinématique:

Pour un écroissage cinématique, la surface de charge se déplace dans l'espace des contraintes.

c) Ecroissage mixte :

La théorie de l'écroissage mixte est une combinaison des deux théories précédentes pour permettre la création d'un modèle " anisotrope cinématique ". La surface de charge se translate et se dilate uniformément dans toutes les directions.

d) Ecroissage anisotrope :

Pour un écroissage anisotrope, la surface de charge peut subir, en plus d'une expansion/contraction et d'une translation, une rotation et une déformation.

La figure 3.2 illustre l'évolution de la surface de charge dans le cas de l'écroissage isotrope (a) et de l'écroissage cinématique (b). Lorsque l'on veut prendre en compte une plasticité apparaissant au cours d'une décharge, ou lorsque l'on veut traduire la réalité expérimentale d'un essai cyclique (phénomène de rochet), l'écroissage cinématique s'avère nécessaire.

Dans la formulation d'un modèle de comportement, l'écroissage est pris en compte par le biais d'un paramètre d'écroissage introduit dans l'expression de la surface de charge.

L'écroissage isotrope nécessite un paramètre d'écroissage scalaire alors que l'écroissage cinématique nécessite un paramètre d'écroissage de nature tensorielle.

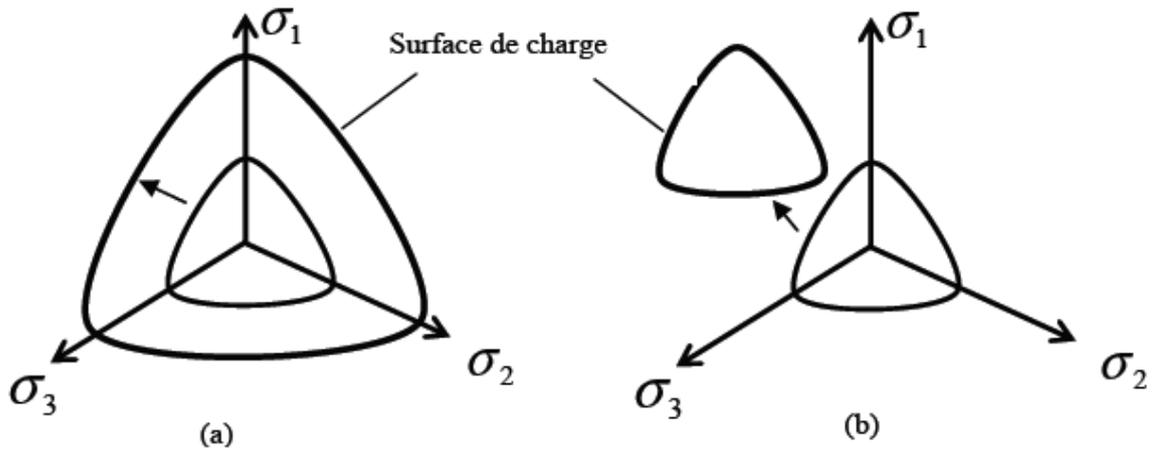


Figure 3.2 – Ecrouissage (a) isotrope et (b) cinématique

3.2.3.3. Notion de loi d'écoulement

L'incrément de déformation plastique est caractérisé par sa direction et son amplitude, la direction de l'incrément de déformation est perpendiculaire à la surface définissant le potentiel plastique G ($\sigma_{ij} = 0$). La forme générale de l'incrément de déformation plastique est donnée par l'équation 3.3.

a) Lois d'écoulement associées :

La loi d'écoulement est dite associée lorsque la surface de charge est confondue avec la surface représentative du potentiel plastique ce qui revient naturellement à considérer $F = G$.

La direction du vecteur déformation plastique dans l'espace des déformations principales (confondu avec celui des contraintes principale) est ainsi perpendiculaire à la surface de charge, $F=0$, c'est-à-dire au vecteur gradient, normal à cette surface. Cela conduit à une loi d'écoulement de la forme.

$$\varepsilon_{ij}^p = \lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \quad (3.5)$$

Où λ : est le multiplicateur plastique (scalaire positif);

G : potentiel plastique.

Les matériaux pour lesquels la loi d'écoulement est dite associée, sont dits standards. C'est le cas des métaux ou des sols purement cohérents.

b) Lois d'écoulement non associées :

Dans le cas des sols et des roches, l'utilisation d'une loi d'écoulement non associée s'avère souvent nécessaire. En effet, pour les lois élastoplastique considérant un angle de frottement φ , une loi d'écoulement associée induit un angle de dilatance, $\psi=\varphi$, qui s'avère souvent trop élevé pour les géomatériaux.

On a alors recours à des lois non associées. Dans ce cas, la direction du vecteur de déformation plastique est perpendiculaire à la surface représentative du potentiel plastique, $G(\sigma_{ij})$ qui est distincte de celle représentative de la fonction de charge plastique $F(\sigma_{ij})$. Cela permet de considérer des angles de dilatance, ψ compris entre 0 et φ .

3.2.4. Loi de comportement élastique parfaitement plastique

Dans le modèle élastique parfaitement plastique la fonction de charge est confondue avec le critère de rupture. A l'intérieur de la surface de rupture ($F<0$), le comportement du matériau est supposé élastique linéaire isotrope ou anisotrope. Sur la surface de charge ($F=0$), le comportement est considéré comme parfaitement plastique.

Il existe plusieurs critères de rupture, qui ont été proposés, initialement développés pour les métaux et ont été utilisés pour les sols. A partir de ces critères il est possible de construire une loi de comportement élastique parfaitement plastique.

Nous présentons en détaille le critère de Mohr-Coulomb qui est utilisé pour représenter le comportement du sol dans notre modélisation et les critères les plus utilisés en génie civil sont présenter brièvement.

3.2.4.1. Critère de Mohr-Coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb est un modèle souvent utilisé pour représenter la rupture par cisaillement dans les sols, permet de décrire de manière approchée le comportement des sols pulvérulent (sables) et des sols cohérents à court et long terme (argile et limon).

Cette loi de comportement se caractérise par une élasticité linéaire isotrope de Hooke (E, ν), une surface de charge $F(\sigma_{ij})$ et un potentiel plastique $G(\sigma_{ij})$. C'est un modèle à deux paramètres de rupture (la cohésion c et l'angle de frottement φ).

Pour simuler le comportement des sols avec ce modèle, cinq paramètres mécaniques sont nécessaires. Ces paramètres sont déterminés couramment à partir des résultats d'essais de laboratoire (odomètre et appareil triaxial) :

- E : Module d'Young;
- ν : Coefficient de Poisson;
- c : Cohésion;
- ϕ : Angle de frottement;
- ψ : Angle de dilatance.

Dans le plan de Mohr, la forme de la courbe enveloppe de ce critère est une droite appelée droite de coulomb d'équation :

$$\tau = c + \sigma_n \operatorname{tg}(\phi) \quad (3.6)$$

Où : σ_n et τ correspondent respectivement à la contrainte normale et à la contrainte de cisaillement sur une facette donnée.

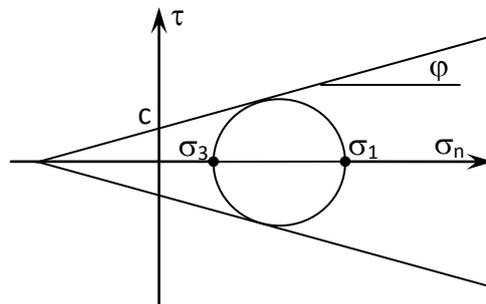


Figure 3.3 – Représentation du critère de Mohr-Coulomb dans le plan de Mohr

La représentation de ce critère dans le plan de Mohr est donnée par la figure 3.3. La contrainte intermédiaire σ_2 n'intervient pas dans sa formulation. Dans le cas d'un matériau purement cohérent ($\phi = 0$), on dit qu'il s'agit du critère de Tresca.

Dans l'espace des contraintes principales, la surface définie par la fonction de charge est une pyramide dont l'axe est la trisectrice, comme illustré sur la figure 3.4. Sa section dans le plan déviatoire est un hexagone irrégulier, comparable à celui du critère de Tresca (qui est un cas particulier de Mohr Coulomb lorsque $\phi = 0$).

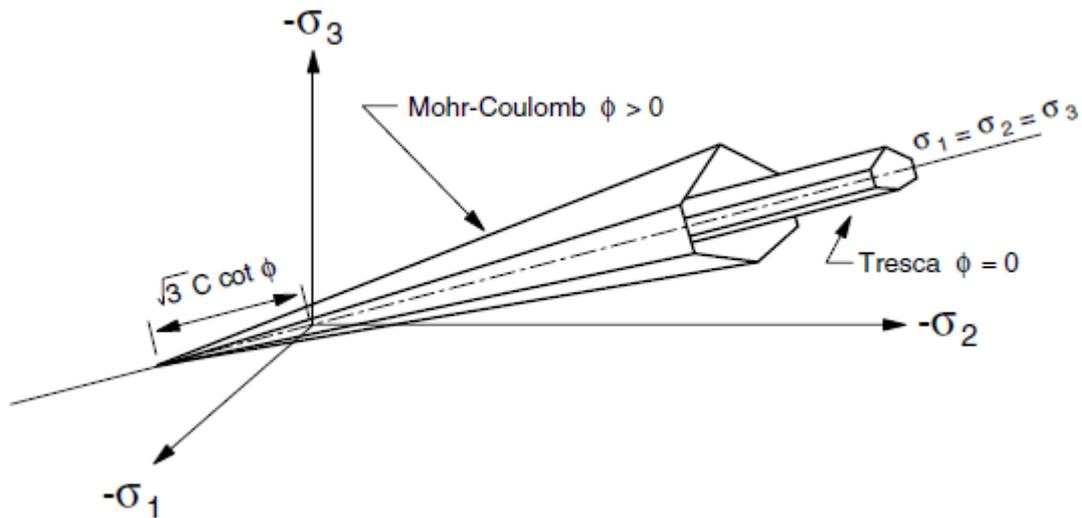


Figure 3.4 – Comparaison des critères de Mohr-Coulomb et Tresca dans l'espace des contraintes principales d'après Itasca (2006)

L'expression analytique d'un des plans de la pyramide, en fonction des contraintes principales, est donnée par :

$$F(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = \sigma_1 - \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \sigma_3 - \frac{2c \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (3.7)$$

Avec σ_1 : contrainte principale majeure et σ_3 : contrainte principale mineure.

Le potentiel plastique de cisaillement correspond à une loi d'écoulement non associée décrite par l'équation :

$$G(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = \sigma_1 - \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi} \sigma_3 \quad (3.8)$$

Lorsque l'angle de frottement φ et l'angle de dilatance ψ est égal, la règle d'écoulement est dite associée.

La dilatance correspond au changement de volume qui accompagne la distorsion d'un matériau par cisaillement. Elle est caractérisée par l'angle ψ qui représente le rapport de l'incrément de déformation plastique volumique sur l'incrément de déformation plastique de cisaillement $\Delta e^{pv} / \Delta e^{ps}$. L'angle de dilatance peut être déterminé à partir des essais triaxiaux ou à la boîte de cisaillement. L'angle de dilatance est déterminé à partir de la représentation graphique de la variation de la déformation volumique e^v en fonction de la déformation axiale e_l (Vermeer et de Borst, 1984).

La modélisation de la dilatance, basée sur le critère de Mohr-Coulomb est représentée sur la figure 3.5.

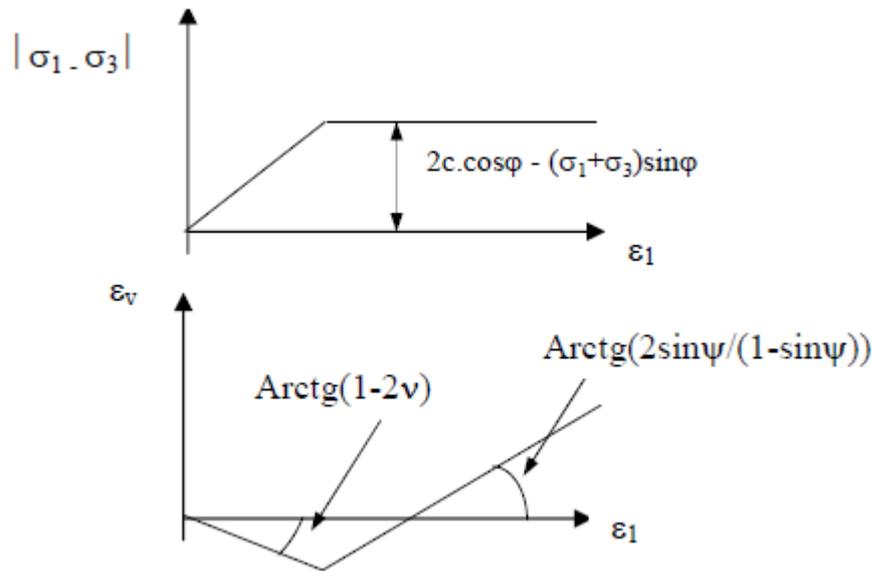


Figure 3.5 – Modélisation de la dilatance ψ à partir du test triaxial (Vermeer et de Borst, 1984)

3.2.4.2. Critère de Tresca

Le critère de Tresca est utilisé pour l'étude des sols fins (argile, limon) saturés, non drainés, en contraintes totales à court terme, durant lesquelles la variation de volume est nulle. La surface de charge f est mathématiquement donnée par la relation :

$$F(\sigma_{ij}) = (\sigma_1 - \sigma_3) - 2k \quad (3.9)$$

Où σ_1 et σ_3 représentent les contraintes principales extrêmes ($\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$) et k une constante correspondant à la contrainte maximum de cisaillement à la rupture (pour les sols cohérents, ce paramètre correspond à la cohésion non drainée c_u).

3.2.4.3. Critère de Von Mises

Afin de prendre en compte l'influence de la contrainte intermédiaire, Von Mises a proposé que la surface de charge dépende du deuxième invariant du tenseur des contraintes déviatoriques, J_2 :

$$F(\sigma_{ij}) = \sqrt{J_2} - k = 0 \quad (3.10)$$

Où k est un paramètre de la loi de comportement. Il représente la résistance maximale du matériau au cisaillement simple.

Ce critère a été formulé pour étudier le comportement des métaux et il n'est pas bien adapté à la représentation du comportement des sols dans la mesure où il ne fait pas intervenir la contrainte moyenne dans son expression.

3.2.4.4. Critère de Drucker-Prager

Le critère de Drucker-Prager constitue une généralisation du critère de Von Mises aux matériaux pulvérulents, prenant en compte le premier invariant du tenseur de contraintes I_1 et le deuxième invariant du tenseur des contraintes déviatoriques J_2 . Son expression est la suivante :

$$F(\sigma_{ij}) = \sqrt{J_2} - \alpha I_1 - k = 0 \quad (3.11)$$

Où α et k sont deux paramètres qui peuvent être déterminés à partir de résultats d'essais. Si le paramètre α est nul, la loi se réduit à celle de Von Mises.

Le tableau 3.2 résume ces critères avec la présentation dans l'espace.

Tableau 3.2 : Lois de comportement élastique parfaitement plastique

Lois de comportement	Fonction de charge et potentiel plastique	Présentation dans l'espace		Remarque
Mohr-Coulomb (5 paramètres mécaniques :	$F(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = \sigma_1 - \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \sigma_3 - \frac{2c \cos \varphi}{1 - \sin \varphi}$ $G(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = \sigma_1 - \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi} \sigma_3$			Le critère de Mohr-Coulomb ne fait pas intervenir la contrainte intermédiaire principale σ_2 .
Tresca (4 paramètres mécaniques :	$F(\sigma_{ij}) = (\sigma_1 - \sigma_3) - 2k$ <p>Avec $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ k est une constante (cohésion dans le cas d'un sol)</p>			La contrainte principale intermédiaire ne joue aucun rôle comme dans le critère de Coulomb
Von Mises (3 paramètres : E, ν , k)	$F(\sigma_{ij}) = \sqrt{J_2} - k = 0$ <p>J_2 : tenseur des contraintes déviatoriques k est un paramètre de la loi de comportement G=F</p>			La règle d'écoulement est associée, le potentiel est confondu avec la fonction de charge (G=F)
Drucker-Prager (5 paramètres : E, ν , k, α , β)	$F(\sigma_{ij}) = \sqrt{J_2} - \alpha I_1 - k = 0$ <p>I_1 : le premier invariant du tenseur de contraintes</p>			Les angles de frottement en compression sont limités à des valeurs faibles dans le cas des sables.

3.3. Description du logiciel et des Paramètres utilisés

3.3.1. Présentation du code de simulation numérique FLAC3D

FLAC3D (Fast Lagrangian Analysis of Continua) est un logiciel tridimensionnel, basé sur la méthode des différences finies explicites, qui permet de résoudre les problèmes de la géotechnique et des risques naturels, du génie minier et du stockage des déchets (Itasca, 2006). Ce logiciel permet la résolution de problèmes en contraintes-déformations dans un milieu continu. En tout point du massif, le tenseur des contraintes et des déformations est connu, ce qui permet de visualiser les phénomènes en jeu.

Le programme est basé sur la méthode des différences finies : les variables sont connues en des lieux discrets de l'espace et il n'est pas nécessaire de stocker une matrice de rigidité globale. Le schéma de résolution est explicite : le calcul dans un élément est effectué sans tenir compte des éléments voisins.

FLAC3D dispose d'un préprocesseur intégré qui facilite la génération de maillage. Celui-ci doit obéir à certaines règles classiques afin d'éviter les instabilités numériques.

Le code FLAC3D incorpore un grand nombre de modèles de comportement, des plus simples aux plus complexes. Celles-ci peuvent être regroupées en quatre catégories (tableau 3.3). Il est possible de modifier ou d'ajouter des lois de comportement en utilisant le langage de programmation FISH. (Itasca 2006)

Tableau 3.3 : Les modèles de comportement prédéfinis dans le code FLAC3D

Modèles Elastiques	Modèles Elasto-plastiques	Modèles avec Fluage	Modèles Thermiques
<ul style="list-style-type: none"> - Nul (matériel excavé) - Isotrope - Isotrope transverse - Orthotrope 	<ul style="list-style-type: none"> - Drucker-Prager - Hoek-Brown - Mohr-Coulomb - Loi à deux mécanismes (cisaillement et compression isotrope) - Radoucissant/durcissant - Loi à joints répartis - Cam-Clay modifié 	<ul style="list-style-type: none"> - Viscoélastique classique (Maxwell) - Loi puissance à deux composantes - WIPP, WIPP modifié - Burger viscoélastique - Burger-Creep viscoplastique - Loi puissance viscoplastique - Crushed-Salt 	

3.3.2. Méthode des différences finies

La méthode des différences finies est l'une des plus anciennes méthodes de résolution numérique d'un système d'équations différentielles. Pour des conditions initiales et des conditions aux limites données, la solution est unique. La plupart des méthodes utilisant les différences finies adoptent une discrétisation du milieu en mailles rectangulaires exclusivement. L'approche retenue par Itasca est basée sur la méthode de Wilkins (1964), qui permet de formuler les équations des différences finies pour des éléments quelconques. On peut leur donner n'importe quelle forme aux limites et, faire varier les propriétés d'un élément à l'autre. De ce point de vue, elle est donc aussi performante que la méthode des éléments finis.

Dans la méthode des différences finies, toute dérivée est directement remplacée par une expression algébrique décrite en termes de variations en des lieux discrets de l'espace. Ces variables sont indéterminées partout ailleurs, contrairement aux éléments finis pour lesquels des fonctions de forme décrivent les variations (contraintes et déplacements) dans tout le massif.

Le code FLAC3D utilise des éléments lagrangiens dont la géométrie est réactualisée à chaque pas de temps. Cette propriété permet de traiter les problèmes en grands déplacements, sans algorithme supplémentaire.

De plus, le code FLAC3D se distingue essentiellement par son schéma de résolution explicite, qui permet de ne pas combiner les matrices élémentaires, autorisant ainsi un gain substantiel de place mémoire, à savoir de Random Access Memory (RAM). En effet, seules les variables à la fin de chaque pas de temps sont stockées et non la matrice de rigidité, comme cela est le cas pour la méthode aux éléments finis.

3.3.3. Analyse Lagrangienne

Dans la méthode proposée, les coordonnées des nœuds peuvent être facilement réactualisées à chaque pas de temps, et le maillage se déforme avec le matériau qu'il représente. La formulation est donc " Lagrangienne ", par opposition à la formulation " Eulérienne ", pour laquelle le maillage reste fixe. L'intérêt de la méthode Lagrangienne est qu'elle permet de traiter facilement des problèmes en grandes déformations.

3.3.4. Principe de résolution numérique en mode explicite

La méthode de résolution adoptée par FLAC3D consiste en une application non traditionnelle de la méthode des différences finies explicites, il utilise l'approche lagrangienne (Billiaux et Cundall,

1993). Il résout les problèmes statiques, quasi-statiques ou dynamiques par l'intermédiaire de l'équation d'équilibre dynamique. Basé sur le fait que dans la réalité, une partie de l'énergie de déformation accumulée par le système est convertie en énergie cinétique qui va se propager et se dissiper dans le matériau environnant, le schéma de résolution explicite intègre ce phénomène en prenant en compte les équations d'équilibre dynamique. Le déséquilibre induit en une zone va se propager dans l'ensemble de massif. Le mode incrémental de résolution assure la stabilité du schéma numérique puisque, même si le système est instable à certains instants, les chemins de contraintes et de déformation sont respectés à chaque pas.

La Figure 3.6 précise la séquence de calcul utilisée pour un pas de temps Δt . Dans chaque boîte, toutes les variables à traiter sont remises à jour à partir de valeurs connues qui doivent, elles, rester fixes durant la période de calcul Δt . C'est le principe fondamental de la résolution explicite. Ainsi, le calcul de nouvelles contraintes n'affecte pas les vitesses calculées dans la boîte précédente. Cette hypothèse est justifiée par Itasca Consulting Group (2002) en relativisant le problème : en effet, si un pas de temps Δt d'une durée assez petite est choisi, de manière à ce que l'information ne puisse pas passer d'un élément à l'autre au cours de cet intervalle de temps, des éléments voisins ne pourront pas s'influencer pendant une période de calcul. Tout ceci se base sur l'idée que la vitesse de l' "onde de calcul" est toujours supérieure à celle des ondes physiques, ce qui permet de figer les valeurs connues et utilisées pendant la durée Δt .

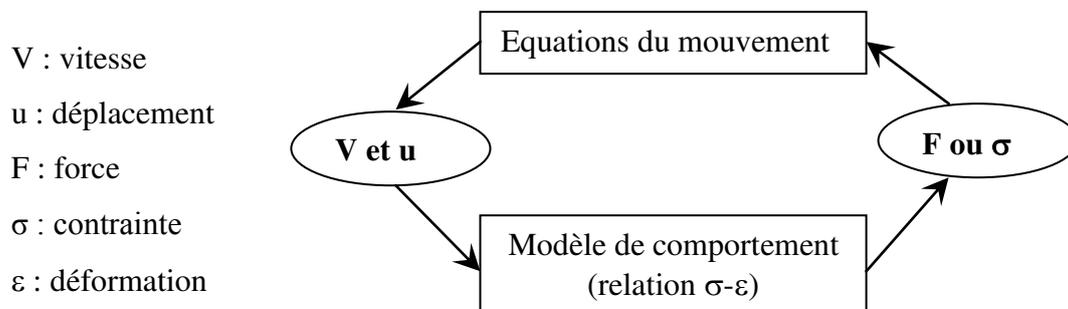


Figure 3.6 – Séquence de calcul générale, d'après Billaux et Cundall (1993)

Les équations du mouvement sont utilisées pour calculer de nouvelles vitesses et donc de nouveaux déplacements à partir des contraintes et des forces en jeu. Rappelons que pour un solide déformable dans un référentiel lagrangien, l'équation du mouvement de Newton est exprimée par l'équation 3.12.

$$\rho \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial t} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho g_i \quad (3.12)$$

Où ρ : masse volumique/ t : temps/ \dot{u} : vecteur vitesse/ x : vecteur position/ g : accélération due aux forces de volume.

Les taux de déformations $\dot{\epsilon}_{ij}$ (Équation 3.13) sont ensuite déduits et la loi de comportement du matériau (Équation 3.14) est utilisée pour calculer de nouvelles contraintes. Chaque séquence de calcul forme un cycle de calcul.

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \frac{1}{2} \left[\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \dot{u}_j}{\partial x_i} \right] \quad (3.13)$$

$$\sigma_n = f(\sigma_p, \epsilon, k) \quad (3.14)$$

Ainsi formulée, la méthode de résolution implémentée dans FLAC présente des propriétés, qu'il est possible de confronter à celles de la méthode implicite, qui est généralement utilisée en éléments finis. Le tableau 3.4 résume cette comparaison.

Tableau 3.4 : Comparaison entre les méthodes de résolution explicite et implicite, d'après Itasca (2006)

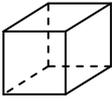
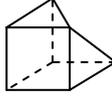
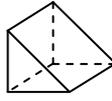
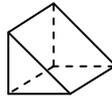
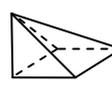
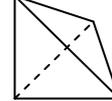
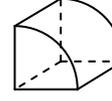
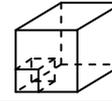
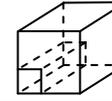
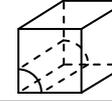
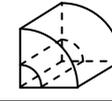
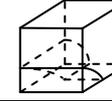
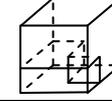
Méthode explicite	Méthode implicite
Le pas de temps doit être inférieur à un certain pas de temps critique pour assurer la stabilité de la solution.	La stabilité de la solution est inconditionnelle pour les schémas classiques de résolution.
Les lois de comportement non linéaires sont prises en compte sans aucun autre algorithme itératif supplémentaire.	Une procédure itérative complémentaire est nécessaire pour la prise en compte de comportements fortement non-linéaires.
Aucun amortissement artificiel n'est introduit en calcul viscoplastique ou dynamique.	Un amortissement numérique dépendant du temps est indispensable pour traiter des cas viscoplastiques ou dynamiques.
Aucune matrice n'est stockée et la mémoire (RAM) nécessaire est minimale.	Une matrice de rigidité doit être stockée, ce qui nécessite une grande capacité mémoire.
Un calcul en grands déplacements ne nécessite aucun algorithme supplémentaire, grâce aux éléments lagrangiens.	Des calculs supplémentaires sont souvent nécessaires pour satisfaire les conditions d'un calcul en grands déplacements.

3.3.5. Génération de maillage

Le maillage de FLAC3D est produit avec la commande **GENERATE zone**. Cette commande peut être employée indépendamment pour créer un modèle réparti en zones d'une forme primitive; chaque forme a un type spécifique de connectivité.

Les formes primitives disponibles dans FLAC3D, énumérées par ordre de complexité croissante, sont récapitulées dans le tableau 3.5.

Tableau 3.5 : Formes des zones primitives disponibles dans FLAC3D, d'après le manuel de FLAC3D (2006)

Forme	Nom	Mot Clé	Points de référence	Suffisance
	Brique	brick	8	Non
	Brique dégénérée	dbrick	7	Non
	Cale	wedge	6	Non
	Cale uniforme	uwedge	6	Non
	Pyramide	pyramid	5	Non
	Tétraèdre	tetrahedron	4	Non
	Cylindre	cylinder	6	Non
	Brique radiale	radbrick	15	Oui
	Tunnel radial	radtunnel	14	Oui
	Cylindre radial	radcylinder	12	Oui
	Shell cylindrique	eshell	10	Oui
	Intersection de cylindre	cylint	14	Oui
	Intersection de tunnel	tunint	17	Oui

3.3.6. Méthodologie de simulation avec FLAC3D

La figure 3.7 présente les grandes lignes de la stratégie utilisée pour modéliser le comportement d'un fossé excavé comme exemple.

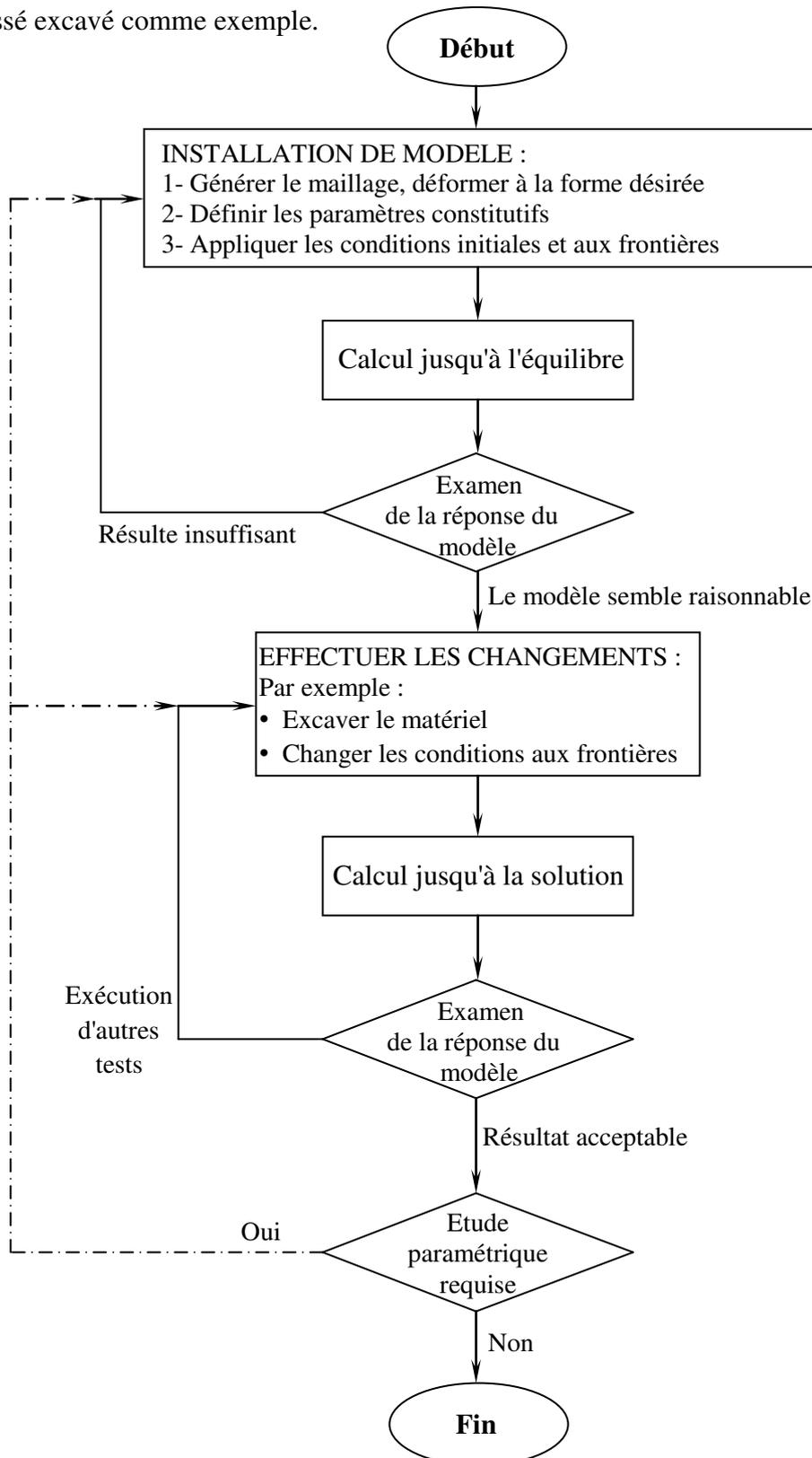


Figure 3.7 – Procédé général de solution avec FLAC3D (Manuel de FLAC3D, 2006)

3.3.7. Eléments d'interfaces

Les éléments d'interface sont utilisés pour représenter de manière simplifiée le comportement des zones de localisation des déformations en cisaillement (surface de glissement) ou en traction entre des domaines ayant une forte différence de rigidité. (Figure 3.8)

Il y a plusieurs cas dans la géotechnique dans lequel il est souhaitable de représenter les plans sur lesquels le glissement ou la séparation peut se produire, par exemple :

1. le joint, le défaut ou surface de stratification dans un milieu géologique;
2. une interface entre une fondation et le sol;
3. un plan de contact entre un bac ou une goulotte et le matériel qu'il contient;
4. un contact entre deux objets entrent en collision; et
5. une « barrière » planaire dans l'espace, qui représente une frontière à une position arbitraire et une orientation fixes et non-déformables.

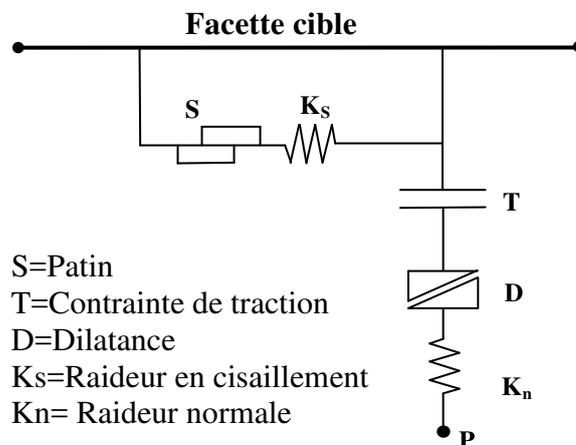


Figure 3.8 – Détail des composants d'un élément d'interface (Manuel de FLAC3D, 2006)

Les éléments d'interface sont caractérisés par les paramètres de rigidité et de plasticité suivants :

- La raideur normale K_n (contrainte/déplacement)
- La raideur de cisaillement K_s (contrainte/déplacement)
- La cohésion c (contrainte)
- L'angle de dilatance
- L'angle de frottement δ

- La résistance à la traction T (force).

Le critère de résistance au cisaillement de Coulomb limite la force de cisaillement par la relation :

$$F_{s \max} = c \cdot L + \tan \varphi \cdot F_n \quad (3.15)$$

Avec : L = longueur de contact effectif;

F_n = est la force normale.

Si le critère est atteint, $F_s = F_{s \max}$ avec conservation du signe.

Pour les caractéristiques de frottement, de cohésion, de dilatance et de traction limite, on prend généralement celles du matériau le moins résistant. Les raideurs K_n et K_s sont plus difficiles à estimer. Afin de limiter les temps de calcul, FLAC3D propose la règle suivante : prendre des valeurs de raideurs K_n et K_s égales à dix fois la valeur de rigidité équivalente de la région voisine la plus rigide. La rigidité apparente d'une zone, exprimée en contrainte par unité de longueur est :

$$\max \left[\frac{K + \frac{4}{3} G}{\Delta z_{\min}} \right] \quad (3.16)$$

Où K et G sont respectivement les modules volumiques et de cisaillement et Δz_{\min} est la plus petite dimension dans la direction normale des zones adjacentes.

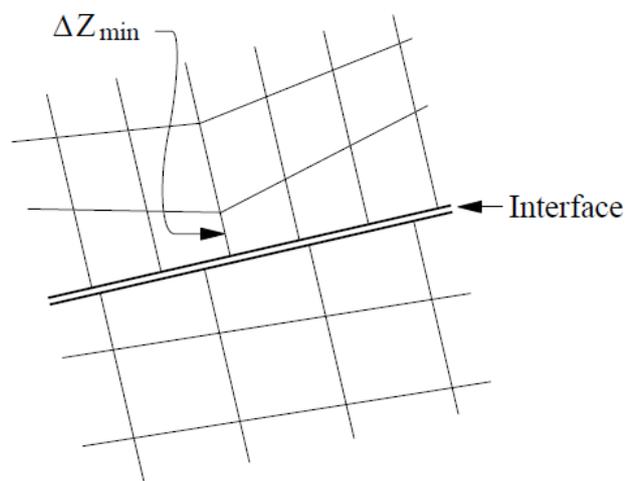


Figure 3.9 – Dimension de la zone utilisée pour le calcul des raideurs (Itasca, 2006)

Chaque élément d'interface distribue sa zone pour ses nœuds de façon pondérée. Chaque nœud d'interface a une superficie représentant associée. L'interface entière est ainsi divisée en nœuds d'interface actifs représentant la surface totale de l'interface. La figure 3.10 illustre la relation entre les éléments et les nœuds d'interface, et le secteur représentatif lié à un nœud individuel.

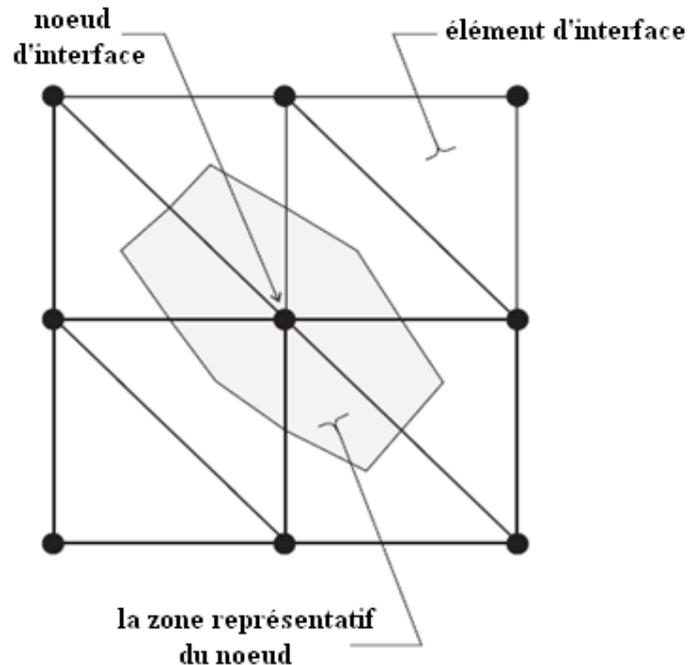


Figure 3.10 – Répartition des zones représentatives de nœuds d'interface (Itasca, 2006)

3.3.8. Élément géogrille

L'élément géogrille est utilisé afin de modéliser les nappes de renforcement de sol du mur de soutènement, cet élément est incorporé dans le code de calcul FLAC3D.

L'élément structurel géogrille est un élément fini plat à trois nœuds d'épaisseur constante. Le comportement assigné à cet élément fini est le comportement d'un triangle travaillant en contrainte plane, (triangle à déformation constante). Le nombre de degrés de liberté de cet élément est de six. (Soit deux translations par nœud)

L'élément géogrille se comporte comme un matériau isotrope ou orthotrope, matériau linéairement élastique, sans limite de rupture. Une géogrille peut être ancrée à un point spécifique dans la grille FLAC3D ou fixée de sorte que le stress se développe le long de sa surface en réponse à un mouvement relatif entre la géogrille et la grille FLAC3D. La géogrille peut être considérée comme l'analogie bidimensionnelle d'un câble à une dimension.

3.3.8.1. Comportement mécanique de l'élément structurel géogridde

Le comportement mécanique de chaque élément structurel géogridde peut être divisé en deux sous-comportements. Le premier sous-comportement est le comportement de l'élément coque (lui-même) triangulaire à trois nœuds, de forme plane, à épaisseur constante et à six degrés de libertés.

Le deuxième sous-comportement est la manière dont cet élément interagit avec le maillage formant le sol. L'interaction d'un cisaillement dirigée (dans le plan tangent à la surface de la géogridde) et de frottement se produit entre la géogridde et la grille FLAC3D représentant le sol. Dans la direction normale, la géogridde est scellée à l'intérieur de la maille de sol FLAC3D, à laquelle elle est rigidement liée. Elle suit, en esclave, le mouvement de cette maille. La géogridde peut être considéré comme l'analogue bidimensionnel d'un câble à une dimension. Les géogrilles sont utilisés pour modéliser les membranes flexibles dont l'interaction avec le cisaillement du sol est importante, tels que les géotextiles et les géogrilles.

L'orientation du système de nœud local pour tous les nœuds utilisé par l'élément géogridde est réglé automatiquement au début d'une série de cycles, de telle sorte que l'axe z est aligné avec la direction moyenne normale de tous les géogrilles utilisant le nœud, et les axes xy sont arbitrairement orientés dans le plan tangent de géogridde (voir la figure 3.12 (a)).

Une géogridde est intégré à l'intérieur de la grille FLAC3D. Le comportement de l'interface sol géogridde est résumé dans les figures de 3.11 à 3.13. Les contraintes agissant sur la géogridde sont présentées dans la figure 3.11. Ces contraintes, composées d'une contrainte de confinement σ_m efficace et une contrainte totale de cisaillement τ , sont équilibrées par les contraintes de membrane qui se développent au sein de la géogridde lui-même.

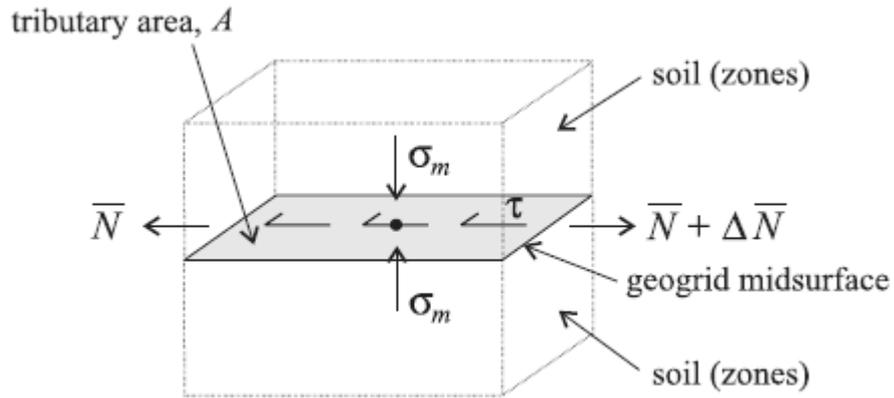
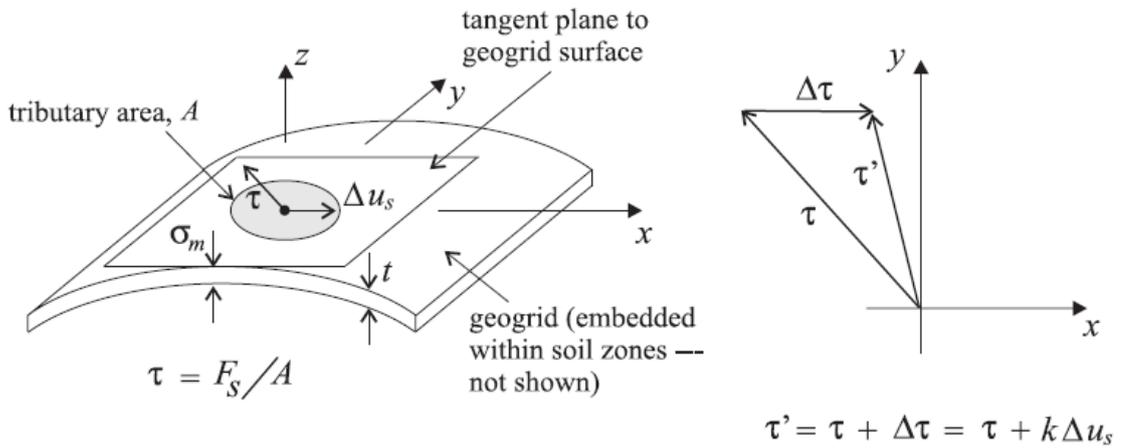


Figure 3.11 – Contraintes agissant sur l'élément géogridde entourant un nœud (Manuel de FLAC3D, 2006)



(a) shear stress, τ , and incremental relative shear displacement, Δu_s , between geogrid and soil; also effective confining stress, σ_m

(b) shear stress update at each timestep

Figure 3.12 – Modélisation du comportement d'interface à un nœud de géogridde (Manuel de FLAC3D, 2006)

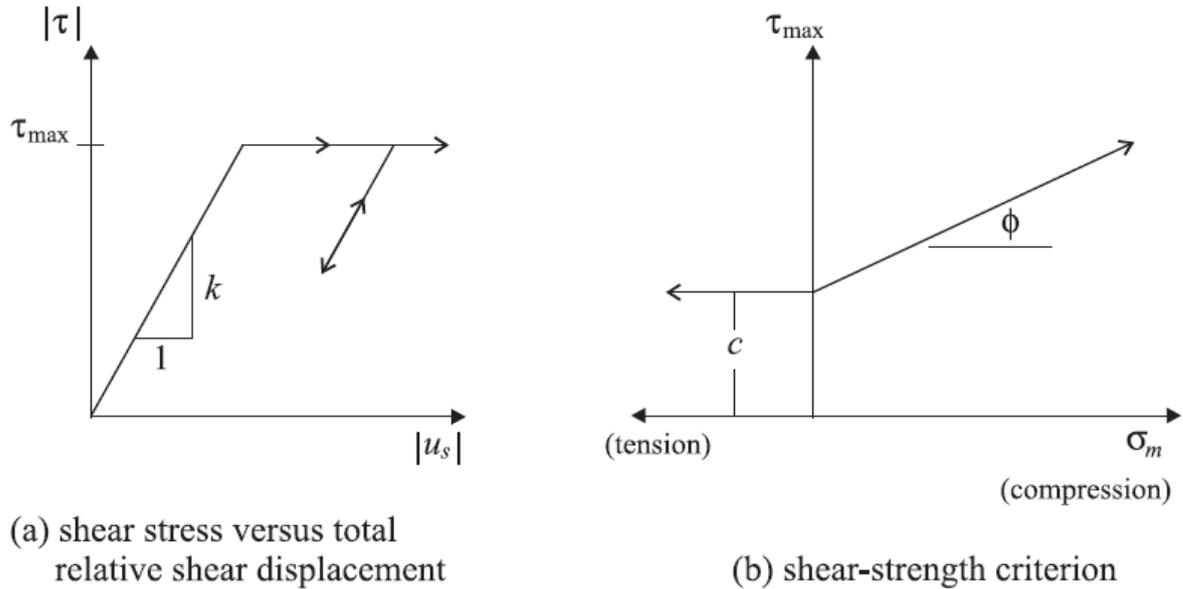


Figure 3.13 – Comportement de cisaillement directionnel de l'interface pour l'élément structurel géogrille
(Manuel de FLAC3D, 2006)

Le comportement d'interface est représenté numériquement à chaque nœud de géogrille par une fixation rigide dans le sens normal et un ressort-patin dans le plan tangent à la surface de la géogrille.

La contrainte de cisaillement est de la forme :

$$\tau' = \tau + \Delta\tau = \tau + k\Delta u_s \quad (3.17)$$

Où $\Delta\tau$: est l'incrément de contrainte de cisaillement;

k : raideur du ressort couplée;

Δu_s : incrément de déplacement relatif de cisaillement.

La contrainte de cisaillement est bornée par la valeur :

$$\tau_{\max} = c + \sigma_m \tan \varphi \quad (3.18)$$

Où c : cohésion de l'interface;

φ : angle de frottement de l'interface;

σ_m : contrainte verticale de confinement.

Les valeurs de c , φ , \square et k dépendent du type de géogrille et du matériau dans lequel est scellé la géogrille. Ces valeurs peuvent être obtenues dans un essai expérimental d'extraction. L'essai

d'extraction consiste en l'arrachement d'une géogrille ancrée dans le sol au centre d'une cuve d'essai rigide. Différents niveaux de contraintes peuvent être appliqués à la surface de la cuve par un système de chargement pour simuler différentes profondeurs de mise en œuvre. L'arrachement se fait à l'aide d'un dispositif d'extraction horizontal auquel est accrochée le géogrille par l'intermédiaire d'un système de fixation. Selon l'instrumentation mise en place, différentes informations peuvent être déduites de l'essai, à savoir l'effort d'arrachement qui permet de déterminer la contrainte de cisaillement et le frottement le long de l'interface sol/géogrille, le déplacement et la déformation de l'armature ainsi que la dilatance du sol.

3.3.8.2. Propriétés de l'élément structurel géogrille

L'élément structurel géogrille possède les neuf propriétés suivantes :

- (1) **densité** : densité de masse, ρ (optionnel, si besoin en mode dynamique ou la gravité est actif) [M/L³].
- (2a) **isotrope** : propriétés du matériau isotrope : E et ν ; où E est le module d'Young [F/L²] et ν est le coefficient de Poisson, ou
- (2b) **orthotrope** : propriétés du matériau orthotrope : $c'_{11}, c'_{12}, c'_{22}, c'_{33}$ et directions matérielles $x'y'z'$ là où les valeurs sont définies par l'équation (3.19)
- (2c) **anisotrope** : propriétés du matériau anisotrope : $c'_{11}, c'_{12}, c'_{13}, c'_{22}, c'_{23}, c'_{33}$ et directions matérielles $x'y'z'$ là où les valeurs sont définies par l'équation (3.20)
- (3) **thexp** : coefficient de dilatation thermique, α_t [1/T]
- (4) **Epaisseur** : Epaisseur t, [L]
- (5) **cs_scoh** : cohésion du ressort couplée, c [F/L²]
- (6) **cs_sfric** : frottement du ressort couplé, ϕ [°]
- (7) **cs_sk** : raideur du ressort couplée par unité de surface, k [F/L³]
- (8) **slide** : à grande déformation (par défaut: désactivé)
- (9) **slide-tol** : à grande déformation de tolérance coulissantes

$$\{\sigma'\} = \begin{Bmatrix} \sigma_{x'} \\ \sigma_{y'} \\ \tau_{x'y'} \end{Bmatrix} = [E'] \{\varepsilon'\} = \begin{bmatrix} c'_{11} & c'_{12} & 0 \\ & c'_{22} & 0 \\ \text{Sym} & & c'_{33} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_{x'} \\ \varepsilon_{y'} \\ \gamma_{x'y'} \end{Bmatrix} \quad (3.19)$$

$$\{\sigma'\} = \begin{Bmatrix} \sigma_{x'} \\ \sigma_{y'} \\ \tau_{x'y'} \end{Bmatrix} = [E'] \{\varepsilon'\} = \begin{bmatrix} c'_{11} & c'_{12} & c'_{13} \\ & c'_{22} & c'_{23} \\ \text{Sym} & & c'_{33} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_{x'} \\ \varepsilon_{y'} \\ \gamma_{x'y'} \end{Bmatrix} \quad (3.20)$$

Sachant que le comportement de la géogridde peut être soit isotrope, orthotrope ou anisotrope. Par conséquent c'est uniquement la propriété requise qui doit être spécifiée.

Le comportement en cisaillement de l'interface sol/géogridde est contrôlé par les trois propriétés du ressort couplé, (5)-(7).

3.4. Conclusion

La modélisation numérique est de plus en plus utilisée comme outil qui permet d'analyse, de comprendre les mécanismes de rupture et de proposer des méthodes simples pour le dimensionnement des murs de soutènement en sol renforcé par géogridde.

Ce chapitre a permis de présenter dans une première partie quelques modèles adaptés pour la simulation du comportement des sols, plus ou moins complexes selon la complexité des phénomènes simulés et la précision recherchée.

Le modèle élastoplastique parfaitement plastique de Mohr Coulomb adapté aux besoins de notre étude pour la modélisation de sol de remblai. Et nous avons choisi le modèle de comportement élastique linéaire pour le mur, et l'élément structurel géogridde comme un matériau élastique isotrope.

Dans la deuxième partie nous avons présenté le code de calcul FLAC3D qui, grâce à son mode de résolution explicite en éléments lagrangiens, de simuler ce type d'ouvrages avec une bonne stabilité numérique.

L'interaction entre le sol et le mur, est assurée par des éléments d'interface, l'élément structurel géogridde est utilisé pour représenter les nappes de renforcement de sol.

CHAPITRE 04 : Etude numérique d'un mur de soutènement en bloc modulaire renforcé par des nappes horizontales de géogridde.

4.1. Introduction

Le comportement des murs de soutènement en sol renforcé par géosynthétiques est complexe et nécessite des études et des recherches afin de comprendre les mécanismes de rupture, le comportement des renforts dans le sol et le comportement des principaux éléments du système : renfort-mur-sols. Plusieurs recherches ont été effectuées sur l'utilisation des géosynthétiques comme matériau de renforcement des massifs de remblai, nous citer ci-après quelques exemples des études qui basait sur la modélisation numérique:

Bathurst et Hatami (2001) ont examiné les travaux de modélisation numériques d'autres auteurs qui ont été axées sur les murs en sol renforcé par géosynthétiques. Leur enquête a été centrée sur les approches numériques qui ont utilisé la méthode des éléments finis (MEF) et la méthode des différences finies (MDF). Parmi les nombreuses études fondées sur MEF sont ceux par Rowe et Ho (1996), Gotteland et al. (1997), Karpurapu et Bathurst (1995), et Ling et al. (1995, 2000). Et les exemples de la MDF appliqués aux murs en sol renforcé, qui ont utilisé le programme (FLAC) sont Gotteland et al. (1997), Hatami et al. (2001), et Biondi et al. (2000).

- La plupart des études examinées par les auteurs sont la réponse de modèles muraux de sol renforcé (par exemple, Ho et Rowe 1996; Rowe et Ho 1998; Hatami et al. 2001). Les résultats numériques ont été comparés avec des mesures à partir de modèles physiques, y compris les murs du champ instrumenté. Dans les rares cas où des comparaisons directes sont signalées, il ya souvent des écarts importants dans l'ampleur et les tendances entre les valeurs prédites et mesurées.

- La plupart modélisation des éléments de renforcement inclus dans le sol a été fait par l'utilisation des modèles élastiques linéaires avec un critère de défaillance de rendement pour simplifier les simulations numériques (par exemple : Rowe et Ho 1996., Hatami et al 2001). Dans certaines études, une valeur constante de rigidité linéaire à partir de tests rapides de traction en laboratoire a été utilisée pour définir les propriétés de contraintes de charge de l'armature. Cependant, la réponse des produits de renfort géosynthétique à partir d'un test rapide de tension est peu susceptible d'être représentative des conditions in situ, la vitesse de chargement, ou la durée de chargement de couches de renforcement dans des structures réelles de terrain (Walters et al., 2002).

- L'influence du type de face, la rigidité du panneau, et la méthode de construction ont été contrôlées numériquement par Yogarajah et Andrawes (1994), Cardoso et Lopes (1996), Karpurapu et Bathurst (1995), Nakane et al. (1996), et Ho et Rowe (1996), notamment. Néanmoins, l'expérience des auteurs est que la qualité de la construction du mur et de la variabilité dans le produit de construction tel que construit pour les conceptions nominalement identiques sont difficiles, voire impossibles, de quantifier, et donc l'utilisation des modèles numériques pour prédire avec précision les performances de mur lors de la construction devient un formidable défi pour Bathurst et Hatami (2005).

Chungsik Y et Hyuck-Sang J. (2004) ont étudié numériquement un nouveau système de mur de soutènement en blocs modulaire à un sol renforcé de géosynthétiques, ce système est composé de deux niveaux de mur décalé par un mètre de largeur, cette étude a pour but de présenter l'effet de cette configuration sur les déformations horizontales à la face du mur et les déformations dans le renforcement, les résultats obtenus représenter un bon accord avec des études à grande échelle font sur le même système à l'université Sungkyunkwan en Corée. Il ya d'autres chercheurs comme Chungsik Y et Sun-Bin K (2008) qui ont fait aussi des études numériques sur ce type de système, et les résultats sont comparé a des études expérimentaux, Ils sont également trouvé un accord dans les résultats traiter.

Hatami et Bathurst (2005) comparé les résultats de simulations numériques pour trois murs de soutènement segmentaires en sol renforcé avec des résultats mesurés à partir des tests physiques. Les murs ne varient que par rapport au type et le nombre de couches de renfort polymère. Ils ont utilisé le modèle de Duncan-Chang combiné à un critère de rupture de Mohr-Coulomb, et le modèle linéaire élastoplastique de Mohr-Coulomb pour le sol dans les simulations. Les résultats numériques ont été montrés pour être en bon accord avec les forces mesurées de frontière d'orteil, les pressions verticales de fondation, les déplacements de face, charges de connexion, et les déformations des

armatures. Bingquan Huang et al (2009) ils l'ont fait une étude numérique approfondie pour étudier l'influence des différents modèles constitutive de sol sur les prévisions de caractéristiques de performance des murs avec d'autres matériaux de renfort et pour comparer ces prévisions aux résultats mesurés.

Les résultats numériques utilisant le modèle linéaire élastoplastique de Mohr-Coulomb pour le sol ont aussi donné un bon accord avec les déplacements mesurés du mur, les forces de la pointe, et les déformations dans les couches de renfort.

Abdelkader Abdelouhab et al. (2010) ont étudié le comportement des murs en terre stabilisée mécaniquement renforcé avec deux types de renforts (métalliques et géosynthétiques) par une analyse numérique. Ce travail a pour objectif d'étudier l'influence des paramètres du sol, les paramètres de renfort (type et module d'élasticité), le comportement des modèles de sol, les paramètres d'interface sol/renfort, l'effet de compactage du sol et l'influence de la hauteur du mur. Abdelkader et al conclu que la modélisation par différents types de renforcements montre que l'utilisation de bandes synthétiques deux fois plus larges que les bandes métalliques conduit à une plus grande stabilité du mur et augmente la capacité d'adhérence. Cette stabilité est encore plus élevée par l'utilisation des nouveaux renforts synthétiques de haute adhérence (GS HA). Bingquan Huang et al. (2007) étudié numériquement l'influence de la rigidité de l'interface des blocs en combinaison avec différents matériaux de renforcement, sur le comportement de murs en sol renforcé à parement modulaire de hauteurs variées. Trois matériaux de renforcement ont été considérés : une géogridde de polyester tissé (PET), une géogridde de polyéthylène à haute densité (HDPE) et un treillis métallique soudé (WWM). Le programme de différences finies FLAC-2D à été utilisé pour cette étude. Les résultats présentés dans cette étude démontrent la sensibilité des déplacements relatifs du parement, des profils désalignés, des charges de connexions et des déformations du renforcement (charges), à la magnitude de la rigidité de l'interface des blocs.

Récemment, Rahmouni et al. (2016) ont étudié un mur de soutènement renforcé par des géogriddes en considérant un parement en blocs modulaires, cette étude a été consacrée à l'analyse numérique de l'effet de l'inclinaison du parement, l'angle de l'interface sol-parement, l'angle de la surface libre du sol et la longueur des nappes de renforcements sur les déplacements latéraux du mur et les forces maximales de traction dans les nappes de renforcement. Rahmouni et al conclu que la réalisation des ouvrages de soutènement en sol renforcé avec un parement en blocs modulaires inclinés, peut conduire à une diminution des déplacements latéraux du parement et des contraintes de cisaillement entre les blocs, aussi peut conduire à la réduction de forces de traction et les déformations dans les

nappes de renforcement. Cependant, la réalisation du parement avec des blocs inclinés n'affecte pas la surface de rupture interne. Ils ont conclu aussi que dans le cas d'une interface sol-parement lisse, les forces de traction dans les nappes de renforcement augmentent avec la diminution de l'angle d'inclinaison du parement par rapport à la verticale, et avec l'augmentation de l'angle de la surface du sol libre.

Dans ce chapitre notre intérêt est porté sur l'utilisation du logiciel FLAC-3D (Fast Lagrangian Analysis of Continua) pour évaluer et analyser numériquement le comportement d'un mur de soutènement en bloc modulaire renforcé par des nappes horizontales de géogriddes : les déplacements latéraux de parement (U_x), les contraintes horizontales derrière le mur (σ_h), les contraintes verticales à la base du sol (σ_v) et l'effort de traction dans les nappes de géogriddes (T). Cette analyse concerne nombreux paramètres : le nombre des nappes de géogriddes (N) (différents espacements), la rigidité de géogriddes (J) et l'angle de l'interface sol/mur (δ). Ainsi, une étude sur le comportement de cet ouvrage après un chargement uniformément réparti (Q).

4.2. Présentation du modèle numérique

Le mur étudié a été construit avec un parement de colonnes d'unités modulaires solides en béton de 3,6 m de hauteur (détail des blocs modulaire montré dans la figure 4.2) et le remblai est un sable propre uniforme sur une fondation rigide de 3.6 m de hauteur et 5.7 m de longueur. Les couches de renforcement du sol sont des éléments de géogriddes de $L= 2.6$ m de longueur. (Figure 4.1)

Dans notre étude la longueur de renfort géogridde est fixée de rapport $L/H= 0,7$ selon les méthodes de conception classiques [par exemple : NCMA (Colin, 1997), FHWA (Elias et al, 2001) et la comparaison établie par Zornberg et Leshchinsky (2001) qui prouvé que la longueur uniforme typique de renforcement géosynthétique dans les murs de soutènement segmentaires est d'environ 0.5-0.7 fois la hauteur du mur.

Notre modèle est presque identique au modèle étudié par Hatami et Bathurst (2005).

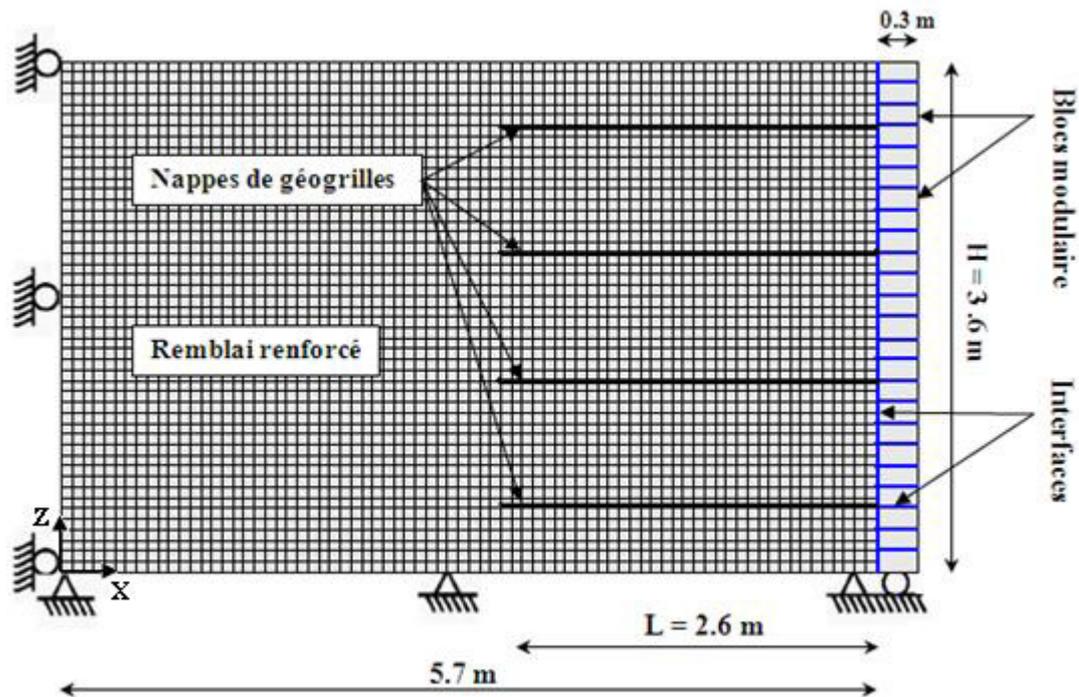


Figure 4.1– Présentation du modèle étudié

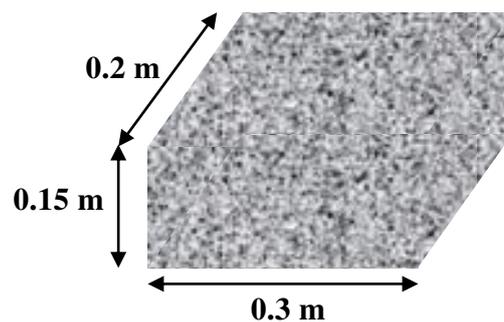


Figure 4.2 – Détail d'un bloc modulaire

4.3. Maillage et conditions aux limites

Le maillage d'un ouvrage de géotechnique est déterminé par les données géométriques du projet et par les caractéristiques géotechniques du terrain. Les aspects suivants doivent être considérés lors de générations du maillage :

- le nombre et la forme d'éléments qui donnent de bons résultats;
- les frontières adoptées sont suffisantes pour que le mécanisme de rupture ne les intercepte pas.

Le maillage doit donc satisfaire une description aussi complète que possible de la géométrie, de temps de calcul raisonnables et des résultats acceptables (la vitesse et la précision de calcul). Le maillage adopté pour la simulation dans notre étude est montré dans la figure 4.1.

Les conditions aux limites prises en compte dans ce calcul sont les suivantes :

- déplacements horizontaux nuls dans le sens x sur les faces latérales du massif de sol;
- déplacements verticaux et horizontaux nuls en bas du massif de sol;
- déplacement dans le sens y est bloqué pour traiter le problème en déformation plane.

4.4. Propriétés des matériaux

Le sol :

Le sol est modélisé comme un matériau linéaire élastique parfaitement plastique en utilisant le modèle de Mohr-Coulomb dans la bibliothèque FLAC. Le comportement élastique est exprimé par la loi d'Hooke généralisée avec : (Module d'Young (E) et le coefficient de Poisson (ν) ou caractérisé par un module volumique (K) et un module de cisaillement (G)), et les paramètres plastiques (angle de frottement (ϕ), la cohésion (c), et angle de dilatance (ψ)). Dans cette étude nous avons basé sur les études expérimentales de Hatami et Bathurst (2005) afin de choisir les caractéristiques de sol (Tableau 4.1)

Tableau 4.1: Caractéristiques géomécaniques du sol

Paramètres	
Modèle de comportement	Mohr Coulomb
Module d'Young (MPa)	60
Coefficient de Poisson	0.3
Masse volumique (kg/m^3)	1700
Angle de frottement ($^\circ$)	30
Angle de dilatance ($^\circ$)	0
Cohésion (kPa)	0

Les interfaces :

Les interfaces entre des matériaux similaires (bloc-bloc) et matériaux différents (mur-sol) ont été modélisés comme des systèmes à ressort curseur linéaire, avec la résistance au cisaillement d'interface définie par le critère de rupture de Mohr Coulomb (Itasca 2005). Le mouvement relatif

de l'interface est contrôlée par les valeurs de rigidité de l'interface dans les directions normales (K_n) et tangentielles (K_s).

Tableau 4.2 : Propriétés des interfaces

Paramètres	
Bloc-bloc :	
Angle de frottement (°)	40
Rigidité normale (Pa/m)	10^9
Rigidité de cisaillement (Pa/m)	4.10^7
Sol-bloc :	
Angle de frottement (°)	30
Rigidité normale (Pa/m)	10^8
Rigidité de cisaillement (Pa/m)	10^6

Renforcement :

Les couches de renforcement du sol dans cette étude ont été simulées en utilisant des éléments géogridde de FLAC3D.

Les nappes de géogridde simulée dans le calcul à une propriété principale qui est la rigidité axiale EA a été prise égale à 285 kN/m. Les autres propriétés prises en compte dans le modèle sont présentées dans le tableau 4.3.

Tableau 4.3: Caractéristiques de géogridde

Paramètres	Notation	
Matériau élastique isotrope :		
Module d'Young (MPa)	E	57
Coefficient de Poisson	ν	0.33
Épaisseur (mm)	t	5
cohésion du ressort couplée (Pa)	cs_scoh	0
frottement du ressort couplé (°)	cs_sfri	30
raideur du ressort couplée (Kg /m^3)	cs_sk	$23 \cdot 10^5$

Le mur (blocs modulaire) :

Les propriétés des blocs modulaires composés le mur ont été attribuées les valeurs présentées dans le tableau 4.4. Les formes primitives quadrilatères " Brique" à été utilisée pour modéliser ces unités et les dimensions du bloc ont été choisies selon celle disponible dans le marché (300 mm x 200 mm x 150 mm).

Tableau 4.4: Caractéristiques du mur

Paramètres	
Bloc modulaire :	
Module d'Young (MPa)	3000
Coefficient de Poisson	0.2
Masse volumique (kg/m ³)	2500

4.5. Résultats et discussions

Dans ce chapitre notre intérêt est porté sur l'utilisation du logiciel FLAC-3D (Fast Lagrangian Analysis of Continua) afin d'évaluer et analyser numériquement l'influence de plusieurs paramètres sur le comportement d'un mur de soutènement en bloc modulaire renforcé par géogriddes.

Cette analyse concerne les paramètres de géogriddes (nombre (N) et rigidité (J)) et l'interface (l'angle sol-bloc (δ)) à état de repos de l'ouvrage puis après l'application d'une surcharge uniformément répartie (Q) sur le massif de sol, à pour but d'étudier les déplacements latéraux du parement (U_x), les contraintes horizontales derrière ce mur (σ_h), les contraintes verticales à la base du sol (σ_v), et l'effort de traction dans les nappes de géogriddes (T).

L'ensemble des résultats des simulations obtenus dans cette étude sont présentées sous forme de courbes graphiques et sont largement discutés.

4.5.1. Influence du nombre des nappes de géogriddes (N)

L'étude de l'effet de nombre des nappes de géogriddes (N) est montré dans cette première partie, en faisant varier (N) de 3 à 6 (Figure 4.3).

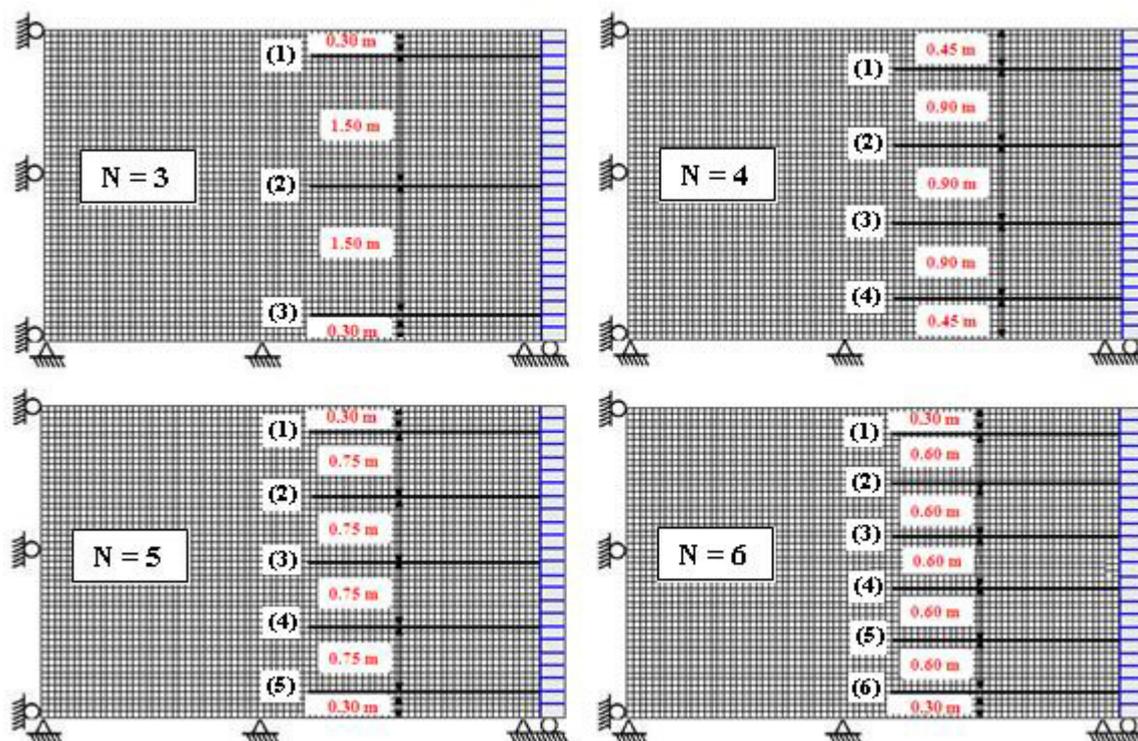


Figure 4.3 – Modèle étudié avec différents valeurs de (N)

4.5.1.1. Déplacement latéral du parement (U_x)

La figure 4.4 montre l'effet du nombre des nappes de géogrille (N) sur les déplacements latéraux du mur à état de repos. Lorsque le nombre des nappes augmente on constate une légère diminution des déplacements latéraux (U_x) (par exemple : au sommet du mur une variation de N=3 à N=6 conduit à une diminution de déplacement latéral d'environ 4,18 %. Cette valeur est près du zéro au bas du mur). Les résultats de notre étude ont été comparés avec Hatami et Bathurst (2005), le tableau 4.5 présent le pourcentage de diminution des déplacements latéraux pour N=4 et N=6, en considérant différentes hauteurs du mur.

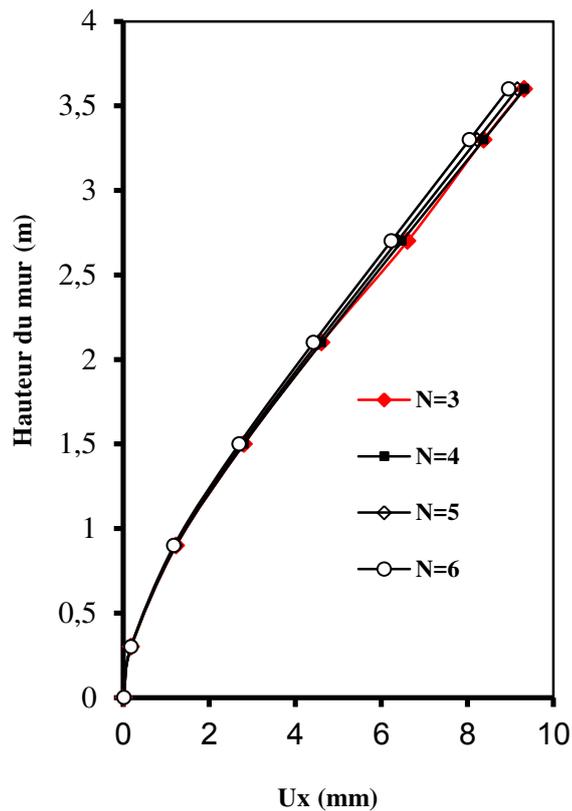


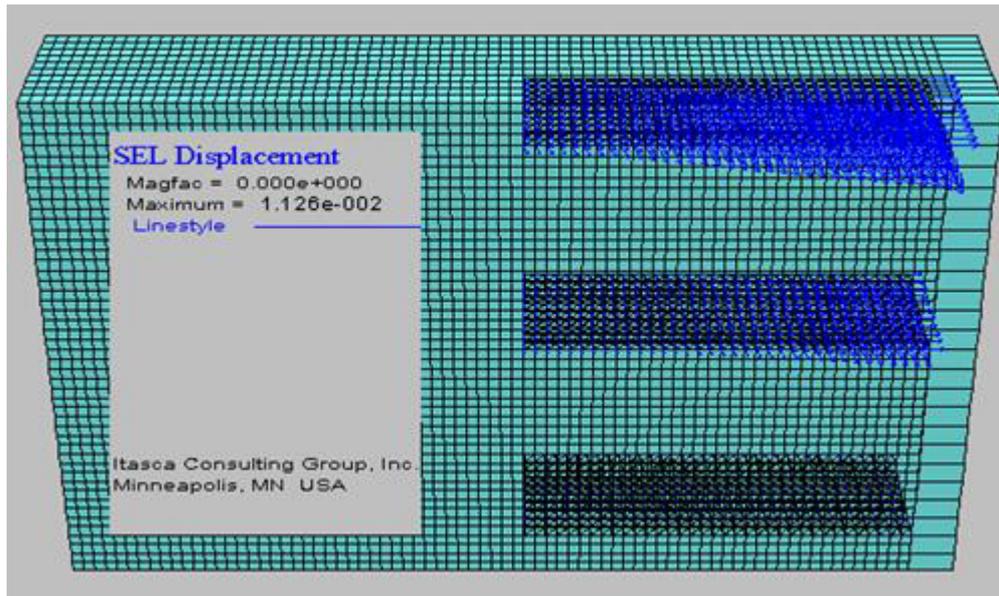
Figure 4.4 – Déplacements latéraux du parement

Tableau 4.5 : Pourcentage de diminution des déplacements latéraux de N=4 et N=6 pour différents hauteurs du mur

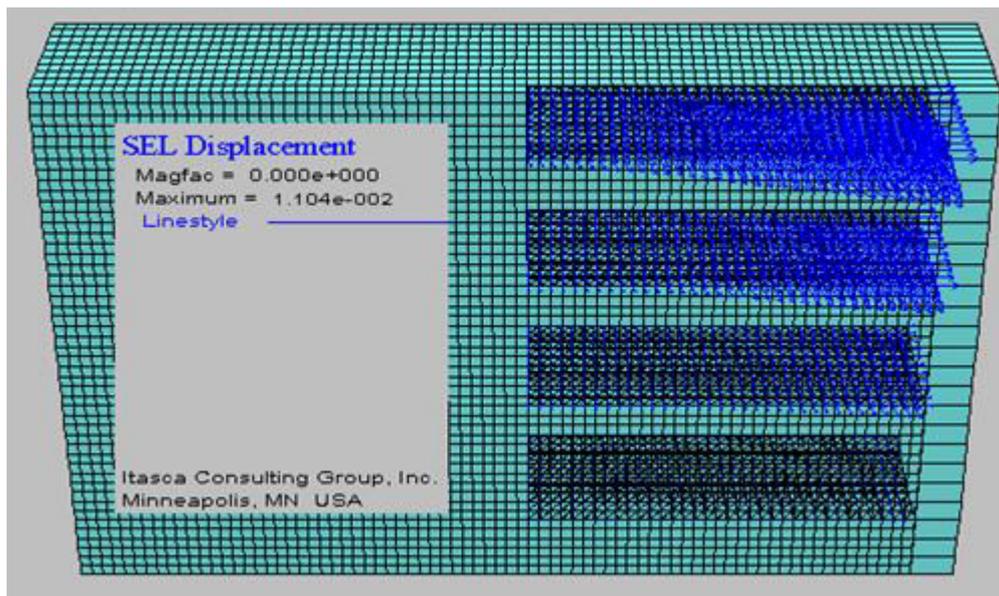
Hauteur du mur	Présente Etude			Hatami et Bathurst (2005)		
	N=4	N=6	%	N=4	N=6	%
H= 0,3 m	0,187	0,182	2,67	/	/	/
H= 0,9 m	1,23	1,18	4,06	3,90	3,80	2,56
H= 1,5 m	2,80	2,67	4,64	5,20	5,00	3,84
H= 2,1 m	4,60	4,42	3,91	6,10	6,00	1,64
H= 2,7 m	6,48	6,23	3,85	4,50	4,10	8,88
H= 3,3 m	8,38	8,05	3,94	/	/	/

Les résultats numériques de la présente étude, sont en bon accord à celles de Hatami et Bathurst (2005) obtenus à l'aide du modèle de FLAC2D.

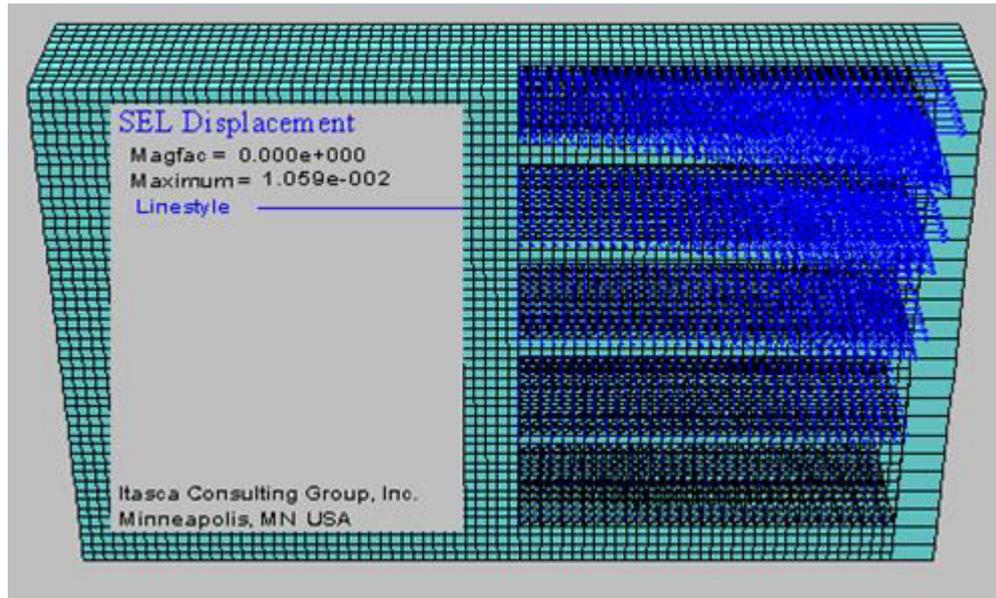
La figure 4.5 montre le champ de déplacement dans le sol et dans les nappes de géogridde qui illustrent (U_x), on remarque une légère diminution des déplacements latéraux quant N augmente. On peut constater aussi que les valeurs max des déplacements est au sommet du mur et presque de même valeur pour les quatre cas a, b, c et d. Cette valeur diminue progressivement de haut vers le bas du mur.



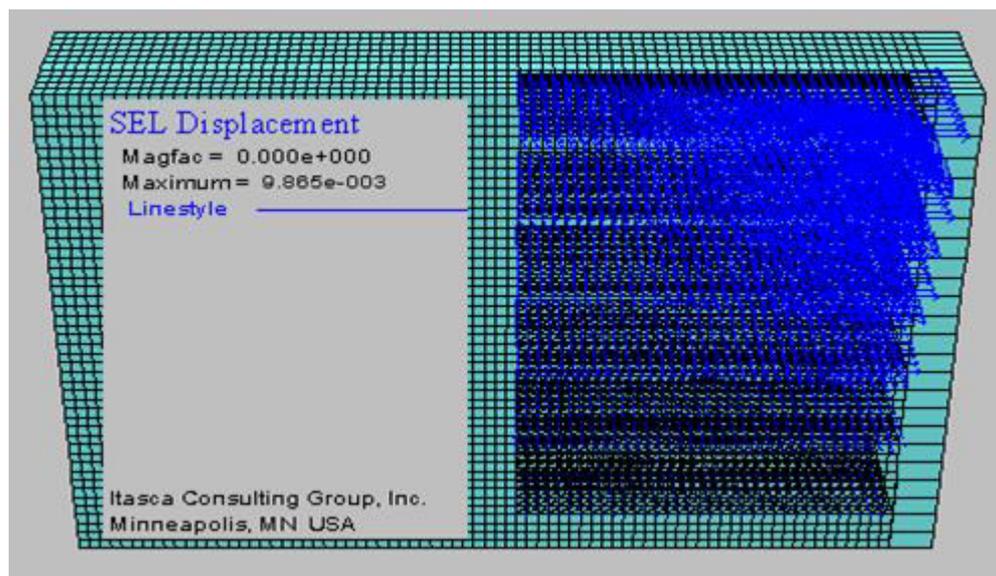
(a) 03 Nappes de géogrille (N=3).



(b) 04 Nappes de géogrille (N=4).



(c) 05 Nappes de géogrille (N=5).



(d) 06 Nappes de géogrille (N=6).

Figure 4.5 – Champ de déplacement dans le sol et dans les nappes de géogrilles

Nous pouvons à la suite de ces résultats conclure que le nombre des nappes de géogrille à une légère influence sur le déplacement latéral du mur.

4.5.1.2. Contraintes horizontales derrière le mur (σ_h)

Pour l'étude de l'influence du nombre des nappes de géogrilles sur les contraintes horizontales derrière le mur, des simulations numériques ont été effectués. Dans cette partie d'étude les valeurs obtenues pour $N=0$ (sans renforcement) sont comparées à celles calculées par d'autres méthodes analytiques disponibles dans la littérature (Chapitre 02).

La figure 4.6 montre que la courbe de σ_h obtenue par la présente étude est similaire à celle déterminés analytiquement (Rankine modifiée et FHWA). Le coefficient de poussée K_a adopté par la méthode NCMA donne des valeurs de σ_h différentes à celles de Rankine modifiée et FHWA. D'après les résultats présentés sur la figure 4.7, on peut déduire que les contraintes horizontales varient légèrement lorsque le nombre des nappes de géogrille augmente, et les courbes sont de même allure pour différentes valeurs de N .

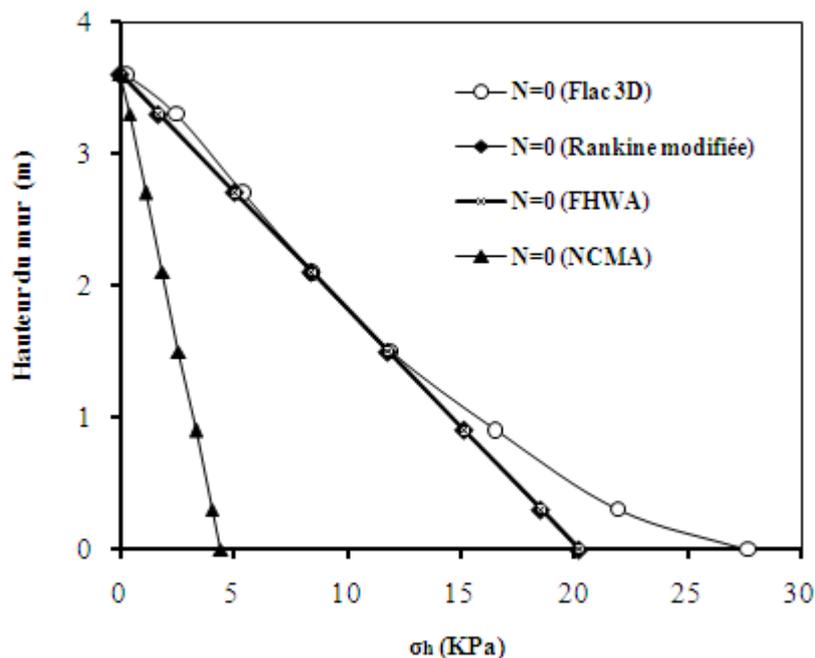


Figure 4.6 – Contraintes horizontales derrière le mur pour $N=0$

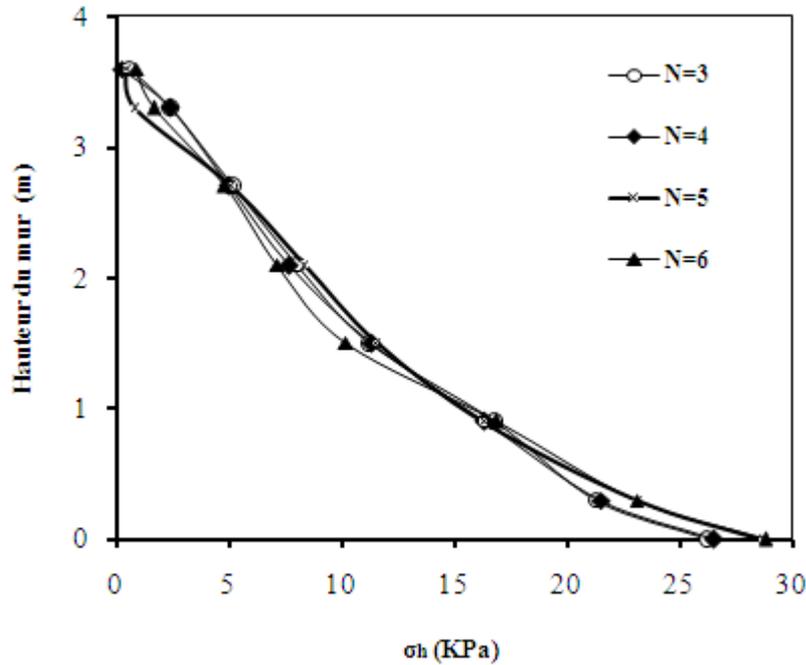


Figure 4.7 – Contraintes horizontales derrière le mur

4.5.1.3. Contraintes verticale à la base du sol (σ_v)

La distribution des contraintes verticales calculées à la base du sol est présentée dans la figure 4.8, les valeurs de (σ_v) ont été normalisées avec la pression verticale due au poids propre du sol ($\gamma.H$). D'après cette figure on peut conclure que le nombre des nappes de géogrille n'a aucun effet pour le calcul des σ_v , le rapport des contraintes verticales est presque égal à l'unité ($\sigma_v/\gamma.H \approx 1$).

Les résultats de la présente étude sont en excellent accord à celles de Hatami et Bathurst (2005) pour N=4 et N=6 sauf pour le premier mètre après le mur, Hatami et Bathurst ont obtenu des valeurs pour $\sigma_v/\gamma.H < 1$ qui a été interprété comme étant due à la contribution du poids des unités du mur dans le calcul des contraintes verticales dans cette partie.

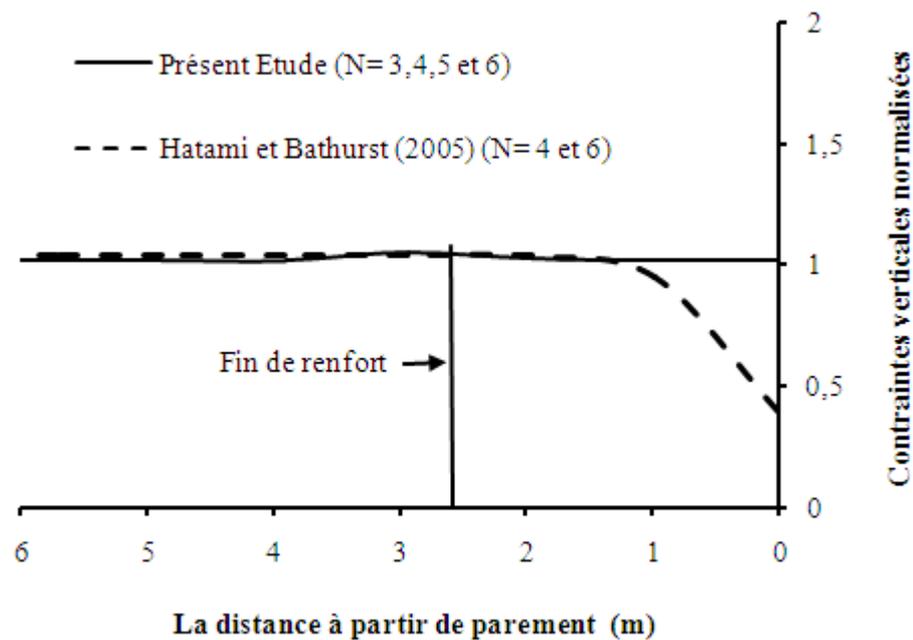
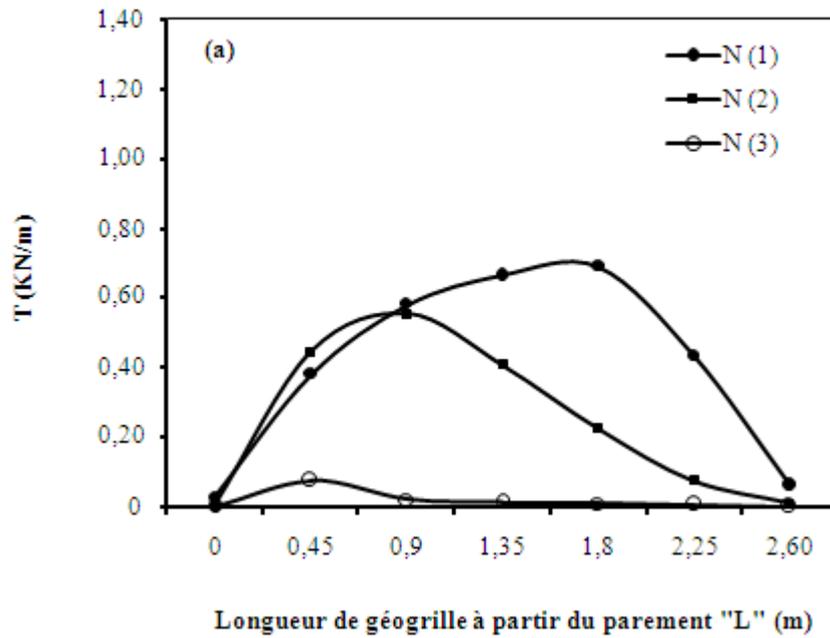


Figure 4.8 – Distribution des contraintes verticales à la base du sol

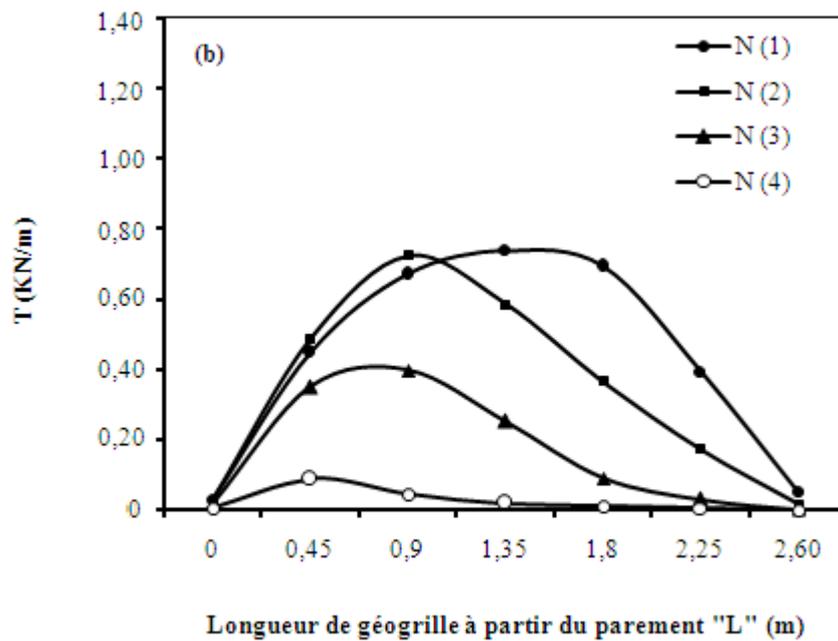
4.5.1.4. Effort de traction dans les nappes de géogrille (T)

La Figure 4.9 montre la variation de l'effort de traction dans les nappes de géogrille à état de repos. Les nappes de géogrilles sont numérotées de haut vers le bas (Figure 4.3).

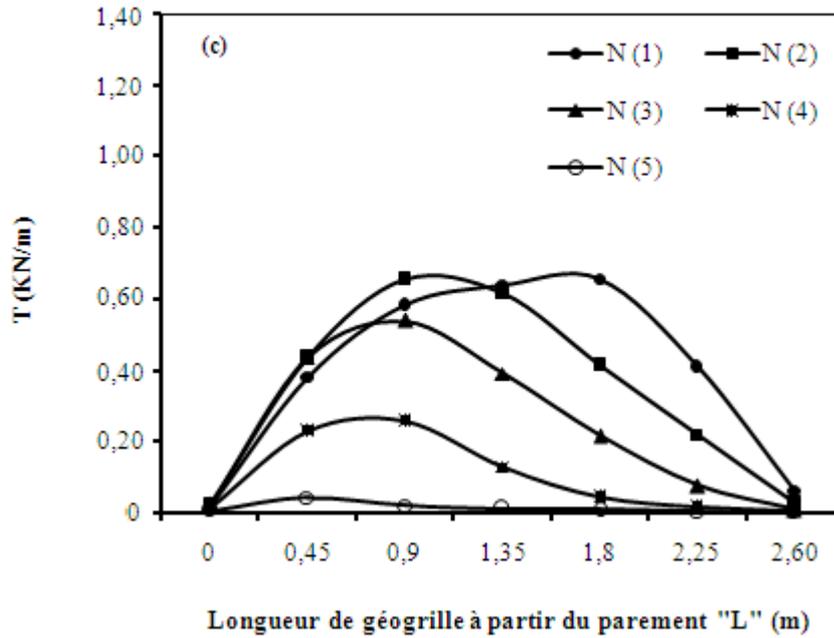
On peut remarquer pour les différents cas étudiés, la valeur maximale de l'effort de traction pour la nappe supérieure sont quasiment les mêmes. Egalement, pour les nappes intermédiaires on peut remarquer que la valeur maximale de T est trouvée à une distance de 0,9 m à partir de parement, cependant cette valeur est obtenue à une distance de 1,8m pour la nappe supérieure et à une distance de 0.45m pour la nappe inférieure. Les courbes de l'effort de traction ont la même allure et les valeurs de T diminuent progressivement d'une nappe à autre de haut vers le bas du mur.



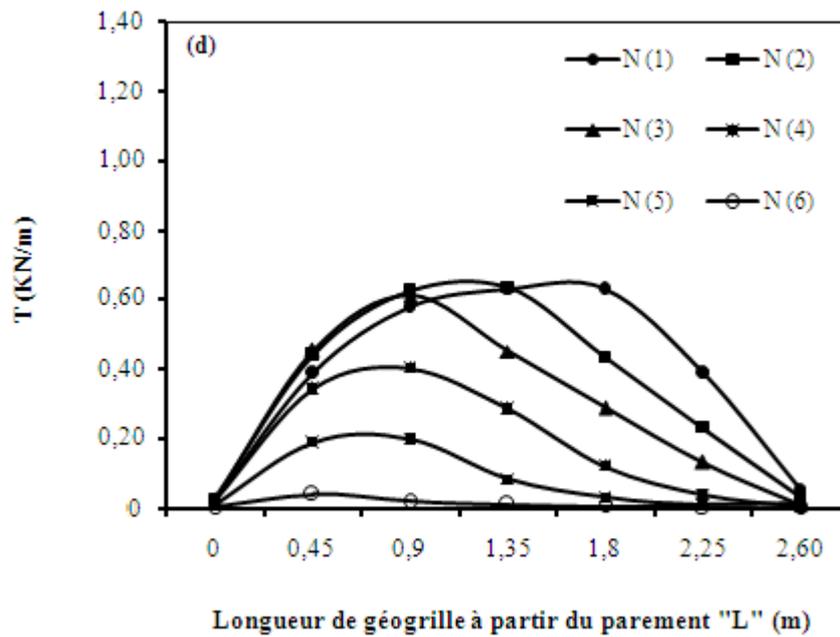
(a) 03 Nappes de géogridde



(b) 04 Nappes de géogridde



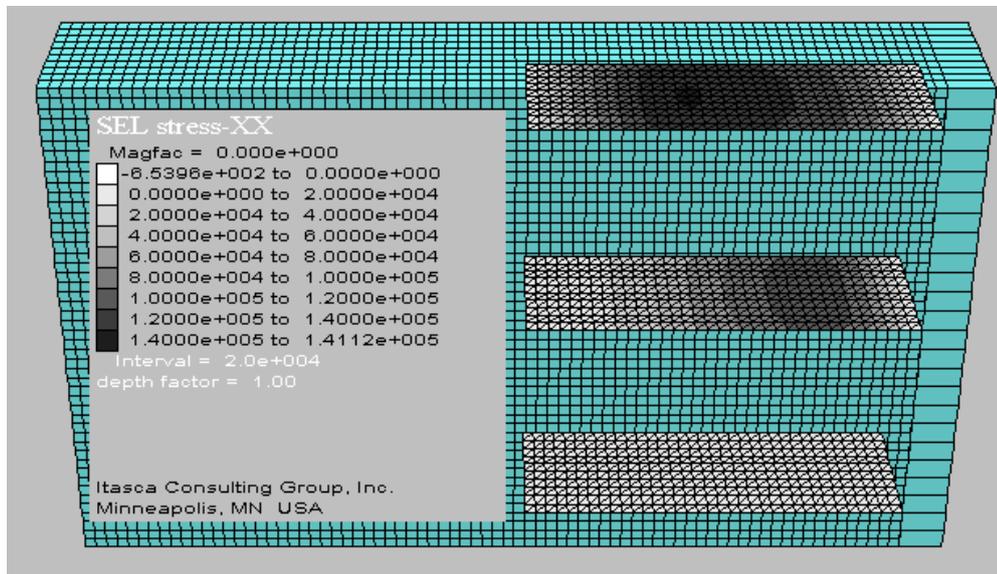
(c) 05 Nappes de géogridde



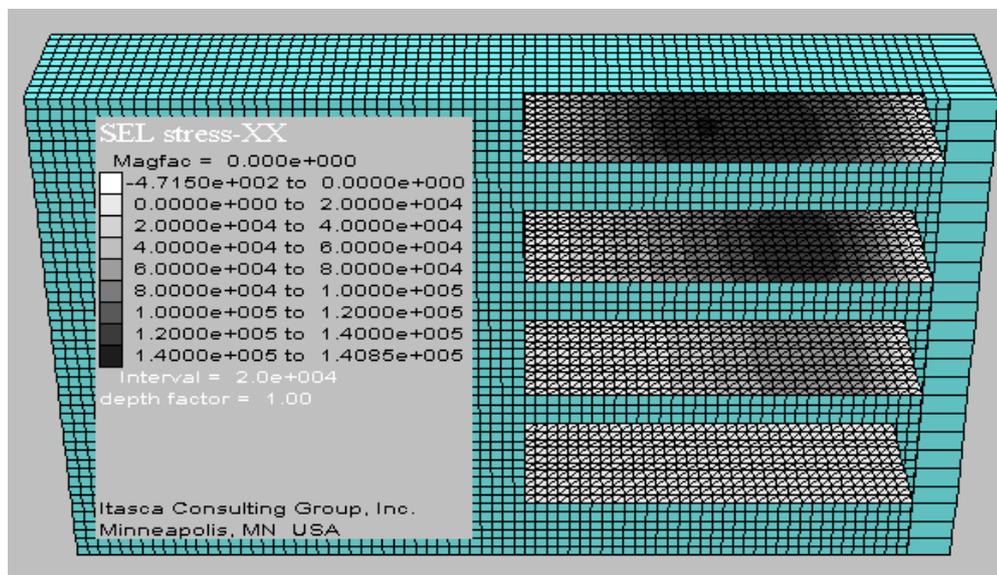
(d) 06 Nappes de géogridde

Figure 4.9 – L'effort de traction dans les nappes de géogridde

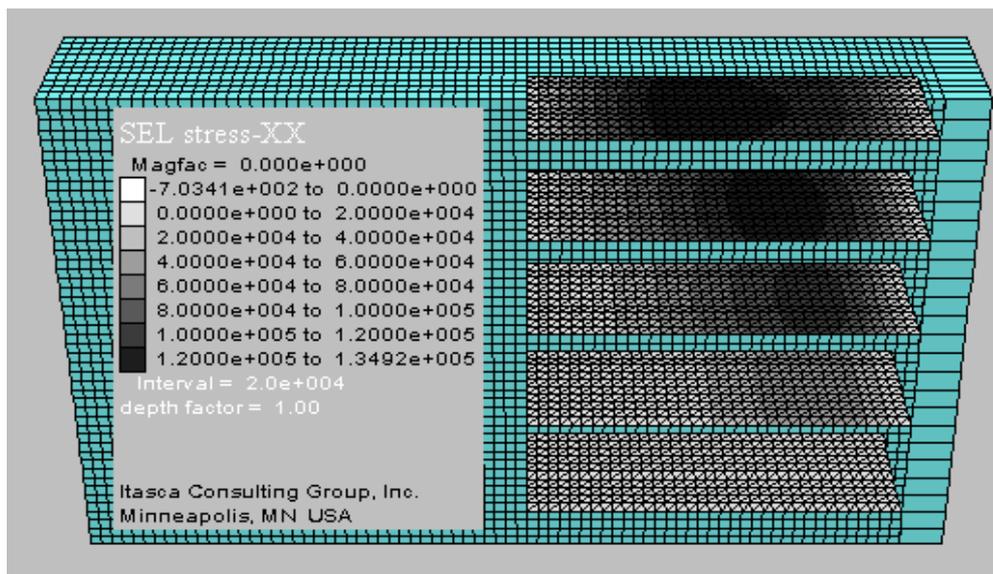
Pour plus de clarté, nous avons extrait les graphes des contraintes de traction dans les géogrilles (Figure 4.10). Cette figure illustre bien la position et les valeurs des contraintes de traction dans les nappes de géogrille pour chaque valeur de (N).



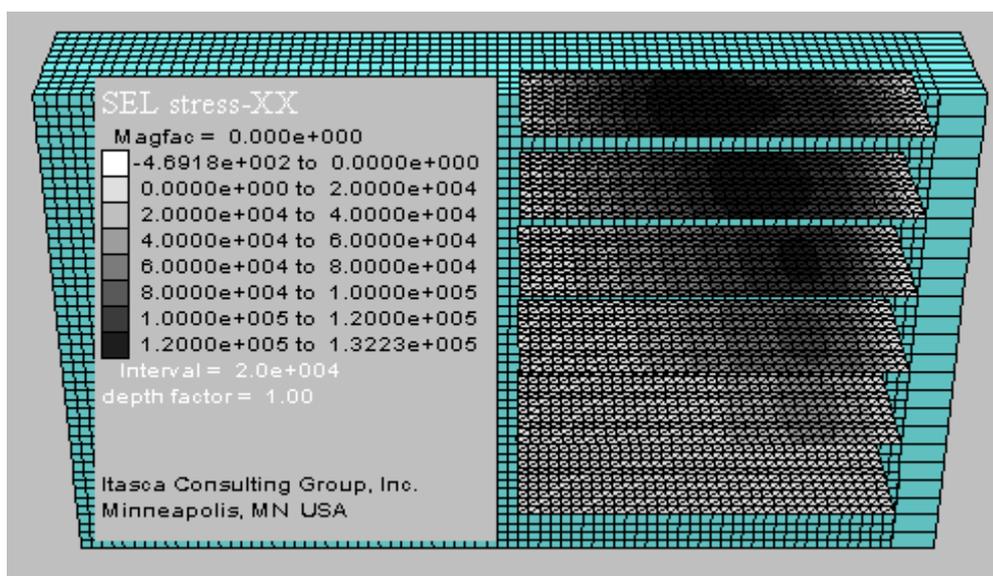
(a) 03 Nappes de géogrille



(b) 04 Nappes de géogrille



(c) 05 Nappes de géogrille



(d) 06 Nappes de géogrille

Figure 4.10 – Contrainte de traction dans les nappes de géogrilles

D'après les résultats obtenus de cette première partie d'étude il est clair que le nombre des nappes de géogrille (N) a une légère influence sur le comportement de l'ouvrage de soutènement en sol renforcé par géogrilles. Ainsi, on adopte le cas de quatre nappes espacées de $S_v=0.9$ m pour la suite de cette première étude.

4.5.2. Influence de la rigidité des nappes de géogrilles (J)

Une variation de la rigidité de géogrilles (de faible rigidité 285 KN/m à une rigidité forte 285 10³ KN/m) a été analysée.

4.5.2.1. Déplacements latéraux du parement (U_x)

La figure 4.11 montre la variation des déplacements latéraux en fonction de la rigidité de géogrilles (J), pour l'ouvrage à l'état de repos et après un chargement vertical respectivement. Il est clair que les déplacements latéraux (U_x) diminuent avec l'augmentation de la rigidité des géogrilles.

Au sommet du mur, pour une rigidité forte de 285 10³ KN/m les déplacements latéraux réduisent de 15,86% par rapport au calcul effectué avec rigidité de 285 KN/m. Cette diminution est 14,68% pour une rigidité 285 10² KN/m et 10,72% pour une rigidité 285 10 KN/m.

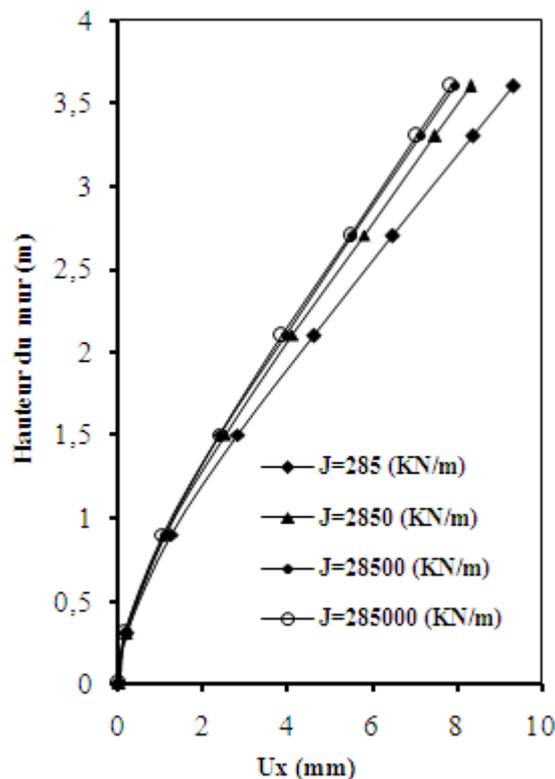


Figure 4.11 – Déplacements latéraux du parement

4.5.2.2. Contraintes horizontales derrière le mur (σ_h)

L'effet de la rigidité des géogrilles est bien illustré dans la figure 4.12. On remarque que la variation de la rigidité de géogrilles (J) influe les contraintes horizontales derrière le mur dans la partie 2/3

supérieurs. Pour une raideur forte $285 \cdot 10^3$ KN/m les contraintes σ_h diminuent environ 16.30% comparer au $J=285$ KN/m.

Dans le 1/3 inférieur du mur on peut remarquer une variation négligeable des valeurs de contraintes horizontales derrière le mur, ceci est causé par le choix des conditions aux limites de fondation.

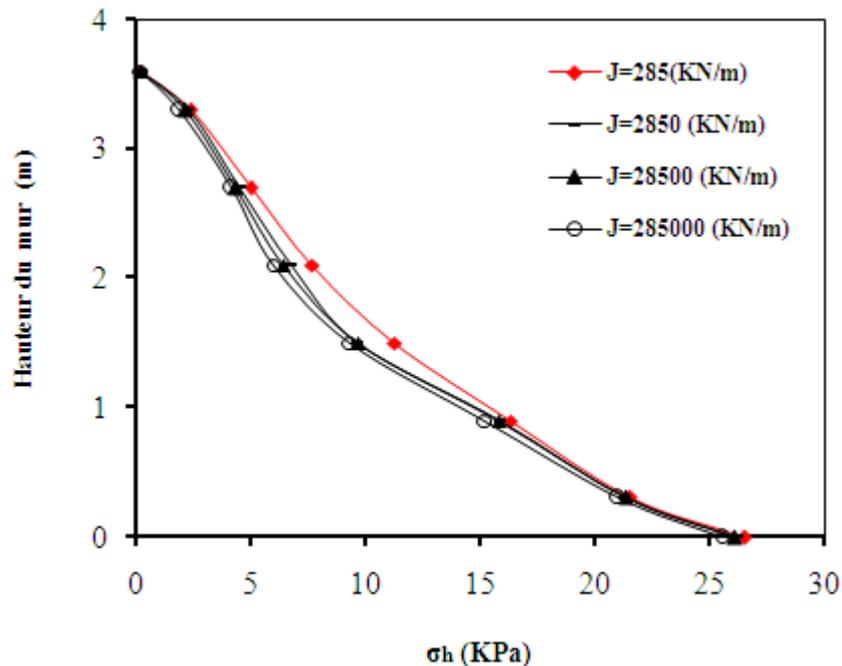
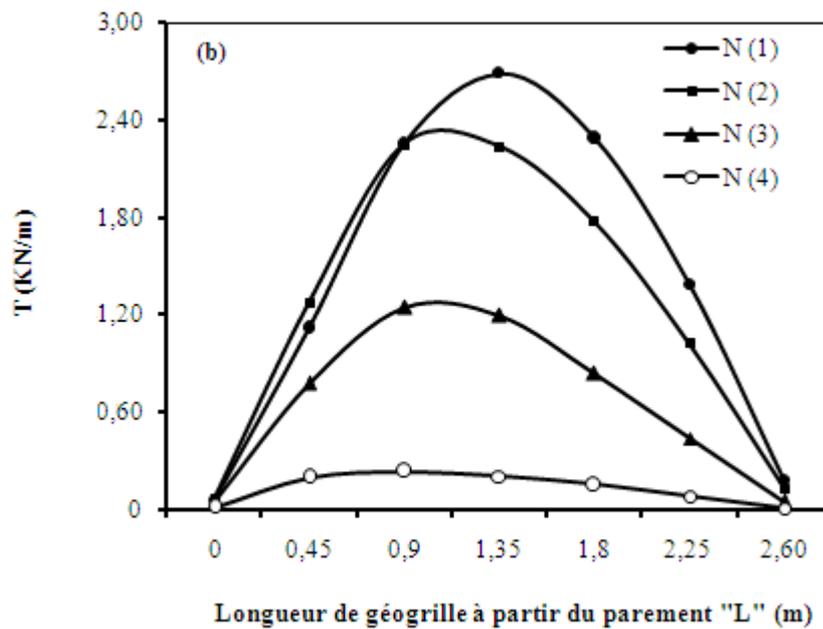
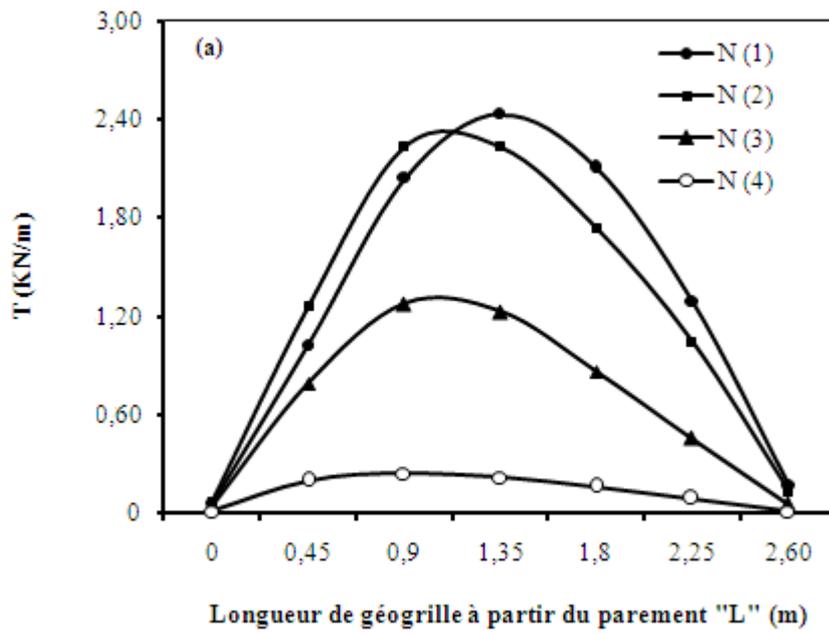


Figure 4.12 – Contraintes horizontales derrière le mur

4.5.2.3. Effort de traction dans les nappes de géogrille (T)

La figure 4.13 présente l'effort de traction le long des nappes de géogrille pour différentes valeurs de (J) lorsque l'ouvrage à état de repos. On constate que l'augmentation de la rigidité de géogrille mener à une augmentation de l'effort de traction dans les nappes. La valeur maximale de T trouvée toujours dans la nappe supérieure à une distance de 1,35 m à partir de parement. Également, on peut remarquer que les valeurs de l'effort de traction diminuent progressivement d'une nappe à autre de haut vers le bas du mur.

A travers ces remarques, on peut conclure que l'augmentation de la valeur de (J) (de 285 KN/m à $285 \cdot 10^3$ KN/m) la valeur max de l'effort de traction augmente et toujours trouvée dans la nappe supérieure. Donc l'augmentation de (J) a un effet significatif pour l'augmentation des valeurs max de (T).



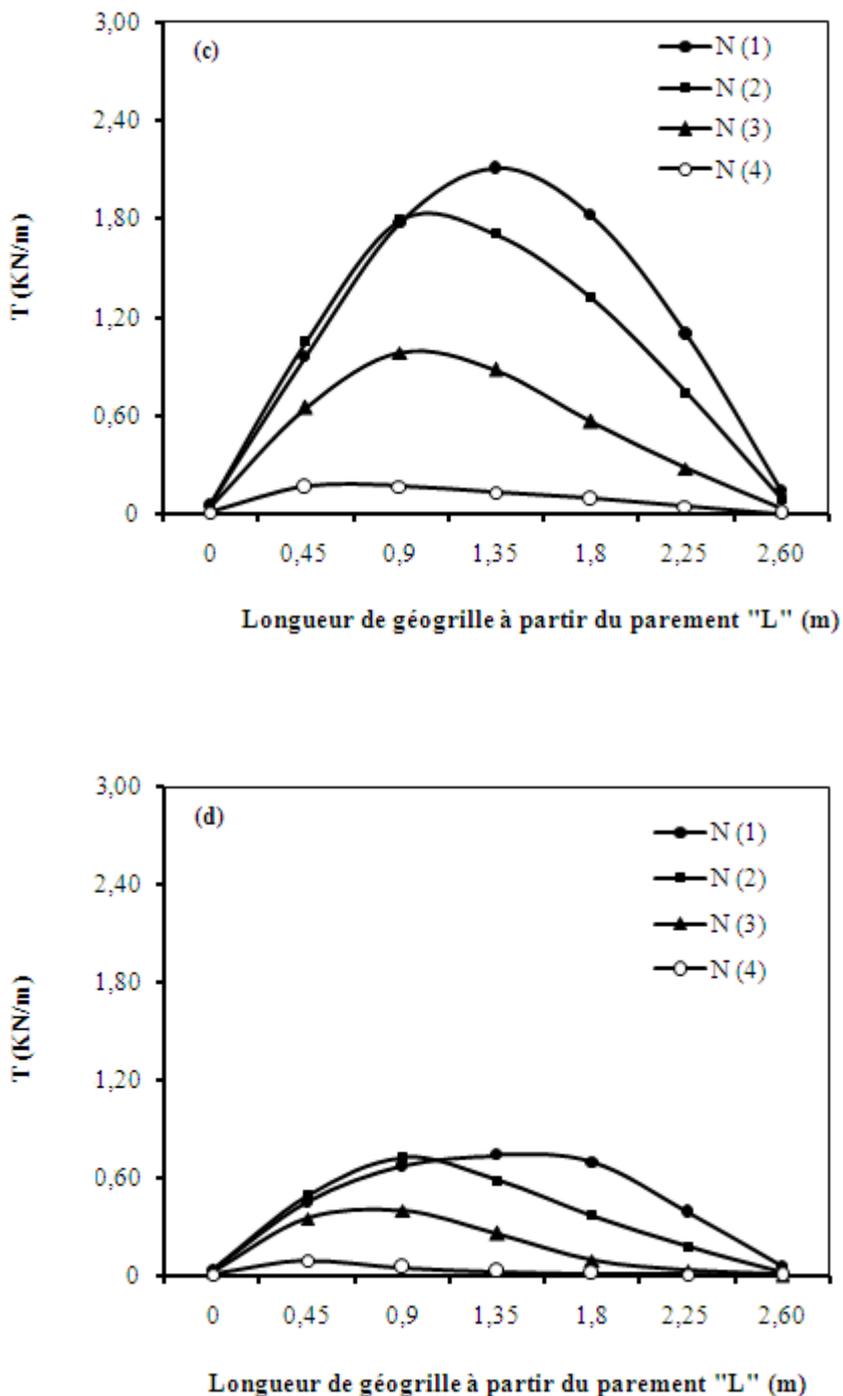


Figure 4.13 – L'effort de traction dans les nappes de géogrille, (a) $J=285 \cdot 10^3 \text{ KN/m}$, (b) $J=285 \cdot 10^2 \text{ KN/m}$, (c) $J=285 \cdot 10 \text{ KN/m}$ et (d) $J=285 \text{ KN/m}$

En conclusion de cette partie, la rigidité des nappes de géogrilles a une grande importance pour le calcul des murs de soutènement en blocs modulaires et peut fournir une contribution importante à l'équilibre horizontal de ce type des murs.

4.5.3. Influence de l'angle d'interface sol-blocs (δ)

Afin d'étudier l'influence de ce paramètre sur le calcul des murs de soutènement en blocs modulaires renforcé par des nappes de géogrille, nous effectuons des calculs avec un angle de l'interface sol-bloc varié de 0° à 30° .

4.5.3.1. Déplacements latéraux du parement (U_x)

Les déplacements latéraux du parement à l'état de repos ont été calculés et représentés sur la figure 4.14. On peut remarquer que l'augmentation de l'angle d'interface (δ) conduit à une diminution des déplacements latéraux U_x . Pour une variation de $\delta = 0^\circ$ à $\delta = 10^\circ$, la valeur de U_x diminue d'environ 10 % (au sommet du mur), cette diminution est 22,83 % quand δ varie de 0° à 20° et 30,63 % lorsque (δ) augmente de 0° à 30° .

Cependant, l'influence de l'angle d'interface (δ) sur le déplacement latéral du parement est relativement faible à la base de l'ouvrage de soutènement, ceci est causé par la rigidité du sol de fondation.

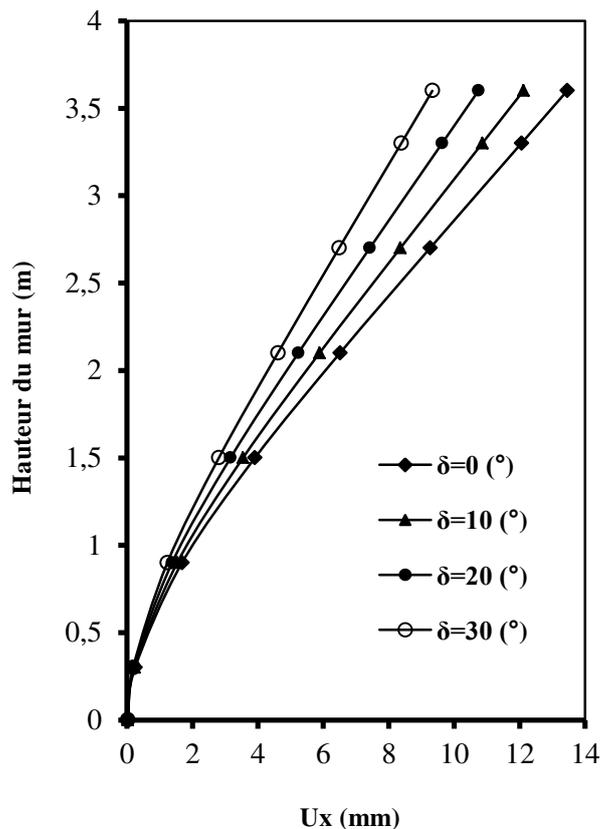


Figure 4.14 – Déplacements latéraux de parement

4.5.3.2. Contraintes horizontales derrière le mur (σ_h)

La distribution des contraintes horizontales (σ_h) correspondant aux différentes valeurs d'angle d'interface (δ) est présentée sur la figure 4.15. On peut constater que les valeurs de (σ_h) diminuent d'une manière significative quand l'angle (δ) augmente.

On peut remarquer également que pour une variation de l'angle d'interface sol-bloc de 0° à 30° conduire à une diminution de 29% de σ_h à la hauteur $H=1.5$ m.

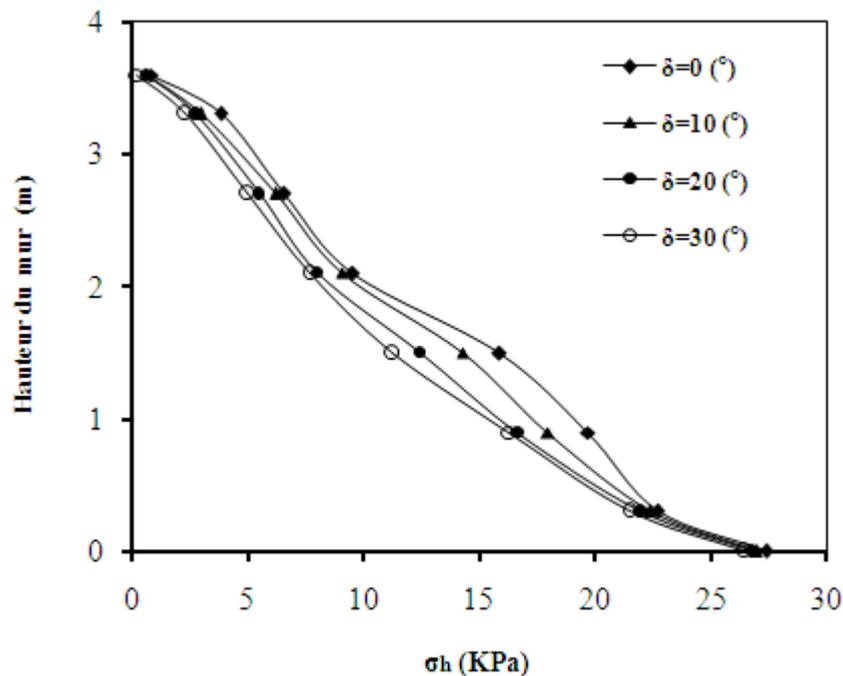
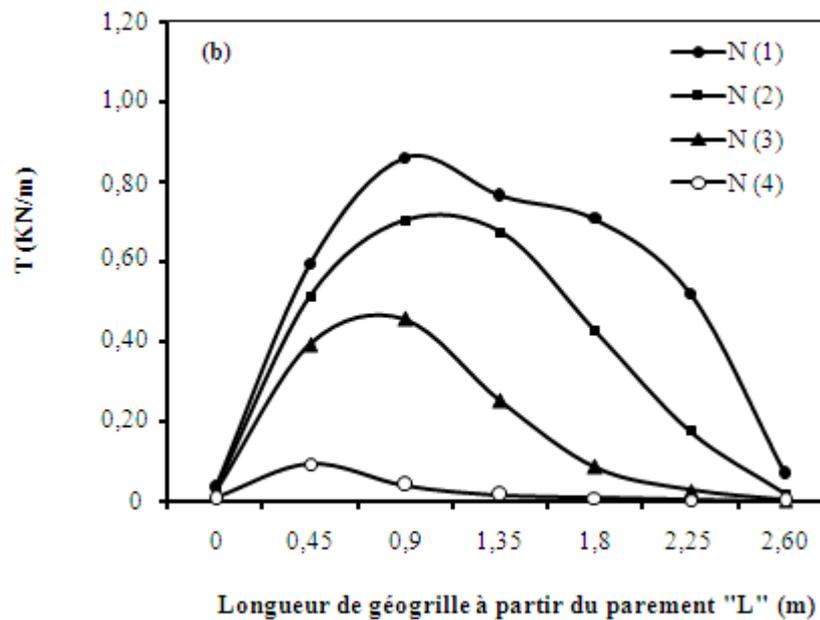
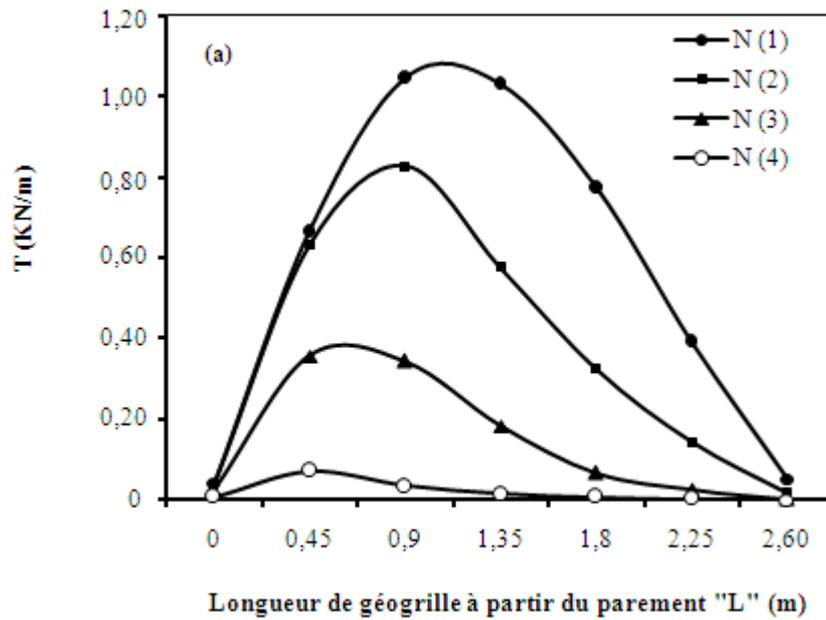


Figure 4.15 – Contraintes horizontales derrière le mur

4.5.3.3. Effort de traction dans les nappes de géogrilles (T)

Les figures 4.16 (a, b, c et d) montrent l'influence de l'angle d'interface sol-bloc sur les efforts de traction dans les nappes de géogrilles pour les différents niveaux du mur choisis. Les résultats numériques présentés sur ces figures montrent une augmentation d'efforts de traction (T) quand l'angle d'interface (δ) diminue. Ces figures montrent également que les efforts de traction maximum calculée dans notre étude pour les différents niveaux de renfort sont situés sur des points localisés près du parement. Ces points accord à plusieurs travaux de recherche (Yoo et Jung, 2004 ; Abdelouhab, 2010).

Pour les différents angles d'interface étudiés, les valeurs maximales de l'effort de traction dans les nappes de géogrilles trouvées dans la nappe supérieure et ces valeurs diminuent d'une nappe à autre de haut vers le bas du mur.



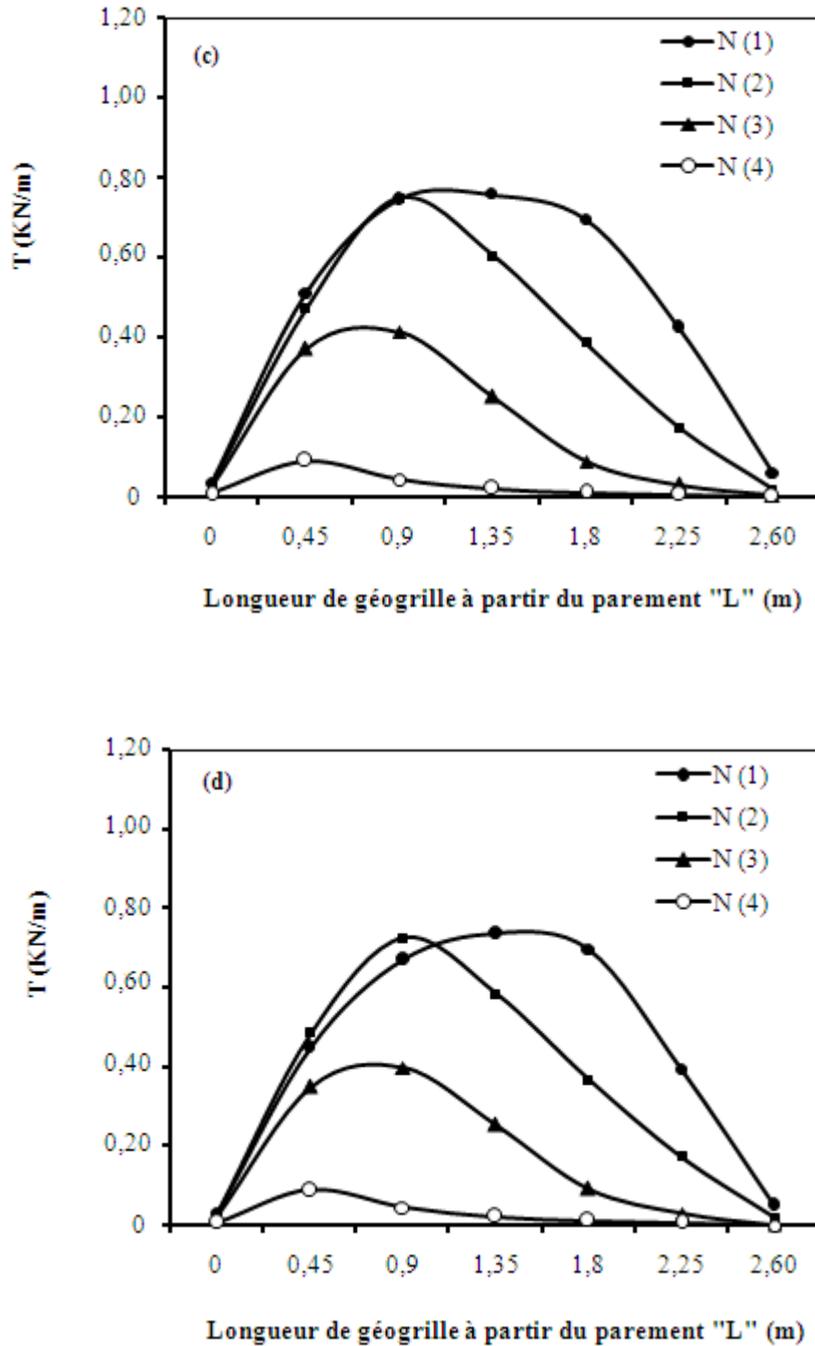


Figure 4.16 – L'effort de traction dans les nappes de géogrilles, (a) $\delta=0^\circ$, (b) $\delta=10^\circ$, (c) $\delta=20^\circ$ et (d) $\delta=30^\circ$

On peut conclure de cette partie que l'angle d'interface sol-bloc est un paramètre clé pour le calcul des murs de soutènement en blocs modulaires renforcé par des nappes de géogrille. Ainsi, on adopte un angle $\delta=30^\circ$, pour que $\delta=\varphi$ (écran parfaitement rugueux) pour la suite de cette étude.

4.5.4. Application d'une surcharge uniformément répartie (Q) sur le massif de sol

Le renforcement des massifs de remblai par des nappes de géogridde trouve des applications pour lesquels peuvent être supporté de plus lourdes charges et de rester stables. Il semble intéressant d'étudier le comportement du massif sous un chargement uniformément réparti.

L'approche numérique permet d'étudier facilement le comportement du mur de soutènement modulaire en sol renforcé par des nappes horizontales de géogridde en état de service (surcharge de $Q = 80\text{KPa}$).

Dans cette deuxième modélisation, nous étudions l'influence des mêmes paramètres étudiés ci-dessus sur les déplacements latéraux de parement (U_x), les contraintes horizontales derrière ce mur (σ_h) et l'effort de traction dans les nappes de géogridde (T) après un chargement uniformément réparti en surface de massif de sol (Figure 4.17).

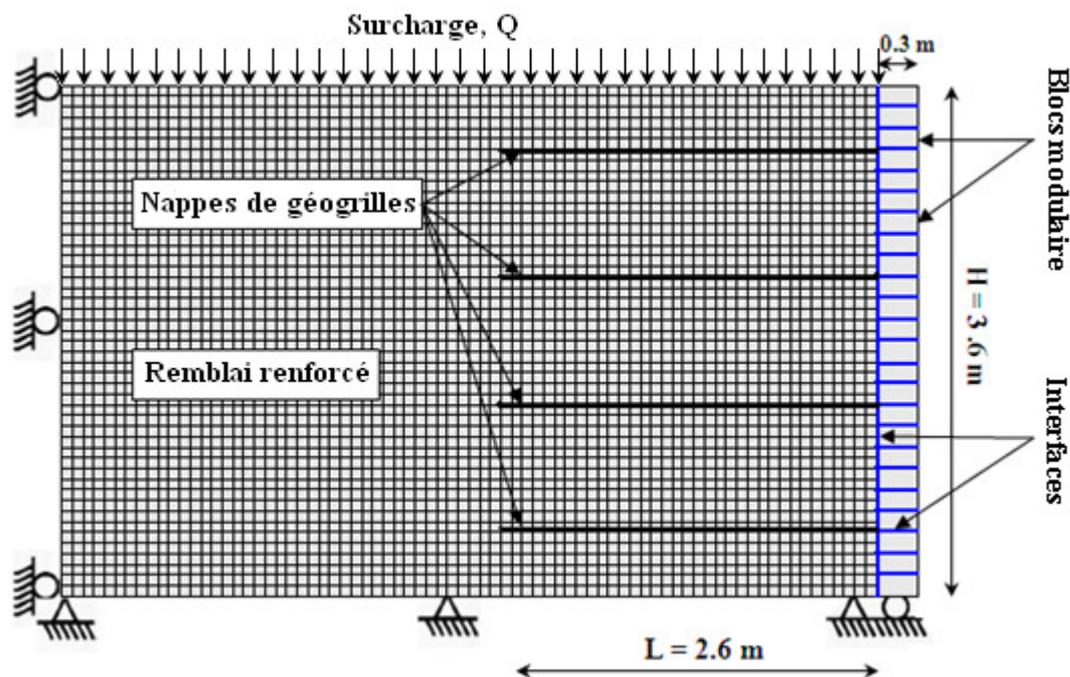


Figure 4.17 – Présentation du modèle dans la présence de la surcharge (Q)

4.5.4.1. Influence du nombre des nappes de géogrilles (N)

4.5.4.1.1. Déplacements latéraux du parement (U_x)

Les déplacements latéraux du parement après un chargement vertical Q ont été calculés et représentés sur la figure 4.18. On peut remarquer que la variation de $N=3$ à $N=6$ conduit à une légère diminution des déplacements latéraux (U_x). À la base du mur les déplacements latéraux sont nuls, c'est tout à fait normal, cela est due aux conditions aux limites.

Les courbes de la figure 4.18 à une allure semblable à celles calculés à état de repos.

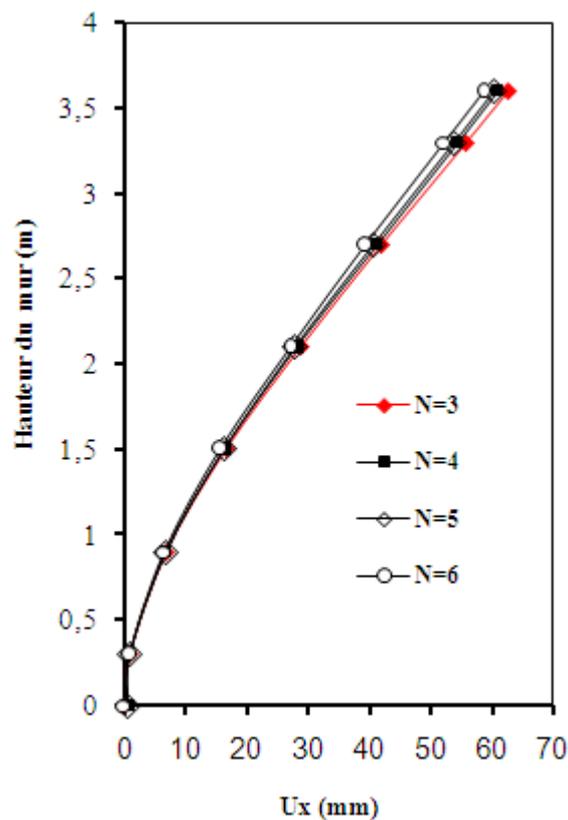


Figure 4.18 – Déplacements latéraux du parement après une surcharge (Q)

4.5.4.1.2. Contraintes horizontales derrière le mur (σ_h)

La figure 4.19 montre les contraintes horizontales derrière le mur (σ_h), pour différents espacements. On remarque après un chargement vertical de mur ($Q = 80$ kPa), une augmentation des valeurs de σ_h par rapport à l'état de repos. Egalement, quand le nombre des nappes augmente on remarque une légère diminution des contraintes horizontales derrière le mur.

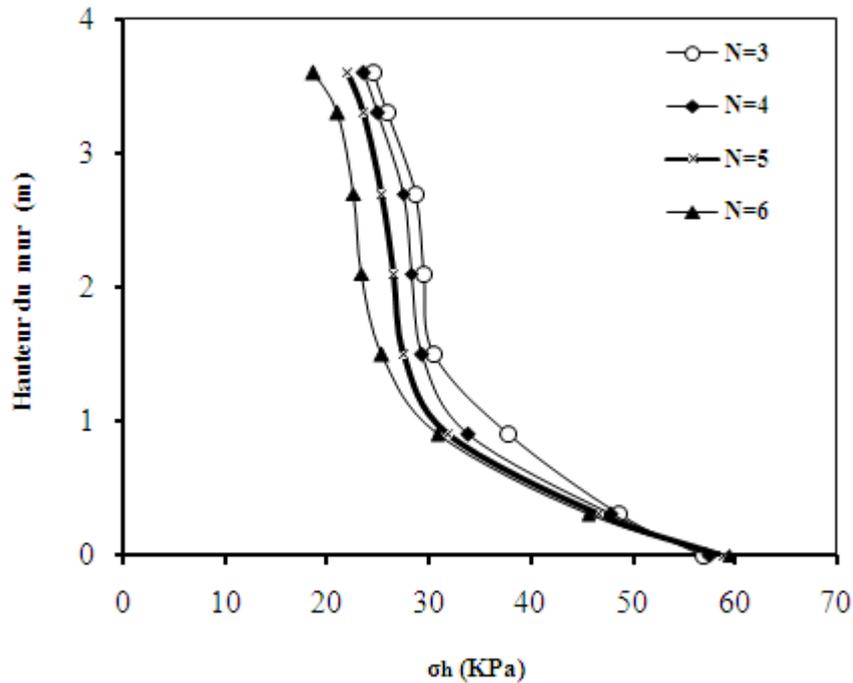


Figure 4.19 – Contraintes horizontales derrière le mur après une surcharge (Q)

4.5.4.1.3. Effort de traction dans les nappes de géogrilles (T)

La figure 4.20 (a) montre les forces maximales de traction (T_{max}), dans les nappes de géogrilles pour l'ouvrage de soutènement chargée verticalement de 80 kPa. La force maximale de traction est obtenue dans la nappe supérieure où la contrainte de confinement est importante.

L'analyse des résultats numériques montre que les efforts de traction maximum calculés sur les différents niveaux de renforcement sont situés sur des points localisés près du parement (Figure 4.20 (b)). Ces points représentent la ligne des tractions maximales qui n'est pas confondue avec le coin de Coulomb. Ce résultat est le même à celle de Schlosser et al. (1993) qui montrent à partir des résultats obtenus dans des murs renforcés par des bandes géosynthétiques instrumentées (Southampton, St-Rémy-lès-Chevreuse) que la ligne des tractions maximales n'est pas confondue avec le coin de Coulomb. Ils montrent qu'en raison de sa faible extensibilité, ce type de renforcement conduit à une ligne des tractions maximales plus proches de celle des renforcements métalliques (0,3 H).

Cependant, la répartition des efforts de tractions le long des différents lits de géogrilles dans notre étude, montre que le mur peut être représenté par deux zones.

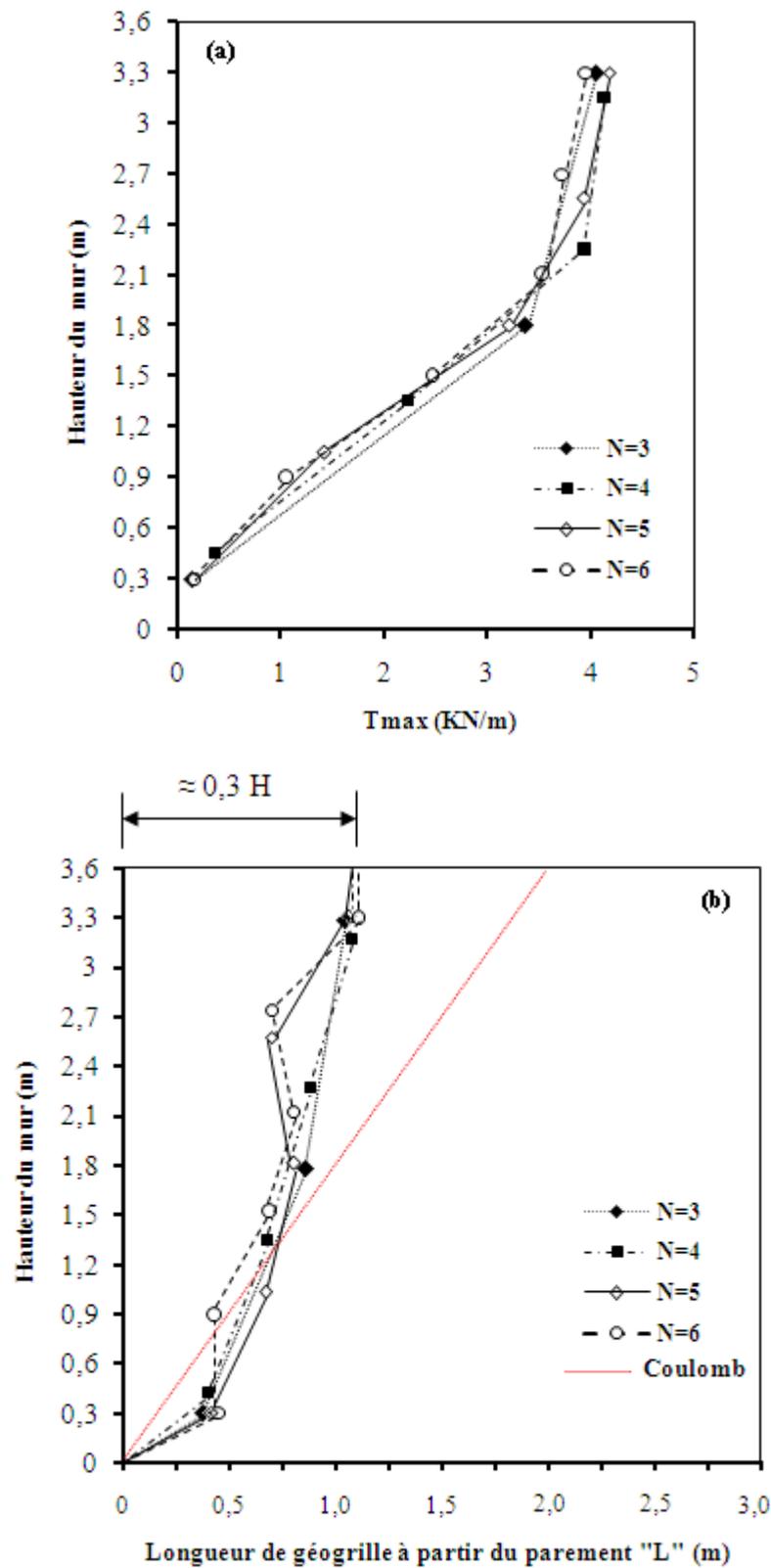


Figure 4.20 – Efforts maximaux de traction dans les nappes de géogrilles après un chargement 80 kPa (a) valeur de T_{max} ; (b) position de T_{max}

D'après les résultats de la deuxième modélisation, on adopte le cas de quatre nappes espacées de $S_v=0,9$ m pour la suite de cette étude.

4.5.4.2. Influence la rigidité des nappes de géogrilles (J)

4.5.4.2.1. Déplacements latéraux du parement (U_x)

La figure 4.21 montre la variation des déplacements latéraux en fonction de la rigidité de géogrilles (J) après l'application d'une surcharge Q. On peut remarquer que les déplacements latéraux (U_x) diminuent avec l'augmentation de la rigidité des géogrilles. Les courbes de la figure 4.21 à une allure semblable à celles calculés à état de repos.

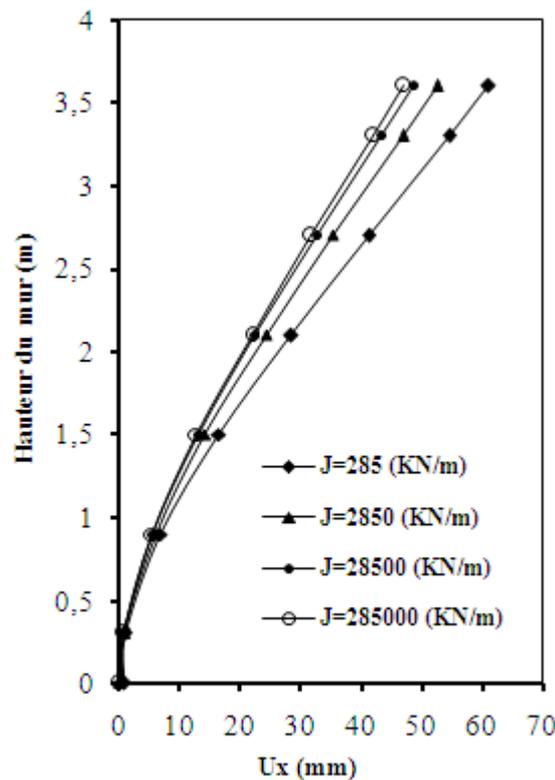


Figure 4.21 – Déplacements latéraux du parement après un chargement de 80 kPa

4.5.4.2.2. Contraintes horizontales derrière le mur (σ_h)

La figure 4.22 montre que l'augmentation de la rigidité des nappes de géogrilles, diminuent les contraintes horizontales derrière le mur (σ_h).

Pour une raideur forte $285 \cdot 10^3$ KN/m les contraintes σ_h diminuent environ 22,40% par-rapport au $J=285$ KN/m.

Dans le 1/3 inférieur du mur on peut remarquer une variation négligeable des valeurs de contraintes horizontales derrière le mur.

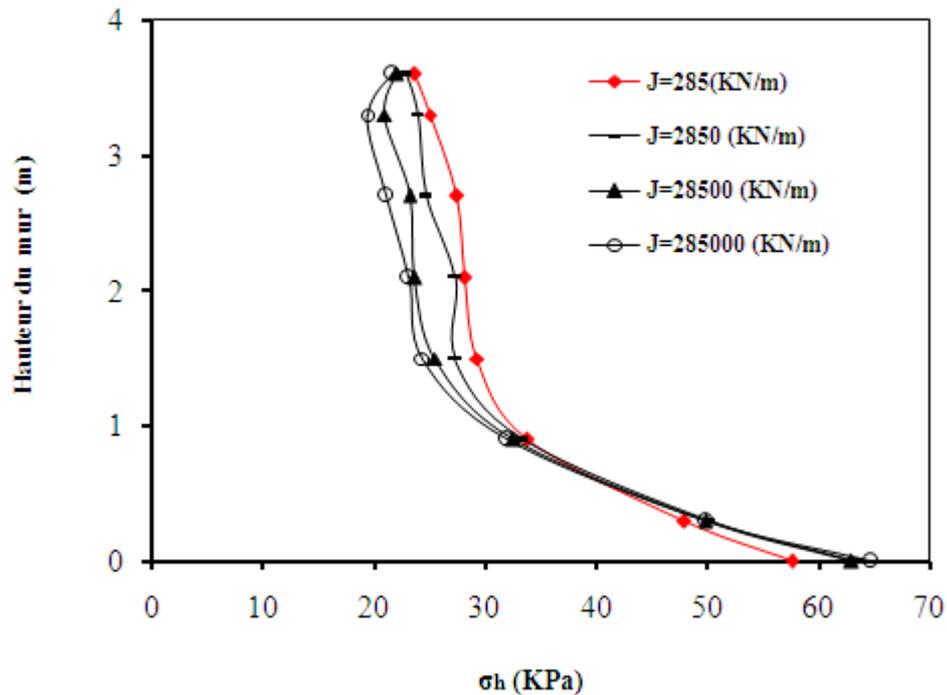


Figure 4.22 – Contraintes horizontales derrière le mur après une surcharge (Q)

4.5.4.2.3. Effort de traction dans les nappes de géogrilles (T)

Les forces maximales de traction (T_{max}) dans les nappes de géogrilles pour l'ouvrage de soutènement chargée sont présentées sur la figure 4.23 (a). La force maximale de traction est obtenue dans la nappe supérieure. On peut remarquer que l'augmentation de la rigidité de géogrille conduit à une augmentation de l'effort de traction dans les nappes.

La surface critique de rupture interne est localisée en fonction des points des forces maximales de traction dans les nappes de géogrilles. La figure 4.23 (b) montre la répartition des forces de traction le long des différentes nappes de renforcement, les calculs numériques montrent que l'ouvrage de soutènement renforcé est divisé en deux zones, limitées par la ligne des forces maximales de traction définie par la méthode AASHTO.

Aussi, la figure 4.23 (b) montre que la surface critique de rupture interne coïncide avec le plan de rupture calculé par la méthode de Coulomb dans le 1/2 inférieure de l'ouvrage.

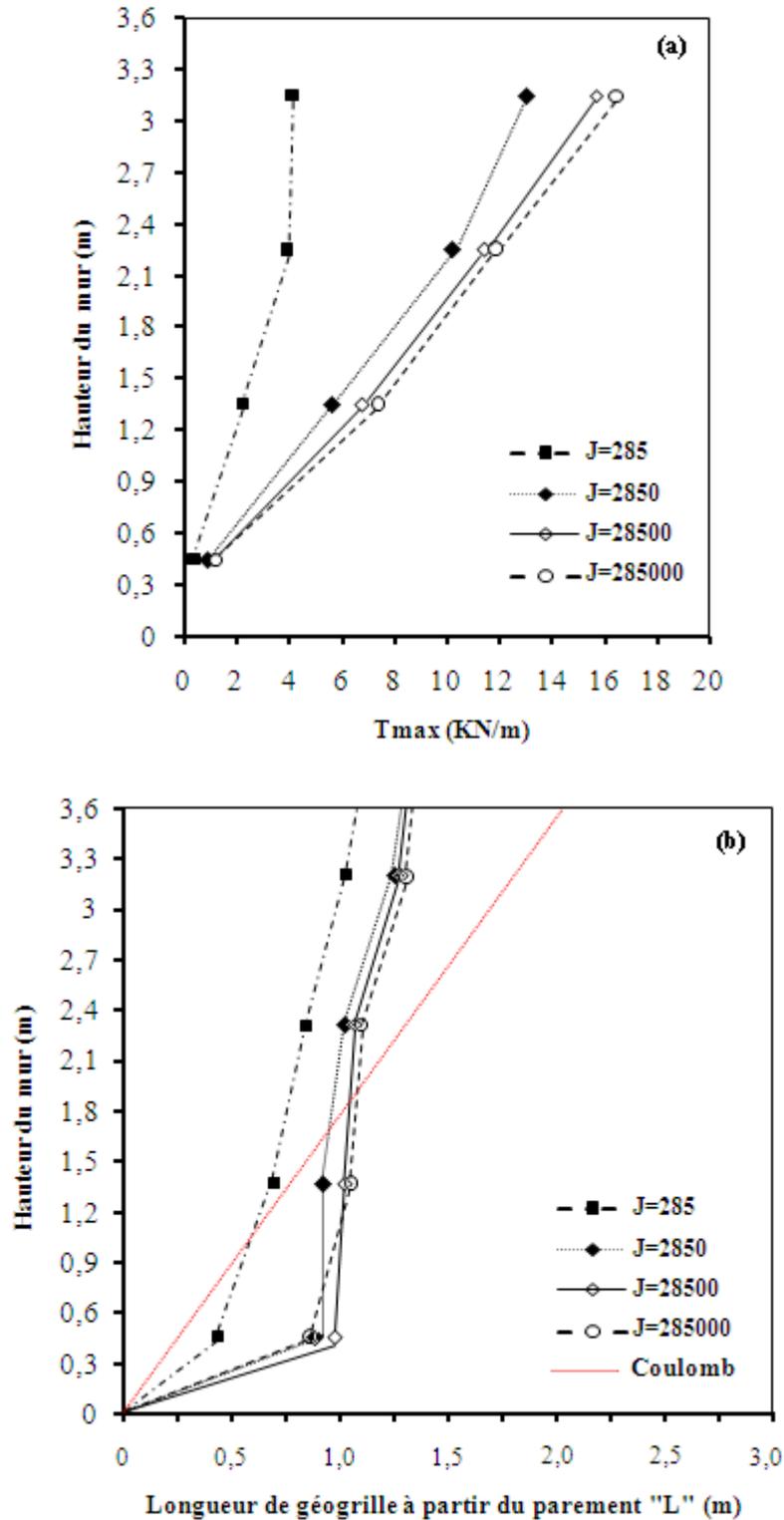


Figure 4.23 – Efforts maximaux de traction dans les nappes de géogridde après un chargement 80 kPa.

(a) valeur de T_{max} ; (b) position de T_{max}

4.5.4.3. Influence de l'angle d'interface sol-blocs (δ)

4.5.4.3.1. Déplacements latéraux du parement (U_x)

Les résultats numériques présentés sur la figure 4.24, montrent que le déplacement latéral du parement diminue avec l'augmentation de l'angle d'interface sol-blocs. Cependant, une petite différence a été observée entre les déplacements obtenus à la base du parement, ceci à causé aux conditions aux limites mur-fondation. Les pourcentages de diminution de (U_x) sont quasiment les mêmes quand l'ouvrage à état de repos.

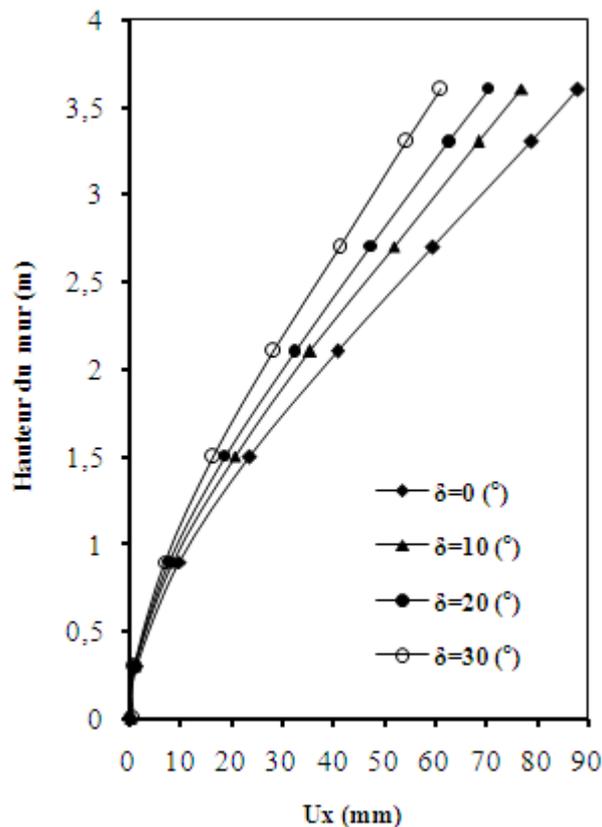


Figure 4.24 – Déplacements latéraux du parement après un chargement de 80 kPa

4.5.4.3.2. Contraintes horizontales derrière le mur (σ_h)

La figure 4.25 montre les contraintes horizontales derrière le mur (σ_h) calculé pour différentes valeurs de l'angle d'interface sol-blocs (δ), on remarque que les valeurs de (σ_h) diminuent d'une manière significative quand l'angle (δ) augmenter.

Au sommet du mur, pour un angle d'interface sol-bloc (δ) varie de 0° à 30° mener une réduction de σ_h de 27% à la hauteur $H=1.5$ m.

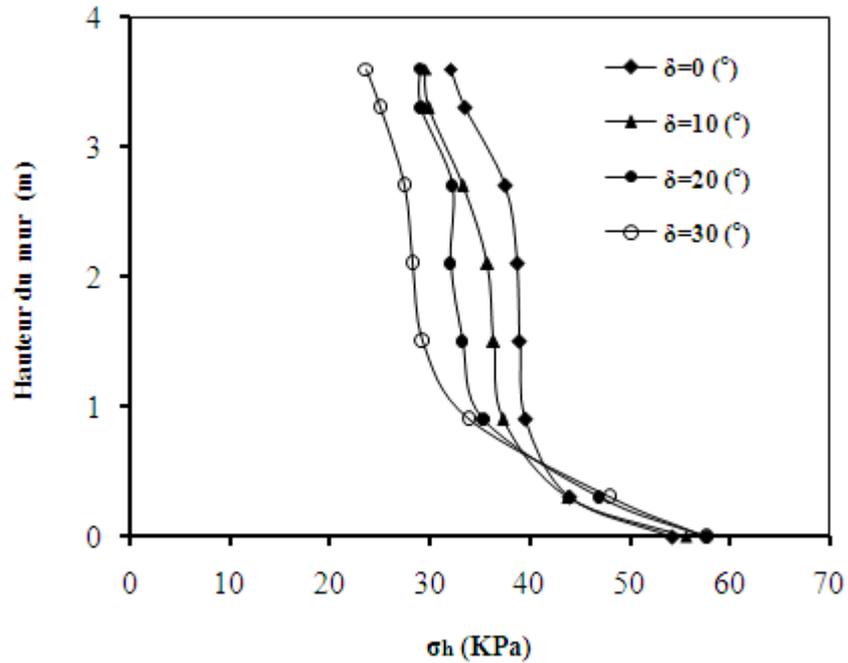


Figure 4.25 – Contraintes horizontales derrière le mur après une surcharge (Q)

4.5.4.3.3. Effort de traction dans les nappes de géogrilles (T)

Les forces maximales de traction (T_{max}) dans les nappes de géogrilles pour le mur de soutènement après un chargement sont présentées sur la figure 4.26 (a). On remarque que la force maximale de traction est obtenue dans la nappe supérieure. On peut constater également que l'augmentation de l'angle d'interface (δ) conduit à une diminution de l'effort de traction dans les nappes.

Les résultats numériques présentés sur la figure 4.26 (b) montrent que les plans de rupture sont presque identiques pour les différentes valeurs de δ étudié.

Aussi, la figure 4.26 (b) montre que l'ouvrage de soutènement renforcé est divisé en deux zones, limitées par la ligne des forces maximales de traction.

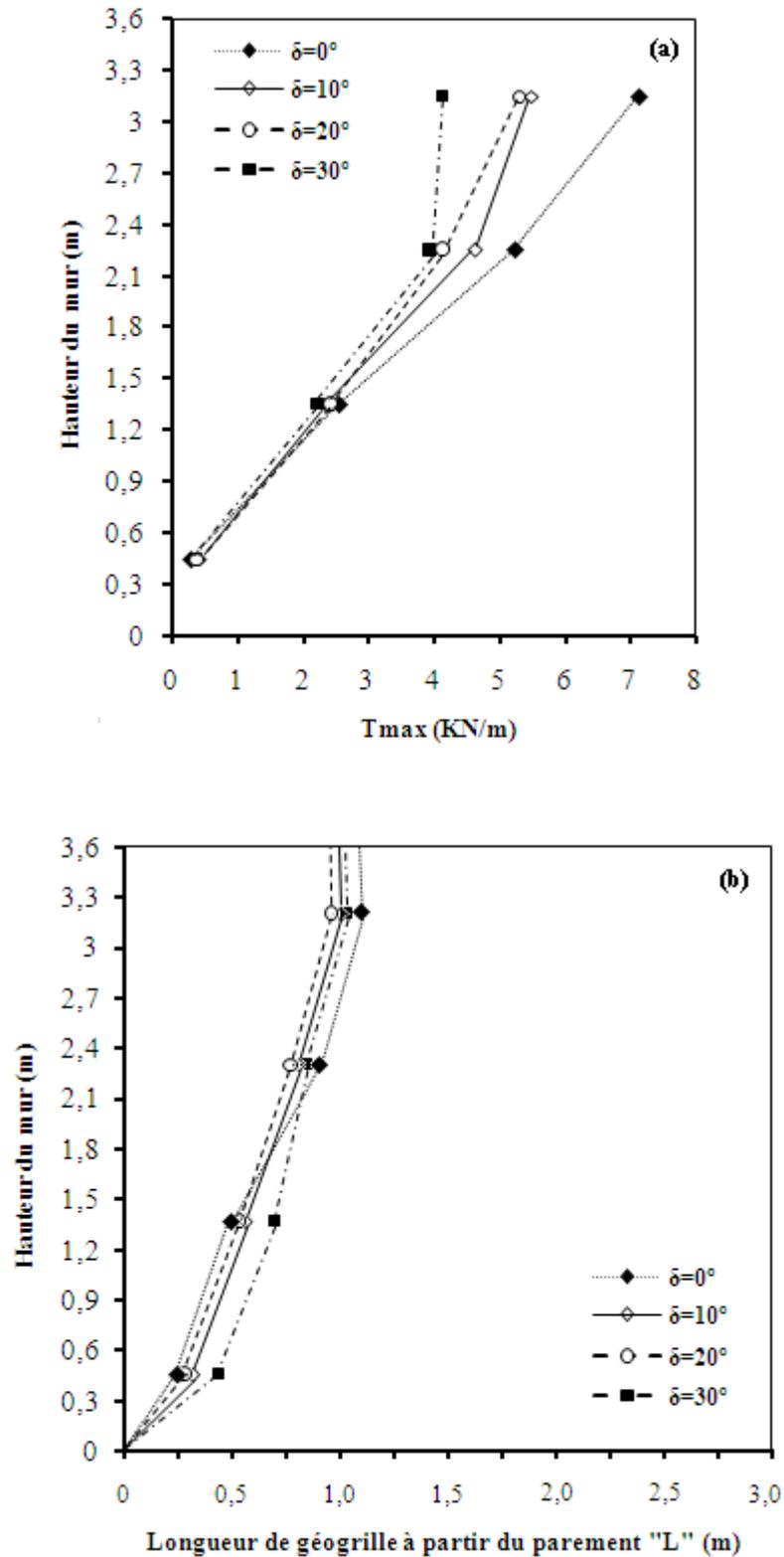


Figure 4.26 – Efforts maximaux de traction dans les nappes de géogrilles après un chargement 80 kPa.

(a) valeur de T_{max} ; (b) position de T_{max}

4.6. Conclusion

Une série d'études numériques ont été menées par différences finies (Flac 3D) pour étudier l'effet de plusieurs paramètres de conception sur le comportement des murs de soutènement en sol renforcé par géogriddes. Les principales conclusions sont résumées comme suit :

- Le nombre des nappes de géogriddes (N) a une légère influence sur l'étude des murs de soutènement en sol renforcé par ce type de renfort. Pour définir ce paramètre qui peut être décrit par l'espacement entre les nappes (S_v), nous avons constaté que $S_v \geq 0,9\text{m}$ constitue la solution idéale.
- La rigidité des nappes de géogriddes a une grande importance pour le calcul des murs de soutènement en blocs modulaires et peut fournir une contribution importante à l'équilibre horizontal de ce type de murs.
- L'angle d'interface sol-bloc est un paramètre clé pour le calcul des murs de soutènement en blocs modulaires renforcés par des nappes de géogridde. Le choix d'un angle de frottement d'interface $\delta = 30^\circ$ pour notre étude pour que $\delta = \varphi$ (écran parfaitement rugueux).
- Les nappes de géogriddes permettent aux massifs de remblai de supporter de plus lourdes charges et de rester stables.
- D'après cette étude on peut conclure que le renforcement des sols par des nappes de géogriddes n'a aucun effet pour le calcul des contraintes verticales à la base de sol.

CHAPITRE 05 : L'effet des paramètres des blocs modulaires sur le comportement des murs de soutènement renforcés par géogrille.

5.1. Introduction

Les murs de soutènement renforcés par des géosynthétiques et construits de blocs de béton (modulaires) se répandent depuis quelques années en raison de leur bonne performance, l'esthétique, le coût et la rapidité de construction...Trois composantes principales d'un mur de soutènement en sol renforcé sont : le sol de remblai, les éléments de renfort et le mur.

La nature flexible des systèmes des murs de soutènement segmentaires et la petite taille des blocs modulaires permettent à construire des murs à géométrie complexe, à différentes hauteurs et plusieurs niveaux dans des conditions défavorables du site.

Pour une meilleure compréhension du comportement de ce système du mur, la modélisation numérique est l'une d'excellentes méthodes qui est permise de prendre en compte les propriétés de sol, le renfort géosynthétique et du mur et permettre aussi d'analyser la stabilité, la déformation et l'influence de plusieurs paramètres en tout point du modèle dans un temps raisonnable. Plusieurs études numériques ont été effectuées et ont mis en exergue l'importance de certains facteurs du mur dans la stabilité des murs en sol renforcé par des nappes géosynthétiques.

Au chapitre précédant un modèle numérique de déformations finies a été proposé pour étudier l'influence de quelques paramètres et puis valider par d'autres études et recherches antérieures. Il a permis de simuler de façon satisfaisante le comportement des différents composants du ce modèle. Une étude paramétrique pourra être effectuée à partir de ce modèle, afin de mieux comprendre l'influence des différents paramètres de mur sur le comportement et la stabilité de ce système du

mur. La connaissance de l'influence de ces paramètres est très importante lors du dimensionnement d'un mur de soutènement en sol renforcé par géosynthétiques.

Pour cela, on se fixe tous les paramètres et faire varier seulement 04 variantes essentielles du mur (L'inclinaison du parement, Type des blocs modulaires, Hauteur du parement et Catégorie des blocs modulaire). Nous présenterons, ci-après, quelques résultats obtenus à partir d'une étude paramétrique.

5.2. Résultats et discussions

Dans ce chapitre notre intérêt est porté sur l'utilisation du logiciel FLAC3D (Fast Lagrangian Analysis of Continua) afin d'évaluer et analyser numériquement l'influence de plusieurs paramètres du mur sur le comportement d'un mur de soutènement en bloc modulaire renforcé par géogrilles à l'état de repos. Cette analyse numérique est effectuée en faisant varier plusieurs paramètres géométriques et mécaniques du mur, afin d'évaluer et étudier les déplacements latéraux du parement (U_x), les contraintes horizontales derrière ce mur (σ_h), les contraintes verticales à la base du sol (σ_v) et l'effort de traction dans les nappes de géogrilles (T).

Cette étude a déjà fait l'objet d'une publication (Baaziz S. E & Mellas M., 2017) dans la revue International Civil Engineering Journal, revue internationale à comité de lecture.

5.2.1. Influence de l'inclinaison du parement (W)

L'étude de l'influence de l'inclinaison du parement (blocs modulaires) sur le comportement de ce système du mur est menée en faisant varier (W) (0° , 8° , 15° et 22°) (Figure 5.1).

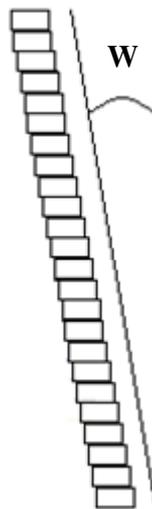


Figure 5.1– Parement incliné

5.2.1.1. Déplacements latéraux du parement (U_x)

L'influence de l'inclinaison du parement sur le calcul des déplacements latéraux (U_x) a été étudiée par des analyses effectuées pour quatre valeurs de (W) (0° , 8° , 15° et 22°).

La figure 5.2 montre les résultats de simulation du mur de soutènement pour différentes inclinaisons du parement. Les déplacements horizontaux ont été normalisés par rapport à la hauteur du mur. Il est important de noter que les déplacements latéraux (U_x) diminuent d'une façon significative lorsque l'inclinaison du mur (W) augmente par rapport à la verticale.

Les résultats de calculs montrent clairement que l'inclinaison du parement est très influente les déplacements latéraux. Pour un parement incliné d'angle $W=8^\circ$ par rapport à la verticale ($W=0^\circ$) induit une diminution de U_x environ 41,79 % (au sommet du parement), cette diminution est 73,28 % quand le mur incliné d'angle $W=15^\circ$ par rapport au $W=0^\circ$ et 88,98 % lorsque $W=22^\circ$.

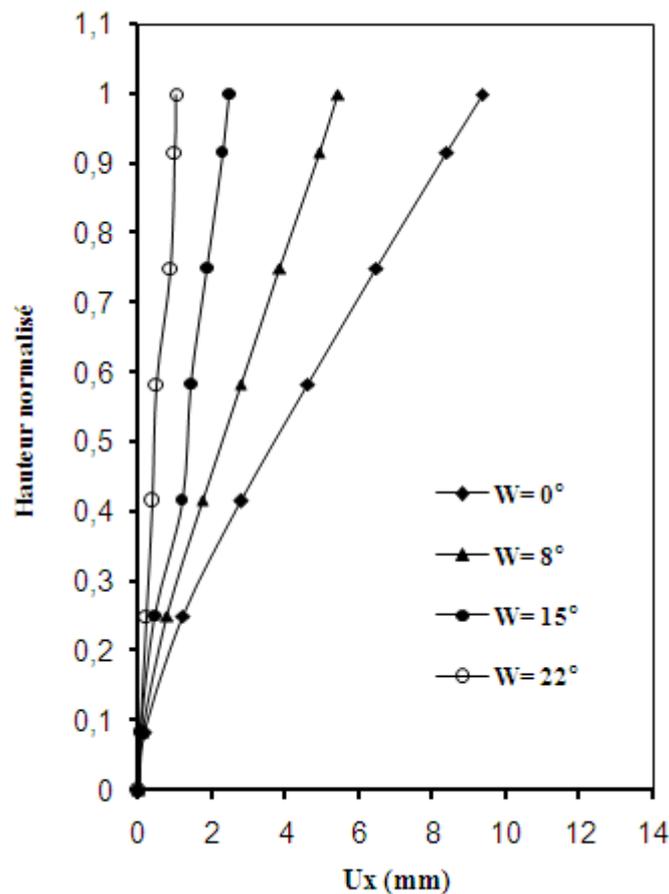


Figure 5.2 – Déplacements latéraux du parement

5.2.1.2. Contraintes horizontales derrière le mur (σ_h)

La figure 5.3 illustre l'effet de l'inclinaison du mur (W) sur le calcul des contraintes horizontales (σ_h) sur toute la hauteur du mur. Il est clair que les valeurs de σ_h diminuent d'une manière significative quand l'angle (W) augmente (à la base du mur).

Les résultats numériques montrent que, pour un angle de l'inclinaison $W=8^\circ$ par rapport à la verticale, les contraintes horizontales σ_h diminuent d'une façon expressive, cette diminution est environ 26% à $H=0\text{m}$. Pour un angle de l'inclinaison $W=15^\circ$, la valeur de σ_h diminue presque 29%, et pour un angle de l'inclinaison $W=22^\circ$ par rapport à la verticale, (σ_h) diminue approximativement 31%.

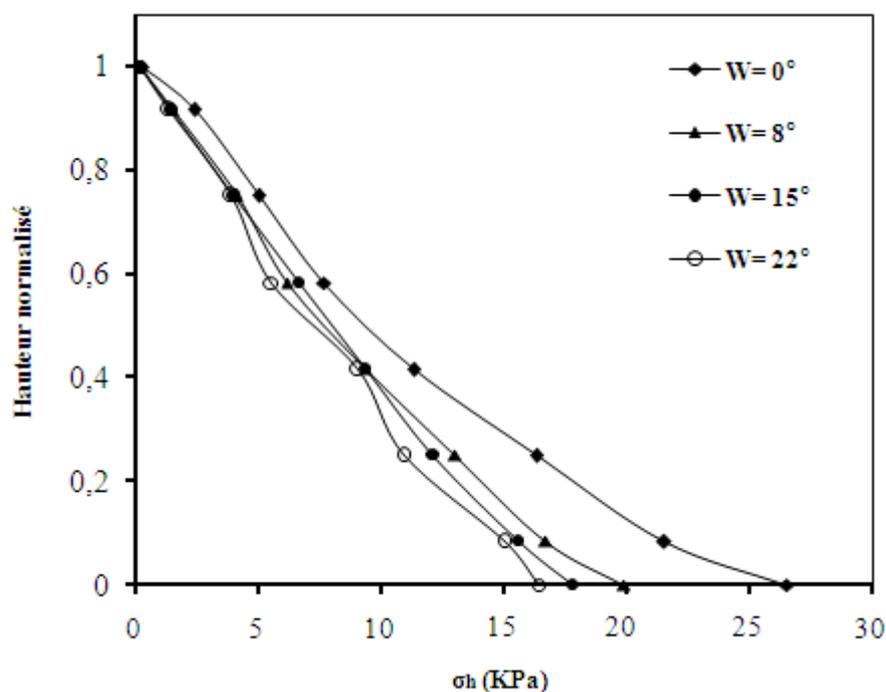


Figure 5.3 – Contraintes horizontales derrière le mur

5.2.1.3. Contraintes verticale à la base du sol (σ_v)

La distribution des contraintes verticales calculées à la base du sol est présentée dans la figure 5.4, les valeurs de (σ_v) ont été normalisées à la pression verticale due au poids propre du sol ($\gamma.H$). D'après cette figure on peut conclure que l'inclinaison du mur n'a aucun effet pour le calcul des (σ_v), le rapport des contraintes verticales est presque égal à l'unité ($\sigma_v/\gamma.H \approx 1$), sauf pour les deux premiers mètres après le mur $\sigma_v/\gamma.H < 1$ due à la contribution du poids des unités du mur dans le calcul des contraintes verticales σ_v dans cette partie, les résultats de la présente étude sont en excellent accord à celle de Hatami et Bathurst (2005) pour un mur incliné de $W=8^\circ$.

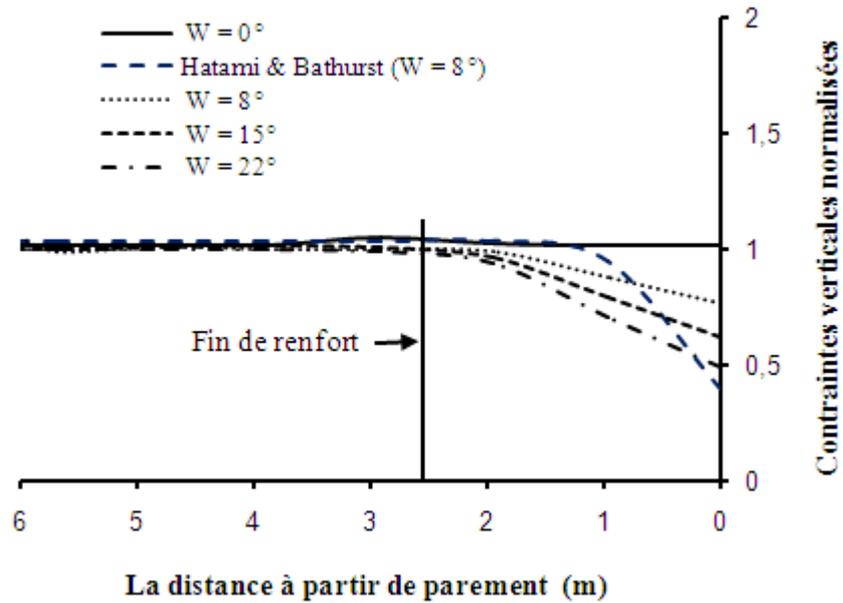
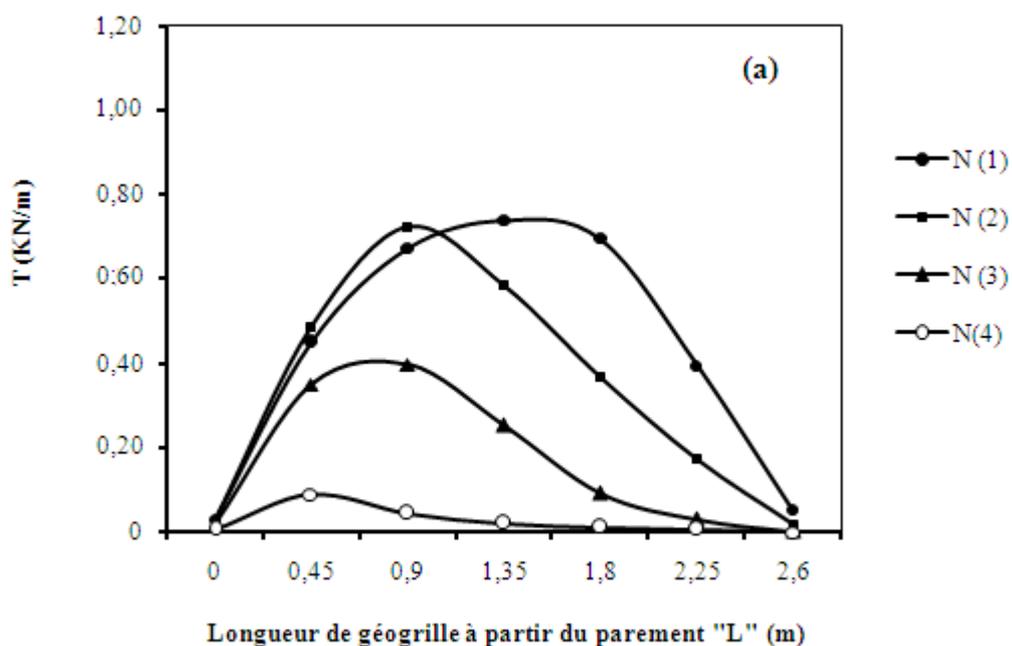
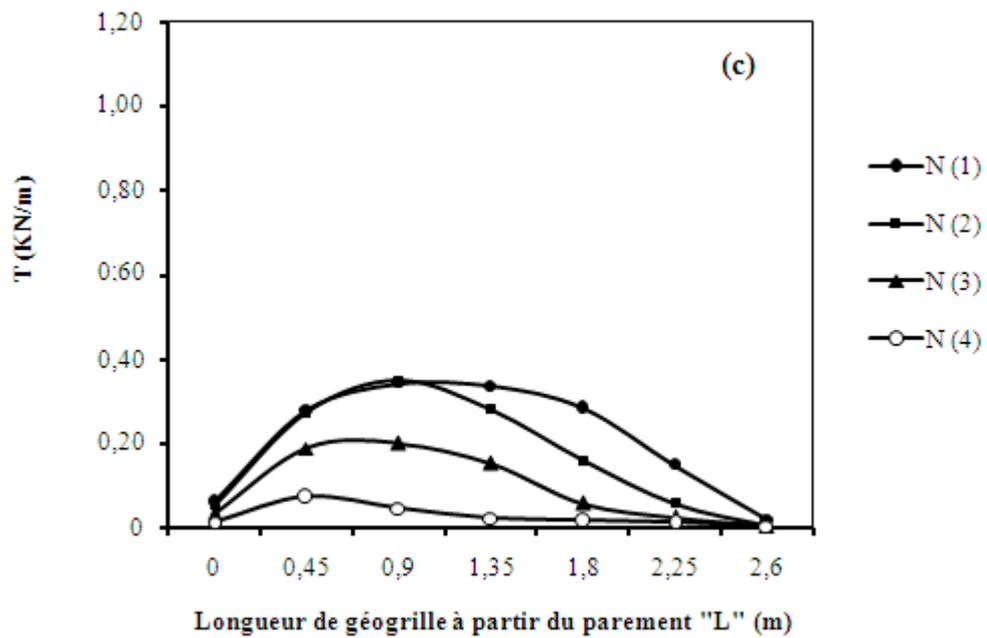
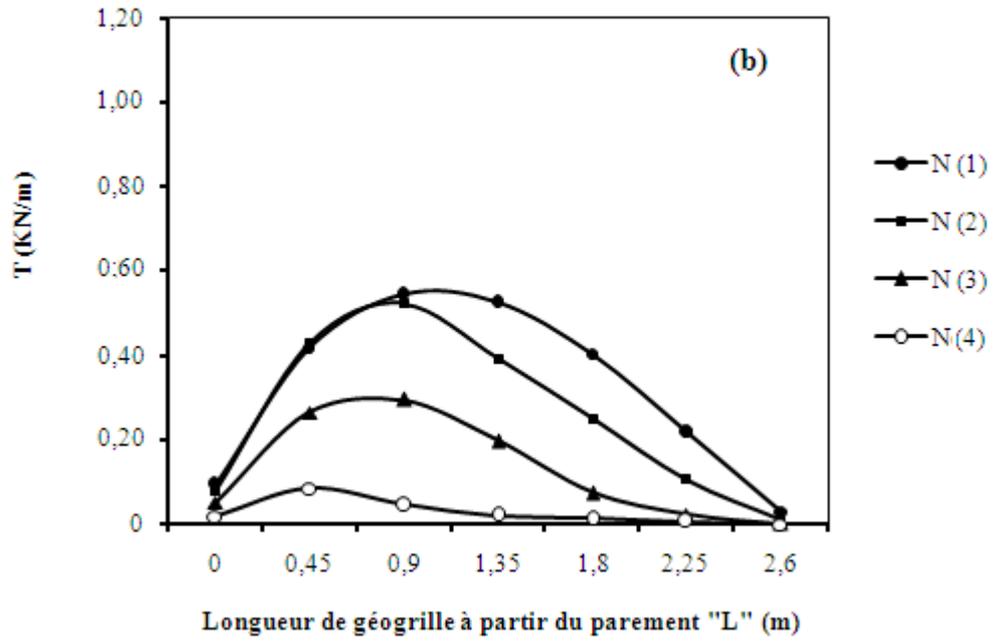


Figure 5.4 – Distribution des contraintes verticales à la base du sol

5.2.1.4. Effort de traction dans les nappes de géogrille (T)

L'analyse des courbes de la figure 5.5 qui représentent la variation de l'effort de traction (T) dans les nappes de géogrille, permet de conclure que les valeurs de l'effort de traction diminuent quand l'angle de l'inclinaison du parement augmente. Ainsi, on peut remarquer que les courbes de (T) prennent la même allure et les valeurs de l'effort de traction diminuent progressivement d'une nappe à autre de haut vers le bas du mur.





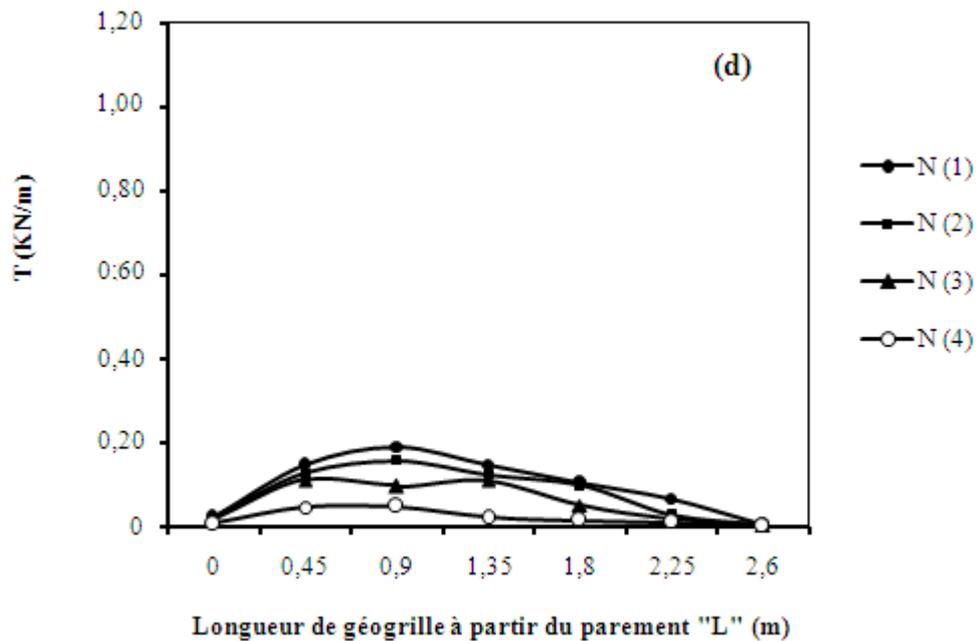


Figure 5.5 – L'effort de traction dans les nappes de géogrilles, (a) $W=0^\circ$, (b) $W=8^\circ$, (c) $W=15^\circ$ et (d) $W=22^\circ$

À partir des résultats présentés sur la figure 5.6 (a), on peut remarquer que l'inclinaison des blocs réduit les forces maximales de traction, cette diminution est due à la réduction du déplacement latéral du parement.

Pour les différentes valeurs de (W) étudiés, la valeur maximale de (T) est obtenue à une distance de 1m à partir du mur pour les nappes intermédiaires, cette valeur est obtenue à une distance de 1,35m (à mi-longueur des nappes) pour la nappe supérieure et à une distance de 0,45m pour les nappes inférieures (figure 5.6 (b)).

La figure 5.6 (b) montre la surface critique de rupture interne qui localisée en fonction des points des forces maximales de traction dans les nappes de géogrilles. Les calculs numériques montrent que l'ouvrage de soutènement renforcé est divisé en deux zones, limitées par la ligne des forces maximales de traction qui n'est pas confondue avec le coin de Coulomb. Ce résultat est le même à celle de Schlosser et al. (1993), qui montrent qu'en raison de sa faible extensibilité, ce type de renforcement conduit à une ligne des tractions maximales plus proches de celle des renforcements métalliques.

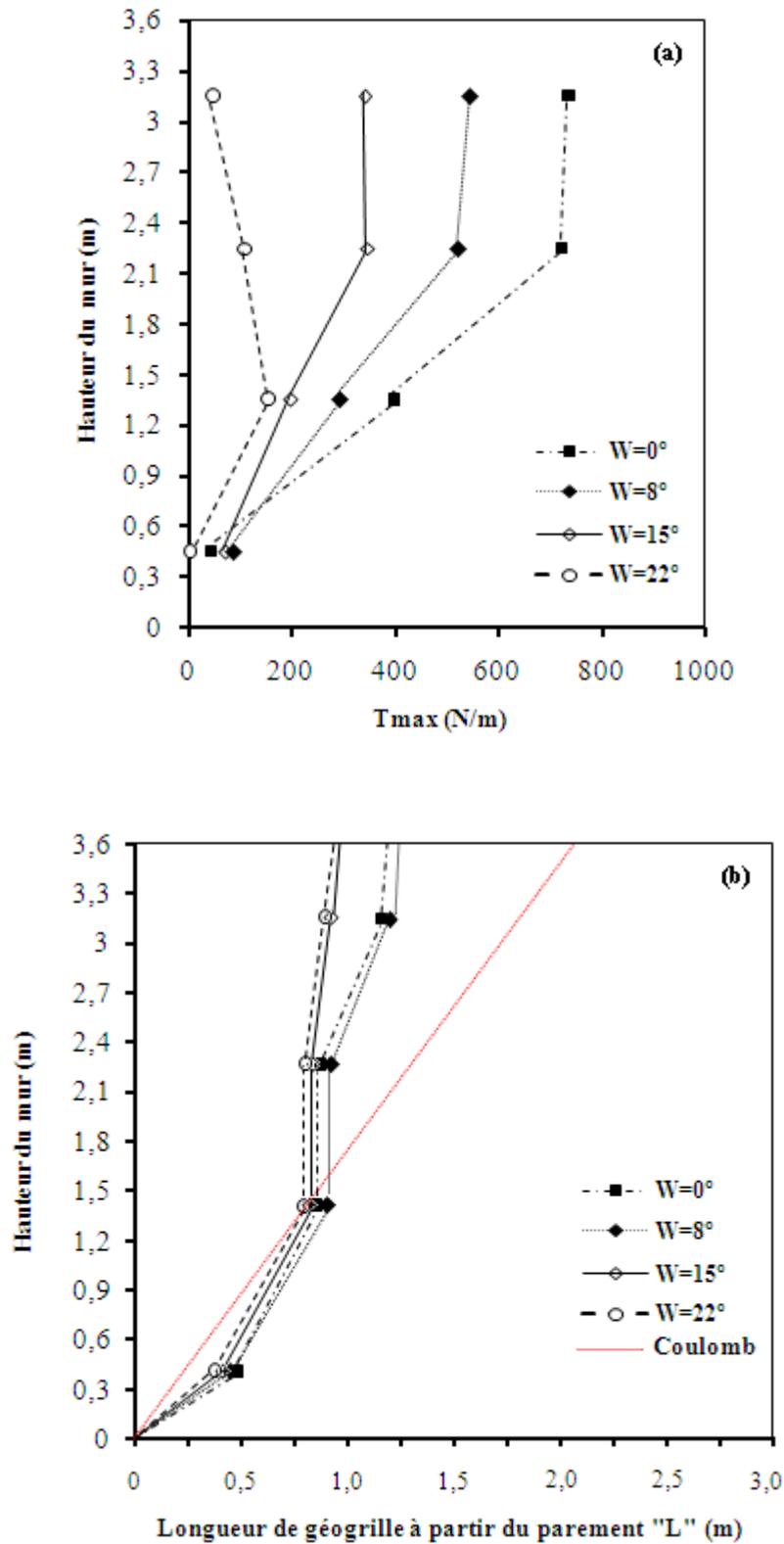


Figure 5.6 – Efforts maximaux de traction dans les nappes de géogrilles. (a) Valeurs de T_{max} ; (b) Position de T_{max}

En conclusion de cette partie, l'inclinaison du mur a une grande importance pour le calcul des murs de soutènement en blocs modulaires et peut fournir une contribution importante à l'équilibre horizontal de ce type des murs.

5.2.2. Influence de la hauteur du mur (H)

Le modèle est constitué de quatre différentes hauteurs : 3,6m; 5,4m; 7,2m et 9,0m. Il est composé, à la verticale des 24, 36, 48 et 60 blocs modulaires respectivement, le modèle est renforcé par des nappes horizontales de géogrille de 2,6m de longueur espacée de $S_v=0.9\text{m}$ (04 niveaux de renfort pour un mur de $H=3,6\text{m}$, 06 niveaux de renfort pour $H=5,4\text{m}$, 08 niveaux de renfort pour $H=7,2\text{m}$ et 10 niveaux de renfort pour un mur de $H=9,0\text{m}$). Les paramètres de modèle de référence sont utilisés dans ce modèle numérique.

5.2.2.1. Déplacement latéral du parement (U_x)

L'influence de la variation de la hauteur sur le calcul des déplacements latéraux est illustrée dans la figure 5.7. Les déplacements horizontaux ont été normalisés par rapport à la hauteur du mur. On peut remarquer que les déplacements latéraux (U_x) croissent largement avec l'augmentation de la hauteur du mur "H".

Au sommet du parement où les déplacements maximaux :

- Pour $H= 09\text{ m}$ l'augmentation des déplacements latéraux est 69 fois par rapport au calcul effectué avec $H= 3.6\text{ m}$.
- Pour $H= 7.2\text{ m}$ l'augmentation des déplacements latéraux est 24 fois par rapport au calcul effectué avec $H= 3.6\text{ m}$.
- Pour $H= 5.4\text{ m}$ l'augmentation des déplacements latéraux est 6 fois par rapport au calcul effectué avec $H= 3.6\text{ m}$.

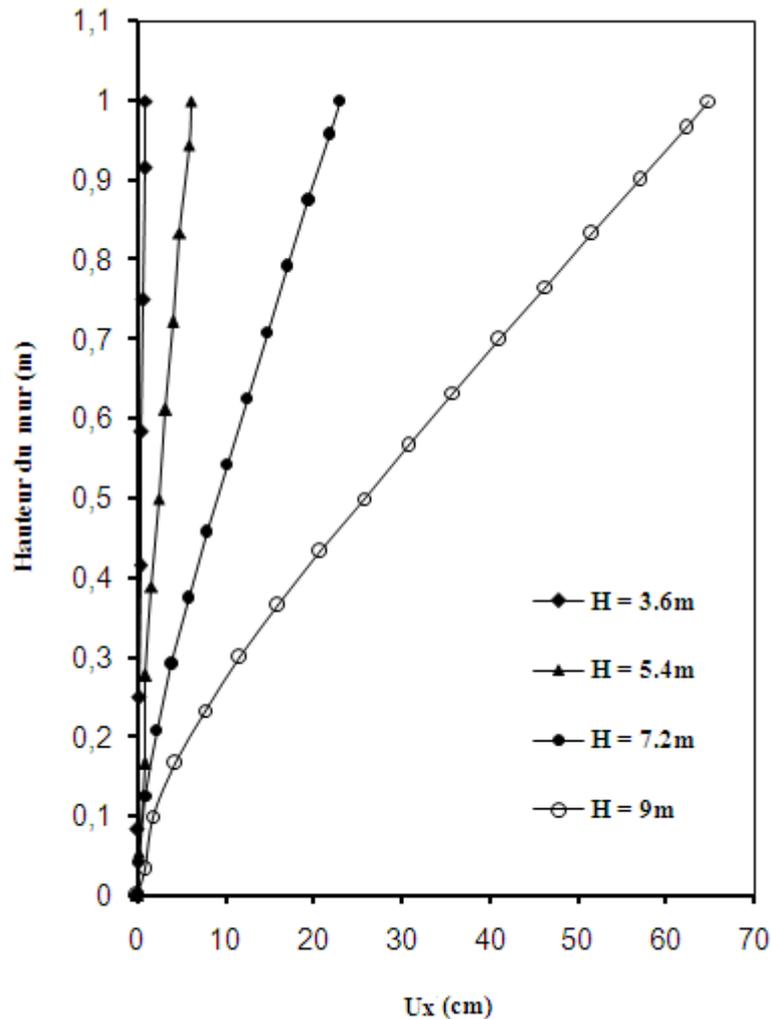


Figure 5.7 – Déplacements latéraux du parement

5.2.2.2. Contraintes horizontales derrière le mur (σ_h)

La figure 5.8 montre la variation des contraintes horizontales derrière le mur (σ_h) en fonction de différentes hauteurs du mur étudié (H).

D'après les courbes de cette figure, on peut remarquer que les courbes de contraintes horizontales obtenues par différentes hauteurs du mur à une allure semblable, et on peut déduire aussi que les contraintes horizontales augmentent lorsque la hauteur du mur augmente.

L'analyse des résultats numériques montre qu'il y a une variation négligeable pour les valeurs de contraintes horizontales derrière le mur dans le 1/3 supérieur du modèle pour les différentes hauteurs choisies. Dans le 2/3 inférieurs du modèle il y a une augmentation notable des valeurs de σ_h à chaque fois la hauteur du mur augmente, cette augmentation est maximale à la base du modèle (pour un mur de H=9m, (σ_h) augmente presque 3 fois par rapport au mur de H=3.6m).

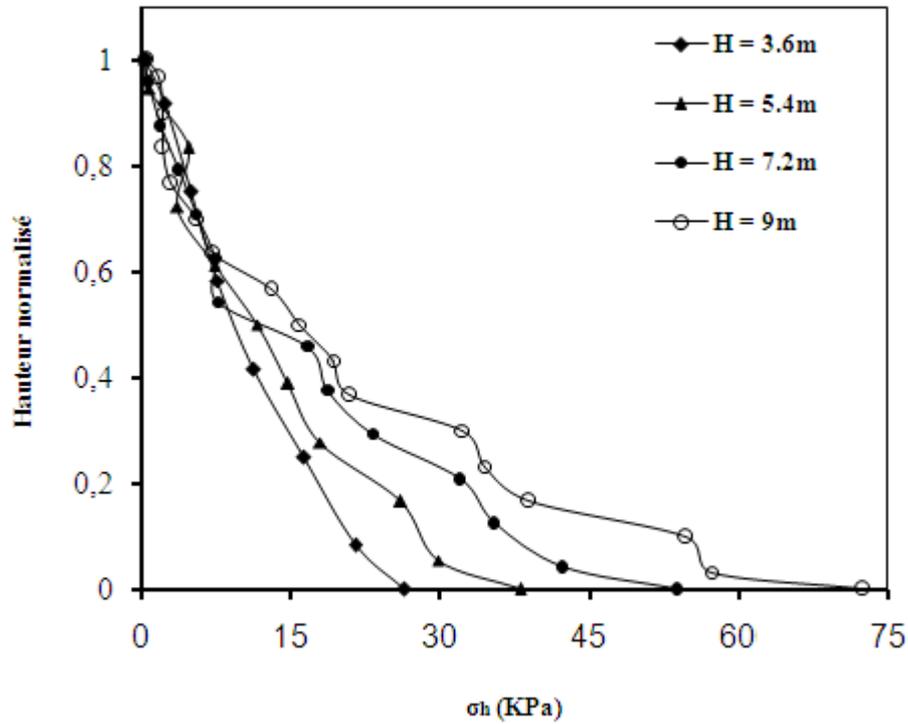


Figure 5.8 – Contraintes horizontales derrière le mur

5.2.2.3. Contraintes verticale à la base du sol (σ_v)

La distribution des contraintes verticales calculées à la base du sol sous différentes hauteurs du mur (H) est présentée dans la figure 5.9.

Le tableau 5.1 et la figure 5.9 permettent de comparer les résultats de calcul des contraintes verticales à la base du sol de la présente étude aux résultats calculés par la formule analytique (5.1).

$$\sigma_v = \gamma H + Q \quad (5.1)$$

On peut remarquer que les résultats obtenus numériquement (FLAC3D) sont en excellent accord à celles calculés analytiquement, donc on peut conclure que les contraintes verticales à la base du sol (σ_v) augmentent lorsque la hauteur du mur augmente.

Tableau 5.1 : Comparaison des contraintes verticales à la base du sol calculée analytiquement et numériquement (Flac3D)

H (m)	" σ_v " calculée Analytiquement (KPa)	" σ_v " calculée par Flac 3D (KPa)						
		L=0	L=1	L=2	L=3	L=4	L=5	L=5.7
3,6	81,2	79,5	79,5	79,4	79,5	79,5	79,4	79,5
5,4	101,2	99,0	98,9	99,6	99,5	98,9	99,5	99,0
7,2	121,2	118	119	120	118	119	120	118
9,0	141,2	138	138	140	139	138	140	138

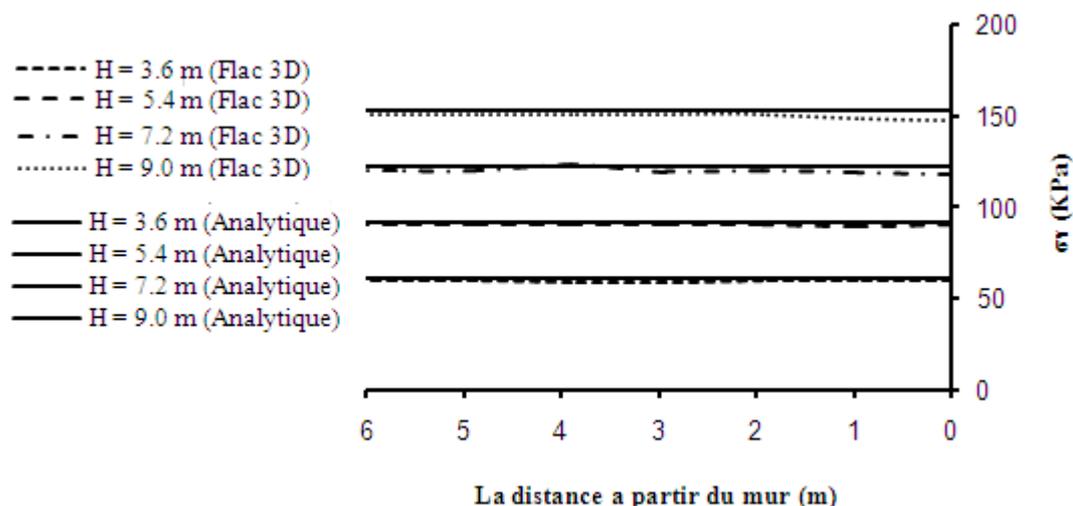
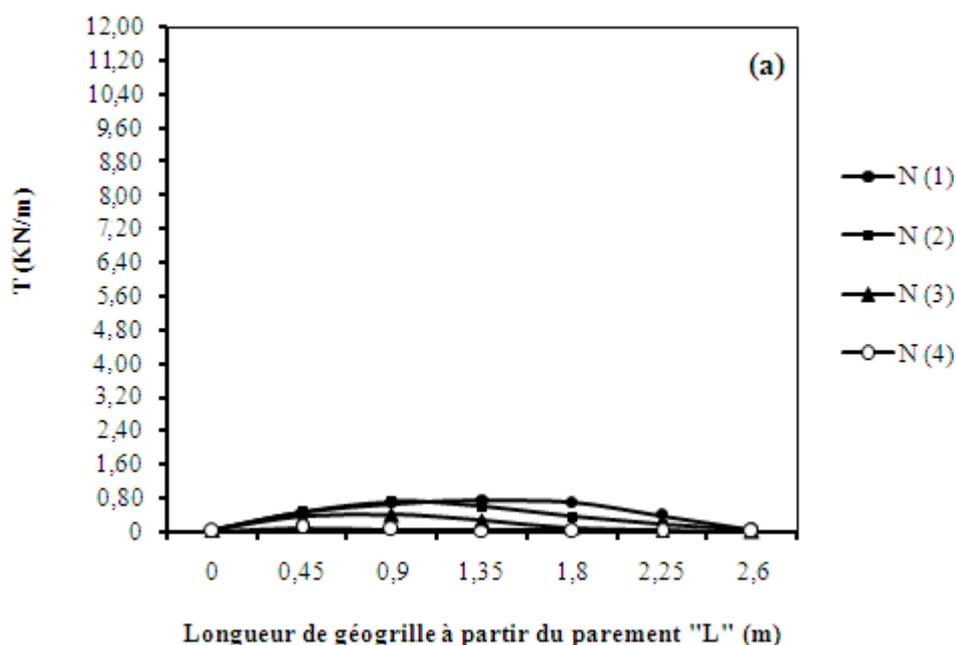
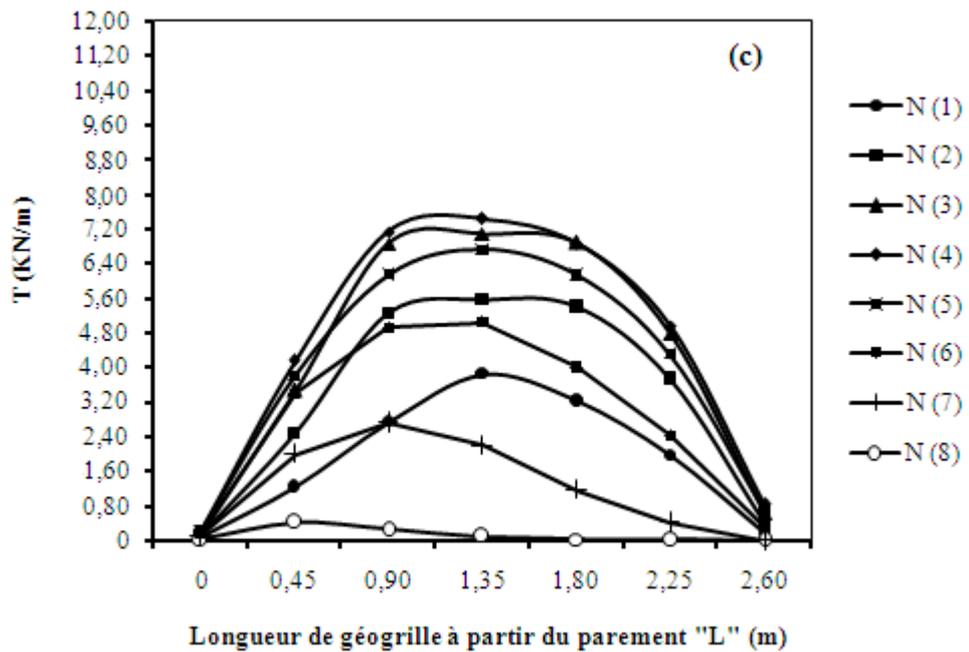
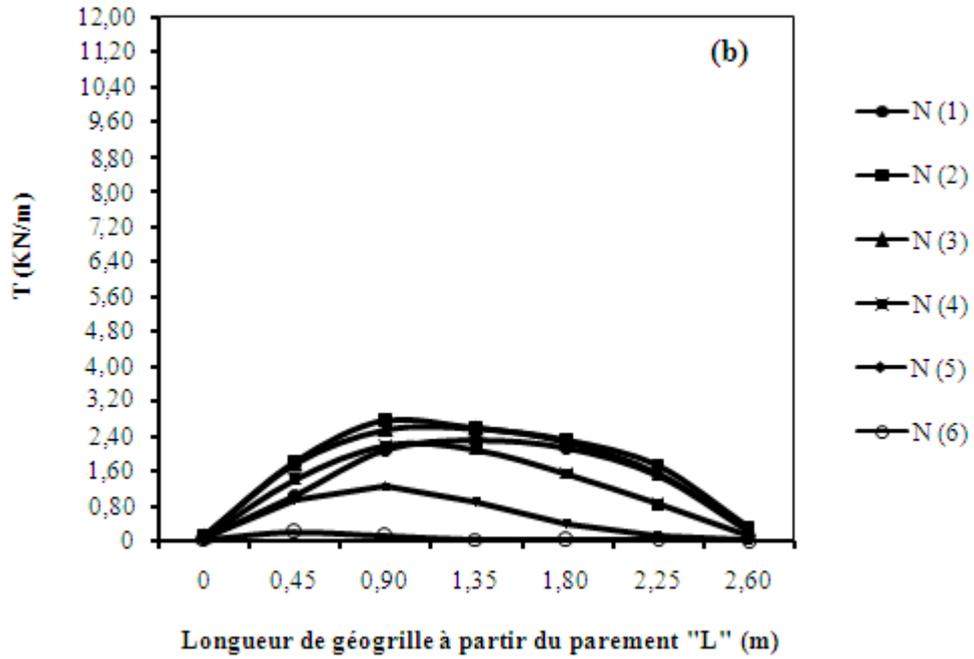


Figure 5.9 – Distribution des contraintes verticales à la base du sol

5.2.2.4. Effort de traction dans les nappes de géogridde (T)

La figure 5.10 montre l'effort de traction (T) dans les nappes de géogridde pour différentes valeurs de (H) ((a), (b), (c) et (d)). On peut remarquer que plus la hauteur du mur est importante, plus le nombre des nappes de géogriddes est important, plus l'effort de traction dans les nappes est augmente. On peut remarquer aussi que les courbes de (T) prennent la même allure et les valeurs de l'effort de traction diminuent progressivement d'une nappe à autre de haut vers le bas du mur.





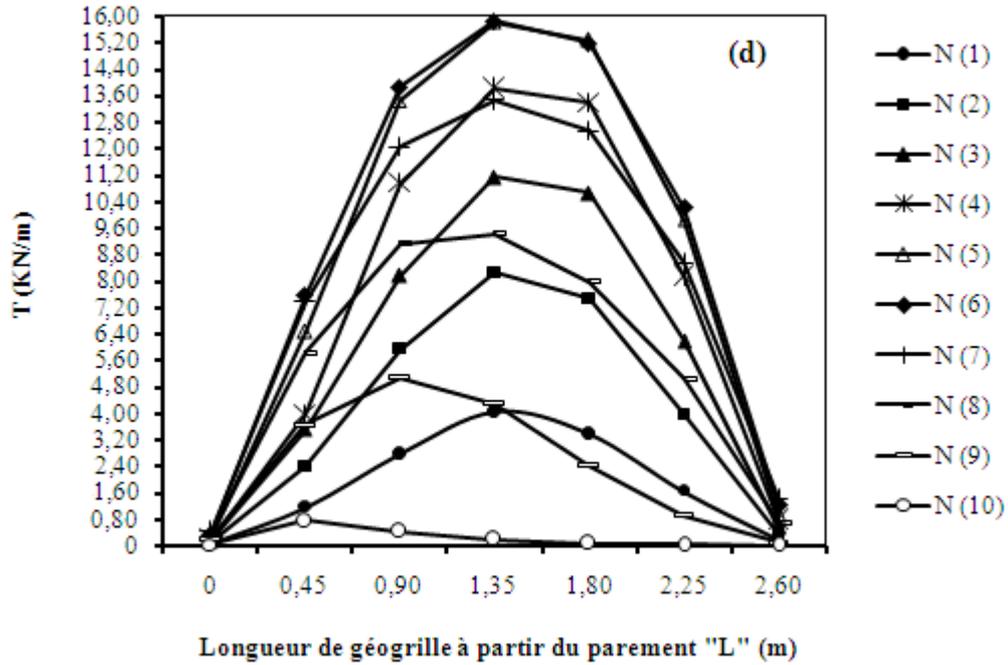
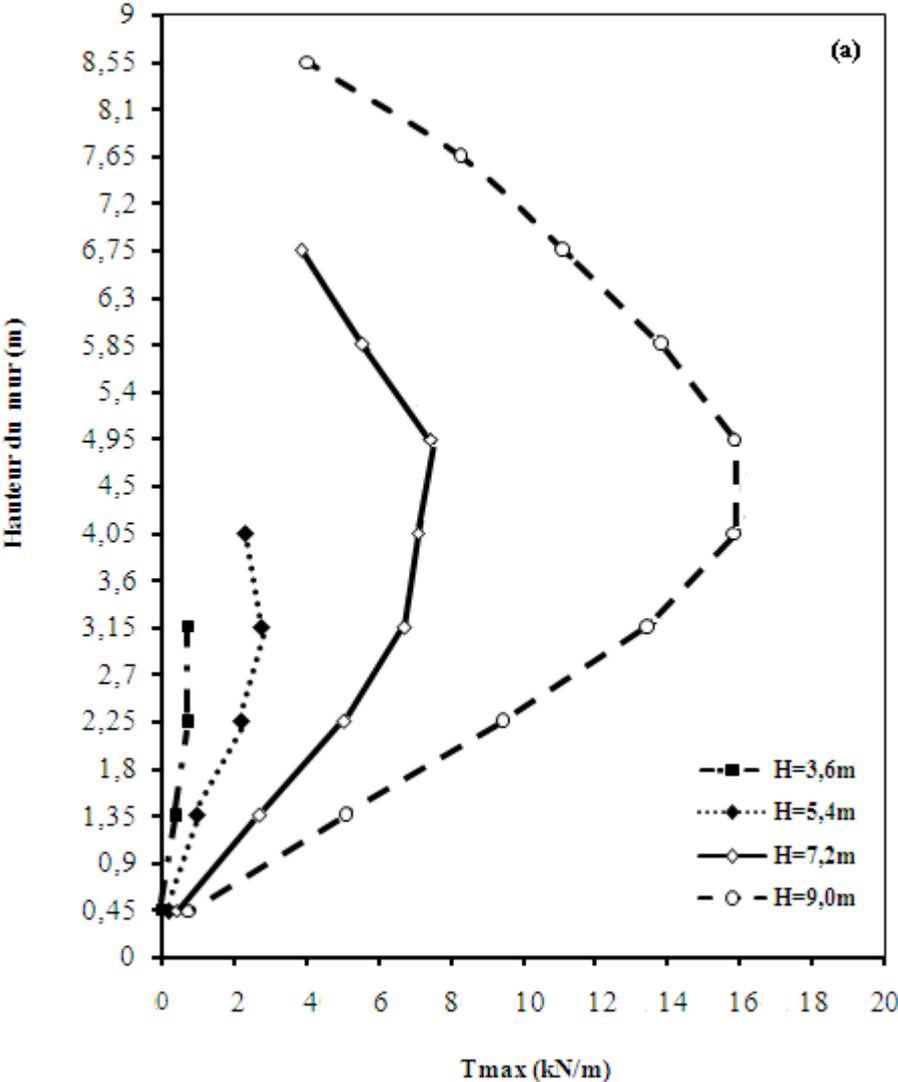


Figure 5.10 – L'effort de traction dans les nappes de géogrilles, (a) H=3,6m, (b) H=5,4m, (c) H=7,2m et (d) H=9m

A partir de la figure 5.11 (a), on peut conclure que les valeurs maximales de l'effort de traction augmentent à chaque fois (H) augmente. La force maximale de traction est obtenue à mi-hauteur d'ouvrage lorsque la hauteur du parement est importante (H=5,4 ; H=7,2 et H=9,0). Cependant, pour une hauteur de 3,6, la force maximale de traction est obtenue dans la nappe supérieure.

La figure 5.11 (b) montre que l'augmentation de la hauteur du parement n'affecte pas la surface critique de rupture, c'est-à-dire que l'accroissement de la hauteur du parement ne change pas la position de la force maximale de traction dans les nappes de géogrilles.



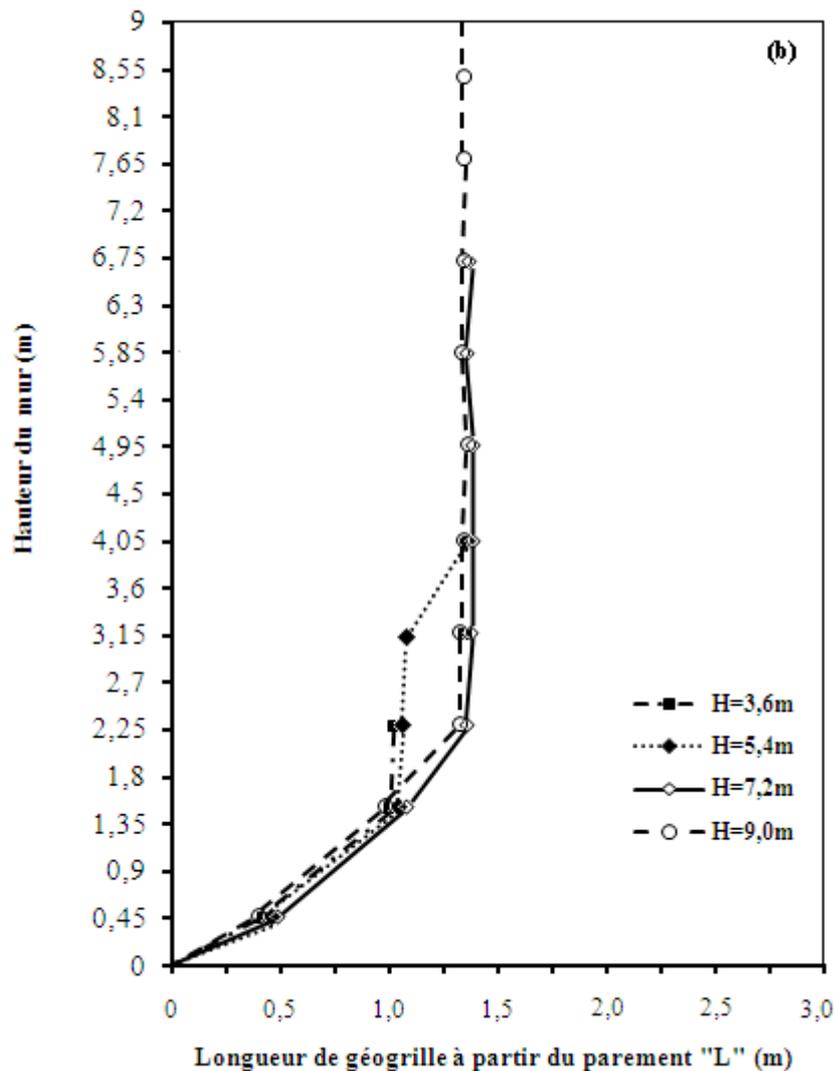


Figure 5.11 – Efforts maximaux de traction dans les nappes de géogrilles. (a) Valeurs de T_{max} ; (b) Position de T_{max}

Les résultats de cette partie montrés que la hauteur du mur est un paramètre clé pour l'étude des murs de soutènement en blocs modulaires. On peut remarquer que plus la hauteur du mur est importante plus les sollicitations qui en résultent est très grande.

Pour réduire ces sollicitations, nous pouvons garder les mêmes hauteurs de modèles sélectionnés et on jouer sur d'autre paramètres liés au mur : (la catégorie des blocs du parement, l'inclinaison du parement, type des blocs modulaire), qui fait partie de notre étude dans ce chapitre. La longueur de renfort qui définit en fonction de la hauteur du mur ($L/H= 0,7$) et nous pouvons également augmenter la rigidité des nappes de géogrilles (Chapitre 04).

5.2.3. Influence du type des blocs modulaires

Les blocs modulaires sont modélisés en utilisant différents types (quatre dimensions des blocs modulaire) dont les dimensions figurent dans le tableau 5.2. Les blocs modulaires ont été délibérément choisis parmi un large éventail des types disponibles dans le marché selon notre modèle et pour faciliter la modélisation entre le mur et les nappes de géogrilles.

Tableau 5.2 : Type des blocs modulaires utilisé dans la modélisation

Type de blocs	A (cm)	B (cm)	C (cm)
Type 1	20	30	15
Type 2	50	30	15
Type 3	50	30	30
Type 4	100	30	30

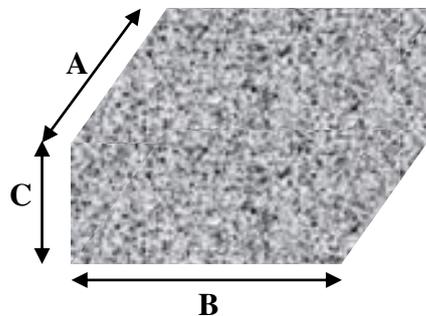


Figure 5.12 – Détail du bloc modulaire

5.2.3.1. Déplacements latéraux du parement (U_x)

La figure 5.13 montre l'influence du type des blocs modulaires sur les déplacements latéraux du parement pour les quatre types sélectionnés.

Les résultats de simulation montrent que les dimensions des blocs composant le mur jouent un rôle très important pour le calcul des déplacements (U_x). On peut remarquer que les déplacements latéraux obtenus pour le type 1 et type 2 sont quasiment les mêmes, cette observation vaut également pour le type 3 et type 4.

Les déplacements latéraux pour le type 3 et type 4 sont plus petits par rapport aux deux autres types environ 24,65% au sommet du parement, ce qui signifie que le mur du type 3 et 4 est plus rigide et à une résistance plus élevée par rapport aux types du mur 1 et 2.

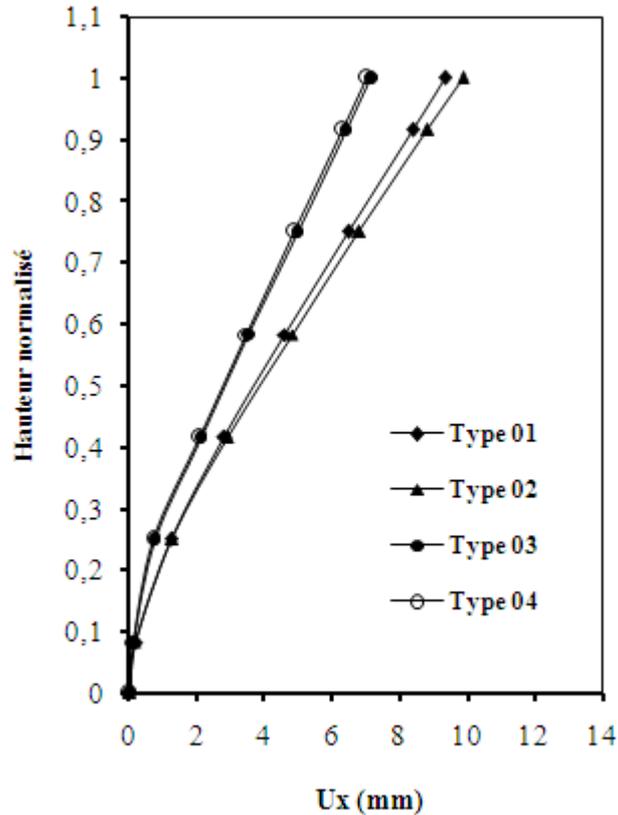


Figure 5.13 – Déplacements latéraux du parement

5.2.3.2. Contraintes horizontales derrière le mur (σ_h)

La figure 5.14 montre la variation des contraintes horizontales derrière le mur (σ_h) en fonction de différents types de blocs modulaire choisis.

A travers cette figure, on remarque que les courbes des types choisis à même allure, dans le 1/3 supérieur de mur une variation négligeable pour les valeurs de contraintes horizontales derrière le mur. Dans les 2/3 inférieurs du mur une variation pour les valeurs de contraintes horizontales derrière le mur, pour les trois types des blocs 2, 3 et 4 les valeurs de (σ_h) diminuent de 10% par rapport au type 1.

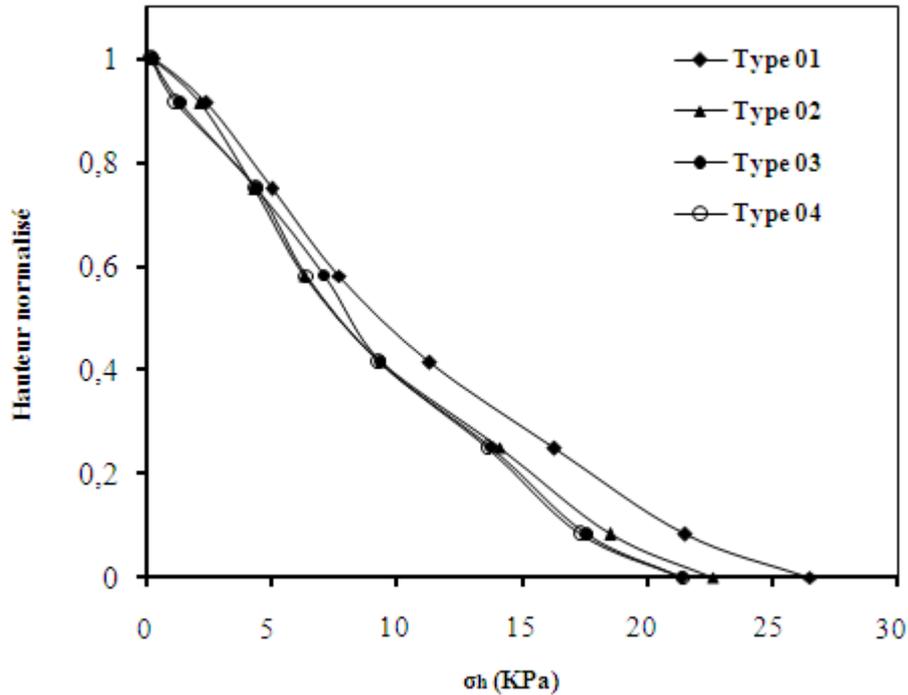


Figure 5.14 – Contraintes horizontales derrière le mur

5.2.3.3. Contraintes verticales à la base du sol (σ_v)

La distribution de contraintes verticales calculées à la base du sol sous différents types des blocs modulaires est présentée dans la figure 5.15. Les valeurs de (σ_v) ont été normalisées avec la pression verticale due au poids propre du sol ($\gamma.H$). D'après cette figure on peut conclure que le type des blocs modulaires n'a aucun effet pour le calcul des σ_v , le rapport des contraintes verticales est presque égale à l'unité ($\sigma_v/\gamma.H \approx 1$).

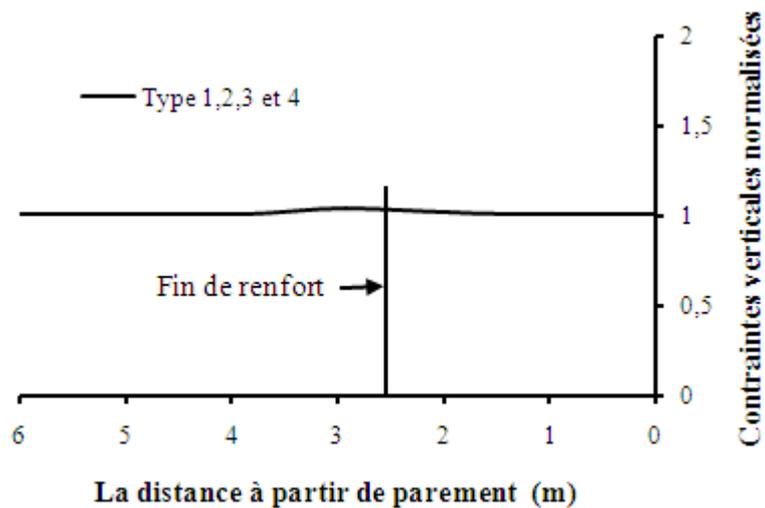
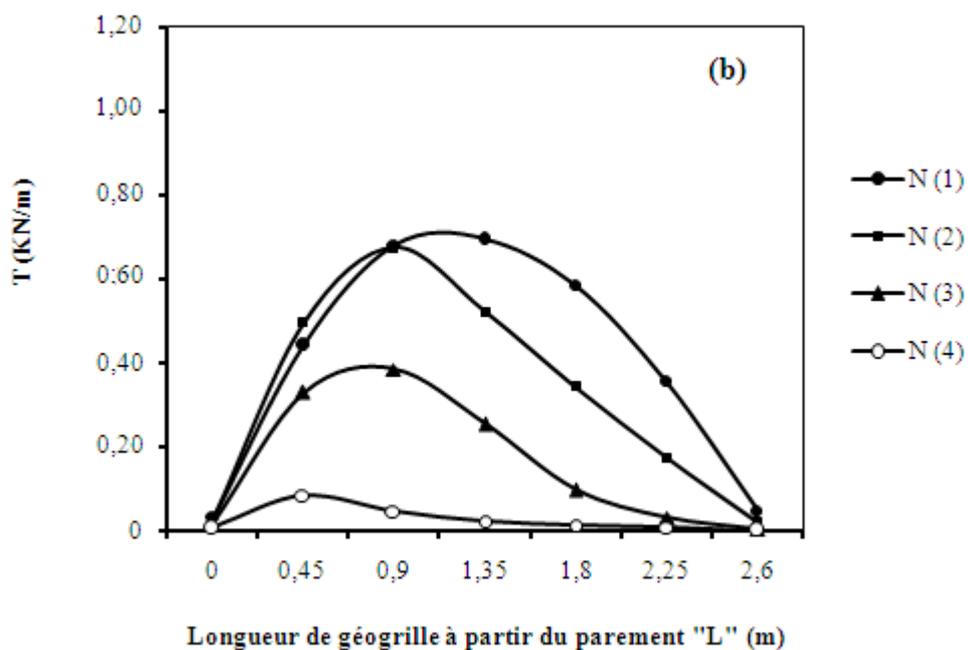
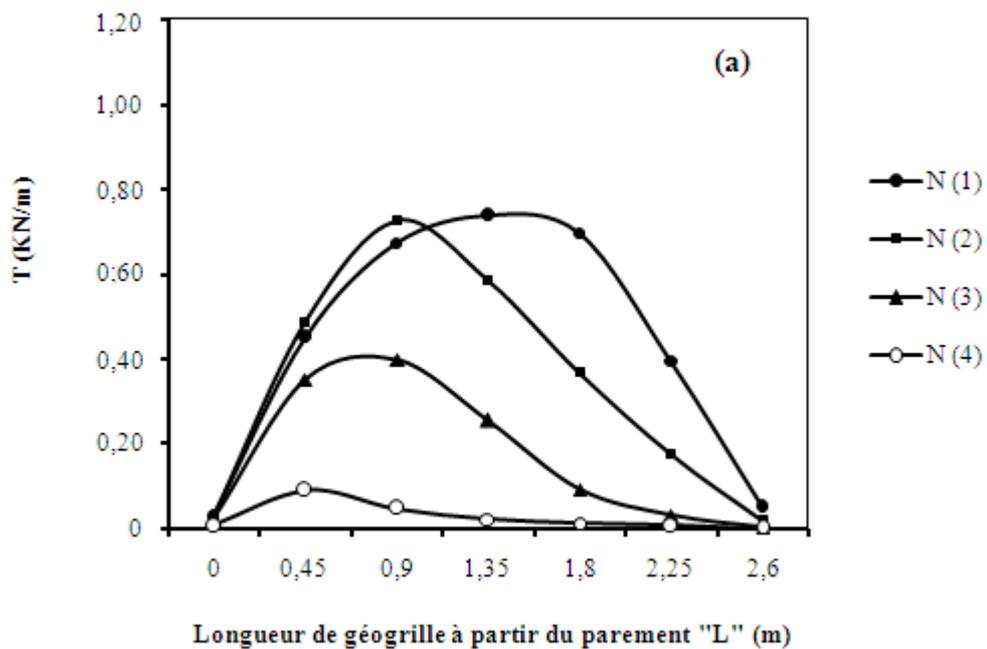


Figure 5.15 – Distribution des contraintes verticales à la base du sol

5.2.3.4. Effort de traction dans les nappes de géogrille (T)

La figure 5.16 montre l'effort de traction dans les renforts de géogrille pour quatre types différents des blocs modulaires, On remarque que les valeurs de (T) obtenus pour le type 1 et type 2 sont presque les mêmes, cette observation vaut également pour le type 3 et type 4. Egalement, on peut remarquer que pour les différents types des blocs modulaires étudié, la même allure des courbes de (T) et les valeurs de l'effort de traction démunie progressivement de haut vers le bas du mur.



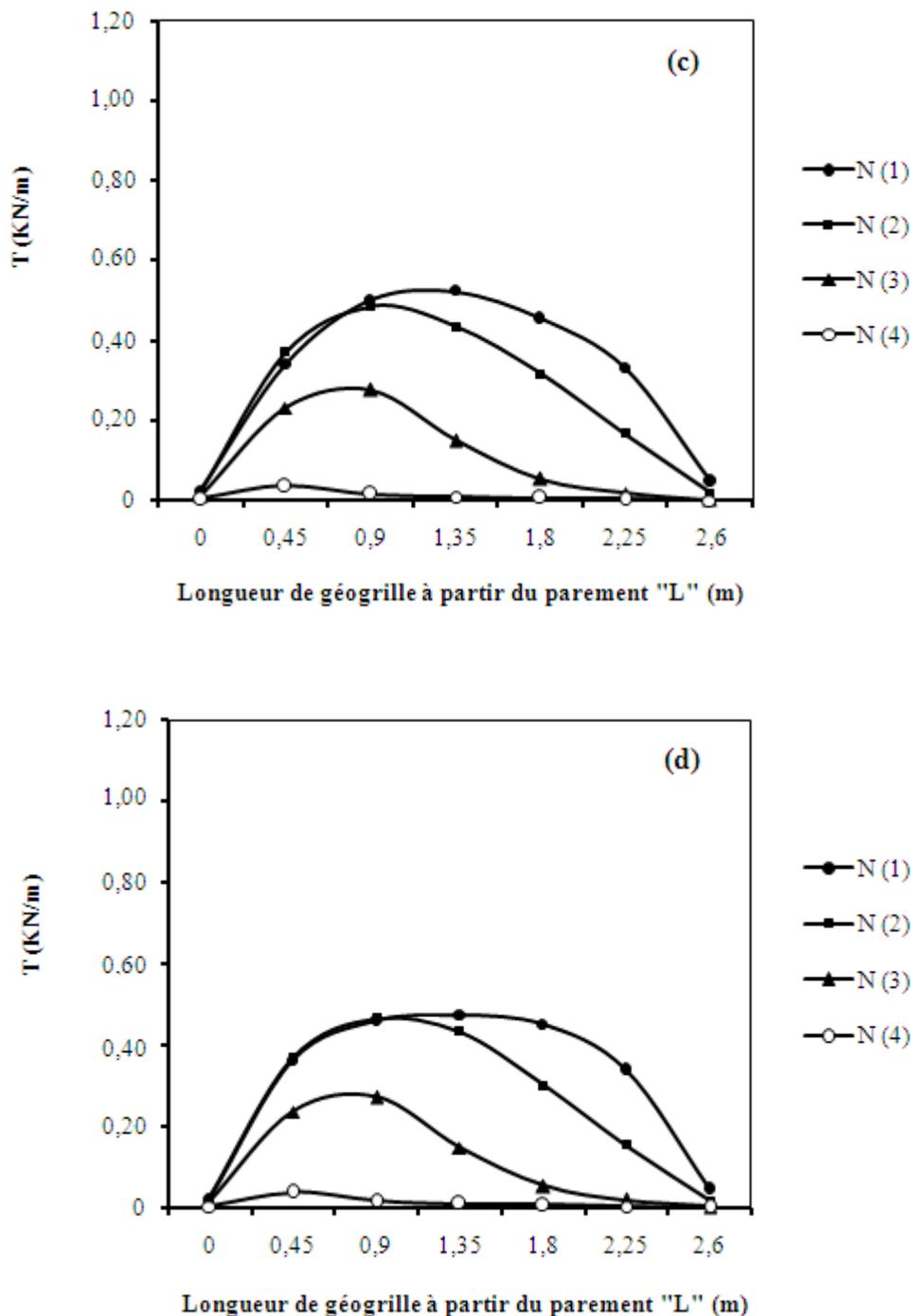


Figure 5.16 – L'effort de traction dans les nappes de géogrilles, (a) Type 1, (b) Type 2, (c) Type 3 et (d) Type 4

La figure 5.17 (a) montre que les efforts des tractions maximales se trouvent dans la nappe supérieure. On peut remarquer aussi que les courbes de T prennent la même allure et les valeurs de l'effort de traction diminuent progressivement d'une nappe à autre de haut vers le bas.

Les plans de rupture interne obtenus par la position des forces maximales de traction sont présentés sur la figure 5.17 (b). Le plan de rupture défini par la ligne des forces maximales de traction

traverse le pied du parement est de forme triangulaire. Il est important de noter que dans la partie supérieure de l'ouvrage cette ligne n'est pas confondue à celle obtenue par la méthode de Coulomb. Ceci due à faible extensibilité des nappes de géogrilles (Schlosser et al. (1993)).

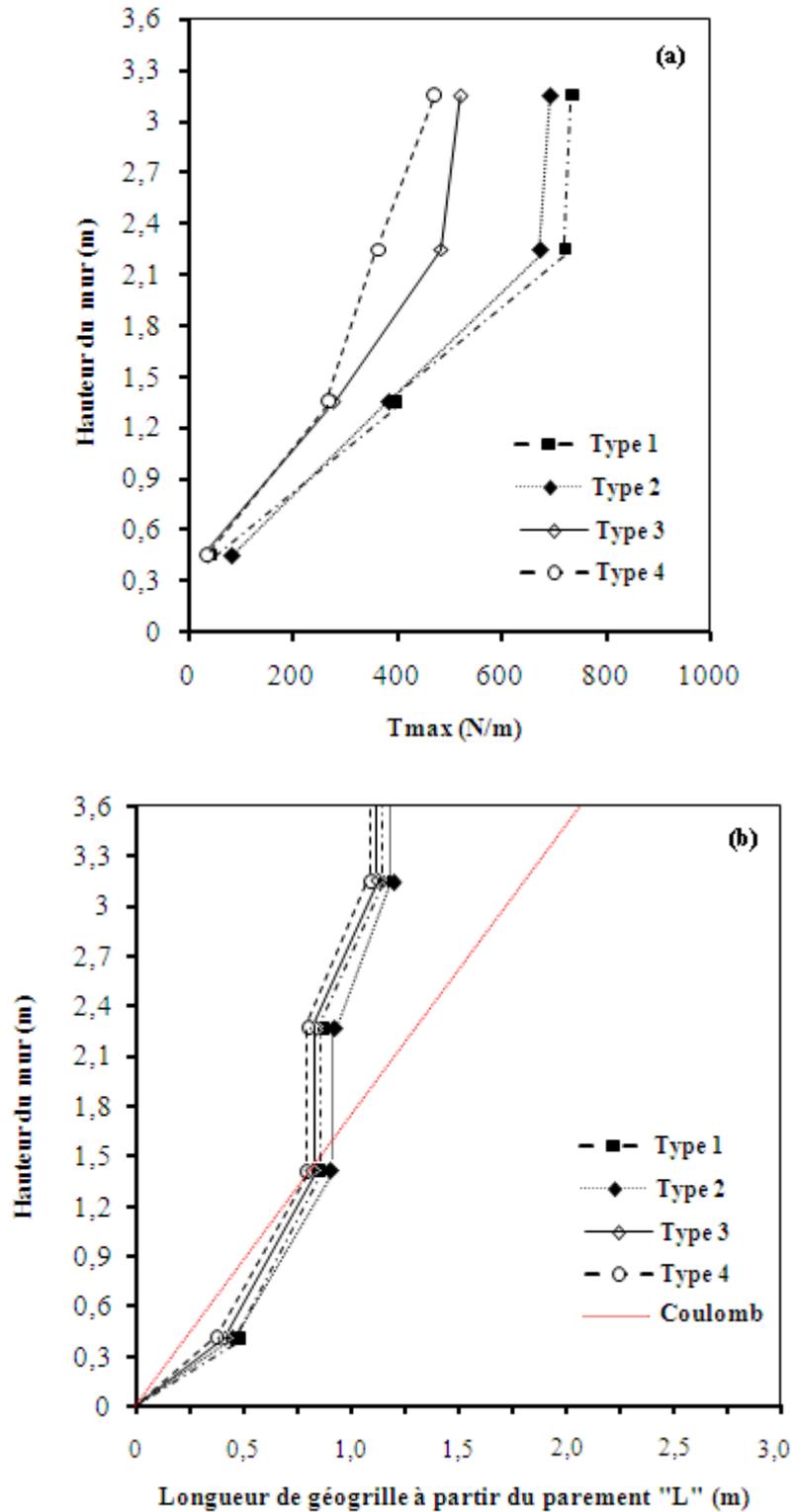


Figure 5.17 – Efforts max de traction dans les nappes de géogrilles. (a) Valeurs de T_{max} ; (b) Position de T_{max}

Les résultats de cette partie permettent de déduire que le type des blocs est un paramètre clé pour l'étude des murs de soutènement en blocs modulaires renforcé par des nappes de géogrille.

5.2.4. Influence de la catégorie des blocs modulaires

On présente dans cette partie des résultats numériques de modélisation d'un mur de soutènement en sol renforcé à parement en blocs à différentes catégories fabriquées de béton à diverses classes de résistance (Tableau 5.3).

Tableau 5.3 : Caractéristiques mécaniques des blocs modulaires

	Blocs creux		Blocs pleins et perfores	
	granulats légers	granulats courants	granulats légers	granulats courants
Catégories blocs	C5/700	C12/1350	C7/850	C20/2200
ρ (Kg/m ³)	700	1350	850	2200
E (MPa)	2750	6000	3500	10250

5.2.4.1. Déplacements latéraux du parement (U_x)

Quatre différentes catégories de blocs modulaires ont été utilisées dans notre modèle numérique du mur de soutènement en sol renforcé. La figure 5.18 montre les déplacements latéraux du parement obtenue à partir des catégories sélectionnées. On peut remarquer que les déplacements latéraux du parement pour les blocs du mur à granulats courants sont beaucoup moins à celles calculés par des blocs à granulats légers.

Les résultats montrent clairement que les déplacements latéraux diminuent quand le module d'élasticité des blocs de béton est élevé. Pour le mur de la catégorie C20/2200 où les blocs pleins et perfores à granulats courants les déplacements latéraux (U_x) diminuent environ 69,32% par rapport au calcul effectué avec un parement en blocs creux à granulats légers C5/700.

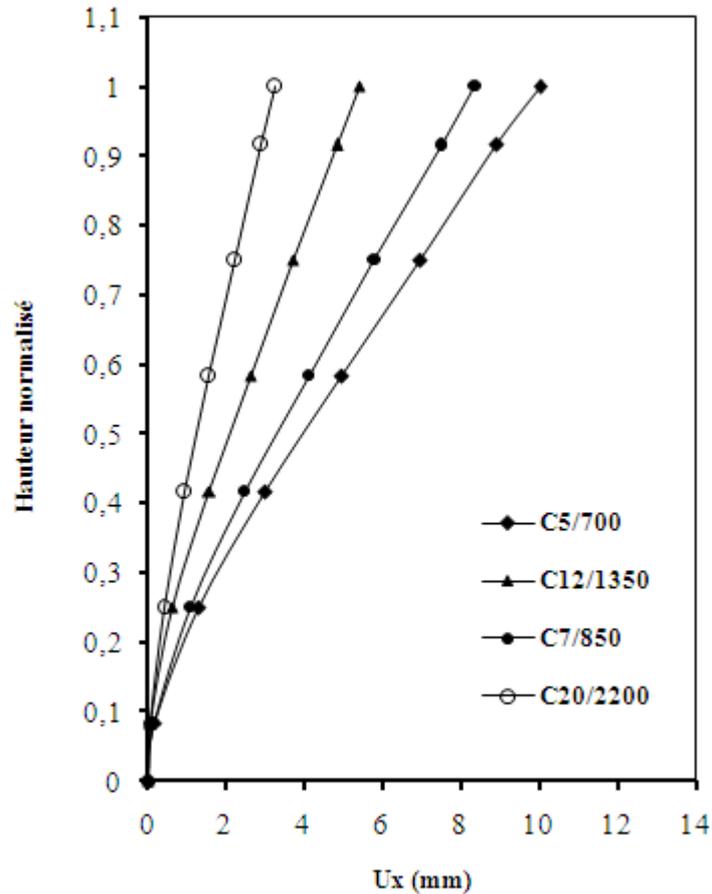


Figure 5.18 – Déplacements latéraux du parement

5.2.4.2. Contraintes horizontales derrière le mur (σ_h)

L'effet de la catégorie des blocs modulaires est bien illustré dans la figure 5.19. En analysant cette figure on remarque que les courbes des catégories choisies à même allure, et on remarque aussi que les valeurs de (σ_h) pratiquement les mêmes pour les diverses cas, donc on peut dire que la variation de la catégorie des blocs n'influe pas les contraintes horizontales derrière le mur.

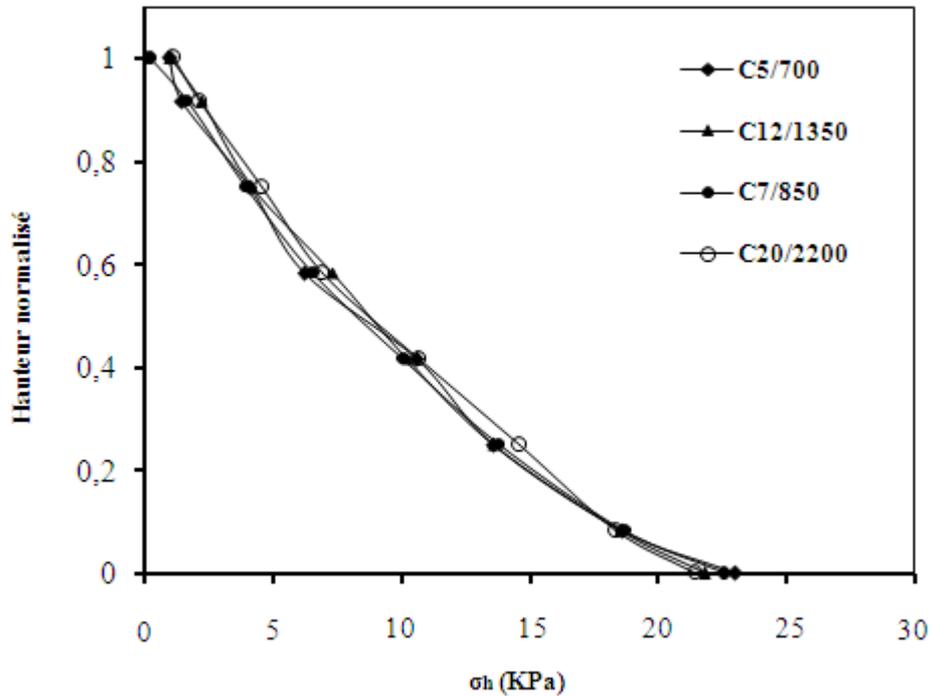


Figure 5.19 – Contraintes horizontales derrière le mur

5.2.4.3. Contraintes verticales à la base du sol (σ_v)

La distribution des contraintes verticales calculées à la base du sol sous différentes catégories des blocs modulaires est présentée dans la figure 5.20. Les valeurs de (σ_v) ont été normalisées avec la pression verticale due au poids propre du sol ($\gamma.H$). D'après cette figure on peut conclure que la catégorie des blocs modulaires n'a aucun effet pour le calcul des σ_v , le rapport des contraintes verticales est presque égale à l'unité ($\sigma_v/\gamma.H \approx 1$).

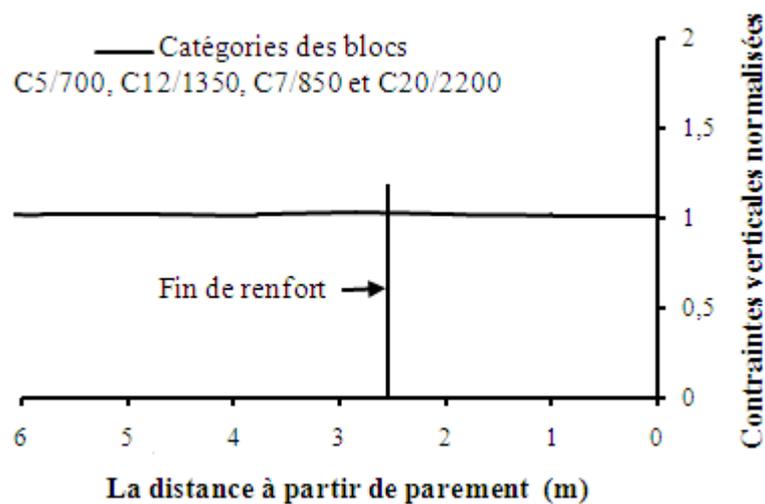


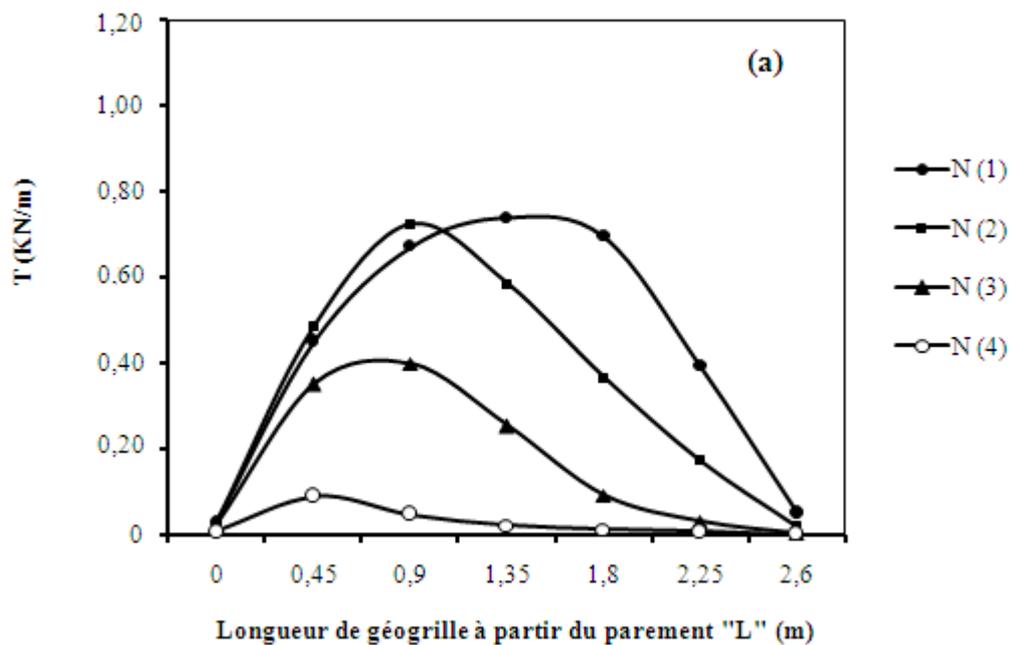
Figure 5.20 – Distribution des contraintes verticales à la base du sol

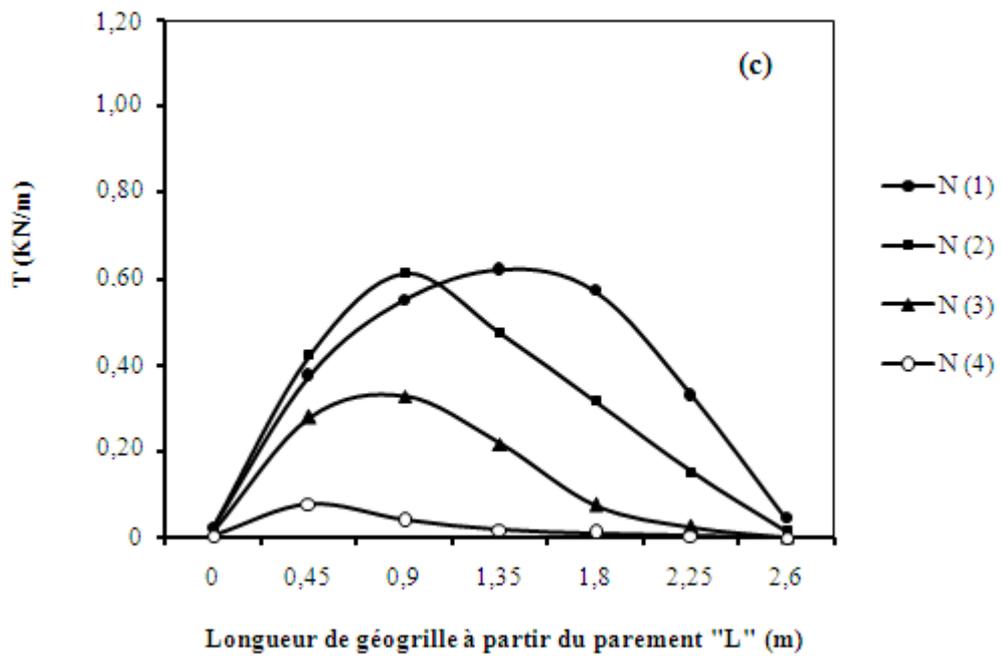
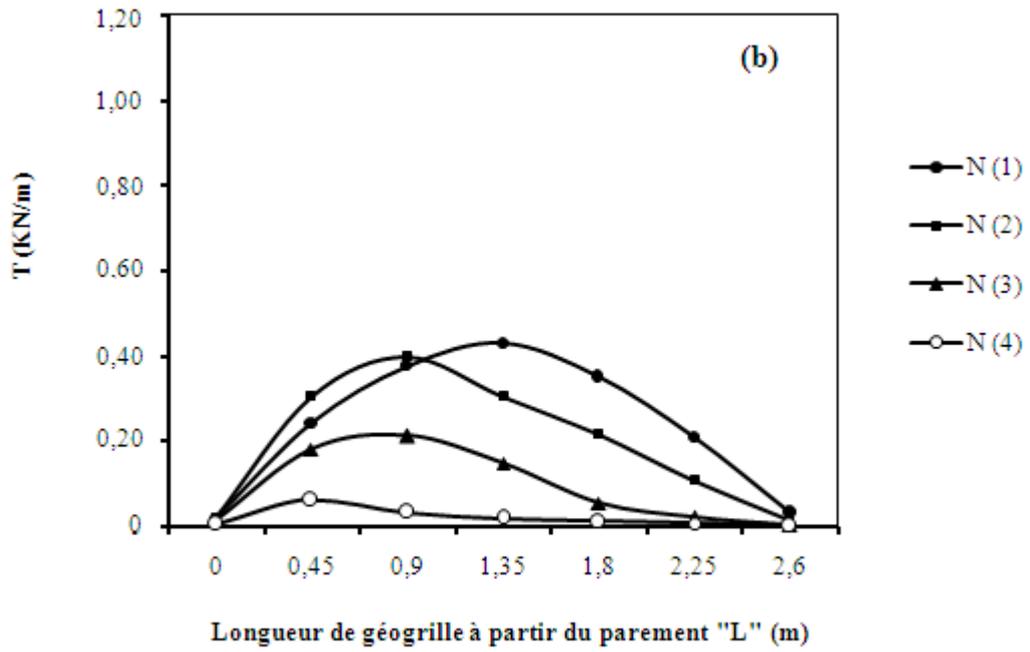
5.2.4.4. Effort de traction dans les nappes de géogrille (T)

Les figures 5.21 (a, b, c et d) montrent l'influence de la catégorie des blocs modulaires sur les efforts de traction dans les nappes de géogrilles pour les différents niveaux du mur choisi. Les résultats de simulation montrent que les efforts de traction (T) diminuent quand le module d'élasticité des blocs de béton augmente.

Pour les différentes catégories étudiées, on peut remarquer que les courbes de (T) prennent la même allure et les valeurs de l'effort de traction diminuent progressivement d'une nappe à autre de haut en bas du mur.

A travers ces remarques, on peut conclure que les valeurs max de l'effort de traction diminuent lorsque (E) augmente (de E=2750 MPa à E=10250 MPa), et toujours trouvées dans les nappes supérieures. Donc l'augmentation de (E) a un effet significatif pour la diminution des valeurs max de (T).





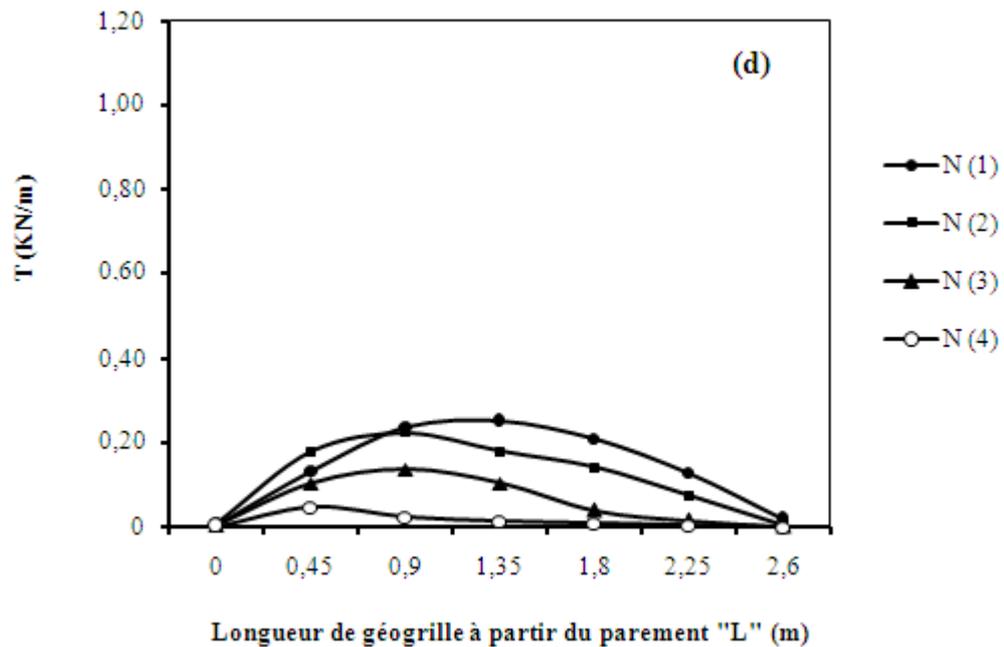


Figure 5.21 – L'effort de traction dans les nappes de géogrilles, (a) C5/700, (b) C12/1350, (c) C7/850 et (d) C20/2200

La figure 5.22 (a) montre que l'augmentation du module d'élasticité des blocs de béton, diminuent les forces maximales de traction dans les renforcements, aussi on peut remarquer une distribution qui suit une allure de forme triangulaire. Les forces de traction max trouvées dans les nappes supérieures.

La distribution des forces maximales de traction sont présentés sur la figure 5.22 (b). Il est à noter que les distributions des forces maximales de traction dans les nappes de renforcement sont de forme triangulaire et que la valeur maximale est située aux nappes supérieures d'ouvrage de soutènement. La répartition des efforts de tractions le long des différents lits de géogrilles dans notre étude, montre que le mur peut être représenté par deux zones.

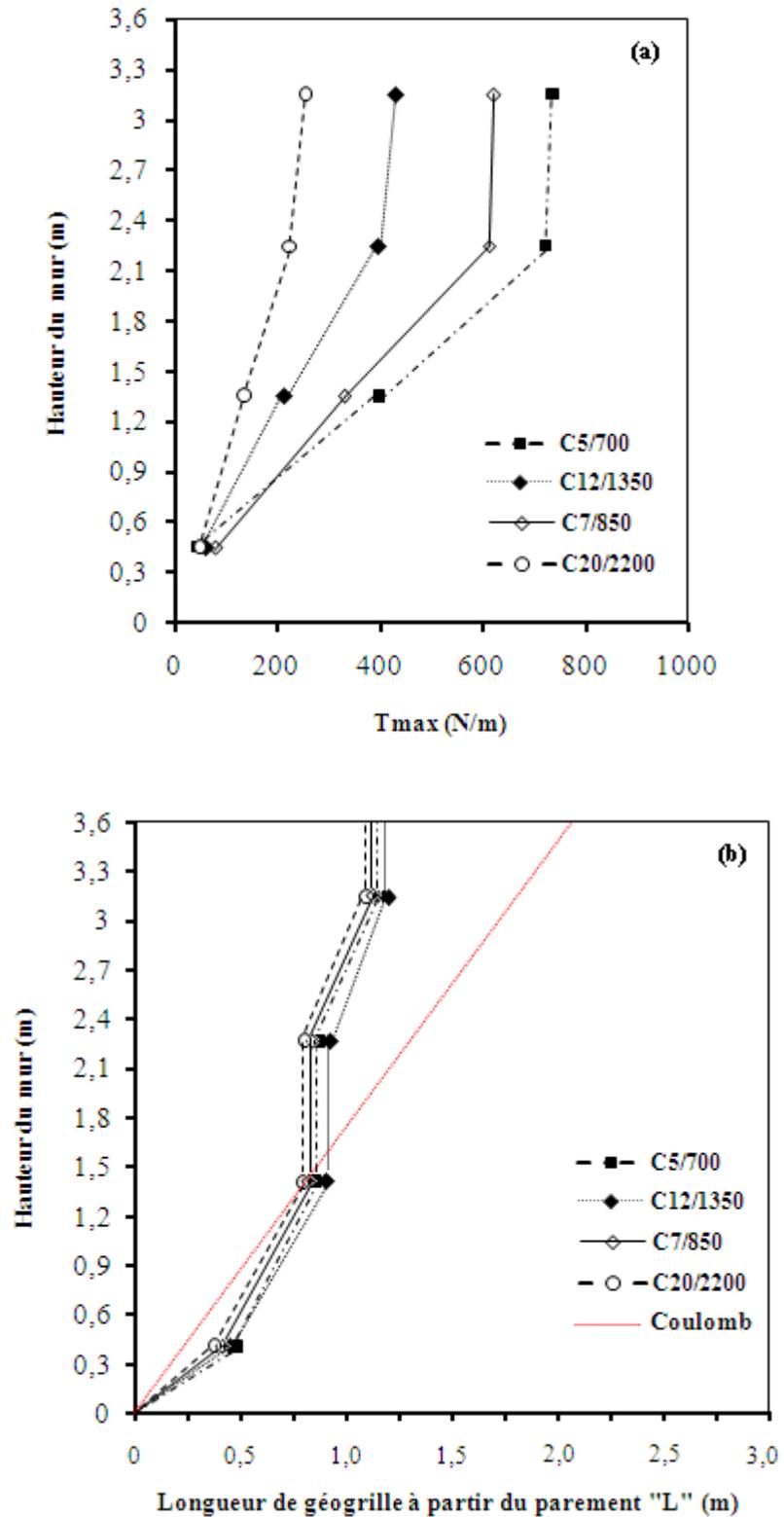


Figure 5.22 – Efforts maximal de traction dans les nappes de géogrilles. (a) Valeurs de T_{max} ; (b) Position de T_{max}

5.3. Conclusion

Les résultats de la présente étude numérique ont permis de déduire l'importance de chaque paramètre du mur choisi concernant le comportement des murs de soutènement en sol renforcé par géogridde. Les conclusions déduites sont :

- L'inclinaison du mur a une grande importance pour le calcul des murs de soutènement en blocs modulaires et peut fournir une contribution importante à l'équilibre horizontal de ce type des murs. La valeur de (U_x) a tendance à diminuer de manière continue avec l'augmentation du (W). Plus le mur est incliné plus les contraintes horizontales (σ_h) et les valeurs de l'effort de traction dans les nappes de géogridde (T) diminuent d'une façon expressive.
- La hauteur du mur est un paramètre géométrique clé dans l'étude des murs de soutènement en blocs modulaires, plus la hauteur du mur est important plus les sollicitations résultant est très grands. Pour des meilleurs résultats doit être respecté le rapport L/H égal ou supérieur à 0.7.
- Cette étude paramétrique montre que les dimensions des blocs modulaires (Types) et les caractéristiques mécaniques des blocs modulaires (La catégorie) ont un effet remarquable sur le calcul des murs de soutènement en blocs modulaire renforcé par des nappes de géogridde. Pour un parement composé par des blocs du type 3 ou type 4 les déplacements latéraux sont diminués environ 24,65% à celles calculées du type 1 ou 2. La catégorie des blocs modulaires à un effet significatif pour la diminution des valeurs des déplacements latéraux du mur (U_x) et la diminution des valeurs maximal de l'effort de traction dans les nappes de géogridde (T).

Conclusion générale

Nous avons présenté dans cette thèse un travail de recherche théorique et numérique sur le comportement des murs de soutènement en blocs modulaires renforcés par géogrid. Ce travail a permis d'améliorer la connaissance de système mur-sol-renfort et d'analyser l'effet des paramètres des blocs modulaires.

Une recherche bibliographique concernant la connaissance générale des murs de soutènement en blocs modulaires renforcés par géosynthétiques a été présentée. Le renforcement des sols par géosynthétiques dans le cas des murs de soutènement présente beaucoup d'avantages : le coût, rapidité d'exécution, souplesse d'implantation, forte résistance mécanique, l'esthétique et une vaste gamme d'utilisation

La justification de calcul des murs en sol renforcé prend en compte la stabilité interne, la stabilité externe et une étude de la stabilité générale vis-à-vis du grand glissement selon une surface enveloppe du massif renforcé.

L'étude bibliographique sur les méthodes de dimensionnement des murs de soutènement en sol renforcé a permis de mettre en évidence les points suivants :

- La plupart de ces méthodes basées sur les procédés d'équilibre limite qui fournissent des informations sur la stabilité globale. Ces méthodes comportent deux parties :
 - le dimensionnement interne, qui comporte notamment le dimensionnement des lits de renforcements (critère de résistance mécanique des renforts aux efforts de traction, critère d'adhérence ou de non-glissement des renforts par rapport au sol);
 - le dimensionnement externe, reposant sur les mêmes principes que le dimensionnement des murs-poids en maçonnerie ou en béton.
- La méthode KC : méthode d'analyse qui évalue les déplacements de mur et les distributions de force de traction sur les renforts pour une géométrie donnée et propriétés des matériaux connus.
- La méthode K-rigidité est une méthode empirique permettant l'estimation des contraintes maximales le long des renforts géosynthétiques, selon plusieurs paramètres qui sont déterminés statistiquement sur des ouvrages très différents.

- Les méthodes analytiques sont basées sur l'équilibre des forces et des moments dans le renfort et dans le sol dans chaque tranche de la zone active après la définition de la surface de glissement la plus probable.

Nous avons consacré une large étude à la modélisation numérique par différences finies d'un mur de soutènement en blocs modulaires renforcé par des nappes horizontales de géogridde. A ce sujet, nous avons divisé la modélisation en deux parties. Une première partie abordée pour l'évaluation et l'analyse numériquement du comportement de ce type d'ouvrage sous l'effet des paramètres de renfort (géogridde) et l'angle de l'interface sol/mur à l'état de repos et après un chargement. La deuxième partie traite l'influence des différents paramètres de mur (l'inclinaison du parement, type des blocs modulaires, hauteur du mur et catégorie des blocs modulaires).

Le code de différences finies Flac3D a été utilisé dans cette thèse. Le modèle de comportement adopté pour le sol est le modèle, élastique-parfaitement plastique de Mohr-Coulomb encodé dans FLAC. Le sol considéré est un sable frottant sans cohésion. Les formes primitives quadrilatères "Brique" ont été utilisées pour modéliser le mur.

Les résultats numériques de la présente étude à montré que le nombre des nappes de géogriddes (N) a une légère influence sur l'étude des murs de soutènement en sol renforcé par ce type de renfort. Pour définir ce paramètre qui peut décrire par l'espacement entre les nappes (S_v), nous avons constaté que $S_v \geq 0,9\text{m}$ constitue la solution idéale. Cette étude paramétrique à permis de déduire aussi que la rigidité des nappes de géogridde a une grande importance pour le calcul des murs de soutènement en blocs modulaire et peut fournir une contribution importante à l'équilibre horizontal de ce type des murs.

L'étude paramétrique a montré qu'après un chargement uniformément répartie en surface et dans la présence des nappes horizontales de géogriddes, les massifs de remblai peuvent supporter de plus lourdes charges et rester stables.

Cette étude numérique à montré aussi l'efficacité de réalisation d'un mur avec des blocs inclinés, pour amélioré la stabilité et la résistance des murs de soutènement en sol renforcés. Ainsi, en considérant des blocs inclinés, il est possible de réduire les déplacements latéraux du parement (U_x), les contraintes horizontales (σ_h) et l'effort de traction dans les nappes de géogridde (T).

La hauteur du mur est un paramètre géométrique clé dans l'étude des murs de soutènement en blocs modulaire, plus la hauteur du mur est important plus les sollicitations résultant est très grands. Pour des meilleurs résultats doit être respecté le rapport L/H égal ou supérieur à 0,7.

Cette étude paramétrique montre que les dimensions des blocs modulaires (Types) et les caractéristiques mécaniques des blocs modulaires (La catégorie) ont un effet remarquable sur le calcul des murs de soutènement en blocs modulaire renforcé par des nappes de géogrille. Pour un parement composé par des blocs de type 3 ou type 4 les déplacements latéraux diminuent environ 24,65% à celles calculées du type 1 ou 2. La catégorie des blocs modulaires à un effet significatif pour la diminution des déplacements latéraux du parement (U_x) et la diminution de l'effort de traction dans les nappes de géogrille (T).

Ce travail de thèse a montré l'importance de la modélisation numérique pour l'étude des murs en blocs modulaires renforcés par géogrille. Cependant, il semble utile d'assurer sa continuité par le développement de certains éléments :

- La confrontation des résultats de l'étude numérique (efforts de traction, la répartition des contraintes dans le sol renforcé et les déplacements du mur, ...etc.) aux résultats obtenus sur des murs en vraie grandeur ou sur des modèles réduits permettrait de valider et de définir les limites des modélisations utilisées;
- Une modélisation numérique tridimensionnelle permettrait de mieux prendre en compte l'influence du frottement latéral et la dilatance horizontale du sol entre les nappes de renforts;
- Etude numérique des mécanismes de rupture des murs de soutènement en blocs modulaires renforcés par géosynthétiques, afin d'identifier dans quel élément se produit la rupture.

Références bibliographiques

- AASHTO. (2012). "Standard specifications for highway bridges". American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Washington, D.C.
- Abdelkader, A. (2010). "*Comportement des murs en terre armée. Modélisation physique, analytique et numérique des renforcements extensibles*". Thèse de doctorat. Institut national de sciences appliquées de Lyon. 198p
- Abdelkader, A., Dias, D., Freitag, N. (2010). "Numerical analysis of the behaviour of mechanically stabilized earth walls reinforced with different types of strips". *Geotextiles and Geomembranes*, 29, 116-129.
- Abdelkader, H. (1993). "Application de la méthode de Bishop simplifiée aux remblais renforcés par les géosynthétiques". *Can. Geotech. J.* 30, 812-820.
- Allan Block Corporation. (2010). "Planifier, concevoir et construire avec Allan Block, murs de soutènement". Manuel; 64p.
- Allen, T.M., and Bathurst, R.J. (2002a). "Soil reinforcement loads in geosynthetic walls at working stress conditions". *Geosynthetics International*, 9(5-6): 525-566.
- Allen, T.M., and Bathurst, R.J. (2002b). "Observed long-term performance of geosynthetic walls, and implications for design". *Geosynthetics International*, 9(5-6): 567-606.
- Allen, T.M., Richard, J.B., Robert, D.H., Walters, D. and Wei, F.L. (2003). "A new working stress method for prediction of reinforcement loads in geosynthetic walls". *Can. Geotech. J.*, 40 (5), 976-994.
- ASTM D4884 (2014). "Standard Test Method for Strength of Sewn or Bonded Seams of Geotextile". ASTM International, West Conshohocken, PA, 2014, www.astm.org
- Baaziz Salah Eddine, Mellas Mekki. (2017). "Influence of Parameters the Wall on Reinforced Soil Segmental Walls". *Civil Engineering Journal*, 03, N°.6, 395-411.
- Bathurst, R. J, and Hatami, K. (2001). "Review of numerical modeling of geosynthetic reinforced

- soil walls", Invited theme paper. Proc. Computer Methods and Advances in Geomechanics: 10th Int. Conf. of the Int. Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics, Balkema, Rotterdam. The Netherlands, Vol. 2, 1223–1232.
- Bathurst, R. J. and M. R. Simac. (1994). "Laboratory Testing of Modular Masonry Concrete Block-Geogrid Facing Connections". Presented at ASTM Symposium of Geosynthetic Soil Reinforcement Testing, San Antonio, Tex., Jan.
- Bathurst, R. J., Allen, T. M. & Walters, D. L. (2005). "Reinforcement loads in geosynthetic walls and the case for a new working stress design method". *Geotextiles and Geomembranes*, 23, N^o. 4, 287– 322.
- Bathurst, R. J., Miyata, Y., Nernheim, A. and Allen, A. M. (2008). "Refinement of K-stiffness Method for geosynthetic-reinforced soil walls". *Geosynthetics International*, 15, No. 4. 269-295.
- Billaux D., and P. A. Cundall. (1993). "Simulation des géomatériaux par la méthode des éléments lagrangiens", *Revue française de Géotechnique*, Vol 63, pp 9-21.
- Bingquan Huang; Richard J. Bathurst; and Kianoosh Hatami, M.ASCE, (2009). "Numerical study of reinforced soil segmental walls using three different constitutive soil models". *journal of geotechnical and geoenvironmental engineering ASCE*, ISSN 1090-0241/10 1486–1498.
- Biondi, G, Maugeri, M, and Carrubba, P, (2000). "Numerical modeling of a geogrid reinforced wall". In Proceedings of EuroGeo 2, the 2nd European Geosynthetic Conference, Bologna, Italy, 15– 18 October 2000. Edited by A. Cancelli, D. Cazzuffi, and C.Soccodato. Vol. 1, pp. 207–212.
- Cardoso, A.S, and Lopes, M.L, (1996). "The influence of the construction method on the behaviour of geosynthetic reinforced soil walls -a numerical study". In Earth Reinforcement: Proceedings of the International Symposium Of Earth Reinforcement, 12–14 November 1996, Kyushu, Japan. Edited by H. Ochiai, N. Yasufuku, and K. Omine. A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands. Vol.1. pp, 351–355.
- Casan L. Sampaco (1996). "Behavior of Welded Wire Mesh Reinforced Soil Walls from Field Evaluation and Finite Element Simulation". Utah State University. Department of Civil and Environmental Engineering, 946p.
- Chen, T.C., Chen, R.H., Lin, S.S. (2000). "A nonlinear homogenized model applicable to reinforced soil analysis". *Geotextiles and Geomembranes*, 18, 349-366.
- Christopher, B.R., Gill, S.A., Giroud, J.-P., Juran, I., Mitchell, J.K., Schlosser, F., and Dunncliff, J. (1990). "Reinforced soil structures. Vol. 1: Design and construction guidelines". Federal

- Highway Administration, Washington, D.C. Report FHWA-RD-89-043.
- Chungsik Yoo, Hyuck-Sang Jung, (2004). "Measured behavior of a geosynthetic-reinforced segmental retaining wall in a tiered configuration". *Geotextiles and Geomembranes* 22; 359–376
- Chungsik Yoo, Sun-Bin Kim., (2008). "Performance of a two-tier geosynthetic reinforced segmental retaining wall under a surcharge load: Full-scale load test and 3D finite element analysis". *Geotextiles and Geomembranes* 26, 460–472.
- Collin, J.G., (1997). "Design manual for segmental retaining walls". 2nd Edition, NCMA.
- Dias, D. (1999). "*Renforcement du front de taille des tunnels par boulonnage, étude numérique et application à un cas réel en site urbain*". Thèse de doctorat de l'INSA de Lyon, 322p.
- Duncan, J.M. and Chang, C.M. (1970). "Nonlinear analysis of stress and strain in soils". *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 96(SM5), 1629-1653.
- Fakher, A., Nouri, H., Shahgholi, M. (2002). "Limit equilibrium in reinforced soil walls subjected to seismic loads". In: Proceedings of the Third Iranian International Conference on Geotechnical Engineering and Soil Mechanics, Tehran vol. 3, pp. 281–286.
- FHWA, (2001). "Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes, Design and Construction Guidelines". Federal Highway Administration Publication N°.FHWA-NHI-00-043.US Department of Transportation, Washington, D.C. USA. 418 pp.
- FHWA-NHI-10-024. (2009). "Design of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes – Volume I". Federal Highway Administration Publication N°. FHWA-NHI-10-024. U.S. Department of Transportation Washington, D.C. 332p
- FLAC3D -Fast Lagrangian Analysis of Continua in three dimensions (2002). Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis.
- FLAC3D -Fast Lagrangian Analysis of Continua in three dimensions, version 3.10. (2006). Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis.
- Ghanbari, A., Ahmadabadi, M. (2009). "New procedure for active earth pressure calculation in retaining walls with reinforced cohesive-frictional backfill". *Geotextiles and Geomembranes*, 27, 456-463.
- Gotteland, Ph, Gourc, J.P, and Villard, P, (1997). "Geosynthetics reinforced structures as bridge abutments: full scale experimentation and comparison with modelisations". In International Symposium on Mechanically Stabilized Backfill, Denver, Colo.,6–8 February 1997. Edited by

- J.T.H. Wu. A.A. Balkema, Rotterdam, The Netherlands. pp. 25–34.
- Groupe Soletanche Freyssinet. (2014). "Terre Armée". Terre Armée Internationale (France) ,16p.
- Hatami, K., and Bathurst, R. J. (2005). "Development and verification of a numerical model for the analysis of geosynthetic reinforced soil segmental walls under working stress conditions". *Can. Geotech. J.*, 42_4_, 1066–1085.
- Hatami, K., Bathurst, R. J. & Di Pietro, P. (2001). "Static response of reinforced soil retaining walls with non-uniform reinforcement". *ASCE International Journal of Geomechanics*, 1, No. 4, 477–506.
- Ho, S.K., Rowe, R.K. (1996). "Effect of wall geometry on the behaviour of reinforced soil walls". *Geotextiles and Geomembranes*, 14, 521-541.
- Huang, B., Bathurst, R. J., and Hatami, K. (2007). "Numerical study of the influence of block interface stiffness on reinforced soil segmental walls of variable height". Proc., 60th Canadian Geotechnical Conf. Canadian Geotechnical Society, Alliston, Ont., 2167–2174.
- Huang, B., Bathurst, R.J., Hatami, K., ASCE, M. (2009). "Numerical study of reinforced soil segmental walls using three different constitutive soil models". *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*. 1486-1498.
- Janbu, N. (1963). "Soil Compressibility As Determined By Oedometer And Triaxial Test". Proceedings Of The European Conference On Soil Mechanics And Foundation Engineering, Vol. 1, Pp 19-25, Weisbaden.
- Juran, L., Schlosser, F. (1987). "Theoretical analysis of failure in reinforced earth structures". Covention ASCE, preprint n° 3275, Pittsburg
- Karpurapu, R. G, and Bathurst, R. J, (1995). "Behaviour of geosynthetic reinforced soil retaining walls using the finite element method". *Comput. Geotech.*, 17(3), 279–299.
- Klar. A et Sas. T. (2009). "Rational approach for the analysis of segmental reinforced soil walls based on kinematic constraints". *Geotextiles and Geomembranes* 27 (2009) 332–340.
- Koerner, J., Soong, T.-Y., Koerner, R.M. (1998). "Earth Retaining Wall Costs in the USA". Geosynthetic Institute, Folsom, PA.
- Koerner, R.M., Koerner, J., Soong, T.-Y., (2001). "Earth retaining wall costs in the USA. In: Proceedings of the Geosynthetics" Conference. IFAI, Roseville, MN (to be published).
- LCPC (Techniques et Méthodes des laboratoires des ponts et chaussées). (2003).

- "Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des murs en remblai renforcé par éléments géosynthétiques". Guide technique. 83p.
- Ling, H.I, Cardany, C.P, Sun, L.-X, and Hashimoto, H, (2000). "Finite element study of a geosynthetic-reinforced soil retaining wall with concrete-block facing". *Geosynthetics International*, 7 (3), 163–188.
- Ling, H.I, Tatsuoka, F, and Tateyama, M. (1995). "Simulating performance of GRS-SW by finite-element procedure". *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 121(4), 330–340.
- Nakane, A, Yokota, Y, Taki, M, and Miyatake, H, (1996). "FEM comparative analysis of facing rigidity of geotextile-reinforced soil walls". In *Earth Reinforcement: Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement, Fukuoka, Kyushu, Japan*, 12–14.
- NCMA. (1997). "Design Manual for Segmental Retaining Walls", second ed. National Concrete Masonry Association, Herndon, Virginia, USA.: 289 pp.
- NCMA. (2016). "Segmental Retaining Walls, Best Practices Guide for the Specification, Design, Construction, and Inspection of SRW Systems". Published and maintained by the National Concrete Masonry Association. Publication Number: TR308 | Edition: 1 | Printing: 1 - Last Revised March 18, 2016. 68p
- Nouri, H., Fakher, A., Jones, C.J.F.P. (2006). "Development of Horizontal Slice Method for seismic stability analysis of reinforced slopes and walls". *Geotextiles and Geomembranes*, 24, 175-187.
- Rahmouni, O., Mabrouki, A., Benmeddour, D., & Mellas, M. (2016). A numerical investigation into the behavior of geosynthetic-reinforced soil segmental retaining walls. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 10(5), 435-444.
- Rowe, R.K, and Ho, S.K, (1998). "Horizontal deformation in reinforced soil walls". *Canadian Geotechnical Journal*. 35(2). 312–327.
- Rowe, R.K., Ho, S.K.P. (1996). "Some insights into reinforced wall behaviour on finite element analysis". In: Ochiai, H., Yasufuku, N., Omine, K. (Eds.), *Earth Reinforcement*. Balkema, Rotterdam/Brookfield, pp. 485–490.
- Schlosser, F., Hoteit, N., Pierce, D., (1993). "Expérimentation en vraie grandeur d'un mur Freyssisol-Websol en sol renforcé". C. R. Symposium International sur le Renforcement des Sols. Expérimentation des années 1980, ENPC, Paris, 299-320.
- Shahgholi, M., Fakher, A., and Jones, C.J.F.P. (2001). "Horizontal Slice Method of Analysis",

- Geotechnique*, 51(10), 881-885.
- Shekarian, S., Ghanbari, A. (2008). "A pseudo-dynamic method to analyze retaining wall with reinforced and unreinforced backfill". *JSEE: Spring* 2008, Vol. 10, No. 1. 41-47.
- Vermeer, P. A., and R. de Borst. (1984). "Non-Associated Plasticity for Soils, Concrete and Rock". *Heron*. 29(3), 3-64.
- Walters, D. L., Allen, T. M. & Bathurst, R. J. (2002). "Conversion of geosynthetic strain to load using reinforcement stiffness". *Geosynthetics International*, 9, Nos. 5–6, 483–523.
- Wilkins, M. L. (1964). "Fundamental Methods in Hydrodynamics, in Methods in Computational Physics". Alder et al., Eds. New York: Academic Press. Vol. 3, pp. 211-263.
- Wu, T.H., (1991). "Predicting performance of the Denver walls: general report". Proceedings of the International Symposium on Geosynthetic-reinforced Soil Retaining Walls, Denver, Colorado, USA, pp. 3-20.
- Yogarajah, I, and Andrawes, K.Z, (1994). "Modelling construction effects in polymeric grid reinforced soil walls". In Proceedings, 5th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Singapore, 5–9 September 1994. Edited by G.P. Karunaratne, S.H. Chew, K.S. Wong, and S.A. Tan. Vol. 1, pp. 177–182.
- Yoo, C., Jung, H.S. (2004). "Measured behavior of a geosynthetic-reinforced segmental retaining wall in a tiered configuration". *Geotextiles and Geomembranes*, 22, 359-376.
- Zornberg, J, Leshchinsky, D, (2001). "Comparison of international design criteria for geosynthetic reinforced soil structures". In: H. Ochiai, J. Otani, N. Yasufuku, K. Omine (Eds.), Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement, Vol. 2, Kyushu, Japan. pp. 1095–1106.