



République Algérienne Démocratique et populaire
Ministère de l'Enseignement supérieur et la Recherche
Scientifique



Université Larbi Tebessi. Tébessa
Faculté des Sciences Exactes, des Sciences de la Nature et de la Vie
Département : Sciences de la Terre et de l'Univers

Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de
Master

Domaine : Science de la Terre et l'Univers

Filière : Géologie

Option : Géologie de l'Ingénieur et Géotechnique

Thème :

**Analyse de la stabilité des murs de soutènement en sol renforcé
par des géosynthétiques (cas des murs à double parement)**

Présenté par :

DJEDDI Ouafa

SALHI Khaoula

Devant le jury :

| | | | |
|---------------------------|------------|------------------------------|-------------------|
| Dr. AOUN Mounira | MCB | Université de Tébessa | Président |
| Dr. DJABRI Mohamed | MCB | Université de Tébessa | Rapporteur |
| Dr. MOUICI Ridha | MCB | Université de Tébessa | Examineur |

Date de soutenance: 15/06/2020

Remerciements

Nous remercions DIEU tout puissant, maître des cieux et de terre, qui nous a permis de mener à bien ce travail.

Nous tenons d'abord à remercier très chaleureusement le Dr. DJABRI Mohamed, maître de conférences à l'université de Tébessa, qui nous a permis de bénéficier de son encadrement.

Les conseils qu'il nous a prodigués, la patience, la confiance qu'il nous a témoignés. Il nous a poussés à faire preuve d'une grande organisation et à être efficace pour l'élaboration de ce mémoire.

Nous remercions vivement le Dr. Aoun Mounira, maître de conférences à l'université de Tébessa, pour avoir fait un grand honneur en acceptant de présider le jury de ce mémoire.

Nous remercions également le Dr. Mouici Ridha, maître de conférences à l'université de Tébessa, pour le temps et l'intérêt qu'il a porté à ce travail en qualité d'examineur.

Nos remerciements s'étendent également à tous nos enseignants durant les années des études.

Nous n'oublions pas de remercier aussi l'ensemble du corps administratif du département de Sciences de la Terre et de l'Univers de l'université de Tébessa.

Merci pour leur accueil.

Enfin, nous adressons nos plus sincères remerciements à tous nos proches et amis, qui nous ont toujours encouragés au cours de la réalisation de ce mémoire.

Merci à tous et à toutes.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail

*A la lumière de ma vie mon père slimane et
ma mère hafida.*

*A mes sœurs djamila, rachida, khaoula et
bassma.*

*A mes frères noureddinne, issam et
salaheddine.*

A mes amies khaoula, amal et hanane.

*A Tous les étudiants (e) masters 2 en géologie de
l'ingénieures.*

Ouafa

DEDICACE

C'est avec toute ardeur que

*Je dédie ce modeste travail, qui est le fruit de
mes années d'études, à Mon père, Abd Alaziz
rahímah allah, et a ma mère, Hafsia et que
dieu la garde et la protège.*

*J'adresse mes sentiments profonds à mes chères
sœurs.*

À La petite fille de mon frère, Israa.

À La Famille :Salhi.

À Ma très chères amies : Ouafa ,Fouzia et Assia.

À mes amis: Mohamed et Taoufik.

Et à tous ceux que j'aime dans le monde.

Khaoula

RÉSUMÉ

Au cours des quatre dernières décennies, de nombreux procédés de construction de murs de soutènement en sol renforcé par les géosynthétiques ont été développés avec un succès remarquable. L'acceptation croissante de ces murs en sol renforcés par géosynthétiques ont été déclenchées par un certain nombre de facteurs, à savoir l'économie, l'esthétique et les techniques de construction simples et rapides.

Afin de construire les remblais d'approche de pont, une géométrie spéciale des structures de sol renforcées avec deux murs opposés est couramment utilisée. Ce type d'ouvrage connu sous le nom de mur de soutènement en sol renforcé à double parement est une alternative bien reconnue qu'aux murs de soutènement conventionnels. Dans ce type de murs, la distance entre les deux murs opposés (D) est un paramètre clé qui joue un rôle important dans le comportement du système. Malgré l'importance des murs à double parement en tant que composante majeure du système de transport et la nécessité de comprendre le comportement de cette structure, la synthèse bibliographique montre que peu d'attention a été accordée au comportement de ce type d'ouvrage où la modélisation numérique a été privilégiée.

Dans ce travail de mémoire, il a été tenté d'améliorer la compréhension du comportement des murs de soutènement en sol renforcé à double parement sous leur poids propres seulement car le nombre très limité d'études numériques était incomplet. Par conséquent, une étude utilisant la méthode des éléments finis bidimensionnelle incorporée dans le code PLAXIS 2DV8 a été réalisée. Des analyses paramétriques ont été effectuées sur un mur idéal de 6 m de hauteur pour évaluer l'influence non seulement de la distance entre les deux murs opposés mais également l'angle de frottement interne sur la stabilité interne des murs. De plus, l'effet de la connexion des renforcements au milieu, lorsque les murs sont très proches l'un de l'autre, a été également analysé. Les résultats ont été exprimés en termes de traction maximale requise dans les nappes géosynthétiques et de la ligne de tension maximale.

Mots clés : Géosynthétique, Modélisation numérique, Mur de soutènement, Sol renforcé, Force de traction maximale.

ABSTRACT

Over the past four decades, many processes for the construction of retaining soil walls by geosynthetics have been developed with remarkable success. The increasing acceptance of these geosynthetics reinforced soil retaining walls have been triggered by a number of factors, namely economy, aesthetics and simple and rapid construction techniques.

In order to construct the embankments for bridge approaches, a special geometry of reinforced soil structures with two opposing sides is commonly used. This type of reinforced soil structure that is known as the back-to-back mechanically stabilized earth wall is well-recognized alternative to conventional retaining walls. In this type of walls, the distance of two opposing walls (D) is a key parameter that plays an important role in the system behavior. Despite the importance of back-to-back retaining walls as a major component of the transportation system and the necessity of understanding the behavior of this structure, a survey of the literature shows that little attention has been paid to the behavior of these structures where numerical modeling was preferred.

In current study, it was attempted to improve the understanding the behavior of back-to-back mechanically stabilized earth walls under only self-weight. Therefore, a study utilizing the two-dimensional Finite Element Method incorporated in PLAXIS 2DV8 software was performed. Parametric analyses were carried out on a idealized wall 6 m high to evaluate the influence of not only the variation of the distance between the two opposing walls but also the internal friction angle on the internal stability of walls. In addition, the effect of the connection of reinforcements in the middle, when the walls are very close one to each other, was also analyzed. The results were expressed in terms of the maximum traction required in the geosynthetic layers and the maximum tension line.

Key words: Geosynthetic, Numerical modeling, Retaining walls, Reinforced soil, Maximum tensile load.

ملخص

على مدى العقود الأربعة الماضية، تم بنجاح ملحوظ تطوير العديد من طرق بناء جدران الاستناد ذات التربة المدعمة بالجيوسينتيك. إن القبول المتزايد لجدران الاستناد للتربة المدعمة بالجيوسينتيك يعود لعدد من العوامل منها الاقتصاد والجمال وتقنيات البناء البسيطة والسريعة.

من أجل بناء الردم القريبة من الجسور، يتم استخدام هندسة خاصة لهياكل هذه الجدران تتمثل في جداري الإستناد بالتربة المدعمة ذو واجهتين متقابلتين. هذا النوع من الهياكل والمعروف باسم جداري الإستناد المتقابلين هو بديل معترف به جيداً لجدران الإستناد التقليدية. في هذا النوع من الجدران، تعد المسافة بين الجدارين المتقابلين معياراً رئيسياً و تلعب دوراً مهماً في سلوك المذشأة. على الرغم من أهمية الجدران ذات الوجهين المتقابلين كمكون رئيسي في أنظمة الطرقات والحاجة إلى فهم سلوك هذا الهيكل، يوضح الملخص البليوغرافي أنه لم يتم إيلاء اهتمام كبير لسلوك هذا النوع من الهياكل، حيث النمذجة الرقمية محدثة.

في هذه المذكرة، ولأن العدد المحدود جداً من الدراسات العددية كان غير مكتمل، جرت محاولة لتحسين فهم سلوك الجدران الاستنادية في التربة المعززة ذات الواجهتين المتقابلتين تحت وزنها الذاتي فقط. وبالتالي تم إجراء دراسة باستخدام طريقة العناصر الحدية ثنائية الأبعاد المضمنة في كود PLAXIS 2DV8، حيث أجريت تحليلات بارامترية على جدار مثالي بارتفاع 6 أمتار لتقييم تأثير المسافة بين الجدارين المتقابلين وكذا زاوية الاحتكاك الداخلي على الاستقرار الداخلي للجدران. إضافة إلى ذلك، تم أيضاً تحليل تأثير ربط التسليح في الوسط عندما يكون الجدارين قريبين جداً من بعضها البعض.

تم التعبير عن النتائج من حيث قوة الشد المطلوبة في طبقات التسليح للجيوسانتيك وخط قوى الشد القصوى.

الكلمات المفتاح: الجيوسانتيك، النموذج الرقمي، جدران الاستناد، التربة المسلحة، الحمل الأقصى للشد.

Sommaire

| | |
|---|----|
| INTRODUCTION GENERALE | 1 |
| Chapitre 1 : TECHNIQUE DE RENFORCEMENT DE SOL | |
| 1.1 INTRODUCTION | 3 |
| 1.2 LES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT | 3 |
| 1.3 PRINCIPE DE RENFOCEMENT DES SOLS | 4 |
| 1.4 LA TERRE ARMÉE | 5 |
| 1.4.1 Définition de la Terre Armée | 5 |
| 1.4.2 Historique de la Terre Armée | 6 |
| 1.5 LES ÉLÉMENTS DE LA TERRE ARMÉE | 8 |
| 1.5.1 Les parements | 8 |
| 1.5.2 Le remblai | 13 |
| 1.5.3 Les renforcements | 16 |
| 1.5.4 Les éléments secondaires | 19 |
| 1.6 PROCÉDÉ DE CONSTRUCTION | 20 |
| 1.7 DURABILITÉ DES OUVRAGES EN TERRE ARMEÉ | 20 |
| 1.8 AVANTAGES ET DOMAINES D'UTILISATION | 21 |
| 1.8.1 Avantage coût | 21 |
| 1.8.2 Domaine d'utilisation de la Terre Armée | 22 |
| 1.9 CONCLUSION | 23 |
| Chapitre 2 : MÉTHODE DE CALCUL DE LA STABILITÉ INTERNE | |
| 2.1 INTRODUCTION | 24 |
| 2.2 MODES DE RUPTURE DES MURS DE SOUTÈNEMENT EN SOL RENFORCÉ | 24 |
| 2.2.1 Ruptures due la stabilité interne | 24 |
| 2.2.2 Ruptures due à la stabilité externe | 25 |
| 2.3. JUSTIFICATION DE LA STABILITÉ INTERNE DES MURS DE SOUTÈNEMENT EN SOLS RENFORCÉS (APPLICATION DES NORMES NFP) | 26 |
| 2.3.1 Fonctionnement interne des murs en sols renforcés | 26 |
| 2.3.2 Analyse de la stabilité interne | 26 |
| 2.3.3 Détermination de l'effort de traction maximale | 28 |
| 2.3.4 Détermination des efforts au parement | 29 |
| 2.4 COMPORTEMENT DES MURS DU SOUTÈNEMENT EN SOL RENFORCÉ | 29 |

| | | |
|------------------------------------|--|----|
| 2.4.1 | Influence de l'extensibilité des armatures | 30 |
| 2.4.2 | Influence d'autres paramètres | 32 |
| 2.5 | CAS DES MURS À DOUBLE PAREMENT | 33 |
| 2.5.1 | Les guides FHWA 1997 | 34 |
| 2.5.2 | Les guides FHWA 2009 | 35 |
| 2.5.3 | Les travaux de Han et Leshchinsky (2010) | 36 |
| 2.5.4 | Les travaux de El-Sherbiny et al. (2013) | 38 |
| 2.5.5 | Les Travaux de Benmebarek et al. (2016) | 38 |
| 2.6 | CONCLUSION | 40 |
| Chapitre 3 : LE CODE PLAXIS | | |
| 3.1 | INTRODUCTION | 41 |
| 3.2 | TECHNIQUE DE BASE DE LA MÉTHODE DES ÉLÉMENTS FINIS (MEF) | 42 |
| 3.2.1 | Description de la MEF | 42 |
| 3.2.2 | Signalisation d'un élément fini | 42 |
| 3.3 | DESCRIPTION DU CODE PLAXIS | 43 |
| 3.3.1 | Originalité du PLAXIS | 43 |
| 3.3.2 | Les points forts du code PLAXIS | 43 |
| 3.3.3 | Les éléments fournis par le code PLAXIS | 44 |
| 3.3.4 | Les équations de base dans PLAXIS | 44 |
| 3.4 | FONCTIONNALITÉS DE PLAXIS | 46 |
| 3.4.1 | Programme d'entrée « Input » | 46 |
| 3.4.2 | Le programme de calcul « Calculation » | 46 |
| 3.4.3 | Programme de sortie « Out put» | 47 |
| 3.5 | TYPES DE CALCUL DANS PLAXIS | 47 |
| 3.5.1 | Calcul en plastique | 47 |
| 3.5.2 | Analyse de consolidation | 47 |
| 3.5.3 | Analyse de la réduction ϕ / C | 47 |
| 3.6 | PRÉSENTATION DES MODÈLES DE MATÉRIAUX DANS PLAXIS | 48 |
| 3.6.1 | Modèle pour les roches fracturées « Jointed Rock model » | 48 |
| 3.6.2 | Modèle de sol avec écrouissage « Hardening soil model » | 48 |
| 3.6.3 | Modèle des sols mous « Soft soil model » | 49 |
| 3.6.4 | Modèle des sols mous avec fluage « Soft Soil Creep model » | 49 |
| 3.6.5 | Modèle élasticité isotrope linéaire | 49 |
| 3.6.6 | Modèle Mohr-Coulomb | 49 |

| | | |
|---|---|----|
| 3.7 | PROCÉDURE DE SIMULATION NUMÉRIQUE DES ÉLÉMENTS DE MUR EN SOL RENFORCÉ | 43 |
| 3.7.1 | Les géosynthétiques | 53 |
| 3.7.2 | Les interfaces | 53 |
| 3.7.3 | Les panneaux de revêtement | 54 |
| 3.7.4 | Points de jonction entre les panneaux | 55 |
| 3.7.5 | Longrine de mise à niveau | 55 |
| 3.7.6 | Le maillage | 55 |
| 3.7.7 | Les conditions aux limites | 55 |
| 3.7.8 | Phasage des calculs | 56 |
| 3.8 | CONCLUSION | 57 |
| Chapitre 4 : ANALYSE NUMÉRIQUE DE LA STABILITÉ INTERNE DES MURS DE SOUTÈNEMENT EN SOL RENFORCÉ | | |
| 4.1 | INTRODUCTION | 58 |
| 4.2 | PRÉSENTATION DE L'ÉTUDE DE LA STABILITÉ INTERNE DES MURS DE SOUTÈNEMENT À DOUBLE PAREMENT | 58 |
| 4.2.1 | Géométrie du mur à double parement (modèle de base) | 59 |
| 4.2.2 | Propriétés des sols | 59 |
| 4.2.3 | Le parement | 60 |
| 4.2.4 | Les renforcements | 60 |
| 4.2.5 | Longrines de niveau | 61 |
| 4.2.6 | Les interfaces | 61 |
| 4.2.7 | Validation de l'étude | 62 |
| 4.3 | RÉSULTATS DE L'ÉTUDE | 63 |
| 4.3.1 | Effets de la distance entre les parements du mur | 63 |
| 4.3.2 | Influence de l'angle de frottement interne du sol | 66 |
| 4.3.3 | Récapitulatif des résultats numériques | 70 |
| 4.3.4 | Effet de connexion des renforcements au milieu | 70 |
| 4.4 | Conclusion | 72 |
| CONCLUSION GENERALE | | 74 |
| RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES | | 76 |

Liste des Figures

| Désignation de la Figure | Page |
|--|------|
| <i>Figure 1.1. Principe de base de renforcement des sols (Zeroual, 2013)</i> | 5 |
| <i>Figure 1.2. Mur en Terre Armée (Farik, 2013)</i> | 6 |
| <i>Figure 1.3. Courbe de l'évolution du nombre cumulé d'ouvrages construits en Terre Armée de 1968 à 1989 (Malorie, 2005)</i> | 7 |
| <i>Figure 1.4. Éléments constituant un mur de soutènement en Terre Armée (Djabri, 2013)</i> | 8 |
| <i>Figure 1.5. Panneaux de pleine hauteur (Farik, 2013)</i> | 9 |
| <i>Figure 1.6. Panneaux de hauteur partielle (Farik, 2013)</i> | 9 |
| <i>Figure 1.7. Panneau incliné préétablie (Farik, 2013)</i> | 10 |
| <i>Figure 1.8. Jardinières (Farik, 2013)</i> | 10 |
| <i>Figure 1.9. Parement cellulaire (Farik, 2013)</i> | 11 |
| <i>Figure 1.10. Parement semi-elliptiques en acier (Farik, 2013)</i> | 11 |
| <i>Figure 1.11. Parement treillis soudé en acier (Farik, 2013)</i> | 12 |
| <i>Figure 1.12. Parement à face enveloppée (Farik, 2013)</i> | 12 |
| <i>Figure 1.13. Murs avec un parement formé de gabions (Farik, 2013)</i> | 13 |
| <i>Figure 1.14. Murs avec un parement en Pneus (Farik, 2013)</i> | 13 |
| <i>Figure 1.15. Angle de frottement interne du sol mesuré sur le matériau saturé et consolidé dans des conditions de cisaillement rapide (Djabri, 2013)</i> | 14 |
| <i>Figure 1.16. Les armatures métalliques (Farik, 2013)</i> | 18 |
| <i>Figure 1.17. Exemples des renforcements géosynthétiques pour la Terre Armée (Farik, 2013)</i> | 19 |
| <i>Figure 1.18. Procédé de construction de la Terre Armée (Farik, 2013)</i> | 20 |
| <i>Figure 1.19. Coût de murs en terre armée (Djabri, 2017)</i> | 21 |
| <i>Figure 1.20. Utilisation de la Terre Armée dans plusieurs domaines (Houam, 2010)</i> | 23 |
| <i>Figure 1.21. Rampes d'accès de pont réalisées en Algérie en Terre Armée (Attalaoui, 2017)</i> | 23 |
| <i>Figure 2.1. Rupture due à la l'instabilité interne de murs de soutènement en sol renforcé</i> | 24 |
| <i>Figure 2.2. Stabilité externe d'un mur de soutènement en terre armée (LCPC, 2003)</i> | 25 |
| <i>Figure 2.3. Possibilités de rupture due à l'instabilité du parement de murs en sol renforcé</i> | 25 |
| <i>Figure 2.4. Stabilité interne d'un mur de soutènement en Terre Armée (LCPC, 2003)</i> | 26 |
| <i>Figure 2.5. Répartition des tractions dans les armatures d'un mur en sol renforcé (Abdelouhab, 2011)</i> | 27 |
| <i>Figure 2.6. Variation de ai en fonction de la profondeur (cas des écailles en béton) (NF P94-270)</i> | 29 |
| <i>Figure 2.7. Variation du coefficient K suivant l'extensibilité du renforcement (FHWA, 2009)</i> | 30 |
| <i>Figure 2.8. Variation du coefficient K (BS8006, 1995)</i> | 30 |
| <i>Figure 2.9. Détermination de la ligne des tractions maximales, (a) armatures extensibles, (b) armatures inextensibles (FHWA, 2009)</i> | 31 |
| <i>Figure 2.10. Détermination de la ligne des tractions maximales (BS8006, 1995)</i> | 31 |
| <i>Figure 2.11. Répartition des tractions maximales (Guler et al., 2011)</i> | 32 |
| <i>Figure 2.12. Effet des paramètres de sol renforcé sur la longueur minimale des renforcements, (a) effet de l'angle de frottement, (b) effet du poids volumique (Bilgin, 2009)</i> | 32 |
| <i>Figure 2.13. Effet du la rigidité de parement sur la force de traction maximale au renforcement (Bathurst et al., 2006)</i> | 33 |
| <i>Figure 2.14. Construction d'un remblai d'accès à double parement (Djabri, 2013)</i> | 34 |
| <i>Figure 2.15. Conception des murs de soutènement en sols renforcés à double parement (FHWA, 1997)</i> | 34 |

| | |
|--|----|
| <i>Figure 2.16. Conception des murs à double parement (FHWA, 2009)</i> | 35 |
| <i>Figure 2.17. Modèle de base, W/H=2 (Han et Leshchinsky, 2010)</i> | 36 |
| <i>Figure 2.18. Surface de rupture (Han et Leshchinsky, 2010)</i> | 37 |
| <i>Figure 2.19. Effets de la distance D sur les tractions maximales (Han et Leshchinsky, 2010)</i> | 37 |
| <i>Figure 2.20. Effet de connexion des renforcements au milieu (Han et Leshchinsky, 2010)</i> | 37 |
| <i>Figure 2.21. Effet de la distance entre le parement sur la force des tractions maximales dans les renforcements (El-Sherbiny et al., 2013)</i> | 38 |
| <i>Figure 2.22. Dimensions et paramètres des modèles étudiés (Benmebarek et al., 2016)</i> | 39 |
| <i>Figure 2.23. Traction maximale dans les renforcements (Benmebarek et al., 2016)</i> | 39 |
| <i>Figure 2.24. Effet de la cohésion du sol sur la traction maximale (Benmebarek et al., 2016)</i> | 40 |
| <i>Figure 3.1. Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol (Brinkgreve et al., 2006)</i> | 44 |
| <i>Figure 3.2. L'élément à 15 nœuds utilisé dans PLAXIS avec deux d.d.l. et les forces nodales (Brinkgreve et al., 2006)</i> | 45 |
| <i>Figure 3.3. Fenêtre principale du programme d'entrée « Input » (Brinkgreve et al., 2006)</i> | 46 |
| <i>Figure 3.4. Les fonctions de rendement de Mohr-Coulomb formant un cône hexagonal (Brinkgreve et al., 2006)</i> | 50 |
| <i>Figure 3.5. Le critère de rupture de Mohr-Coulomb en deux dimensions (Murthy, 2003)</i> | 50 |
| <i>Figure 3.6. Exemple d'entrée des paramètres de sol dans le modèle M.C. (Djabri, 2017)</i> | 51 |
| <i>Figure 3.7. Comportement simplifié d'un renforcement géosynthétique (Djabri, 2017)</i> | 53 |
| <i>Figure 3.8. Distribution des nœuds et des points de contrainte dans les éléments d'interface et jonction avec les éléments du sol (Brinkgreve et al., 2006)</i> | 54 |
| <i>Figure 3.9. Exemple de point de jonction dans la fenêtre « Hinges and rotation springs »</i> | 55 |
| <i>Figure 4.1. Modèle de l'ouvrage avec PLAXIS</i> | 59 |
| <i>Figure 4.2. Distribution des tractions maximales dans chaque lit de renforcement</i> | 63 |
| <i>Figure 4.3. Variation des tractions maximales requises aux renforcements (Lit 1)</i> | 64 |
| <i>Figure 4.4. Lignes des tractions maximales</i> | 65 |
| <i>Figure 4.5. Répartition des tractions dans les renforcements au niveau du parement</i> | 65 |
| <i>Figure 4.6. Variation du coefficient ai avec l'élévation du mur</i> | 66 |
| <i>Figure 4.7. Effet de l'angle de frottement sur la distribution des tractions maximales</i> | 67 |
| <i>Figure 4.8. Effet de la variation de l'angle de frottement sur la traction maximale</i> | 67 |
| <i>Figure 4.9. Tractions maximales dans les renforcements pour une large gamme des angles de frottement</i> | 68 |
| <i>Figure 4.10. Variation de la ligne des tractions maximales en fonction de l'angle de frottement</i> | 69 |
| <i>Figure 4.11. Distribution des tractions dans les renforcements au niveau du parement en fonction de l'angle de frottement</i> | 69 |
| <i>Figure 4.12. Variation de coefficient ai avec l'angle de frottement</i> | 70 |
| <i>Figure 4.13. Configuration des murs proches (Le cas D=0m) :(a)murs non connectés, (b) murs connectés</i> | 71 |
| <i>Figure 4.14. Tractions maximales dans les renforcements pour les deux cas (renforcement non connectés et connectés)</i> | 71 |
| <i>Figure 4.15. Effet de connexion du renforcement sur la répartition des tractions au niveau de lits de renforcement</i> | 72 |

Liste des Tableaux

| Désignation de Tableau | Page |
|--|------|
| <i>Tableau 1.1. Quelques techniques de soutènement (Farik, 2013)</i> | 4 |
| <i>Tableau 4.1. Paramètres de données du sol (Guler et al., 2012)</i> | 60 |
| <i>Tableau 4.2. Caractéristiques du parement de mur (Guler et al., 2012)</i> | 60 |
| <i>Tableau 4.3. Caractéristiques des renforcements géosynthétiques (Djabri, 2013)</i> | 61 |
| <i>Tableau 4.4. Extrait de tableau de calcul des tractions maximales ($\varphi=34^\circ$)</i> | 62 |
| <i>Tableau 4.5. Extrait de tableau de calcul des tractions maximales ($\varphi=25^\circ$)</i> | 66 |
| <i>Tableau 4.6. Influence de la distance entre les murs opposés, D, et l'angle de frottement φ sur le calcul de la stabilité interne des murs de remblai</i> | 70 |

Liste des notations et abréviations

| | |
|---------------|--|
| D | Distance entre les deux murs de remblai d'accès |
| E | Module d'Young |
| H | Hauteur de mur de soutènement |
| J | Module d'élongation du géosynthétique (kN/m) |
| K | Coefficient de poussée des terres interne au massif |
| L | Longueur du renforcement (m) |
| R_v | Résultante verticale par mètre longitudinal de parement au centre de la base du massif |
| S_v | Espacement vertical entre les lits d'armatures |
| T_{\max} | Effort de traction maximale dans les renforcements |
| T_p | Effort de traction maximal dans chaque lit d'armatures au niveau du parement |
| U_x | Déplacement horizontal maximal calculé dans le massif renforcé |
| W | Largeur de la base de remblai d'accès de pont |
| b | Largeur d'un élément de renforcement |
| C | Cohésion |
| e | Excentricité de la résultante des charges |
| z | Profondeur depuis le sommet de mur de soutènement |
| α_i | Coefficient pour l'évaluation de la traction au parement |
| γ | Poids volumique du terrain |
| δ | Angle d'inclinaison de la poussée des terres par rapport à la normale au plan de poussée |
| ν | Coefficient de Poisson. |
| σ_v | Contrainte verticale appliquée sur le renforcement |
| σ_h | Contraint horizontale |
| τ_{\max} | Contrainte maximale de cisaillement mobilisable entre le terrain et un lit de renforcement |
| τ | Contrainte de cisaillement |
| ϕ | Angle de frottement interne |
| ψ | Angle de dilatance |

AASHTO: American Association of State Highway and Transportation Officials.

BS 8006 : British Standard Institution 8006.

FHWA : Federal Highway Administration.

NF P94-270: Normes française de calcul des ouvrages géotechniques.

LCPC : Laboratoire central des ponts et chaussés.

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Depuis les temps anciens, l'humanité a utilisé différentes techniques pour améliorer le sol, par exemple l'utilisation de bâtons pour renforcer les habitations, de boue ou de paille pour améliorer les briques d'adobe dans la dynastie Babylone. Dans le domaine de la géotechnique, le renforcement des sols est une technique récente et particulière de l'amélioration des sols. Dans la plupart des applications pratiques, les sols sont renforcés en incorporant des inclusions continues de renforcement (par exemple, bande, barre, feuille, tapis ou filet) dans une classe du sol et dans un schéma défini.

Cependant, ce n'est qu'au 20^e siècle que les itérations modernes de la construction des murs de soutènement en sol renforcé ont été vues. Henri Vidal, un architecte et ingénieur français, a fourni les recherches qui ont mené à la Terre Armée dont le premier mur de soutènement en Terre Armée expérimental a été réalisé à Pragnières (France) en 1965. Cette technique s'est développée partout dans le monde pour différentes structures de génie civil : des infrastructures routières et des lignes ferroviaires classiques, où le massif renforcé est utilisé en tant que soutènement classique, pour les culées de pont ou en tranchées couvertes, mais également des ouvrages hydrauliques ou industriels.

Les ouvrages en Terre Armée se composent d'un remblai granulaire sélectionné associé à des armatures résistantes en acier ou en géosynthétiques et un système de parement modulaire généralement constitué de panneaux en béton préfabriqué, de treillis soudé ou de panneaux en acier semi-elliptiques. 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.

L'utilisation du géosynthétiques dans les murs de soutènement a commencé après que son effet bénéfique ait été observé dans les remblais d'autoroutes sur couches faibles. Les murs de soutènement en sol renforcé par les géosynthétique sont aujourd'hui un choix très populaire dans les situations pertinentes et sont largement utilisés. Les principales raisons de l'utilisation de ces structures sont qu'elles offrent une alternative économique et efficace par rapport aux structures traditionnelles du type gravité pour la plupart des hauteurs et des applications.

Les méthodes de conception de base considèrent ces ouvrages de nature structurelle simple dont plusieurs études numériques et expérimentations ont été menue permettant la compréhension de comportement de ce type d'ouvrage. Bien que la plupart des murs de soutènement en sol renforcé appartiennent à cette catégorie, les structures avec des géométries plus complexes comme c'est le cas pour des murs à double parement sont rarement discutées. Pour analyser le comportement complexe des murs de soutènement à double parement « *Back-to-Back* » couramment rencontrés dans remblais d'accès, les méthodes numériques basées sur la technique des éléments finis sont préférables ou même indispensables.

Dans ce contexte, ce mémoire porte sur les murs de soutènement à double parements en sol renforcés par géosynthétiques. Ce travail a pour but d'apporter des éléments de compréhension de comportement de ce type d'ouvrage, en s'intéressant à leur stabilité interne lorsqu'ils sont soumis à leurs poids propres seulement. La modélisation numérique bidimensionnelle en éléments finis avec le logiciel PLAXIS 2D Version 8 est adoptée. La manuscrit est articulé en quatre chapitres cerné par une introduction générale et une conclusion générale.

- **Le premier chapitre** est consacré aux généralités sur le renforcement des sols et en particulier les ouvrages en Terre Armée (notion de la terre Armée, les types d'ouvrage de soutènement en sol renforcé, les types de parement, la mise en œuvre, etc.).
- Dans **le deuxième chapitre**, on commence par présenter la norme française NFP 94-270 de dimensionnement des ouvrages en sol renforcé particulièrement la justification de la stabilité interne. Ensuite, on expose une revue des études antérieures référents sur les paramètres influant sur le comportement de ces structures à géométrie simple sous condition statique. Une présentation des rares travaux antérieurs pour le cas des murs à double parement est réservée à la fin du chapitre.
- Dans **le troisième chapitre**, on présente la méthode des éléments finis (MEF) pour le calcul géotechnique. Ensuite, on expose l'ensemble de fonctionnalités du code PLAXIS nécessaire pour la modélisation des murs de soutènement en sol renforcé dans le cas de chargement statique.
- **Le quatrième chapitre** étudie le comportement des murs de soutènement en sol renforcé à double parement sous chargement statique. On présente une application numérique dont l'objectif est l'évaluation de l'influence de deux paramètres importants de la structure à savoir la distance entre les murs opposés et l'angle de frottement interne de sol renforcé sur la stabilité interne de l'ouvrage. Lorsque les deux murs opposés sont très proches l'un de l'autre, l'effet de connexion des renforcements est aussi discuté. Les résultats de cette étude sont donnés en termes de tractions maximales dans les géosynthétiques.

Une conclusion générale et des recommandations concluent ce travail de mémoire.

Chapitre 1 :

TECHNIQUE DE RENFORCEMENT DE SOL

1.1. INTRODUCTION

La stabilisation des massifs de sol se fait généralement, soit par la construction d'un ouvrage de soutènement, ce procédé rentre dans le domaine de la structure, soit par l'ajout d'éléments de renforcement au sol en place, ce dernier procédé appartient au domaine de la géotechnique. Toutefois, il existe des méthodes qui utilisent ces deux domaines simultanément, c'est le cas des massifs en sol renforcé. Ce sont des ouvrages de soutènement construits par renforcement d'un sol de remblai granulaire mis en place par couches successives horizontales entre lesquelles sont disposés des éléments de renforcement, on parle des ouvrages en Terre Armée.

Les ouvrages réalisés en Terre Armée sont essentiellement de deux types: murs de soutènement des terres et ouvrages porteurs comme les culées de ponts. Les renforcements utilisés généralement dans ces deux types d'ouvrages sont souvent des bandes métalliques.

Cependant, dans les environnements agressifs, ces armatures métalliques sont remplacées par des bandes géosynthétiques non corrodables qui présentent une extensibilité plus importante.

Dans ce chapitre, on présente les techniques de renforcement des sols plus particulièrement les murs de soutènement en sol renforcé par les géosynthétiques. Ces ouvrages qui se progressent massivement vu leurs avantages indiscutables.

1.2. LES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT

Les ouvrages de soutènement sont conçus pour créer une dénivellée entre les terres situées à l'amont de l'ouvrage, c'est-à-dire soutenues par celui-ci, et les terres situées à l'aval, devant l'ouvrage.

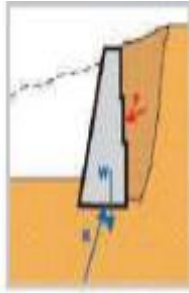
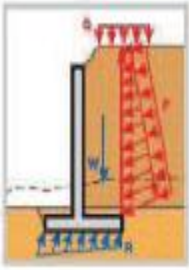

Cette dénivellée peut être réalisée en procédant à la mise en place de remblais derrière l'ouvrage (auquel cas on parle généralement d'ouvrage en remblai ou en élévation) ou par extraction de terres devant celui-ci (auquel cas on parle généralement d'ouvrage en déblai ou en excavation).

La conception de ce type d'ouvrage peut être très variée, allant des murs poids en béton ou en maçonnerie aux parois ancrées, en passant par les murs en sol renforcé.

Plusieurs méthodes de soutènement du sol et des ouvrages ont été utilisées et quelques principaux types d'ouvrages sont illustrés sur le [Tableau 1.1](#).

Le choix d'un ouvrage de soutènement dépend notamment de son implantation (en remblai, en déblai), du site (aquatique ou terrestre), du sol de fondation (caractéristiques mécaniques, hydrologie).

Tableau 1.1. Quelques techniques de soutènement (Farik, 2013)

| <i>Types d'ouvrages de soutènement</i> | <i>Variantes Possibles</i> | <i>Domaine d'emploi</i> | <i>Difficultés de réalisation et nature du sol de fondation exigée</i> |
|---|--|---|---|
| <p>Mur Poids</p>  | <ul style="list-style-type: none"> - En béton, - En pierres sèches ou maçonnées, - En gabions, - Poutres préfabriquées en béton armé, - Poutres en bois | <ul style="list-style-type: none"> - Généralement ouvrage en déblai en site terrestre hors nappe | <p>Ouvrage rustique facilement réalisable,</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bonne intégration dans le site, - Sol moyen à bon. |
| <p>Mur en Béton Armé</p>  | <ul style="list-style-type: none"> - Bêche dans la semelle, - Contreforts extérieurs ou intérieurs, - Console, - Tirants, - Fondation | <ul style="list-style-type: none"> - Ouvrage en remblai comme en déblai et généralement hors d'eau, - Culée de pont | <ul style="list-style-type: none"> - Ouvrage le plus couramment employé et réalisé par un grand nombre d'entreprises de B.T.P., - Un sol moyen à bon est exigé. |
| <p>Mur en Sol Renforcé</p>  | <ul style="list-style-type: none"> - Armatures métalliques ou en polymères, - Renforcement par nappes de géotextiles. | <ul style="list-style-type: none"> Ouvrage essentiellement en remblai, - Culée, culée mixte, | <ul style="list-style-type: none"> - Ouvrage facilement réalisable par une entreprise en suivant soigneusement les procédures. |

1.3. PRINCIPE DE RENFORCEMENT DES SOLS

Le renforcement de sols est une méthode de construction basée sur l'association d'un remblai. Le frottement entre le sol et les armatures se traduit par des contraintes de cisaillement, qui se développent dans le sol à la surface des armatures, entraînant une variation continue des efforts de traction dans ces dernières (Figure 1.1).

Le fonctionnement de ce matériau composite, relativement homogène et fortement anisotrope dont les deux composants ont des modules de déformations très différents, repose donc essentiellement sur l'existence d'un frottement entre le sol et les armatures. La terre transmet aux armatures par le biais du frottement les efforts qui se développent dans la masse ; celles-ci se mettent alors en traction, améliorant les caractéristiques du sol suivant la direction où elles sont placées.

Ce phénomène essentiel impose donc l'utilisation d'un matériau de remblai frottant ayant un bon angle de frottement interne de façon à pouvoir jouer les efforts normaux qui s'exercent sur des lits d'armatures, donc le sol purement cohérent comme les argiles est à écarté.

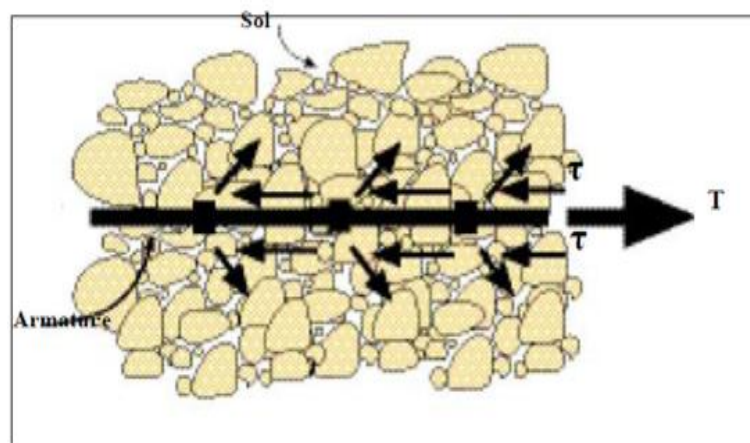


Figure 1.1. Principe de base de renforcement des sols (Zeroual, 2013)

1.4. LA TERRE ARMÉE

1.4.1. Définition de la Terre Armée

La terre armée est une méthode de construction basée sur l'association d'un remblai compacté et d'armatures (métalliques ou synthétiques) liées à un parement (Figure.1.1).

L'alternance de couches de remblai pulvérulent et de bandes d'armatures bien réparties horizontalement conduit au développement d'efforts d'interaction et donne naissance à un matériau composite à part entière apte à résister à son propre poids et aux actions qui lui sont appliquées au long de la durée de service de l'ouvrage.

Les applications les plus courantes sont les murs de soutènement, les rampes d'accès à ouvrages d'art et les culées de pont.

Les armatures travaillent essentiellement à la traction, le mécanisme de transfert d'effort entre le sol et l'inclusion étant le frottement latéral, l'interaction sol/renforcement s'exerce alors sur toute leur longueur et leur surface de contact (Farik, 2013).

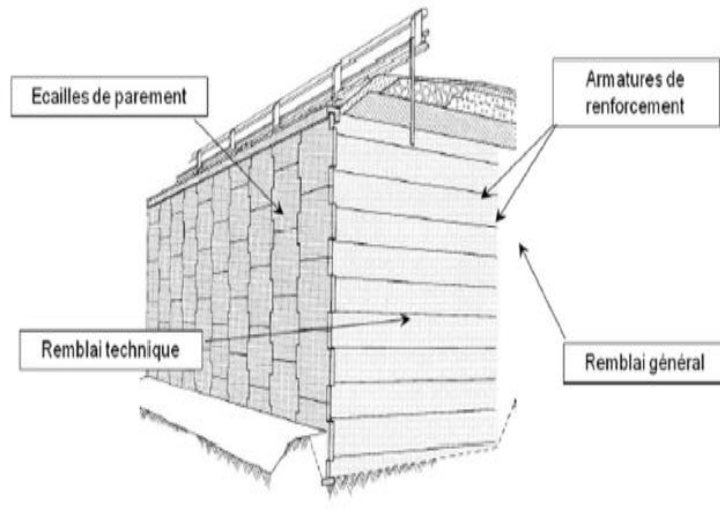


Figure 1.2. Mur en Terre Armée (Farik, 2013)

1.4.2. Historique de la Terre Armée

La technique de Terre Armée, inventée par Henri Vidal, ingénieur des Ponts et Chaussées, et architecte, qui a publié les premiers résultats de ses recherches en 1963 (Vidal, 1963). « Au départ tout commence à la manière d'un jeu, en construisant un château de sable sur la plage de Saint- Tropez », racontait Henri Vidal lui-même. Mais le sable s'égrène, alors est venue l'idée d'armer la construction avec des aiguilles de pins. Et de cette idée est né le principe général du sol renforcé et le concept particulier de la Terre Armée.

Et après son invention, la technique de Terre Armée a connu un large développement depuis quelques années dans le domaine du génie civil et une progression énorme (Figure 1.3).

Le développement de la technique de sol renforcé a été marqué par les chronologies suivantes:

- L'invention de la Terre Armée par Henri Vidal en 1963 ;
- En 1965, le premier mur de soutènement en sol renforcé a été construit dans les Pragnières (France), le parement est métallique, les armatures sont des plats en acier lisse;
- Le premier groupe de structures (dix murs de soutènement) en sol renforcé a été construit sur la route de Roquebrune-Menton (1968-1969) ;
- L'invention de parement avec écailles en béton (1971) ;

Actuellement, la plupart des structures sont réalisées avec ce type de revêtement ;

- L'utilisation des géotextiles dans le renforcement de sol a commencé en 1971 en France après que leur effet bénéfique ait été noté dans la construction des remblais au-dessus des sols à faible portance ;
- La première culée de pont en route (14 m de hauteur) a été construite en Thionville en 1972 ;
- Le premier mur de soutènement en sol renforcé, avec l'utilisation des bandes métalliques comme des renforts, était construit en 1972 aux Etats-Unis dans le San Gabriel au sud de Californie (USA) ;
- Stabilisation des pentes ferroviaires par des soutènements en sol renforcé faisait par l'administration française de chemin de fer en 1973 ;
- Mise au point des armatures HA (haute adhérence) galvanisées en 1976 ;
- La stabilisation des pentes de route a été accomplie en France en 1974 et en Californie aux Etats-Unis en 1977 ;
- En 1978, il y avait dans le monde environ 2000 ouvrages en terre armée ont été construits, dont à peu près la moitié en France ([Chau, 2010](#)) ;
- En 1979, introduction de témoins de durabilité, qui sont des échantillons d'armatures sont places dans le remblai au moment de la construction et peuvent être extraits durant la vie de l'ouvrage pour en suivre l'évolution des phénomènes de corrosion;
- En 2004, suite au recensement effectué sur les routes nationales, on a relevé 528 ouvrages en terre armée en France métropolitaine.

Aujourd'hui, le nombre d'ouvrages en Terre Armée dans le monde est en progression remarquable, et la demande est toujours croissante, notamment dans les zones sismiques, où l'utilisation de la terre armée s'est révélée très efficace ([Malorie, 2005](#)).

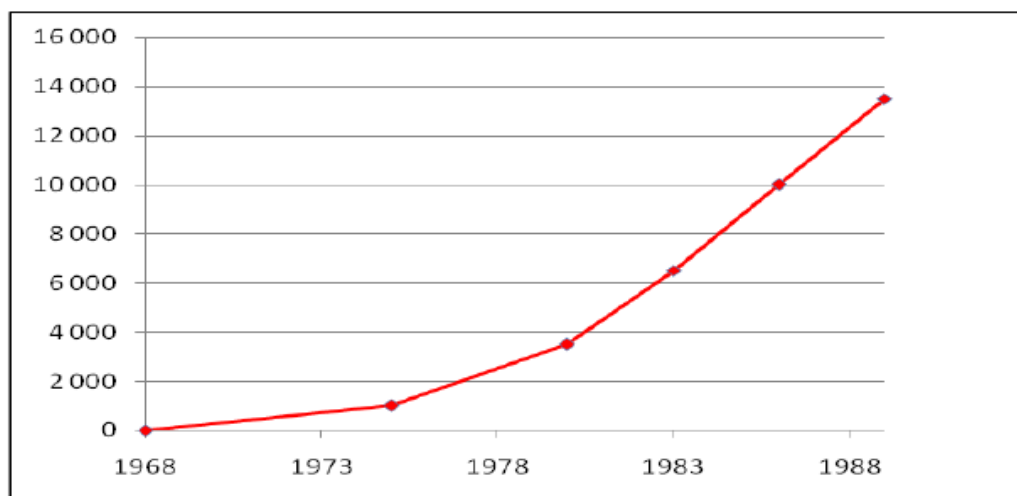


Figure 1.3. Courbe de l'évolution du nombre cumulé d'ouvrages construits en Terre Armée de 1968 à 1989 ([Malorie, 2005](#))

1.5. LES ÉLÉMENTS DE LA TERRE ARMÉE

Les ouvrages (ou massifs) en remblai armé ou renforcé sont constitués d'un massif de remblai, la construction de ce massif s'effectue par étapes, du bas vers le haut, en mettant en œuvre des couches successives d'un remblai rapporté, sélectionné et compacté, où viennent s'intercaler des lits de renforcement à peu près horizontaux, espacés des distances prévues au projet. Quand le massif en remblai renforcé est destiné à soutenir un remblai, l'un et l'autre sont habituellement montés simultanément.

En vue générale d'un massif en sol renforcé, on voit trois éléments constitutifs (Figure 1.4).

- Le sol granulaire formant la masse ;
- Les armatures placées horizontalement et qui résistent à la traction ;
- Le parement qui a le rôle de limiter le bloc armé dans l'espace et d'éviter les ruptures locales et l'érosion superficielle.

Les distinctions entre les différentes techniques se font en fonction de :

- La nature des nappes ou inclusions de renforcement ;
- La nature du parement.

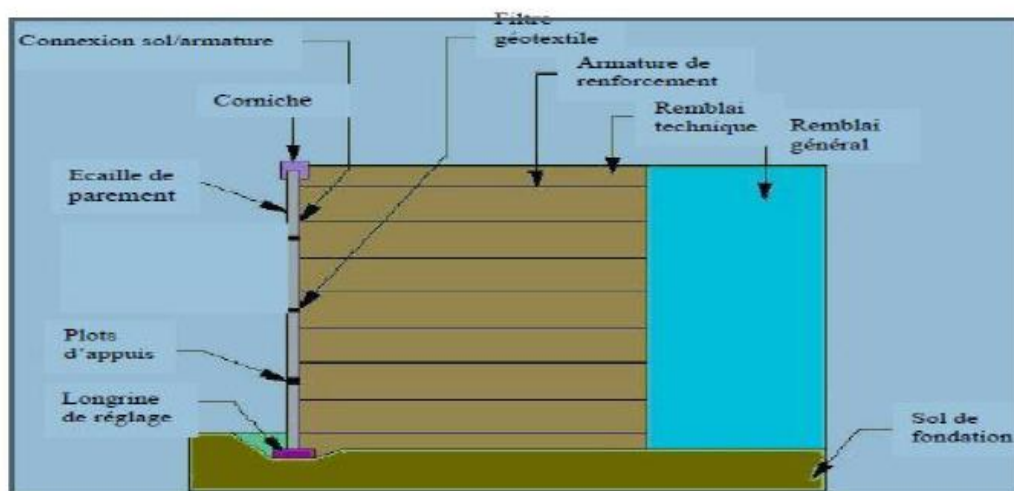


Figure 1.4. Éléments constitutifs un mur de soutènement en Terre Armée (Djabri, 2013)

1.5.1. Les parements

Les parements mis en œuvre pour des ouvrages en sol renforcé sont très nombreux (Farik, 2013). On peut citer, par exemple :

a) Panneaux de pleine hauteur

Ces panneaux (Figure.1.5) sont préfabriqués d'une seule pièce, d'une hauteur totale égale à celle du mur en remblai renforcé à construire. Généralement, la largeur de ces panneaux est de l'ordre de 1 à 3 m et leur épaisseur est de 100 à 200 mm.



Figure 1.5. Panneaux de pleine hauteur (Farik,2013)

b) Panneaux de hauteur partielle

Les panneaux les plus utilisés sont les écailles cruciformes en béton, leur hauteur est en général de 1 m à 2 m et leur épaisseur de 100 à 200 mm (Figure 1.6).

Les formes distinctives de ces panneaux sont liées à leurs modes d'assemblage et aux méthodes spécifiques de construction. Des formes rectangulaires simples sont également disponibles.

Les panneaux sont équipés sur leur face arrière des dispositifs d'accrochage intégrés. Leurs tranches sont en général munies de becquets ou de rainures et languettes.

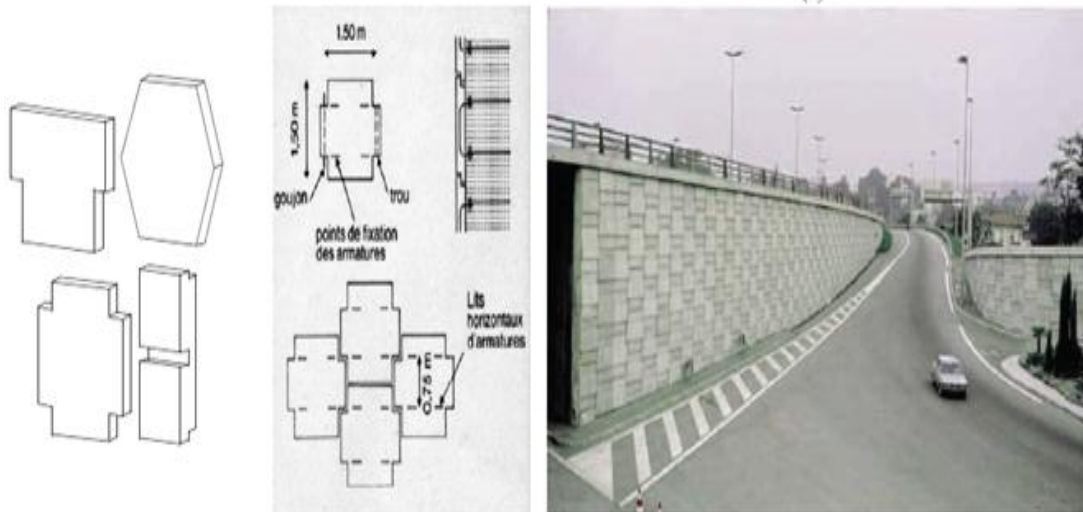


Figure 1.6. Panneaux de hauteur partielle (Farik,2013)

c) Panneaux inclinés

Sont des éléments inclinés en béton préfabriqué munis du côté intérieur de contreforts qui s'appuient sur le remblai compacté (Figure 1.7).



Figure 1.7. Panneau incliné préétablie (Farik, 2013)

d) Jardinières

Sont des éléments préfabriqués en béton généralement constitués d'une dalle inclinée, soutenue par des contreforts extérieurs ou par des joues latérales qui s'appuient (partiellement ou complètement) sur le remblai compacté (Figure 1.8).



Figure 1.8. Jardinières (Farik, 2013)

e) Parement cellulaire

Les éléments de parement sous la forme de blocs préfabriqués ou mouillé à sec en béton non armé sont d'ordinaire désignés sous le nom de blocs modulaires ou cellulaires (Figure 1.9).

Les éléments cellulaires du parement protègent les géosynthétiques des rayons U.V., retiennent le remblai adjacent à la face et servent de coffrage à la construction.

Les cellules peuvent être pleines ou creuses. La masse de ces éléments est ordinaire comprise entre 20 kg et 50 kg. Leur hauteur est en général comprise entre 150 mm et 250 mm, et la longueur de la face vue varie entre 200 mm et 500 mm.

Cette technique est la plus utilisée notamment pour la construction de fausses culées et le raidissement des talus autoroutiers.

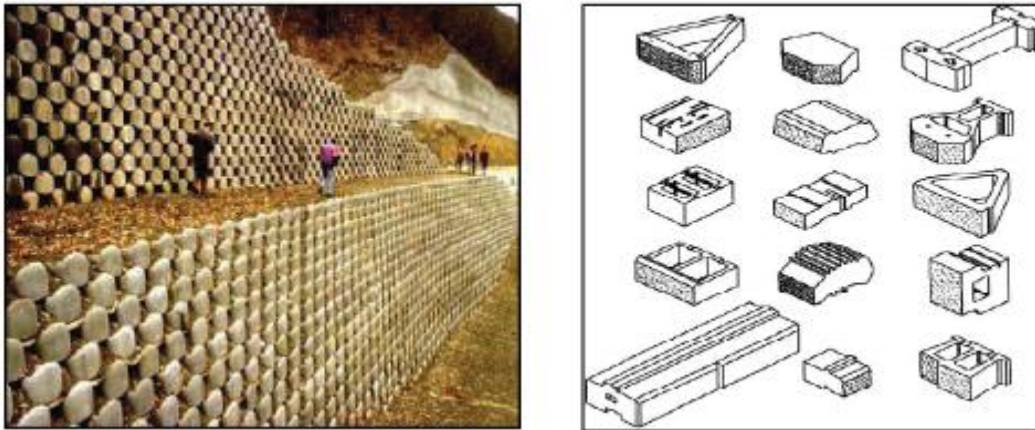


Figure 1.9. Parement cellulaire (Farik, 2013)

f) Parements semi-elliptiques en acier

Les éléments de parement cylindriques en tôles d'acier cintrés en forme d'une demi-ellipse ou de U (Figure 1.10). Ces éléments, qui sont placés horizontalement, ont une épaisseur de 2 mm à 4 mm, une hauteur de 250 mm à 400 mm et mesurent quelques mètres de longueur. Ils sont munis de trous sur leurs bords horizontaux pour la jonction avec les renforcements.



Figure 1.10. Parement semi-elliptiques en acier (Farik, 2013)

g) Parement treillis soudé en acier

Les éléments de parement peuvent être constitués de panneaux de treillis soudé soit plats, soit pliés en usine à l'angle d'inclinaison voulu (Figure 1.11).

Ces éléments servent de coffrage pendant la construction. Lorsqu'ils sont utilisés pour des parements inclinés, ces éléments peuvent être associés à la végétation pour éviter l'érosion à long terme de la surface. Lorsqu'ils sont utilisés pour des parements verticaux ou à fruit, ces éléments peuvent être garnis du côté intérieur de caillou ou de pierre géosynthétique, en particulier pour les applications provisoires.

Dans certains cas, ces éléments peuvent être, pour finir, recouverts par du béton projeté ou du béton coulé en place. Les éléments peuvent être raccordés ou non aux renforcements.



Figure 1.11. Parement treillis soudé en acier (Farik, 2013)

h) Parement face enveloppée

Le remblai est renforcé par des nappes de géotextiles ou de géogrilles, formant également la face du mur. Pour assurer la protection des géotextiles contre les rayons U.V., la face du mur est assurée par des couvertures spéciales, des parements construits devant la face enveloppée ou par des terres végétalisables (Figure 1.12).

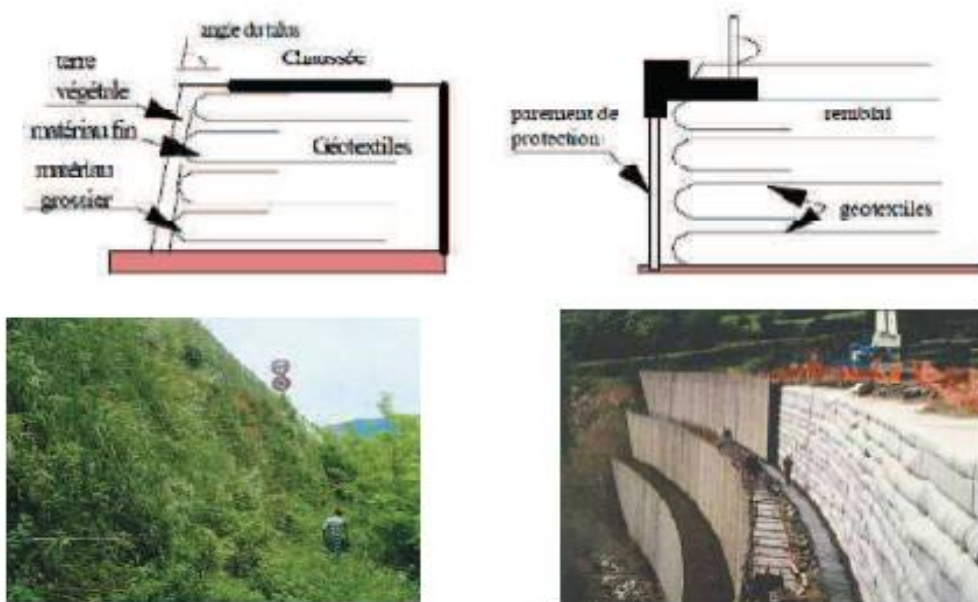


Figure 1.12. Parement à face enveloppée (Farik, 2013)

i) Parement forme de gabions

Le parement dans ce cas est formé par l'empilement de gabions les uns sur les autres en combinaison avec des bandes ou des nappes de géosynthétiques permettant d'obtenir un massif renforcé (Figure 1.13). Ces cages, remplies de cailloux ou de pierres cassées, mesurent d'ordinaire de 0.5 m à 1.0 m de hauteur, 2 m à 3 m de longueur et 0.5 à 1.0 m de profondeur. Les cages de gabion peuvent être fournies avec une queue qui sert de raccordement par frottement avec le renforcement principal.

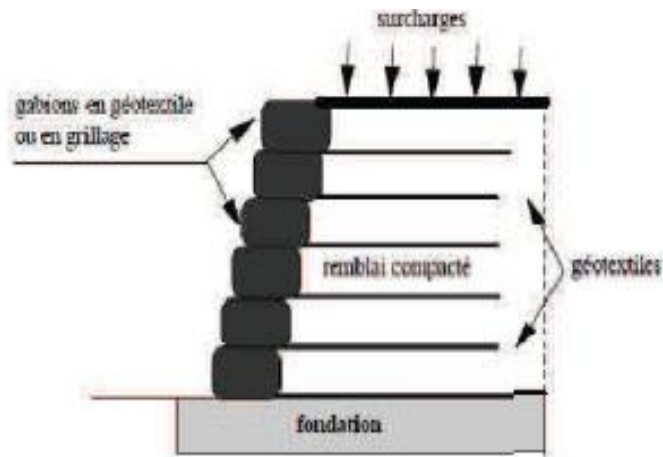


Figure 1.13. Murs avec un parement formé de gabions (Farik, 2013)

j) Parement en Pneus

Les éléments de parement peuvent également consister en des pneumatiques (Figure 1.14).

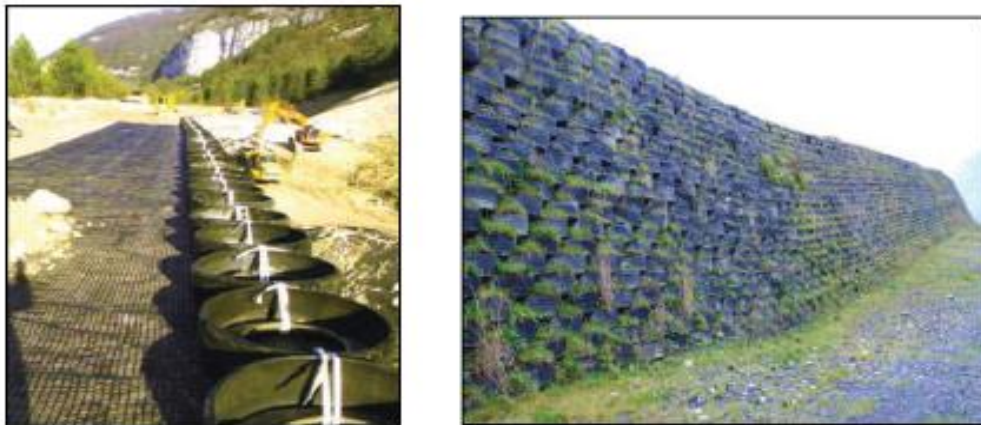


Figure 1.14. Murs avec un parement en Pneus (Farik, 2013)

1.5.2. Le remblai

a) Le remblai général

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

b) Remblai dit technique

Il peut être d'origine naturelle ou industrielle. Il constitue la partie renforcée par les armatures.

Les matériaux de remblai ne doivent contenir ni terre végétale, ni matière putrescible (qui peut pourrir), ni déchets domestiques.

La qualité de ces matériaux répond à des critères bien déterminés. On distingue parmi ceux-ci :

- Des critères géotechniques (physiques) ;

- Des critères chimiques et électrochimiques ;
- Des critères de mise en œuvre.

❖ Critères géotechniques

Les matériaux de remblai doivent satisfaire à des critères géotechniques (de frottement et granulométrique) pour assurer un bon frottement sol armature et la plus faible poussée possible.

L'ensemble des recommandations (Exemples : [LCPC, 2003](#) ; [FHWA, 2009](#) ; [NF P 94-270, 2009](#)) indiquent des critères purement granulométriques nécessaires pour assurer un frottement sol-armature adéquat, un comportement mécanique satisfaisant à court et long terme et des capacités de drainage suffisantes ([Djabri, 2013](#)).

Le critère défini est le suivant : tous les matériaux comportant moins de 15 % d'éléments inférieurs à $80\mu\text{m}$ 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.

Les caractéristiques mécaniques essentielles sont résumées dans le graphique suivant ([Figure 1.15](#)).

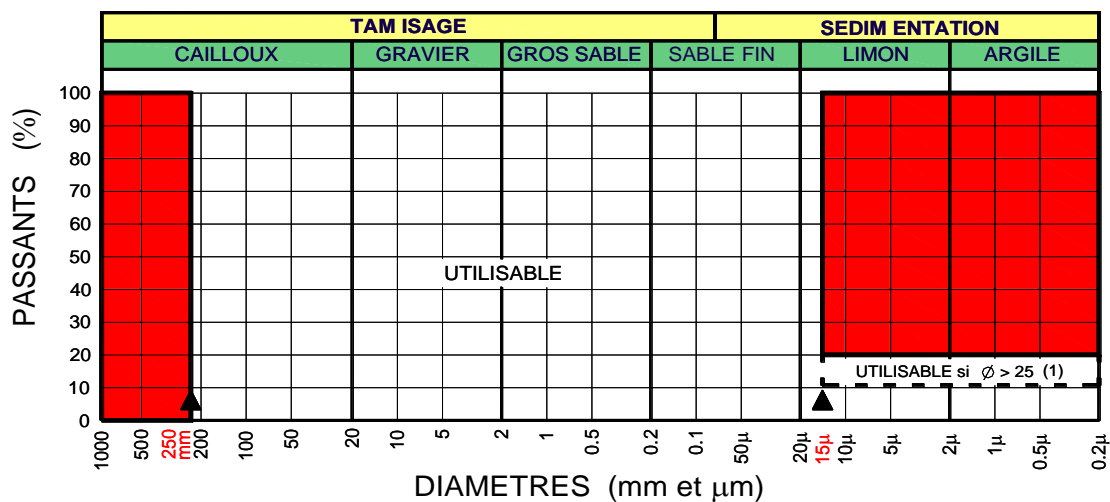


Figure 1.15. Angle de frottement interne du sol mesuré sur le matériau saturé et consolidé dans des conditions de cisaillement rapide ([Djabri, 2013](#))

❖ 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 écaillés, par couche de 35 à 40 cm d'épaisseur, correspondant à la mi-distance entre deux lits d'armatures.

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

Le taux de compactage en tout point du massif en Terre Armée 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 (Farik, 2013).

❖ Critères chimiques ou électrochimiques

✓ Pour les armatures métalliques

La durée de service d'un ouvrage en Terre Armée renforcée avec des armatures métalliques est conditionnée par la durabilité de ces armatures, qui dépend des critères chimiques et électrochimiques du sol.

La durabilité des armatures enterrées dans le sol est estimée à partir de la vitesse de corrosion, qui est fonction de divers facteurs.

On distingue parmi ceux-ci : nature du sol, nature des ions de l'eau interstitielle, résistivité, pH, teneur en sels solubles.

Pour les ouvrages courants hors d'eau, les remblais doivent répondre aux critères chimiques et électrochimiques liés à la durabilité des armatures sont :

- Résistivité du sol saturé supérieure à 1000 $\Omega \cdot \text{cm}$;
- pH de l'eau extraite compris entre 5 et 10 ($5 \leq \text{pH} \leq 10$) ;
- Teneur en sels solubles ;
- Teneur en ions chlorures inférieure à 200 mg/kg ($\text{Cl}^- \leq 200 \text{ ppm}$);
- Teneur en ions sulfates inférieure à 1000 mg/kg ($[\text{SO}_4^{2-}] \leq 1000 \text{ ppm}$);
- Limite de la combinaison des chlorures et des sulfates à $5 \times [\text{Cl}^-] + [\text{SO}_4^{2-}] \leq 1000 \text{ ppm}$ (NF P 94-270, 2009)
- Teneur en sulfures totaux exprimée en concentration de soufre inférieure à 300mg/kg ($\text{S} < 300 \text{ ppm}$) ;
- Pas de matières organiques.

✓ **Pour les armatures synthétiques**

Pour les armatures synthétiques utilisées en Terre Armée, seul le critère de pH doit être vérifié. Il convient de ne pas employer de renforcements géosynthétiques dans des conditions de pH extrêmes ($\text{pH} < 4$ ou $\text{pH} > 11,5$), quelle que soit la classe de durée d'utilisation de l'ouvrage (NF P 94-270, 2009).

1.5.3. Les renforcements

Ils étaient initialement sous forme de bandes métalliques galvanisées lisses (tôle coupée de 60 à 80 mm de largeur et de 3 mm d'épaisseur), leur mode de production a évolué vers le laminage à chaud à partir de 1975, permettant de développer des armatures nervurées dites de haute adhérence.

D'autres types d'armatures métalliques, tels que les treillis soudés, ont été développés et utilisés dans les murs en terre armée. Dans les deux dernières décennies, les armatures métalliques sont pratiquement remplacées par des bandes géosynthétiques non corrodables.

a) Critères de classification des renforcements

Il existe une très grande variété d'éléments de renforcement utilisés dans la pratique et que l'on classe généralement suivant leur forme géométrique (unidimensionnelle (linéaire), bidimensionnelle et tridimensionnelle); leur extensibilité (renforcement extensible et peu extensible) ou par leur matière constitutive (renforcements métalliques et géosynthétiques).

❖ **Classement des renforcements selon leur forme géométrique**

✓ **Renforcements unidimensionnelles (linéaires)**

On peut citer à titre d'exemple armatures métalliques procédé Freyssisol (armatures en matière synthétique) et bandes de treillis métalliques

✓ **Renforcements bidimensionnelles**

Comme les treillis métalliques horizontaux, mur Tervoile (treillis verticaux), nappes en géosynthétiques (géotextiles, géogrilles, géocomposites), procédés utilisant des pneus (Pneusol, Arma-Pneusol, Pneu-TEX).

✓ **Renforcements tridimensionnelles**

Parmi ces éléments de renforts, on trouve le géocellulaire, qui est une structure en géotextile tridimensionnelle et Texsol (fil continu).

❖ **Classement suivant leur extensibilité**

✓ **Renforcements extensibles**

Renforcement dont le module équivalent est inférieur ou égal à 20 MPa.

Les inclusions participant un tel renforcement sont qualifiées d'extensibles.

✓ **Renforcements peu extensibles**

Renforcement dont le module équivalent est supérieur à 20 MPa.

Les inclusions participant un tel renforcement sont qualifiées de peu extensibles.

❖ **Classement suivant leur matière constitutive**

✓ **Renforcements métalliques**

Les armatures se présentent généralement sous forme de lanières en aluminium, acier inoxydable ou galvanisé, ou sous forme de treillis soudés.

✓ **Renforcements géosynthétiques**

Les géosynthétiques peuvent être produits à partir de différents polymères, polyester (PET) polyvinyle alcool (PVA), polypropylène (PP).

Il existe en plusieurs formes comme des bandes ou des nappes.

b) Types de renforcement et leurs caractéristiques

❖ **Renforcement métalliques**

Les armatures doivent posséder les caractéristiques suivantes:

- Avoir une bonne résistance à la traction, une rupture de type non fragile et présenter peu de fluage ;
- Avoir une faible déformabilité aux charges de service (quelques pourcentages) ;
- Avoir un bon coefficient de frottement avec le matériau de remblai ;
- Être suffisamment souples pour ne pas limiter la déformabilité du matériau et pour permettre une mise en œuvre aisée ;
- Avoir une bonne durabilité ;
- Être économiques.

Les renforcements métalliques peuvent être sous forme de bandes, de barres ou de treillis soudés, ou sous forme de grillage en fil métallique tressée ([Figure 1.16](#)).

Cependant, ce sont les armatures métalliques de haute adhérence qui sont aujourd'hui les plus utilisées dans le monde lorsque les caractéristiques du sol et l'environnement le permettent ([Farik, 2013](#)).

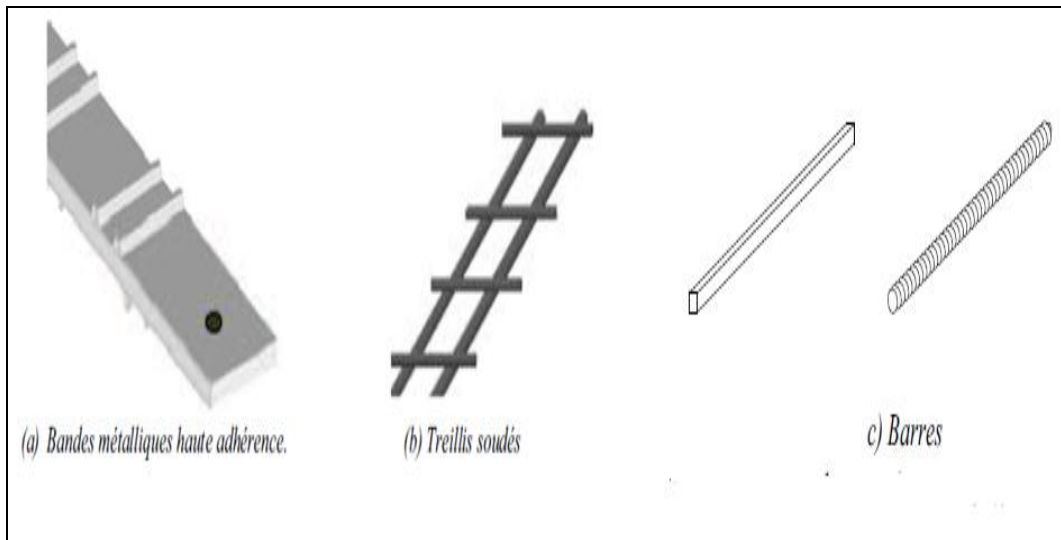


Figure 1.16. Les armatures métalliques (Farik, 2013)

❖ Les renforcements géosynthétiques

Les principaux types renforcements géosynthétiques pour la terre armée sont les suivants:

- Les PARAWEB_2S

Ils sont constitués de 10 faisceaux séparés de fibres de polyester protégées ultérieurement par une peau de polyéthylène.

Elles sont de largeur de 85 à 90 millimètres et d'épaisseur variant de 4 à 6 millimètres en fonction du nombre de fibres.

Les armatures standards sont de nuances 30,50, 75 ou 100 KN (résistance à la rupture garantie) (Figure 17.a). Elles sont livrées en rouleaux (Figure 17.b).

- Les Freyssisol (initialement Websol)

Les renforcements sont sous forme de bandes synthétiques de 90 mm de largeur et de 2 à 3 mm d'épaisseur (Figure 17.c).

Ces bandes étaient fabriquées à base de fibres de polyester à haute ténacité protégées par une gaine en polyéthylène basse densité.

- Le système GeoMegaR

Une nouvelle innovation est commercialisée en 2004, il utilise le même type de renforcements synthétiques (avec une largeur de 50 mm).

Ce système apporte une amélioration importante en supprimant tout intermédiaire métallique (donc corrodable) entre les écaillés de parement en béton et les bandes de renforcement (Figure 17.d).

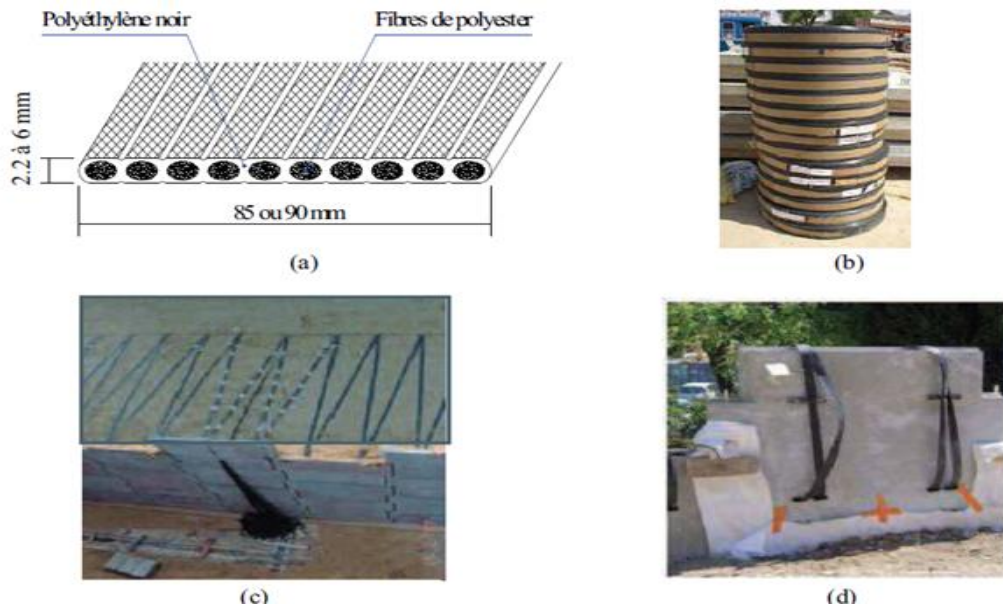


Figure 1.17. Exemples des renforcements géosynthétiques pour la Terre Armée (Farik, 2013)

1.5.4. Les éléments secondaires

a) Plots d'appuis

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

b) Filtre en géotextile

Il est utilisé pour couvrir les joints entre les panneaux. Il est placé à l'arrière des panneaux côté sol renforcé. Ceci, empêche le sol de s'éroder par les joints et permet l'écoulement de l'eau qui est en excès.

c) Semelle de réglage

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

d) Connexion panneau/armature

Pour les armatures métalliques, il s'agit généralement d'un système de chape métallique encastré dans le béton des écaillés lors de leur préfabrication (amorces). Les armatures munies d'un trou à leur extrémité sont solidarisées aux écaillés par un boulon.

Pour les armatures synthétiques, le système GeoMega implique l'encastrement d'une gaine en polyéthylène à haute densité dont la forme a été étudiée pour assurer un ancrage optimal tout en assurant que les bandes souples émergent de l'écaillé à plat et dans un même plan.

1.6. PROCÉDÉ DE CONSTRUCTION

La mise en œuvre de la terre armée, assimilable à un remblai classique, est rapide et facile d'exécution. Elle se fait par couches successives.

La construction d'un ouvrage de soutènement en Terre Armée comporte les phases suivantes (Figure 1.18):

- 1) Préparation de l'assise de l'ouvrage suivie par coulage en place d'une longrine de réglage en béton sur laquelle est ensuite posée la première rangée de panneaux en béton. Avant la mise en place du sol et des armatures, la première rangée de panneaux est maintenue par des cales et des serre-joints ;
- 2) Remblaiement et compactage de la première couche de remblai ;
- 3) Mise en place du premier lit d'armatures attachées aux écailles par l'intermédiaire du système de connexion ;
- 4) Mise en place et compactage de la deuxième couche de sol de même épaisseur que la première.

Ces étapes sont répétées jusqu'à atteindre la hauteur voulue du mur en prenant soin de mettre en place le filtre en géotextile à l'arrière des panneaux et les plots d'appuis sur chaque panneau (Farik, 2013).

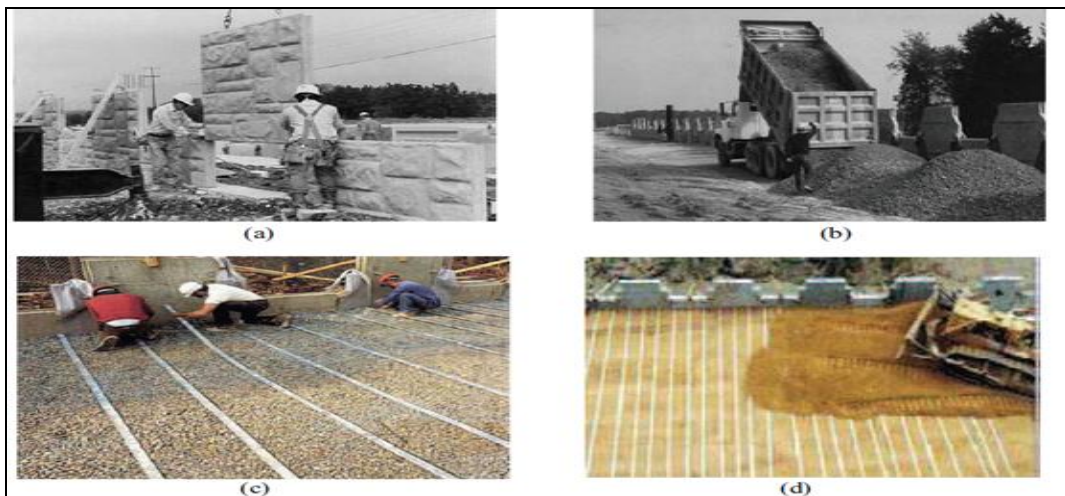


Figure 1.18. Procédé de construction de la Terre Armée (Farik, 2013)

1.7. DURABILITÉ DES OUVRAGES EN TERRE ARMEÉ

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

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

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

La solution retenue désormais est l'acier galvanisé. La galvanisation assure une protection de l'acier pendant un temps et ensuite une corrosion plus uniforme et donc beaucoup moins défavorable. Par ailleurs, diverses mesures de suivi des ouvrages sont mises en place: pose d'armature témoin, inspections. Mais ces mesures sont coûteuses, et ne sont pas toujours suffisantes face à l'hétérogénéité des phénomènes de corrosion et la rapidité des phénomènes de ruine. Pour tenir compte de la corrosion des armatures dans le dimensionnement des ouvrages en Terre Armée, le concepteur applique des règles adaptées à la fois au site et à la durée de service souhaitée. Plus la vérification de la conformité du remblai aux critères chimiques et électrochimiques recommandées.

1.8. AVANTAGES ET DOMAINES D'UTILISATION

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

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

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

1.8.1. Avantage coût

Le coût total de chaque ouvrage en terre armée peut se décomposer en trois coûts élémentaires : le coût des armatures, le coût de la peau et le coût de mise en place de la terre (Dajbri, 2017).

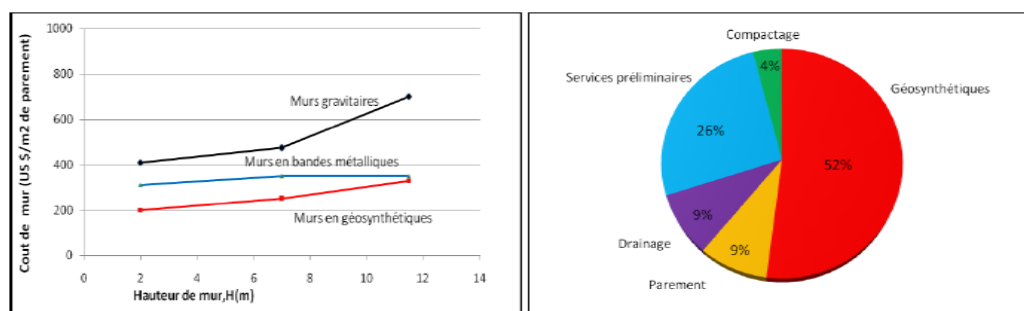


Figure 1.19. Coût de murs en terre armée (Djabri, 2017)

On comprend facilement pourquoi le prix de la terre armée est inférieur à celui du béton (mur gravitaire), puisque dans le premier cas les armatures sont disposées suivant une ou plusieurs directions choisies (Figure 1.19). Alors, que dans le béton, le ciment est réparti uniformément dans toute la masse.

Cette grande différence de prix est réduite par l'incidence relativement forte de la peau dont le prix est sensiblement 10% de mur en terre armé. Pour les petits ouvrages inférieurs à 3 mètre de hauteur, la différence de prix est faible à cause de l'incidence de la peau ; mais pour de gros ouvrages, cette différence est notable.

1.8.2. Domaine d'utilisation de la Terre Armée

a) Ouvrages ferroviaires

Les murs en Terre Armée sont utilisés dans de nombreux pays pour le chemin de fer ou le métro : Conflans-sainte Honorine en région parisienne 400 m de longueur; ligne de Ganville-Westmead (Sydney Australie) 1 km de long et atteint parfois 7 m de hauteur; mines de Tavistock dans le Transvaal Afrique du Sud; ligne conduisant au centre de Dublin Irlande.

Hormis quelques constructions spécifiques, l'application de la technique Terre Armée fait appel à la même technologie qu'en infrastructure routière, même si le souci de sécurité tend parfois à faire augmenter la durée de vie et les coefficients de sécurité pour les ouvrages ferroviaires.

b) Ouvrages routiers

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

c) Ouvrages hydrauliques

La résistance aux sollicitations très sévères telles que les crues, les fortes marées de la glace, la houle, les tempêtes, les efforts de la glace et les chocs divers (bateaux, épaves, etc), la rapidité d'exécution, en particulier pour les travaux effectués en zone de marnage grâce à l'exécution simultanée de remblai mènent à une utilisation variée en site fluvial ou maritime.

Aussi l'utilisation d'armatures géosynthétiques non corrodables et la possibilité de la construction de murs de quai en Terre Armée effectuée entièrement sous l'eau, ont permis d'élargir cette technique dans les environnements salins et maritimes (marinas, port de pêche).

d) Ouvrages industriels et de protection

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



Figure 1.20. Utilisation de la Terre Armée dans plusieurs domaines (Houam,2010)

L'utilisation d'ouvrages en terre armée dans le domaine des travaux publics est en pleine progression en Algérie, ils sont essentiellement utilisés dans la réalisation des remblais d'accès à l'approche des ponts (Figure 1.21).



Figure 1.21. Rampes d'accès de pont réalisées en Algérie en Terre Armée (Attalaoui, 2017)

1.9. CONCLUSION

L'interposition d'éléments de renfort, notamment de nappes géotextiles dans un ouvrage de soutènement, permet de donner aux sols une résistance en traction plus ou moins importante suivant l'adhérence et le frottement entre le sol et le géotextile.

Comme étant exposé dans ce chapitre, les murs de soutènement en sol renforcé présentent une solution économique et esthétique par rapport aux autres solutions classiques de soutènement.

De plus, les renforcements géosynthétiques présentent des avantages remarquables. C'est pour ces raisons que les procédés de renforcement des sols se sont considérablement développés à travers le monde dans le domaine de la construction géotechnique. Ce qui exige l'élaboration des méthodes fiables ainsi que l'actualisation des guides de conception des structures en sols renforcés. Par conséquent, plusieurs études ont été réalisées dont l'objectif est de bien comprendre leurs comportements, ceci fera l'objet du chapitre suivant.

Chapitre 2 :

MÉTHODE DE CALCUL DE LA STABILITÉ INTERNE

2.1. INTRODUCTION

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

L'analyse du comportement en service des massifs en Terre Armée provient d'études en modèles réduits, d'expérimentation d'ouvrages en vraie grandeur, d'essais de laboratoires et de calculs numériques. Ces études menées ont permis de comprendre leur fonctionnement et de définir les méthodes de dimensionnement actuelles qui sont fondées sur la théorie de la poussée des terres et d'équilibre local.

Dans le présent chapitre, on survole la méthode de calcul de la stabilité interne des murs de soutènement en sols renforcés sous sollicitations statiques basée sur la théorie de Meyerhof. Pour mieux comprendre le comportement de ces ouvrages, nous présentons, à la fin du chapitre, le maximum de travaux de recherche effectués durant les dernières années notamment celles qui concernent les murs à double parements.

2.2. MODES DE RUPTURE DES MURS DE SOUTÈNEMENT EN SOL RENFORCÉ

2.2.1. Ruptures dues à la stabilité interne

Les différents modes de ruptures dues à la stabilité interne des murs de soutènement en sol renforcé sont:

- a) Rupture en traction des armatures si la résistance des armatures est insuffisante (Figure 2.1.a) ;
- b) Arrachement des armatures si la résistance à l'arrachement des armatures est insuffisante (Figure 2.1.b) ;
- c) Glissement aux interfaces si le frottement entre le renfort et le sol n'est pas suffisant (Figure 2.1.c).

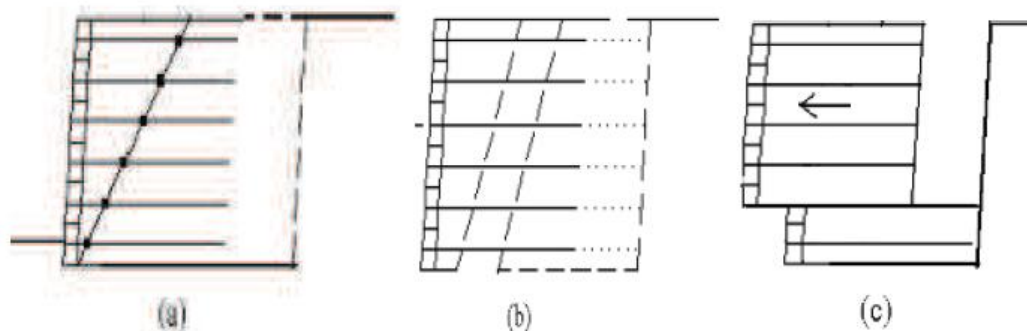


Figure 2.1. Rupture due à la l'instabilité interne de murs de soutènement en sol renforcé

2.2.2. Ruptures due à la stabilité externe

Le fonctionnement externe des murs en remblai renforcé ne diffère pas de celui des ouvrages classiques tels que les murs poids (Figure 2.2). La justification consiste à vérifier la portance du sol de fondation et la résistance au glissement du mur à son interface avec le sol de fondation. Il faut étudier également la stabilité d'ensemble. Les efforts qui s'exercent sur ce massif par unité de longueur provoquent une force résultante R au niveau de la base présentant une excentricité par rapport à l'axe du remblai. Les justifications concernent les points ci-après :

- a) Le poinçonnement du sol de fondation ;
- b) La résistance au glissement ;
- c) Le tassement de l'assise ;
- d) La stabilité générale.

Le cas échéant, il faut vérifier la stabilité vis-à-vis d'une rupture selon une surface de rupture englobant l'ouvrage.

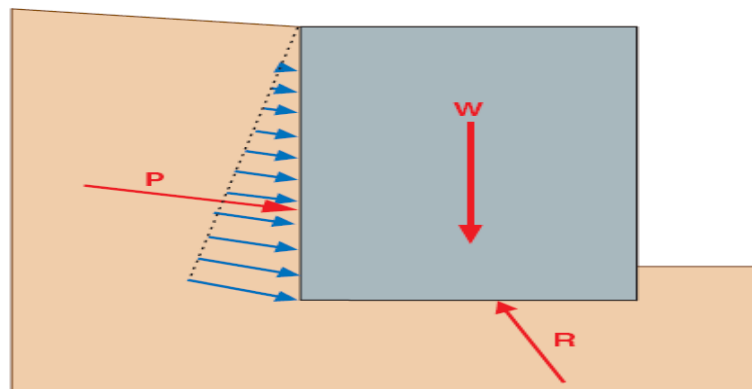


Figure 2.2. Stabilité externe d'un mur de soutènement en terre armée (LCPC, 2003)

- **Remarque :**

Il est possible d'observer des effondrements du parement si les éléments de revêtement ne sont pas conçus correctement ou les joints entre les renforts et les éléments de revêtement ne sont pas suffisants. Les différents modes de ruine sont montrés dans la Figure 2.3.

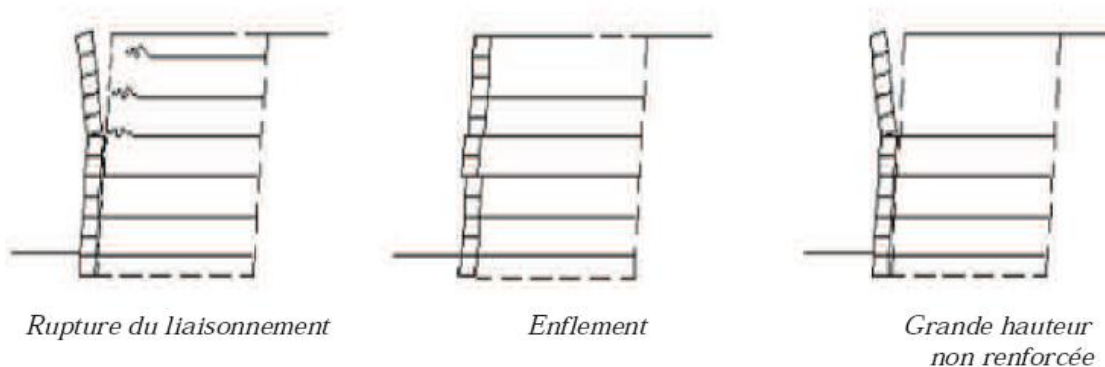


Figure 2.3. Possibilités de rupture due à l'instabilité du parement de murs en sol renforcé

2.3. JUSTIFICATION DE LA STABILITÉ INTERNE DES MURS DE SOUTÈNEMENT EN SOLS RENFORCÉS (APPLICATION DES NORMES NFP)

2.3.1. Fonctionnement interne des murs en sols renforcés

Deux zones présentant un comportement différent peuvent être distinguées (Figure 2.4) :

- une **zone active** située juste derrière le parement ; ce massif de sol est en état d'équilibre limite et pousse sur le parement, mettant ainsi les armatures en traction ;
- à l'arrière, une **zone passive** (résistante) stable dans laquelle les armatures s'ancrent en travaillant à l'arrachement, de manière à absorber l'effort de traction auquel elles sont soumises.

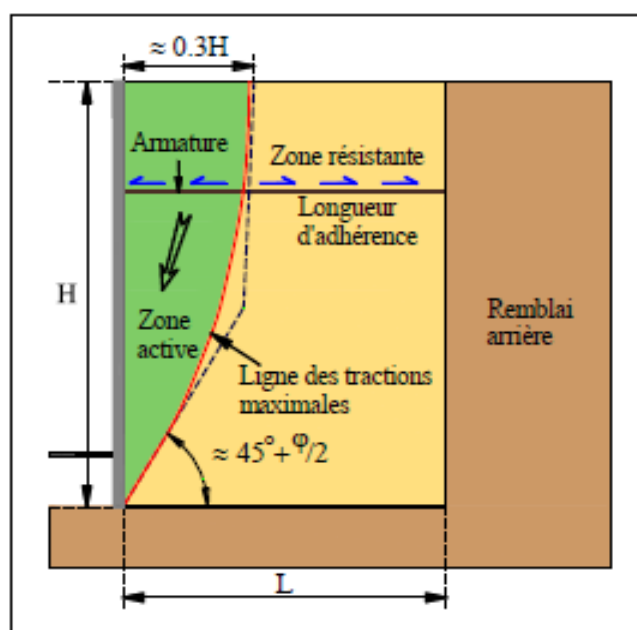


Figure 2.4. Stabilité interne d'un mur de soutènement en Terre Armée (LCPC, 2003)

2.3.2. Analyse de la stabilité interne

L'analyse du comportement interne et de la répartition des efforts de traction le long des armatures métalliques dans un massif en sol renforcé, a montré qu'un effort de traction maximum T_M est mesuré sur un point de l'armature. Ce point est éloigné du parement en haut du mur et proche du parement en profondeur (Figure 2.5).

L'ensemble des points forment une courbe, appelée ligne des tractions maximales, séparant le massif en deux :

- zone active située près du parement dans laquelle la contrainte tangentielle (de cisaillement) τ exercée par le sol sur chaque face de l'armature est dirigée vers le parement ;
- zone résistante dans laquelle la contrainte tangentielle τ est dirigée vers l'intérieur et le sol a tendance à retenir les armatures.

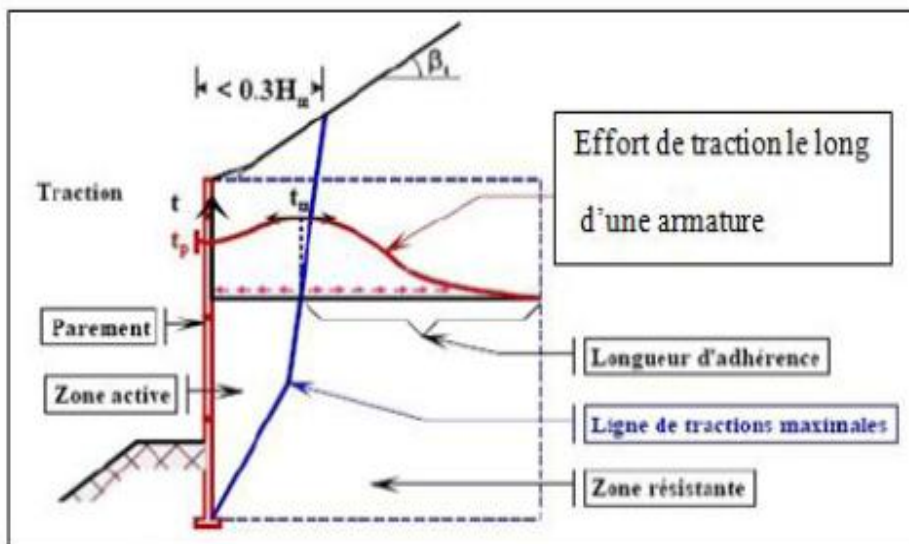


Figure 2.5. Répartition des tractions dans les armatures d'un mur en sol renforcé
(Abdelouhab, 2010)

La contrainte tangentielle exercée par le sol est égale à :

$$\tau = \frac{dT}{dL} \frac{1}{2b} \quad (2.1)$$

Avec b : largeur d'armature ; L : abscisse sur l'armature et T : effort de traction dans l'armature.

La stabilité interne est justifiée lit par lit. Elle se fait en vérifiant au niveau de chaque lit d'armatures que les tractions maximales et les tractions au parement sont inférieures tout d'abord, à la résistance au frottement d'interface, ensuite à la résistance caractéristique à long terme de l'armature :

$$T_m < r_f ; T_m < r_c \text{ et } T_p < r_a \quad (2.2)$$

Avec :

T_m : l'effort des tractions à l'intersection avec la ligne des tractions maximales ;

r_f : le frottement maximal mobilisable au-delà de la ligne des tractions maximum ;

r_c : la résistance caractéristique maximale de l'armature en section courante ;

T_p : l'effort de traction maximal dans chaque lit d'armatures au parement ;

r_a : la résistance caractéristique maximale de l'armature à l'accrochage au parement.

La détermination de ces paramètres se fait selon les normes NF P 94-220 et NF P 94-270.

Les vérifications se font après application des coefficients de sécurité sur chacun des paramètres en prenant en compte les combinaisons d'action vis-à-vis de tous les modes de rupture envisageables.

2.3.3. Détermination de l'effort de traction maximale

La valeur de calcul de l'effort de traction maximal (T_m) dans le lit de renforcement considéré par mètre de parement est égale à :

$$T_m = \sigma_h \times S_v \quad (2.3)$$

Où S_v est l'espacement vertical entre les lits d'armature et σ_h la contrainte horizontale dans le remblai renforcé sur un lit d'armature à l'intersection de la ligne de traction maximale, elle est égale à :

$$\sigma_h = K \times \sigma_v \quad (2.4)$$

Où σ_v est la contrainte verticale totale de calcul dans le remblai au niveau du lit considéré et au droit de la ligne des tractions maximales déterminée par la méthode de Meyerhof, et K est un coefficient de proportionnalité déterminé empiriquement à partir des résultats expérimentaux (c'est le coefficient de poussée des terres interne au massif).

La détermination de la contrainte verticale $\sigma_v(z)$ à la profondeur z du lit considéré se fait en réduisant les efforts provenant de tout ce qui est situé au-dessus de ce lit (poids, surcharges, poussée des terres à l'arrière du massif) et en les répartissant sur la largeur réduite $L(z) - 2e$:

$$\sigma_v(z) = \frac{R_v}{L(z) - 2e} \quad (2.5)$$

Où R_v la composante verticale de la résultante du calcul des efforts par mètre de parement ; $L(z)$ la largeur du massif à la profondeur z ; e est l'excentricité de la résultante des charges ; avec :

$$e = \frac{Md(z)}{R_v(z)} \quad (2.6)$$

Le coefficient K dépend de la profondeur z du lit de renforcement considéré.

Dans les cas des renforcements métalliques, selon la norme NF P94-270, le coefficient K est donné comme suit :

$$K(z) = \begin{cases} K(z) = \Omega_1 K_a \left[1.6 \left(1 - \frac{z}{z_0} \right) + \frac{z}{z_0} \right] & \text{si } z \leq z_0 \\ K(z) = \Omega_1 K_a & \text{si } z > z_0 \end{cases} \quad (2.7)$$

Avec :

z_0 est une profondeur prise égale à 6 m ;

K_a est le coefficient de poussée active du remblai du massif renforcé.

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad (2.8)$$

Ω_1 est un coefficient (≥ 1.0) lié au type de renforcement (NF P94-270, 2009).

2.3.4. Détermination des efforts au parement

L'effort de traction dans chaque lit d'armatures au parement, T_p , est calculé de la manière suivante :

$$T_p = K \cdot \alpha_i \cdot \sigma_v \cdot S_v \quad (2.9)$$

α_i varie suivant la flexibilité du parement (NF P94-270, 2009) ;

$\alpha_i = 0.75$ pour les systèmes de parement flexibles ;

$\alpha_i = 0.85$ pour les systèmes de parement semi-flexibles ;

$\alpha_i = 1.00$ pour les systèmes de parement rigides.

Pour les murs en sol renforcé avec des écailles en béton armé, α_i vaut 0.85 entre 0 et $0.6Hm$ et évolue de 0.85 à 1 entre $0.6Hm$ et la base du mur (Hm correspond à la hauteur totale du mur) (Figure 2.6).

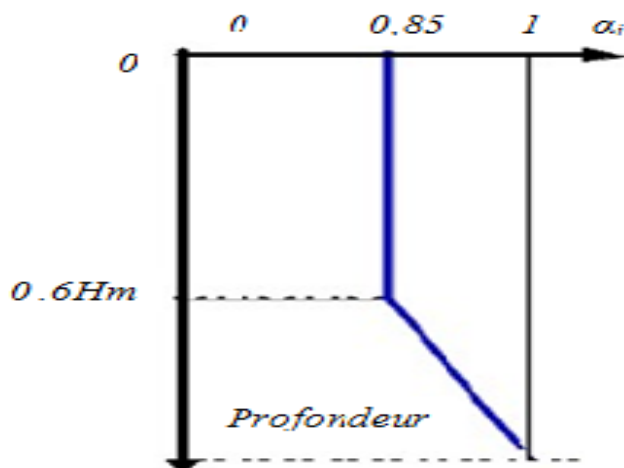


Figure 2.6. Variation de α_i en fonction de la profondeur (cas des écailles en béton) (NF P94-270)

2.4. COMPORTEMENT DES MURS DU SOUTÈNEMENT EN SOL RENFORCÉ

Plusieurs études se sont intéressées par l'influence de certains paramètres sur le comportement des massifs en sol renforcé. Les paramètres étudiés principalement sont : la déformabilité, la forme, l'orientation et la mise en place des armatures ainsi que les caractéristiques géotechniques du sol (cohésion, frottement, dilatance). L'extensibilité des armatures est le point le plus étudié par différents auteurs, qui ont analysé la compatibilité des coefficients utilisés dans les méthodes de dimensionnement actuelles (ligne des tractions maximales, coefficient de poussée des terres interne au mur, frottement à l'interface, etc.) avec les renforcements géosynthétiques.

2.4.1. Influence de l'extensibilité des armatures

a) Sur le coefficient de poussée des terres interne à l'ouvrage K

Dans les recommandations des autoroutes fédérales américaines « F.H.W.A », le coefficient de poussée des terres K est variable selon l'extensibilité du renforcement (Figure 2.7). Dans le cas des bandes géosynthétiques, ces normes proposent des coefficients K différents de ceux appliqués dans le cas des bandes métalliques. Les normes « NF P 94-270 » considèrent que ce coefficient est le même dans le cas des bandes géosynthétiques et métalliques est peut être calculé analytiquement par une formule empirique, Les normes BS8006 considèrent une solution graphique de la valeur de (K) pour tous les types de renforcements (Figure 2.8).

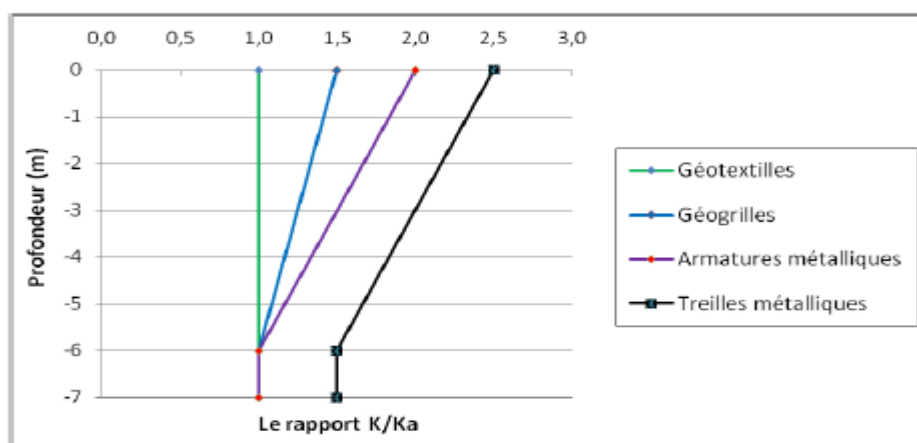


Figure 2.7. Variation du coefficient K suivant l'extensibilité du renforcement (FHWA, 2009)

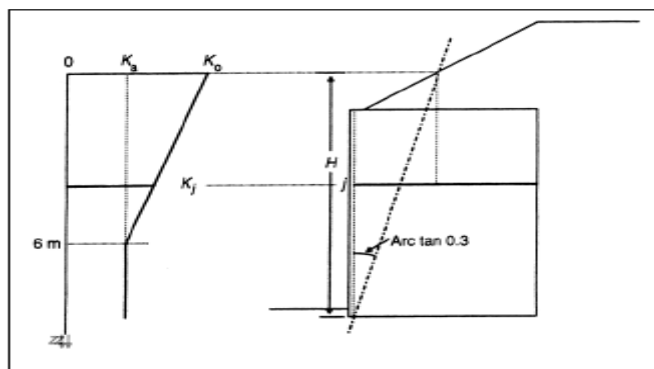


Figure 2.8. Variation du coefficient K (BS8006, 1995)

b) Sur la position de la ligne des tractions maximales

Les recommandations « FHWA » proposent deux lignes de traction maximales (Figure 2.9) et considèrent que plus les renforcements seront extensibles plus la ligne des tractions maximales se rapprochera de la surface de rupture délimitée par le coin de Coulomb (Figure 2.9a).

À partir des résultats obtenus dans des murs renforcés par des bandes géosynthétiques instrumentées, la ligne des tractions maximales n'était pas confondue avec le coin de Coulomb (Schlosser, 1991).

En raison de sa faible extensibilité, ce type de renforcement conduit à une ligne des tractions maximales plus proches de celle des renforcements métallique (Schlosser, 1991).

Donc, l'instrumentation d'un mur renforcé par des armatures géosynthétiques a montré que la ligne considérée par le guide FHWA 2009 n'est pas adaptée à tous les renforcements géosynthétiques. Les normes britanniques BS 8006 considèrent une seule ligne qui est proche des normes NF P94-270 (Figure 2.10).

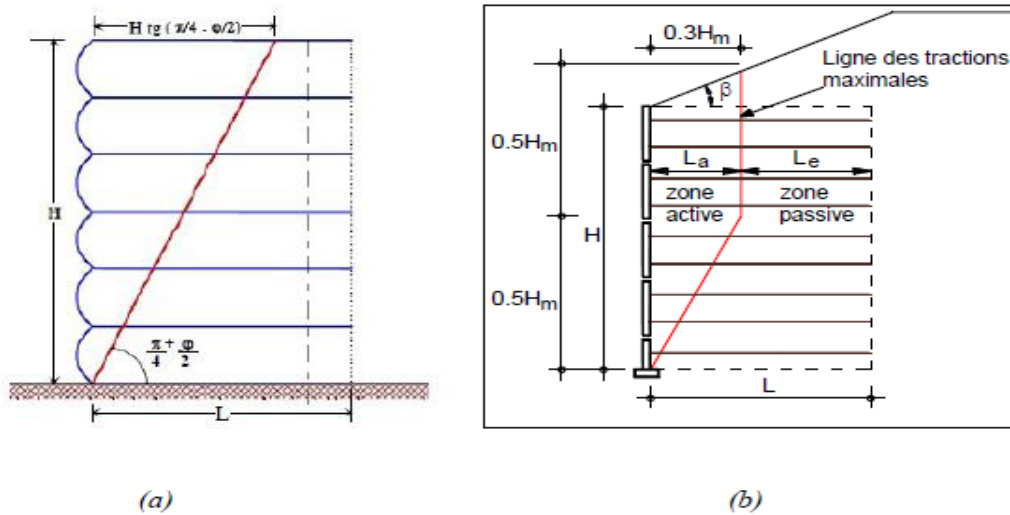


Figure 2.9. Détermination de la ligne des tractions maximales, (a) armatures extensibles, (b) armatures inextensibles (FHWA, 2009)

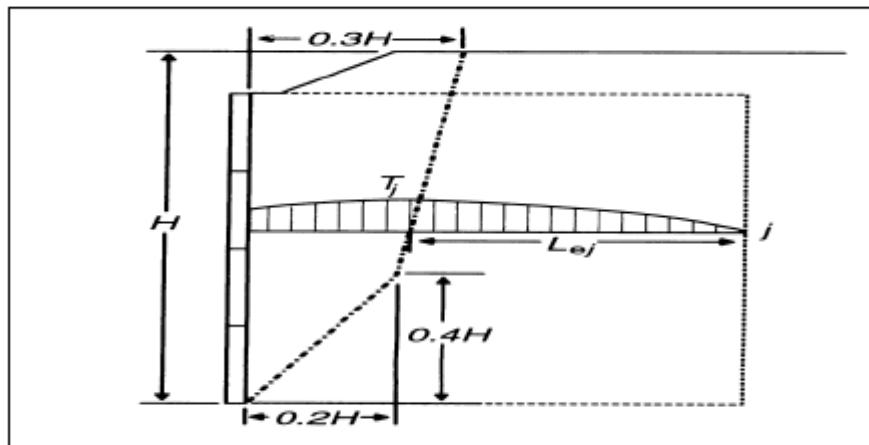


Figure 2.10. Détermination de la ligne des tractions maximales (BS8006, 1995)

c) sur la répartition des tractions

La répartition des tractions le long des renforcements extensibles sont différentes de celles des renforcements métalliques (Allen et al., 2003; Bathurst et al., 2005). Lorsqu'une armature extensible est soumise à une traction en tête, le frottement est mobilisé progressivement de la tête vers la queue, contrairement à une armature inextensible, où le frottement est mobilisé instantanément sur toute sa longueur.

Suite à une analyse numérique des murs de soutènement en sols renforcés avec le logiciel PLAXIS (Guler *et al.*, 2011), la répartition des tractions maximales le long de la hauteur du mur à été linéaire pour les renforcements extensibles et inextensibles (Figure 2.11).

Cette répartition linéaire a été aussi le résultat d'un calcul des tractions maximales, effectué dans ce travail de mémoire, par un programme développé en Excel basé sur le calcul théorique de Meyerhof.

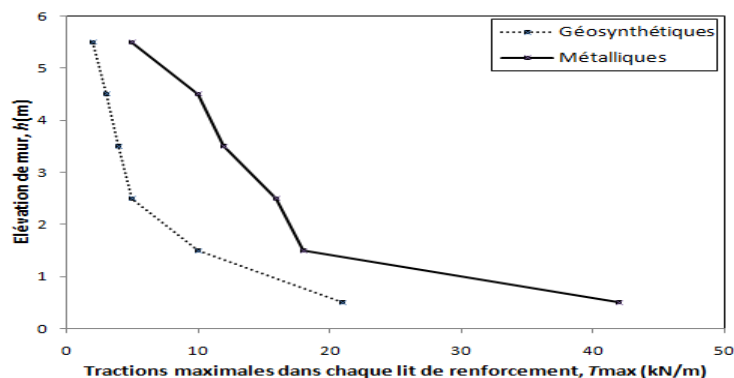


Figure 2.11. Répartition des tractions maximales (Guler *et al.*, 2011)

2.4.2. Influence d'autres paramètres

a) Effets des modes de rupture sur la longueur minimale de renforcement

Les modes de ruptures régissent dans la détermination de la longueur minimale requise des renforcements et ayant la possibilité de raccourcir la longueur minimale spécifiée d'armature (Bilgin, 2009).

Les résultats ont indiqué que les deux modes de rupture externe (glissement et renversement) et interne (l'arrachement) peuvent gouverner les critères de détermination de la longueur minimale nécessaire de renforcement, en plus, il peut être possible d'utiliser des longueurs de renforcement aussi bas que 50 % de la hauteur du mur, au lieu de 70 % tel que requis par de nombreux codes à travers le monde (par exemple les guides FHWA 2009 (Figure 2.12).

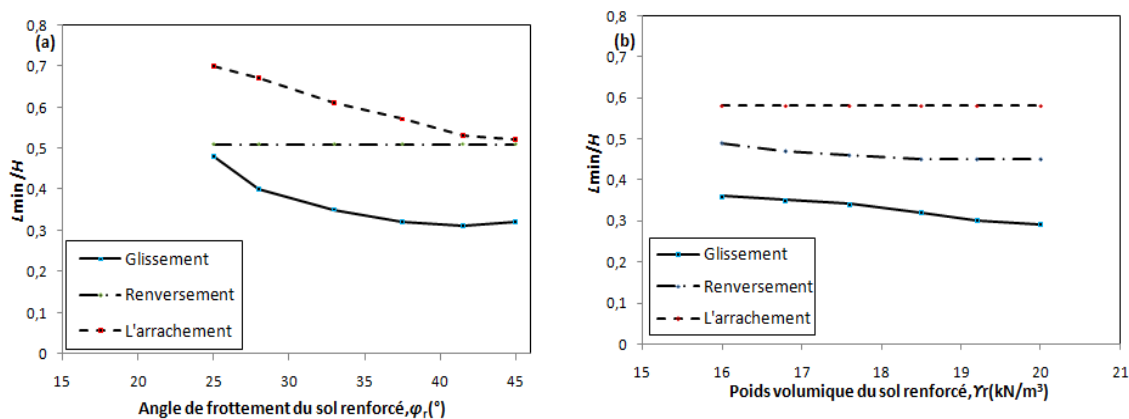


Figure 2.12. Effets des paramètres de sol renforcé sur la longueur minimale des renforcements, (a) effet de l'angle de frottement, (b) effet du poids volumique (Bilgin, 2009)

Ainsi, l'angle de frottement du remblai de la zone renforcée a le plus d'influence sur la longueur minimale de renfort que le poids volumique du sol renforcé ; en utilisant les sols avec un angle de frottement plus élevé dans la zone renforcée, il est possible de réduire les longueurs de renforcement jusqu'à 30 % pour certaines conditions (Figure 2.12a).

b) Effets La flexibilité de parement sur les tractions aux renforcements

Jusqu'à 2005, en Amérique du nord, les méthodes courantes de calculs pour la conception de la stabilité interne des murs de soutènement en sols renforcés avec des géosynthétiques étaient basées sur l'équilibre limite en utilisant la méthode simplifiée de la norme « A.A.S.H.T.O » (AASHTO, 2007) ; un défaut de cette approche c'est qu'elle ne considère pas l'influence du type de parement sur les tractions maximales dans les renforcements.

Des résultats expérimentés à pleines échelles afin d'investir les effets des parements des deux murs de soutènement en sols renforcés ont été effectués (Bathurst et al., 2006). Les deux murs étaient essentiellement identiques sauf que l'un a été construit avec un parement rigide et l'autre avec un parement flexible

À la fin de la construction, les charges de tractions maximales dans les armatures du mur à parement flexible étaient environ trois fois plus grandes que pour un mur à parement rigide, et environ deux fois plus grandes, après la mise en place de la surcharge (Figure 2.13).

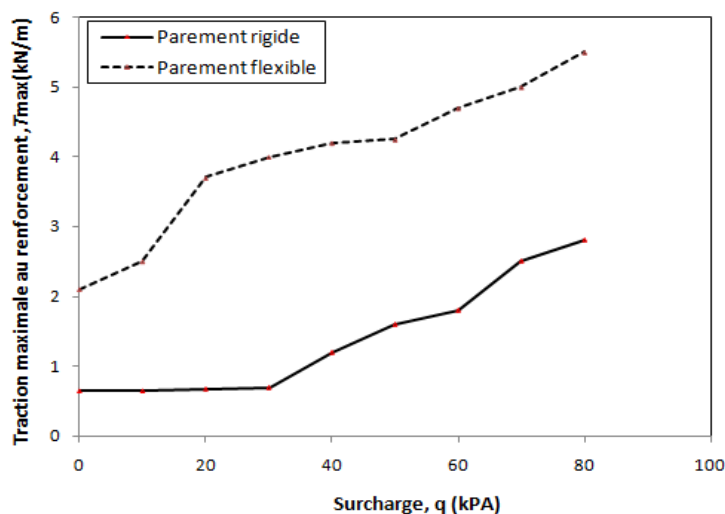


Figure 2.13. Effets de la rigidité de parement sur la force de traction maximale au renforcement (Bathurst et al., 2006)

Donc le parement rigide dans un mur en sol renforcé est une composante structurale qui peut conduire à des réductions appréciables des charges maximales dans les armatures en comparaison avec le système à parement flexible.

2.5. CAS DES MURS À DOUBLE PAREMENT

Dans les dernières lignes directrices FHWA 2009, les murs de soutènement en sol renforcé à double parement « Back-to-back » sont utilisés pour les ponts routiers, les systèmes de protection contre les chutes de roche et aussi pour les barrages en terres et les digues (FHWA, 2009).

Les remblais d'accès de pont en sol renforcé par des géosynthétiques construits par des murs à double parement pour augmenter l'élévation de la structure sont considérés à géométrie complexe (Figure 2.14).

Toutefois, les directives de conception disponibles pour ce système de mur sont limitées et les études antérieures sont insuffisantes afin de comprendre leurs comportements (FHWA, 1997 ; FHWA, 2009 ; Han *et* Leshchinsky, 2010 ; Djabri, 2013 ; El-Sherbiny *et al.*, 2013 ; Benmebarek *et al.*, 2016 ; Mouli *et al.*, 2016 ; Attaloui, 2017).

Un aperçu historique nous aide à bien comprendre le comportement et l'analyse de la stabilité interne de telles structures sous des chargements statiques (poids propre).



Figure 2.14. Construction d'un remblai d'accès à double parement

2.5.1. Les guides FHWA 1997

Dans les guides américains de 1997 (FHWA, 1997), la conception des murs à double parement est considérée comme situation particulière. Selon ces guides, la distance entre les deux parois opposées (D) est un paramètre clé pour l'analyse de ce type de mur. Dans ces guides de conception, une seule géométrie est adoptée et deux cas sont considérés, basés sur la distance entre les deux parements du mur (Figure 2.15).

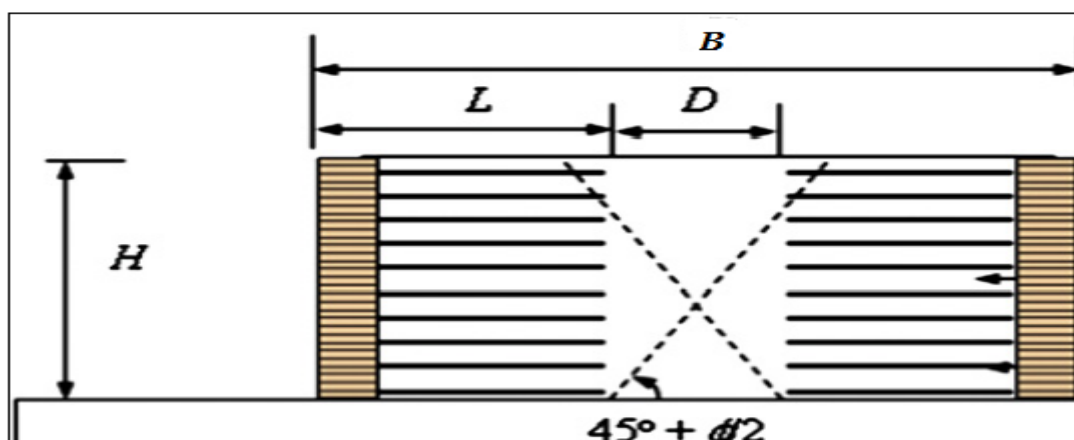


Figure 2.15. Conception des murs de soutènement en sols renforcés à double parement (FHWA, 1997)

- Lorsque D est supérieure à $D_i = H \tan (45 - \phi / 2)$, où H est la hauteur des murs et ϕ est l'angle de frottement du remblai, toute la poussée active de la zone renforcée peut être mobilisée et les murs peuvent être conçus de manière indépendante l'un par rapport à l'autre, pour ce cas, la méthode typique de conception pour les murs de soutènement en sols renforcés peut être utilisée.
- Lorsque D est égal à zéro, les deux murs sont toujours conçus de manière indépendante pour la stabilité interne, mais aucune poussée active de la zone renforcée n'est assumée par le remblai. En d'autres termes, l'analyse pour la stabilité externe n'est pas nécessaire.

Les directives indiquent que, lorsque D est inférieur à D_i , la poussée active derrière la zone renforcée ne peut être totalement mobilisée, pour cela la poussée active devrait être réduite.

▪ Remarque

Mais, les guides FHWA 1997 n'ont pas fourni une méthode sur la façon d'envisager la réduction de la poussée active lorsque $D < (H \tan (45 - \phi / 2))$.

2.5.2. Les guides FHWA 2009

Dans les derniers guides américains de 2009, ce type des murs de soutènement est à géométrie complexe, la pression des terres actives derrière la zone renforcée est modifiée et deux cas sont envisagés (FHWA, 2009) (Figure 2.16).

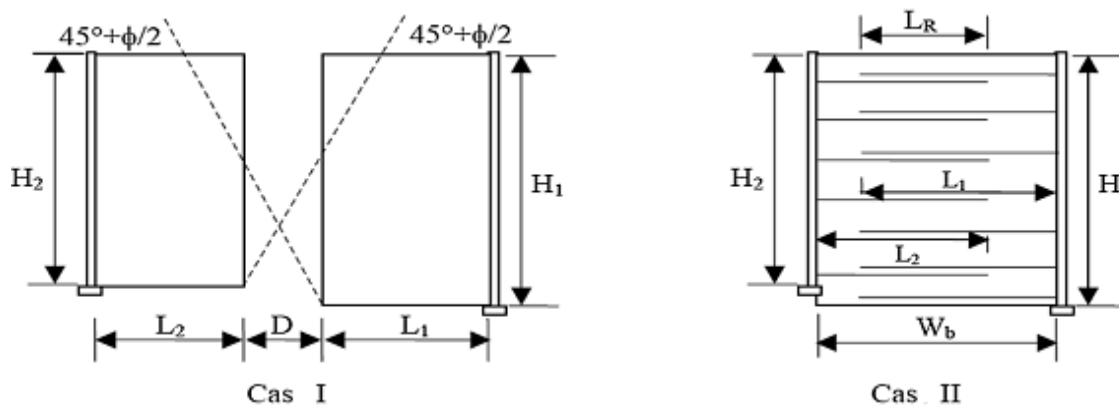


Figure 2.16. Conception des murs à double parement (FHWA, 2009)

• Cas I:

Pour le cas I : la base du mur (W_b) est large et chaque mur peut être conçu de façon indépendante l'un par rapport à l'autre.

Si la distance D entre les deux murs, est inférieure à D_i : $D < D_i = H_1 \tan (45 - \phi / 2) \approx 0.5H_1$, où H_1 est la grande hauteur des murs parallèles, alors la surface de rupture ne peut pas totalement développée, la pression des terres actives est réduite et les deux murs ne peuvent pas être conçus d'une manière indépendante l'un par rapport à l'autre.

Cependant, pour une conception des murs assumée à une valeur : $D > D_i \approx 0.5H$, alors toute la pression active est mobilisée et les deux murs sont conçus d'une manière indépendante.

• **Cas II:**

Dans le cas II : il existe un chevauchement de renforcements, alors il y aura interaction entre les deux murs.

Lorsque le rapport, L_R/H_2 , est supérieur à 0.3 ($L_R > 0.3H_2$), où L_R est la longueur de chevauchement et H_2 est la petite hauteur des murs parallèles, aucune pression des terres actives derrière la zone renforcée sera considérée dans le calcul de la stabilité externe.

Toujours selon ces guides, pour une géométrie intermédiaire entre le cas I et le cas II, la pression des terres devra être interpolée entre la pression totale et le cas zéro.

Pour le cas II, avec $L_R > 0.3H_2$, les directives suivantes doivent être respectées :

- $L_1/H_1 \geq 0.6$, où L_1 et H_1 sont la longueur de renforcement et la hauteur de mur le plus grand ;
- $L_2/H_2 \geq 0.6$, où L_2 et H_2 sont la longueur de renforcement et la hauteur de mur le plus petit ;
- $W/H_1 \geq 1.1$, où W est la largeur de la base de mur et H_1 et la hauteur de mur le plus grand.

2.5.3. Les travaux de Han et Leshchinsky (2010)

Jusqu'à l'année 2010, la littérature n'est pas riche en ce qui concerne l'analyse du comportement des murs à double parement. Néanmoins, on a tiré une investigation qui adopte les méthodes numériques pour étudier un mur de soutènement en sol renforcé à double parement sous un chargement statique (Han et Leshchinsky, 2010).

L'effet du rapport de la largeur à la hauteur du mur (W/H) et la qualité des matériaux de remblai (l'angle de frottement ϕ) sur la surface critique de rupture, la force de traction maximale requise au renfort et la poussée active derrière la zone renforcée était l'objectif de cette étude (Figure 2.17).

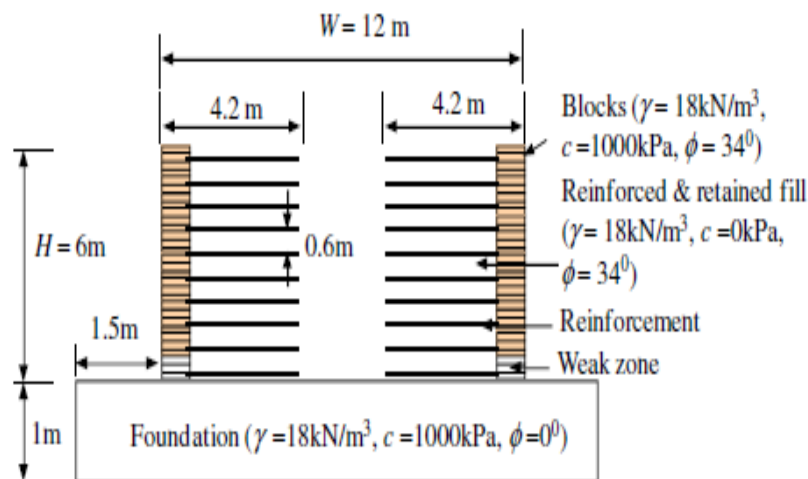


Figure 2.17. Modèle de base, $W/H=2$ (Han et Leshchinsky, 2010)

Les résultats suivants ont été décrits :

-L'analyse de la surface de rupture montre que les deux murs opposés sont effectués de façon indépendante lorsqu'ils sont éloignés ($W/H \geq 2$), ($D \geq 3.6$ m) (Figure 2.18).

- Lorsque la distance entre les parements devienne très proche ($W/H=1.4$) ($D=0m$), la force de traction maximale requise aux renforcements inextensibles diminue légèrement (Figure 2.19).
- La connexion des renforts au milieu réduit légèrement la force de la traction maximale requise au renfort (Figure 2.20).

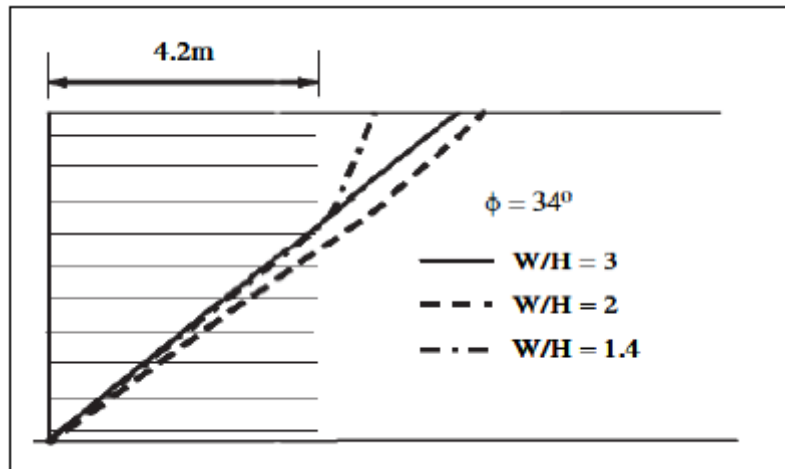


Figure 2.18. Surface de rupture (Han et Leshchinsky, 2010)

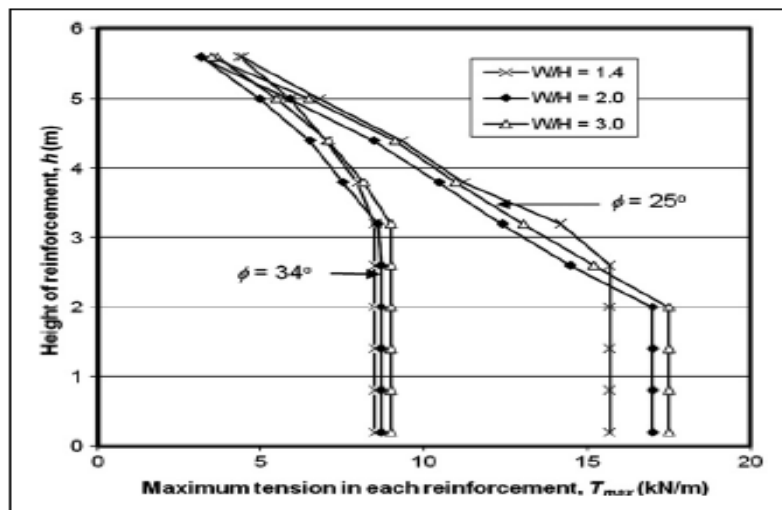


Figure 2.19. Effet de la distance D sur les tractions maximales (Han et Leshchinsky, 2010)

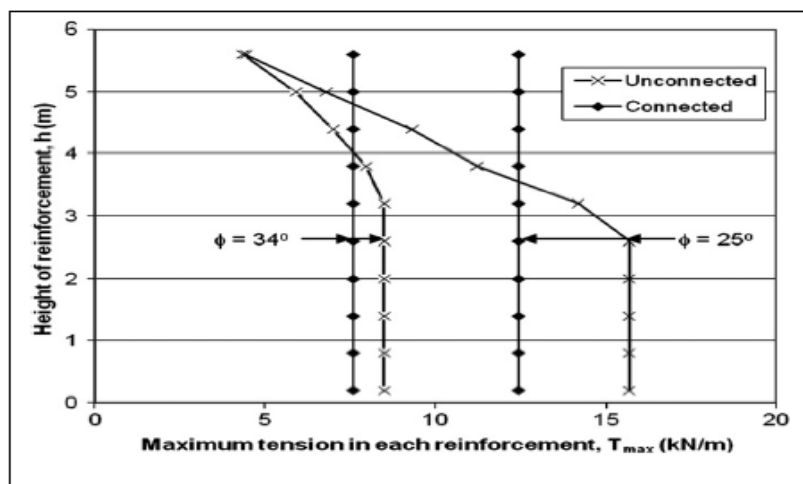


Figure 2.20. Effet de connexion des renforcements au milieu (Han et Leshchinsky, 2010)

2.5.4. Les travaux de El-Sherbiny *et al.* (2013)

Une analyse en éléments finis en utilisant le logiciel PLAXIS) a été effectuée sur des murs à double parement pour une rampe d'accès de hauteur $H=5$ m (El-Sherbiny *et al.*, 2013).

L'ouvrage a été dimensionné et conçu conformément à la procédure décrite par les guides FHWA 2009. La largeur de la rampe (W) a été diversifiée pour chaque hauteur telle que la distance libre entre les murs (D) variait de zéro à l'équivalent de toute la hauteur de la paroi du mur. La longueur de renforcement pour chaque mur a été fixée à la valeur typique de $0.7H$, sauf dans le cas où l'armature se chevauche. L'espacement entre les couches de renforcement a été fixé à 0.45 m dans toutes les simulations. Des faces en blocs modulaires sont sélectionnées pour modéliser la structure, tandis que les renforcements sont des géogrilles en polystyrène à rigidité variante.

Il a été constaté que Les tractions maximales sont pratiquement similaires pour tous les modèles testés, une légère diminution est due à la connexion des renforcements au milieu lorsque les deux parements sont rapprochés l'un de l'autre (Figure 5.21).

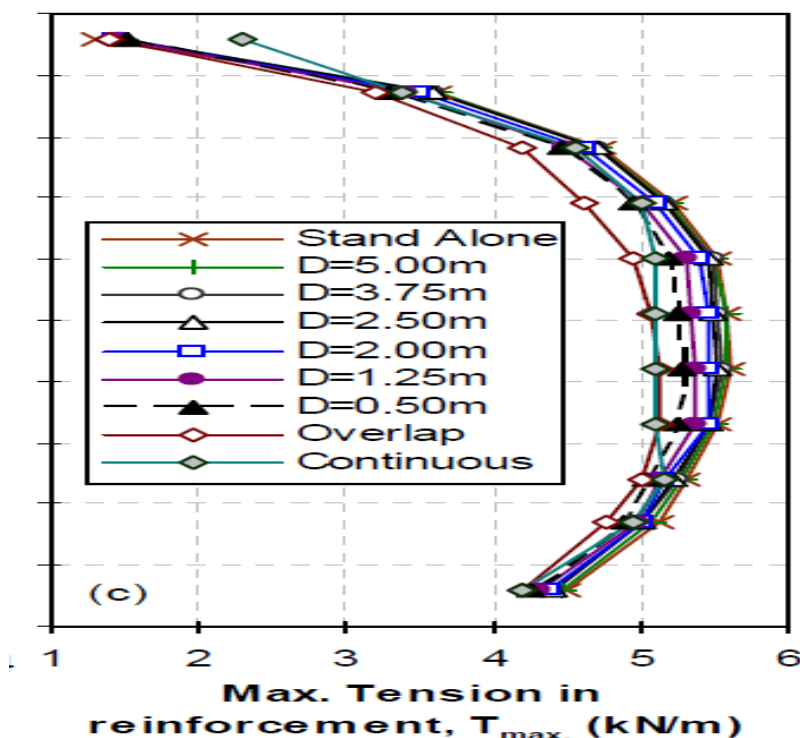


Figure 2.21. Effet de la distance entre le parement sur la force des tractions maximales dans les renforcements (El-Sherbiny *et al.*, 2013)

2.5.5. Les Travaux de Benmebarek *et al.* (2016)

Récemment, une investigation numérique, par le code PLAXIS 2D, sur le comportement des remblais d'accès en sol renforcé a été publiée (Benmebarek *et al.*, 2016) (Figure 2.22).

L'objectif était d'évaluer les effets de la réduction de la distance entre les deux parements opposés de l'ouvrage. Les effets de la longueur de renforcement et la qualité du matériau de remblai sont les plus discutés.

Les résultats ont indiqué que chacun des murs se comporte indépendamment si la largeur du remblai entre les parois est supérieure à celles de la zone active. Cela est en accord avec le résultat de la dernière directive américaine FHWA 2009. Cependant, si les parements sont très rapprochés, la directive FHWA 2009 surestime fortement la force de traction maximale dans le renforcement.

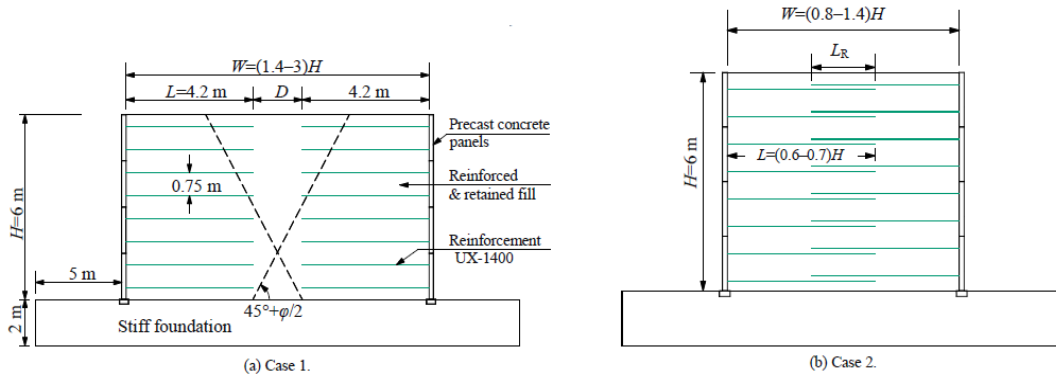


Figure 2.22. Dimensions et paramètres des modèles étudiés (Benmebarek et al., 2016)

D'autre part, une augmentation mineure de la cohésion du remblai peut conduire à des réductions significatives de la force de traction maximale dans les géosynthétiques. Lorsque la distance entre les deux parois est proche de zéro, la connexion du renfort entre les murs améliore considérablement le facteur de sécurité.

Pour le cas $D > 0$, les forces de traction dans le renforcement pour différents rapports W/H se trouvent très proches (Figure 2.23.a). Les valeurs théoriques de la force de traction normalisée dans chaque couche de renforcement, utilisant des méthodes d'équilibre limite basées sur la théorie de Coulomb, sont également représentées (Figure 2.23.a). Cela est fait pour une comparaison appuyée sur les analyses d'un mur sans tenir compte de l'interaction.

Les résultats de calcul de la traction dans le renforcement pour différents rapports W/H couvrent les cas I et II de la directive de conception américaine de 2009 (FHWA, 2009). Ils correspondent aux résultats obtenus par la méthode de l'équilibre limite, qui varie linéairement avec la profondeur, sauf le quart inférieur du mur où la force de traction diminue en raison de la rigidité de la fondation. Lorsque $D=0$ ($W/H=1.4$), les forces de traction dans le renforcement pour les murs connectés et non reliés sont presque égales (Figure 2.23.b).

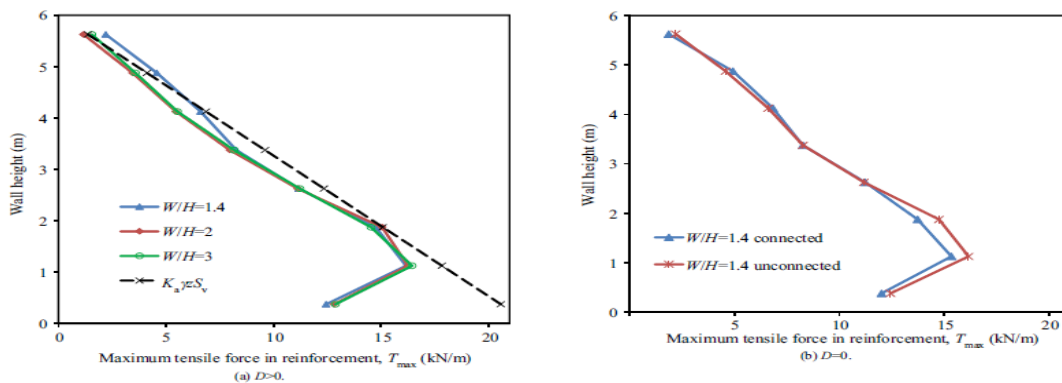


Figure 2.23. Traction maximale dans les renforcements (Benmebarek et al., 2016)

L'effet de la cohésion est examiné en l'augmentant de 0 à 5 kPa, ce qui peut couvrir des valeurs pratiques. La force de traction maximale dans les géosynthétiques est réduite avec l'accroissement de la cohésion des sols à un taux moyen de 40% (Figure 2.24).

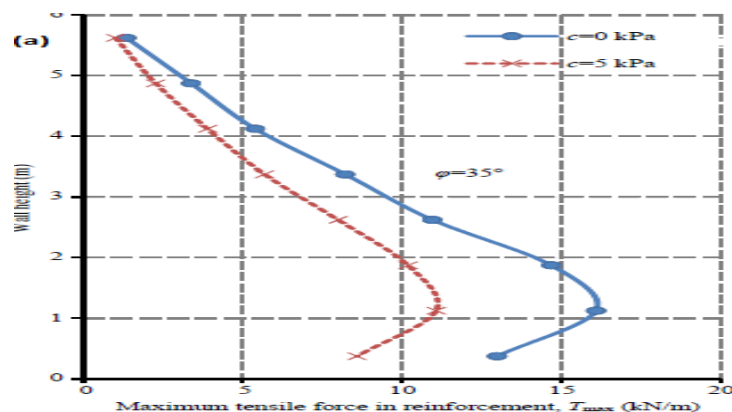


Figure 2.24. Effet de la cohésion du sol sur la traction maximale (Benmebarek et al., 2016)

2.6. CONCLUSION

La synthèse bibliographique sur l'analyse des murs de soutènement en sol renforcé nous a permis de tirer plusieurs conclusions, les plus intéressantes peuvent être citées comme suit :

- La norme NF P94-270 propose une formule empirique pour déterminer la valeur du coefficient de poussée des terres internes à l'ouvrage K , par contre la norme FHWA 2009 prévoit une solution graphique.
- La norme française admet une seule ligne de tractions maximales proche de parement que ce soit pour les renforcements extensibles ou inextensibles. Le guide FHWA prévoit une ligne de tractions maximales pour les renforcements inextensibles plus lointaine de parement.
- La distribution des forces des tractions maximales en fonction de la hauteur de mur sous chargement statique est généralement linéaire. De plus, l'analyse de la stabilité interne des murs de soutènement en sol renforcé à double parement classés à géométrie complexe ne diffère pas de celle des murs de soutènement classique. Dans ce mémoire, on a opté la norme française N FP94-270 pour le calcul analytique des tractions maximales dans les renforcements.

Le comportement sous chargement statique des murs à double parement couramment rencontrés dans la construction des remblais d'accès de pont est moins traité dans la littérature et le nouveau guide FHWA2009 décrit ce cas à géométrie complexe. Les quelques travaux de recherches montrent que leur comportement est lié essentiellement à la rigidité du renforcement et à la cohésion du sol constituant le remblai renforcé.

De nos jours, la progression des logiciels de géotechnique a rendu l'analyse de ces ouvrages facile et rentable. En plus et vu la complexité des murs à double parement, il est avéré logique qu'on va opter un calcul numérique pour estimer la stabilité interne de tels structures dont le code PLAXIS choisit dans ce mémoire sera présenté dans le prochain chapitre.

Chapitre 3 :

LE CODE PLAXIS

3.1. INTRODUCTION

La plupart des problèmes (structures) en géotechniques n'ont pas de comportement élastique linéaire. Le sol a un comportement élasto-plastique non-linéaire. Pour résoudre ces problèmes numériques avancés, il est souvent recommandé d'utiliser un programme informatique basé sur la méthode des éléments finis (MEF).

L'utilisation de la MEF dans les calculs géotechniques remonte aux années soixante. Aujourd'hui, cette méthode est largement progressée ; cependant plusieurs difficultés ont été constatées telles que l'homogénéité, le comportement déplacements-contraintes non-linéaire, les conditions aux limites compliquées et autres considérations. La MEF n'est pas appropriée à la modélisation des murs de soutènement traditionnel, elle peut être aussi utilisée pour examiner les éléments dans chaque structure. L'approche en éléments finis a été utilisée pour examiner la résistance à l'arrachement des renforcements dans un mur de soutènement en sol renforcé.

Un programme d'analyse numérique est raisonnable lorsque le problème ne peut être résolu par des méthodes conventionnelles basées sur des solutions analytiques. Aujourd'hui, il existe plusieurs logiciels aux éléments finis utilisés pour les calculs des ouvrages en interaction avec le sol (Mur de soutènement, Talus en sol renforcé, etc...). Chaque logiciel aux éléments finis a ses propres algorithmes, méthodes de résolution et paramètres de modélisation. Les paramètres géotechniques ne sont pas les mêmes pour chaque méthode de calcul. Les principaux logiciels utilisés sont :

- **CESAR (LCPC)** : Logiciel 2D ou 3D, spécialement utilisé pour les tunnels ;
- **PLAXIS** : logiciel hollandais développé par l'équipe du Pr. Vermeer, logiciel 2D dédié à la géotechnique ;
- **Géoslope** : Logiciel de programme d'analyse de la stabilité des pentes, basée sur la théorie d'équilibre limite ;
- **ABAQUS** : un programme en éléments finis offert par le groupe américain Hibbit, Karlsson et Sorensen (HKS).

Pour ce travail de mémoire, on a utilisé le logiciel PLAXIS, programme qui applique les principes de la méthode des éléments finis aux modèles de sol. Le programme est disponible dans plusieurs paquets et celui utilisé dans cette mémoire est la version PLAXIS 2D V8. Conçue pour résoudre des problèmes de contraintes planes et bidimensionnelles, on peut analyser le comportement des murs de soutènement en sols renforcés sous les chargements statiques. Dans ce chapitre, on présente en détail les fonctionnalités et les modèles des sols dans PLAXIS, les types de calcul ainsi que les procédures de simulation numériques des murs de soutènement en sols renforcés sous charges statique.

3.2. TECHNIQUE DE BASE DE LA MÉTHODE DES ÉLÉMENTS FINIS (MEF)

3.2.1. Description de la MEF

Sans s'approfondir dans son monde, on peut mentionner que la méthode des éléments finis (MEF) consiste à utiliser une approximation simple des variables inconnues pour transformer les équations aux dérivées partielles en équation algébrique. Cela peut se faire en éliminant complètement les équations différentielles ou en les rendant aux équations différentielles ordinaires qui peuvent être résolues par d'autres techniques (méthode d'Euler, etc.).

Le concept de base dans la méthode des éléments finis consiste à diviser un modèle compliqué en un nombre fini d'éléments pour lesquels les déformations et les contraintes peuvent être résolues numériquement.

Ces éléments sont alors connectés par des nœuds, à chaque nœud, existe un ou plusieurs degrés de liberté où la quantité de fonctions est décrite. En résolvant les valeurs aux nœuds, on peut calculer les déplacements et les contraintes dans chaque élément.

La méthode des éléments finis fait appel aux trois domaines suivants:

- Sciences de l'ingénieur pour construire les équations aux dérivées partielles ;
- Méthodes numériques pour construire et résoudre les équations algébriques ;
- Programmation et informatique pour exécuter efficacement les calculs sur l'ordinateur.

D'une manière pratique, la méthode des éléments finis est en grande majorité des cas mise en œuvre via des codes de calcul informatiques.

Ces outils de calcul sont aujourd'hui largement utilisés industriellement avec des moyens de calcul qui exécutent les instructions de plus en plus rapidement.

3.2.2. Signalisation d'un élément fini

Le signalement d'un élément fini comprend les points suivants :

a) la géométrie : un élément fini peut être 1D, 2D, 3D. Sa forme est simple (segment de droite ou de courbe, triangle ou quadrilatère, tétraèdre prisme hexaèdre) ;

b) le matériau : le matériau de l'élément est défini par une loi de comportement (loi de hooke isotrope et ses propriétés mécaniques E et ν) ;

c) les nœuds : ils définissent la géométrie et assurent la connections des éléments ;

d) les degrés de liberté : pour tout élément fini, on doit faire le choix du champ de déplacement ;

e) les forces nodales : à travers des nœuds transitent des forces associées aux degrés de liberté. Les unes sont des réactions internes, les autres sont des forces dues aux charges appliquées à l'élément.

3.3. DESCRIPTION DU CODE PLAXIS

3.3.1. Originalité du PLAXIS

Le logiciel PLAXIS est un code de calcul aux éléments finis représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en géotechnique.

Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard, avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation non linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que des procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments à haute précision (triangle à 15 noeuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de largeur d'arc)

Le développement de PLAXIS commença en 1987 à l'initiative du ministère des travaux publics et d'hydrologie des Pays-Bas. Il a été d'abord développé à l'université technique de Delft aux Pays-Bas en tant que projet d'évaluation des mouvements possibles d'une digue fluviale sur les argiles molles du barrage Oosterschelde (Pays-Bas). En quelques années, PLAXIS a été étendu à plein d'autres domaines de la géotechnique. En 1998, la première version de PLAXIS pour Windows est développée. Durant la même période, une version 3D du logiciel a été déployée. Après quelques années de développement, le logiciel 3D PLAXIS « *Tunnel program* » est sorti en 2001. Le programme peut simuler des problèmes avec les éléments de construction les plus courants tels que les poutres et les entretoises. Aujourd'hui, le programme est pratique pour résoudre des problèmes géotechniques complexes impliquant la stabilité des murs ou des pentes.

3.3.2. Les points forts du code PLAXIS

Les points forts de PLAXIS sont :

- fournir une masse imposante de résultats directement utiles au projeteur : déplacements, contraintes, pressions interstitielles à un stade donné du chargement ;
- des résultats plus mathématiques concernant le déroulement du processus de calcul proprement dit ;
- l'ensemble de ces résultats est accessible, selon que l'on est intéressé par l'un ou l'autre aspect ;
- c'est également un système de menu arborescent qui permet de sélectionner les informations souhaitées ;
- générateur automatique de maillage ;
- couplage avec les calculs d'écoulement et de consolidation ;
- prise en compte des éléments de structure et de l'interaction sol-structure ;
- calculs du coefficient de sécurité ;

- calcul en grandes déformations ;
- calcul dynamique (pour la simulation des vibrations et séismes) ;
- jeu complet de lois de comportement de sol et la possibilité de définir ses propres lois de comportement.

3.3.3. Les éléments fournis par le code PLAXIS

La méthode des éléments finis (FEM) fonctionne en divisant la géométrie en éléments qui doivent tous appliquer certaines règles mathématiques concernant la rigidité en fonction de la théorie de l'élasticité.

Les éléments fournis par PLAXIS sont un triangle à 6 nœuds et un triangle à 15 nœuds, où dans le cas de la contrainte plane, chaque nœud a deux degrés de liberté (d.d.l.) (Figure 3.1).

Par défaut, le logiciel propose des éléments triangulaires à 15 nœuds. Ce type d'éléments fournit une interpolation du quatrième ordre pour les déplacements. L'intégration numérique comporte ainsi douze points de Gauss (Figure 3.1). Pour les éléments à 6 nœuds, les fonctions d'interpolation sont de deuxième ordre. Les éléments, structures et interfaces, sont compatibles avec le type d'éléments de sol sélectionné. Le triangle à 15 nœuds devrait donner de meilleurs résultats lorsque le système approche de l'effondrement global ou présente de grandes déformations plastiques, mais l'utiliser signifie résoudre plus d'équations et donc utiliser plus de puissance de calcul (Brinkgreve et al., 2006).

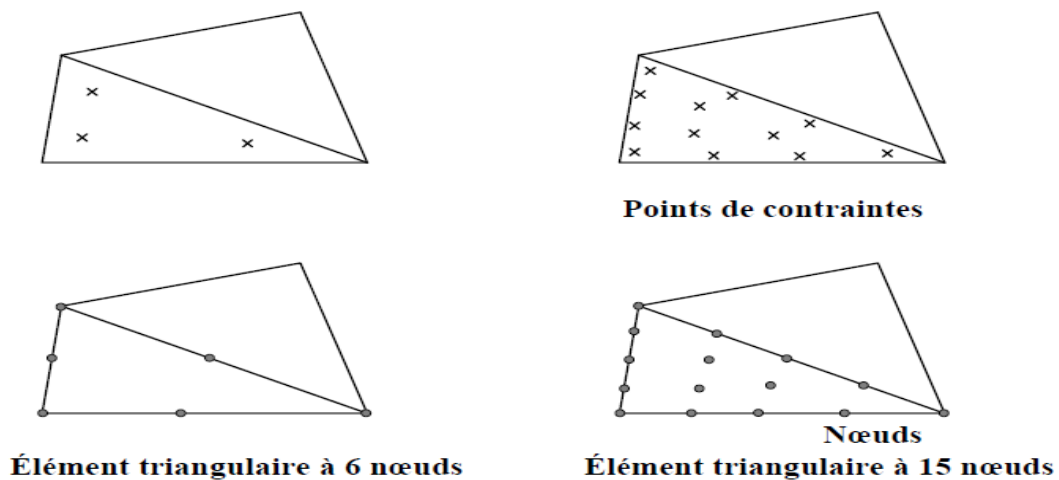


Figure 3.1. Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol (Brinkgreve et al., 2006)

3.3.4. Les équations de base dans PLAXIS

En utilisant la théorie de l'élasticité, le programme établit un ensemble d'équations pour chaque élément comme suit :

$$\begin{bmatrix} k_{11} & \dots & k_{130} \\ \dots & \dots & \dots \\ k_{301} & \dots & k_{3030} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \Delta v_1 \\ \dots \\ \Delta v_{30} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \Delta f_1 \\ \dots \\ \Delta f_{30} \end{bmatrix} \quad (3.1)$$

Où la matrice sur la gauche s'appelle la matrice de rigidité, k ; Δv_i est un incrément de déplacement de l' i -ème d.d.l et f est l'augmentation de la charge pour l' i -ème d.d.l (Figure 3.2).

Chaque colonne de la matrice représente le vecteur de force nécessaire pour donner au degré de liberté correspondant un déplacement unitaire tout en maintenant les autres égaux à zéro. Les déplacements nodaux de chaque élément connecté sont liés de sorte qu'ils se déplacent ensemble.

La rigidité de tous les éléments connectés à un nœud est ajoutée pour créer une matrice de rigidité nodale globale. L'équation devient alors :

$$K \cdot \Delta v = \Delta f \quad (3.2)$$

Où la taille de la matrice et les vecteurs sont contrôlés par le type et le nombre d'éléments dans le modèle. La notation dans l'équation (3.2) diffère pour le cas le plus élémentaire de la méthode des éléments finis, car la réponse d'un modèle de sol n'est pas toujours linéaire.

Pour faire face à ce comportement, le programme ajoute la charge par incréments et calcule la réponse avant d'ajouter l'augmentation de charge suivante, c'est pourquoi l'équation (3.2) comporte des termes impliquant le delta, Δ . La rigidité pour chaque élément est calculée numériquement en utilisant la théorie du travail virtuel.

Lorsque la matrice de rigidité du système a été calculée, il est possible d'ajouter un incrément de charge et de calculer celui du déplacement. En utilisant les incréments de déplacement, ceux de déformation résultants et les incréments de contraintes sont calculés dans chaque élément. Les calculs de contraintes se font dans les points d'intégration interne de chaque élément.

Le processus de calcul du stress est répété avec des incréments plus petits si les calculs montrent de grandes forces déséquilibrées. Les déplacements et contraintes incrémentielles sont finalement ajoutés aux déformations totales et aux contraintes, le processus est répété pour l'incrément de charge suivant. Une description détaillée du fonctionnement interne et des procédures de calcul se trouve dans le manuel scientifique de PLAXIS (Brinkgreve *et al.*, 2006).

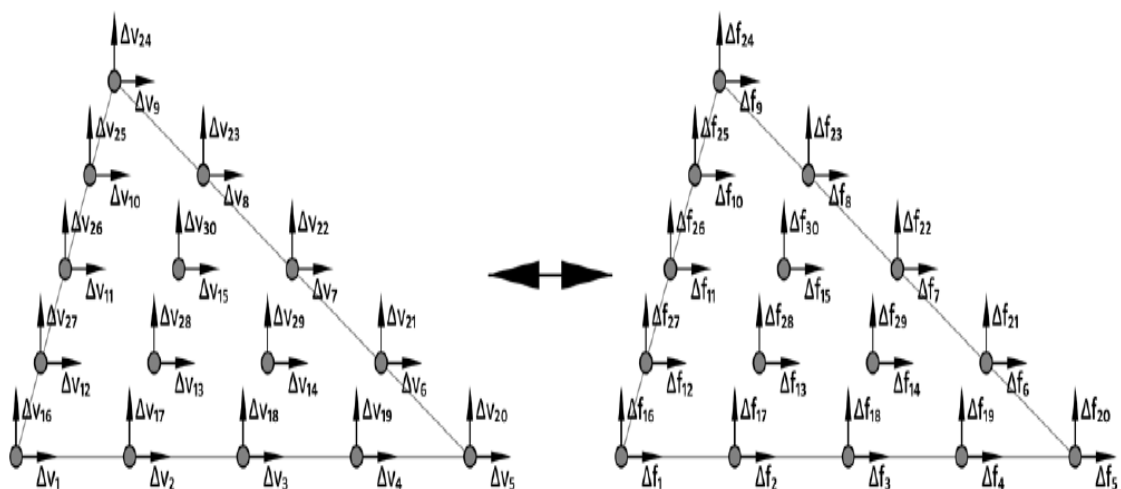


Figure 3.2. L'élément à 15 nœuds utilisé dans PLAXIS avec deux d.d.l et les forces nodales (Brinkgreve *et al.*, 2006)

3.4. FONCTIONNALITÉS DE PLAXIS

3.4.1. Programme d'entrée « Input »

Dans le programme d'entrée, le modèle de sol peut être créé (Figure 3.3). Les couches de sol, le chargement, les renforcements et les poutres sont tous dessinés par des lignes de géométrie disponibles dans la barre d'outils. Ensuite, l'utilisateur fournit les données matérielles pour chaque matériau dans leurs ensembles. Dans les ensembles de matériaux, toutes les informations ; le nom, le modèle de matériau, le type de matériau (drainé/non détruit), la perméabilité, le poids unitaire, la rigidité et la force doivent tous être indiqués avant de continuer.

Lorsque le modèle géométrique est terminé, le modèle ou le maillage des éléments finis peut être généré. Il existe plusieurs options selon la taille ou l'ajustement que l'utilisateur souhaite adapter. Choisir un maillage plus fin est recommandé dans les pièces qui sont intéressantes où la plupart des erreurs peuvent se produire. L'utilisation d'un maillage plus fin nécessite cependant un temps de calcul plus long. Lorsque le maillage est généré, le programme continue d'établir les conditions initiales. Celles-ci couvrent les valeurs initiales pour le stress, la tension et la pression des pores effectifs.

La pression initiale des pores peut être déterminée, dans le cas le plus simple, en dessinant le niveau de l'eau souterraine et en supposant une augmentation de la pression des pores hydrostatiques. Avant de procéder à la partie de calcul, le niveau de contrainte initial du sol est généré en utilisant la procédure K_0 ou le chargement par gravité (Brinkgreve *et al.*, 2006).

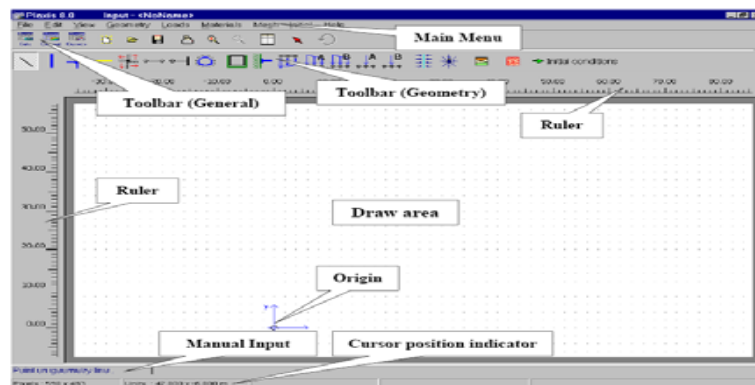


Figure 3.3. Fenêtre principale du programme d'entrée « Input » (Brinkgreve *et al.*, 2006)

3.4.2. Le programme de calcul « Calculation »

Après la définition d'un modèle aux éléments finis, les calculs proprement dits peuvent être effectués. Il est toutefois nécessaire de définir au préalable le type des calculs à réaliser ainsi que les cas de chargement ou les étapes de construction qui seront à appliquer. On opère grâce au programme de calcul « Calculation ».

Le sous-programme de calcul peut être utilisé pour définir les étapes de calcul. Les étapes peuvent être définies dans le même ordre que dans la réalité. Il existe pour l'utilisateur quatre types de calcul différents à choisir ; un calcul plastique, le calcul de la consolidation, un calcul dynamique « Dynamic Calculation » et le calcul « ϕ/C reduction » où le dernier est utile pour calculer les facteurs de sécurité.

Une fois que toutes les étapes ont été définies, le processus de calcul peut commencer en cliquant sur le bouton « Calcul ». Au cours du calcul, une petite fenêtre apparaît et donne des informations sur la progression de chaque phase de calcul.

L'information est continuellement mise à jour et montre une courbe de déplacement de charge, un processus d'itération (points plastiques, erreurs globales, etc.) et le niveau des systèmes de chargement.

3.4.3. Programme de sortie « Out put»

Les principaux résultats d'un calcul d'éléments finis sont les déplacements aux nœuds et les contraintes aux points de contraintes. De plus, lorsqu'un modèle d'éléments finis inclut des éléments de structure, des efforts sont calculés dans ces éléments. L'accès aux résultats est offert dans la fenêtre de sortie « Out put».

Pour un mur de soutènement en sol renforcé l'utilisateur peut afficher le résultat du déplacement, des contraintes, de la pression des terres et des forces des tractions dans les renforcements. Cela peut être répertorié ou visualisé. On peut également considérer la contrainte de cisaillement et le moment de flexion pour les éléments de construction. Un point préétabli peut être étudié dans le programme courbe. Pour une section particulière, où les résultats de cette section sont pertinents, PLAXIS offre un moyen de voir les résultats dans cette section en tenant compte de la section transversale.

Des courbes de déplacement peuvent également être générées pour les points spécifiques qui ont été sélectionnés avant d'exécuter le calcul. Toutes les sorties pertinentes de la simulation peuvent être documentées sous forme de rapport ([Brinkgreve et al., 2006](#)).

3.5. TYPES DE CALCUL DANS PLAXIS

Il existe, comme mentionné précédemment, trois types de calcul à choisir entre PLAXIS ; calcul en plastique, analyse de consolidation et la réduction (ϕ/C).

3.5.1. Calcul en plastique

Un calcul en plastique peut être sélectionné lorsque l'utilisateur s'intéresse à une analyse de déformation élasto-plastique dans laquelle il n'est pas essentiel de prendre en compte l'ampleur des surpressions excédentaires avec le temps. Un calcul en plastique ne prend pas compte des effets de temps. Un calcul en plastique peut également être utilisé avec des sols doux.

3.5.2. Analyse de consolidation

L'analyse de consolidation devrait être utilisée lorsqu'il est intéressant de suivre le développement de pression excessive des pores avec le temps dans les sols doux.

3. 5.3. Analyse de la réduction ϕ/C

La réduction, ϕ/C , est une analyse de sécurité dans PLAXIS qui est souhaitée lorsque la situation dans le problème nécessite un calcul du facteur de sécurité. Une analyse de sécurité peut être effectuée après chaque phase de calcul individuelle, mais il est recommandé d'utiliser une analyse de sécurité à la fin, lorsque toutes les phases de calcul ont été définies.

En particulier, il n'est pas conseillé de commencer le calcul avec une analyse de sécurité comme condition de départ pour une autre phase de calcul, car cela se terminera en cas d'échec (Brinkgreve *et al.*, 2006).

Remarque :

Comme l'analyse de la stabilité des murs de soutènement est liée directement à la détermination des coefficients de sécurité, la méthode « ϕ/C reduction » a été sélectionnée pour ce travail de mémoire.

3.6. PRÉSENTATION DES MODÈLES DE MATÉRIAUX DANS PLAXIS

Le code PLAXIS V8 utilise plusieurs modèles de comportement tels que : le modèle élastique linéaire, modèle de Mohr-Coulomb (M.C), modèle de sol avec écrouissage « *Hardening Soil Model, H.S.M* », modèle pour sols mous « *Soft Soil Model, S.S.M* », modèle pour sols mous avec effet du temps « *Soft Soil Creep Model, S.S.C.M* », le modèle pour les roches fracturées « *Jointed Rock model* », le modèle élasticité isotrope linéaire et le modèle défini par l'utilisateur.

La différence entre ces modèles est la mesure dans laquelle ils présentent le comportement mécanique des sols. La conception de chaque modèle consiste à décrire la relation entre la contrainte et la déformation dans le matériau.

Une brève présentation de chaque modèle est donnée avant d'expliquer plus en détail le modèle utilisé dans le présent travail de mémoire.

3.6.1. Modèle pour les roches fracturées « *Jointed Rock model* »

Le modèle pour les roches fracturées est un modèle en plastique élastique anisotrope qui est particulièrement adapté pour générer des couches de roches impliquant des directions de pannes stratifiées et spécifiques. La plasticité peut se produire dans un maximum de trois plans de cisaillement où chaque plan a ses propres paramètres de résistance, ϕ et C . Si le matériau a des propriétés de rigidité constantes telles que E et ν , la roche intacte sera parfaitement élastique et des propriétés élastiques réduites peuvent être définies pour le sens de la stratification.

3.6.2. Modèle de sol avec écrouissage « *Hardening soil model* »

Le modèle « *Hardening Soil, H.S.M* » est similaire au modèle Mohr Coulomb (M.C), mais il est plus avancé. Quant à M.C, les paramètres d'entrée du modèle H.S.M sont l'angle de frottement, la cohésion et l'angle de dilatation. La différence par rapport au modèle M.C est que le modèle H.S.M utilise trois raideurs d'entrée différentes : la rigidité de chargement triaxial, E_{50} , la rigidité de déchargement triaxial, E_{ur} et la rigidité de chargement oedométrique, E_{oed} .

Pour de nombreux types de sol, on peut supposer que $E_{ur} \approx 3E_{50}$ et $E_{oed} \approx E_{50}$, bien que les sols très doux et très rigides puissent donner d'autres ratios. Une autre différence par rapport au modèle de M.C est que les raideurs du modèle de durcissement du sol augmentent avec la pression. Le modèle H.S.M est adapté à tous les sols, mais ne tient pas compte des effets visqueux tels que le fluage et la relaxation des contraintes (généralement, tous les sols présentent un certain fluage).

3.6.3. Modèle des sols mous « Soft soil model »

Le modèle « *Soft Soil, S.S.M.* » est un modèle du type Cam-Clay qui est utilisé pour calculer la compression primaire de sols d'argile normalement consolidés.

Le modèle H.S.M domine le modèle S.S.M, mais il est toujours conservé, car les utilisateurs plus anciens de PLAXIS pourraient être à l'aise avec ce modèle ([Brinkgreve et al., 2006](#)).

3.6.4. Modèle des sols mous avec fluage « Soft Soil Creep model »

La compression secondaire se produit surtout dans les sols doux tels que les argiles, les limons et la tourbe normalement consolidés, pour qui ce modèle a été spécialement développé à cet effet.

Le modèle « *Soft Soil Creep, S.S.C.M* » n'est pas tellement meilleur que le modèle M.C dans le déchargement des problèmes tels que les tunnels et l'excavation.

3.6.5. Modèle élasticité isotrope linéaire

L'élasticité isotrope linéaire est la relation contrainte-déformation la plus simple disponible dans PLAXIS. Ce modèle classique n'a que deux paramètres d'entrée, le module de Young, E et le ratio de Poisson, ν . Un tel modèle n'est pas appréciable pour expliquer le comportement complexe du sol, mais il est adapté à la modélisation d'éléments structurels massifs et de couches rocheuses.

Le modèle élastique de PLAXIS peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol, il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches.

Ce modèle est adopté pour ce travail de mémoire afin de simuler les éléments structuraux de mur de soutènement, à savoir, les écaillles en béton et les renforcements géosynthétiques.

3.6.6. Modèle Mohr-Coulomb

Le modèle Mohr Coulomb (M.C) est présenté comme un modèle élastique parfaitement plastique ([Brinkgreve et al., 2006](#)). Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol.

En expliquant cela, une fonction de rendement est introduite. La fonction de rendement, f , s'explique en fonction de la déformation et de la contrainte et est présentée comme une surface dans un espace de contrainte. La fonction de rendement est la limite entre le comportement élastique et plastique.

Un modèle parfaitement plastique est un modèle qui a une surface de rendement fixe. En outre, les points de contrainte qui peuvent être trouvés à l'intérieur de la surface de rendement ont un comportement élastique et toutes les déformations sont réversibles.

La condition de rendement de M.C se compose de six fonctions de rendement. L'angle de frottement (ϕ) et la cohésion (C) apparaissent dans les six fonctions de rendement et forment ensemble un cône hexagonal dans l'espace de contrainte ([Figure 3.4](#)).

En plus des six fonctions de rendement, il existe également six fonctions de potentiel plastique définies pour le modèle M.C. Les fonctions de potentiel plastique contiennent un troisième paramètre de plasticité, l'angle de dilatation (ψ).

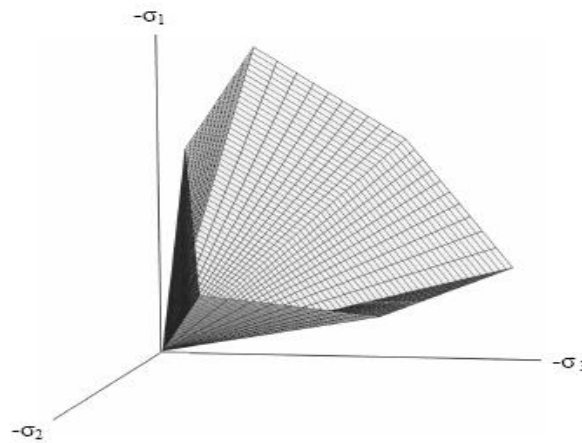


Figure 3.4. Les fonctions de rendement de Mohr-Coulomb formant un cône hexagonal (Brinkgreve et al., 2006)

Dans la littérature géotechnique, on mentionne également un critère de rupture de Mohr Coulomb en deux dimensions (Murthy, 2003) (Figure 3.5). Lorsque le cercle de Mohr touche le plan de rupture, l'état de ruine est atteint.

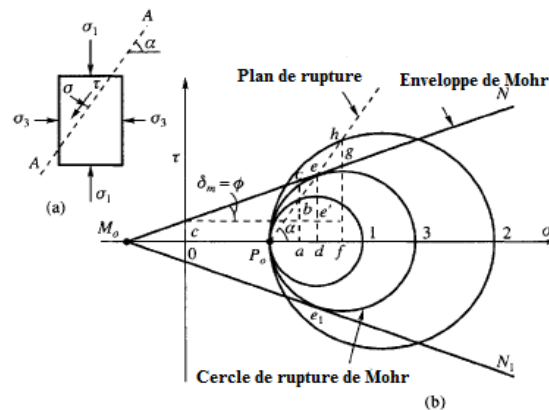


Figure 3.5. Le critère de rupture de Mohr-Coulomb en deux dimensions (Murthy, 2003)

Il est possible d'inclure la quantité de la contrainte à la traction qui peut s'établir dans certains problèmes pratiques. Le sol n'a généralement que de très faibles résistances à la traction et, de ce fait, PLAXIS par défaut est choisi avec une résistance à la traction de zéro dans le modèle de M.C. Étant donné que la contrainte de traction peut augmenter avec la cohésion, ce comportement peut être inclus dans le modèle en sélectionnant le paramètre "coupure de tension" « *tension cut-off* » (Brinkgreve et al., 2006).

Comme déjà mentionné précédemment, le modèle M.C nécessite cinq paramètres : le module de Young (E), le coefficient de Poisson (ν), l'angle de frottement (ϕ), la cohésion (C) et l'angle de dilatation (ψ) (Figure 3.6). Ces paramètres peuvent être obtenus à partir des tests de base des échantillons de sol.

Il est conseillé d'utiliser le modèle M.C, cela parce que d'autres modèles avancés ont besoin de nouvelles données sur le sol que le modèle M.C (Brinkgreve *et al.*, 2006).

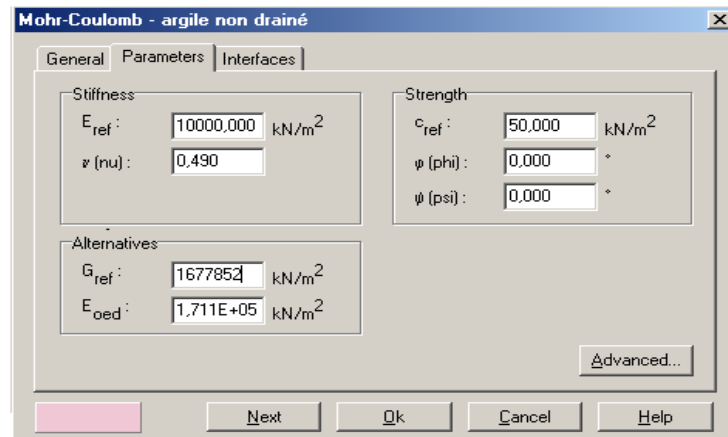


Figure 3.6. Exemple d'entrée des paramètres de sol dans le modèle M.C. (Djabri, 2017)

a) Le module de Young

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de rigidité basique utilisé dans PLAXIS est le module de Young (E). Étant donné que de nombreux matériaux géotechniques ont un comportement non-linéaire, il faut accorder une attention particulière au paramètre de rigidité lors d'un calcul. Le modèle M.C utilise un paramètre de rigidité constante dans le calcul complet.

En plus du module d'Young, PLAXIS permet la définition d'autres modules de raideur, tels que le module de cisaillement, G , et le module oedométrique, E_{oed} .

Ces modules sont en relation avec le module d'Young selon la loi de l'élasticité isotrope de Hooke, ce qui implique l'utilisation du coefficient de Poisson ν :

$$G = \frac{E}{2(1-\nu)} \quad (3.3)$$

$$E_{oed} = \frac{(1-\nu)}{(1-2\nu) \cdot (1+\nu)} \quad (3.4)$$

Lorsque l'utilisateur définit un de ces autres paramètres, PLAXIS retient la valeur du coefficient de Poisson et calcule le module d'Young correspondant.

b) L'angle de frottement

Le code PLAXIS ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement de pic soit l'angle de frottement de palier.

L'angle de frottement ϕ est entré en degrés. Des angles de frottement élevés, obtenus parfois pour des sables denses, augmenteront de manière substantielle la difficulté numérique des calculs plastiques.

Le temps de calcul varie exponentiellement avec l'angle de frottement. Par conséquent, les angles de frottement élevés doivent être évités lors des calculs préliminaires pour un projet.

Le temps de calcul deviendra important si des angles de frottement supérieurs à 35° sont utilisés.

c) Le coefficient de Poisson

Des essais triaxiaux standards drainés peuvent montrer une diminution significative de volume au tout début du chargement et révéler ainsi une faible valeur du coefficient de Poisson (ν_0).

Dans certains cas, comme des problèmes de déchargement particuliers, il peut être réaliste d'employer une valeur initiale aussi faible, mais en général, pour le modèle M.C, l'utilisation d'une valeur plus élevée est recommandée.

Le choix d'une valeur pour le coefficient de Poisson est particulièrement simple dans le cas du modèle élastique ou du modèle M.C avec un chargement gravitaire (accroissement de « $\Sigma Mweight$ » de 0 à 1 au cours du calcul plastique).

Dans ces types de chargement, le coefficient de Poisson (ν) est évalué en faisant correspondre $K_0 = \sigma_h / \sigma_v = \nu / (1 - \nu)$. Pour les conditions de chargement ν peut aller de 0.3 à 0.4.

Pour les conditions de déchargement, il faut utiliser des valeurs comprises entre 0.15 et 0.25 (Brinkgreve *et al.*, 2006).

d) La cohésion

La cohésion a la dimension d'une contrainte. PLAXIS peut manipuler des sables sans cohésion, mais certaines options ne fonctionneront pas bien.

Pour les sables sans cohésion ($C=0$), la cohésion (C) devrait avoir de petites valeurs ($C < 0.2 \text{ kN/m}^2$) pour éviter les complications.

e) L'angle de dilatance

Le dernier paramètre est l'angle de dilatance noté ψ ; c'est le paramètre le moins courant.

Pour les couches de sable, la dilatation dépend à la fois de l'angle de frottement et de la densité ($\psi \approx \phi - 30^\circ$), il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$$\begin{aligned} \psi &= \phi - 40^\circ \text{ pour } \phi > 40^\circ \\ \psi &= 0^\circ \text{ pour } \phi < 40^\circ \end{aligned} \quad (3.5)$$

Les cas où $\psi < 0$ correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique).

La valeur $\psi = 0$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles fortement sur-consolidées ou pour les sables de densité faible ou moyenne sous contraintes assez fortes. Dans la présente étude, l'angle ψ est nul.

3.7. PROCÉDURE DE SIMULATION NUMÉRIQUE DES ÉLÉMENTS DE MUR EN SOL RENFORCÉ

3.7.1. Les géosynthétiques

Les géosynthétiques sont des éléments élancés possédant une rigidité normale, mais aucune rigidité de flexion. Les géosynthétiques ne peuvent résister qu'à des efforts de traction et non à des efforts de compression.

Dans le code PLAXIS, les nappes géosynthétique sont modélisées par un élément de structure appelé « *Geogrid* ». Cet élément est régi par un comportement parfaitement élastique sans aucune limitation de la tension interne, l'élément est seulement caractérisé par sa rigidité axiale EA , c'est-à-dire le module de rigidité J du géosynthétique.

Des essais de traction sur bandes libres permettent de caractériser ce matériau et de définir la loi de traction (Figure 3.7).

L'aire est calculée comme aire équivalente par largeur d'unité du parement, et le module d'élasticité est égal au module de traction du géosynthétique (kN/m) (Djabri, 2017).

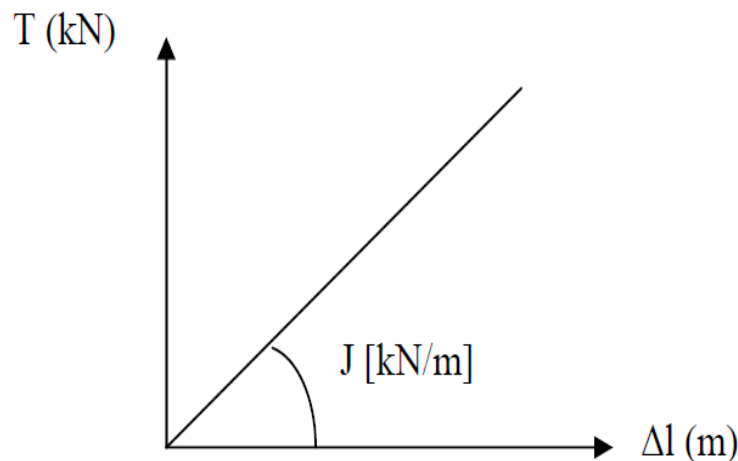


Figure 3.7. Comportement simplifié d'un renforcement géosynthétique (Djabri, 2017)

3.7.2. Les interfaces

Les interfaces sont utilisées pour évaluer l'interaction entre la structure et le sol. Les interfaces sont composées d'éléments « *Interface* ». Ceux-ci sont définis avec un facteur de réduction de la force R_{inter} qui modélise la rugosité de l'interaction.

L'interface est en général plus faible et plus souple que la couche de sol associée, c'est pourquoi le facteur de réduction de la force est inférieur à 1.0. Par conséquent, une interface rigide est affectée de la valeur 1.0 signifie que la paroi arrière de mur se déplace avec le sol.

Une interface plus lisse ayant une valeur supérieure à 0.0 signifie que le sol et le mur arrière se déplacent plus indépendamment l'un de l'autre.

Un faible coefficient d'interface d'environ 0.1-0.2 pour une interface faible est recommandé par PLAXIS (Brinkgreve *et al.*, 2006) en se référant à l'expérience.

Les éléments d'interface sont connectés aux éléments du sol. Si les éléments de sol à 6 nœuds sont utilisés, les éléments d'interface qui y correspondent sont définis par trois paires de nœuds. Pour les éléments de sols à 15 nœuds, les éléments d'interface sont définis par cinq paires de nœuds où ils sont montrés avec une épaisseur finie (Figure 3.8). Mais dans la formulation des éléments finis, les coordonnées de chaque paire de nœuds sont identiques, ce qui signifie que les éléments ont une épaisseur nulle.

Chaque interface à une "épaisseur virtuelle" qui lui est assignée ; c'est une dimension imaginaire utilisée pour obtenir les propriétés du matériau de l'interface.

Cette épaisseur virtuelle est définie comme le produit du facteur d'épaisseur virtuelle « *Virtual thickness factor* » par la taille moyenne de l'élément. La taille moyenne de l'élément est déterminée par le réglage de la précision du maillage. La valeur par défaut de « *Virtual thickness factor* » est de 0.1.

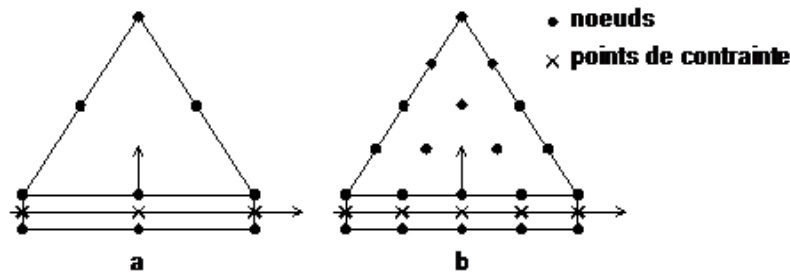


Figure 3.8. Distribution des nœuds et des points de contrainte dans les éléments d'interface et jonction avec les éléments du sol (Brinkgreve et al., 2006)

Les caractéristiques de résistance de l'interface sont liées aux propriétés de résistance de la couche de sol. Chaque jeu de données inclut un facteur de réduction de la résistance pour les interfaces (R_{inter}). Les caractéristiques de l'interface sont calculées à partir des propriétés du sol associé et du facteur de réduction de la résistance, en suivant les règles suivantes :

$$\begin{cases} C_i = R_{inter} \cdot C_{sol} \\ \tan \phi_i = R_{inter} \cdot \tan \phi_s \end{cases} \quad (3.6)$$

Avec : $0.01 \leq R_{inter} \leq 1$

Si la résistance d'interface est régie par l'option « *Manual* », la valeur de R_{inter} peut être entrée manuellement. En l'absence d'informations plus détaillées, il est classique de prendre un R_{inter} d'environ 2/3 (Brinkgreve et al., 2006). Cette valeur est maintenue dans cette mémoire afin de modéliser les interfaces géosynthétiques/sol et béton/sol.

3.7.3. Les panneaux de revêtement

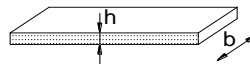
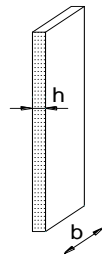
Afin de modéliser les panneaux de revêtement sur PLAXIS, nous utilisons ce que le programme appelle des « *Plats* » (poutres).

Les éléments « *Plats* » sont les objets structuraux utilisés pour modéliser les structures minces dans la terre possédant une rigidité à la flexion significative et une rigidité normale. Donc, les données demandées par le logiciel pour la modélisation des poutres sont les suivantes :

- la valeur EA égale au produit de la section de poutre ($b \cdot h$ dans le cas d'une section rectangulaire) et du module d'élasticité du matériau constitutif de la poutre,
- la valeur EI égale au produit du second moment d'inertie ($bh^3/12$ dans le cas d'une section rectangulaire) et du module d'élasticité du matériau constitutif de la poutre.

À partir de ces deux paramètres, l'épaisseur équivalente de la plaque est calculée à partir de la relation :

$$d_{eq} = \sqrt{12 \frac{EI}{EA}}$$



$b=1$ m en déformations planes
 $b=1$ m les modèles axisymétriques

- la valeur w (poids surfacique) égale au produit du poids volumique γ et de la hauteur équivalente de la poutre : $w = (\gamma_{\text{béton}} - \gamma_{\text{sol}}) \times d_{\text{réel}}$

3.7.4. Points de jonction entre les panneaux

Afin d'empêcher le contact direct et les dommages possibles des panneaux de revêtement de béton qui s'appuient les uns sur les autres, les éléments joints habituellement appelés plots sont installés entre eux. Les plots sont modélisés comme une articulation et un raccordement de poutre qui tient compte d'une rotation discontinue au point de raccordement (joint). Ceci signifie que les extrémités de poutre peuvent tourner librement les unes sur les autres. Cependant, cette option ne reflète pas la compressibilité qui se développe entre les panneaux due à la présence des caoutchoucs. Pour créer une articulation, l'option « *Hinges and rotation spring* » peut être sélectionnée. Lorsque cette option est choisie, la fenêtre des articulations « *Hinges and rotation spring* » apparaît, présentant une vue détaillée de la liaison avec toutes les poutres qui y aboutissent (Figure 3.9). Pour chaque extrémité de poutre, on indique si la liaison est une articulation ou un encastrement (Djabri, 2017).

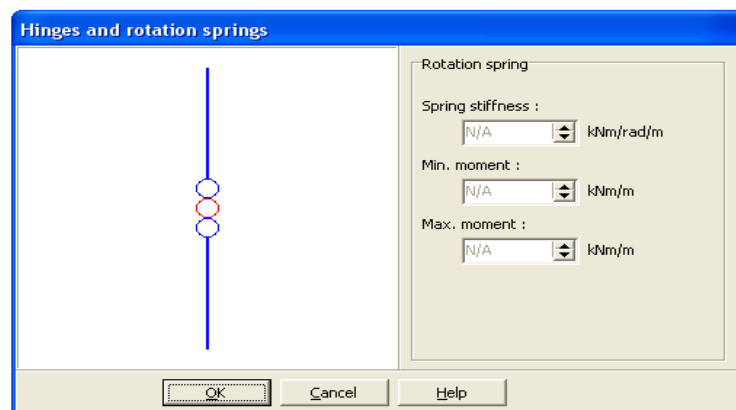


Figure 3.9. Exemple de point de jonction dans la fenêtre « *Hinges and rotation springs* » (Djabri, 2017)

3.7.5. Longrine de mise à niveau

La longrine de mise à niveau est typiquement en béton non-armé et son but est de servir de guide à la construction de panneaux de revêtement.

Dans cette mémoire, la longrine n'est pas simulée dans le processus de construction des murs de soutènement en sol renforcé.

3.7.6. Le maillage

Le maillage de la géométrie sous PLAXIS a été pensé afin de satisfaire aux conditions de précision des calculs et de vitesse optimale de résolution. Dans nos actuelles études, le maillage a été densifié dans la zone renforcée (zone la plus sollicitée et déformée) et élargi progressivement vers le sol maintenu.

3.7.7. Les conditions aux limites

En sélectionnant les blocages standards « *Standard fixities* » depuis le menu des charges « *Loads* » ou en cliquant sur le bouton correspondant dans la barre d'outils, PLAXIS impose automatiquement un réglage standard des conditions aux limites générales du modèle géométrique.

Ces conditions aux limites sont générées suivant les règles suivantes :

- les lignes géométriques verticales pour lesquelles l'abscisse x est égale à la plus petite et à la plus grande des abscisses x du modèle, sont bloquées horizontalement ($U_x = 0$) ;
- les lignes géométriques pour lesquelles l'ordonnée y est égale à la plus petite ordonnée du modèle sont entièrement bloquées ($U_x = U_y = 0$). Les conditions imposées aux limites pour cette étude sont des conditions en déplacement « *Standard fixities* », les nœuds situés sur la limite horizontale inférieure sont bloqués.

Les blocages standards peuvent être utilisés comme une option d'entrée pratique et rapide pour beaucoup d'applications.

3.7.8. Phasage des calculs

L'administration américaine des routes et autoroutes fédérales FHWA 2009 a recommandé une méthodologie de modélisation pour le mur en sol renforcé qui a été adoptée dans nos analyses (FHWA, 2009). Le modèle numérique doit être actualisé en ajoutant le sol et la couche renforcée jusqu'aux étapes finales, qui représentent l'ordre réel de construction du mur classique. De ce fait, l'ordre de modélisation comprend les étapes suivantes :

Étape 1 : modélisation de base (l'équilibre sous poids propres est réalisé-initialisation des contraintes).

Étape 2 : installation d'un panneau de revêtement ;

Étape 3 : le placement d'une couche de sol renforcé et remblai arrière (l'équilibre sous poids propres est réalisé) ;

Étape 4 : appliquer les contraintes de compactage ;

Étape 5 : enlever la charge de compactage et installation d'une première couche du renforcement.

Étape 6 : installation de panneau suivant de revêtement sur le panneau initial, et répéter l'étape 3 pour présenter 5 jusqu'à atteindre le panneau supérieur.

Remarque :

Dans notre étude, l'effet de compactage n'est pas inclus.

3.8. CONCLUSION

La méthode des éléments finis est largement adoptée pour les calculs en géotechnique. Vu les difficultés rencontrées lors du calcul matriciel, cela a motivé les ingénieurs de spécialité à développer plusieurs codes numériques intégrant cette méthode, parmi lesquels le code PLAXIS.

- Avec son interface Windows, le code PLAXIS V.8 est un logiciel facile à utiliser. Il permet l'analyse des problèmes géotechniques en 2D où la barre d'outils contient des icônes pour les actions relatives à la création du modèle géométrique.
- Il est caractérisé par la fonction « Standard Construction » qui permet de simuler le phasage de construction. En faveur à la fonction « Loading Input », il est possible de changer la géométrie, le chargement, les couches de sol et les éléments de structure.
- PLAXIS nous permet aussi de lire les résultats numériques nécessaires pour le dimensionnement des murs de soutènement en sols renforcés notamment les tractions maximales dans les renforcements.

Pour les ouvrages de soutènement à géométrie simple, la méthode de l'équilibre limite est applicable. Cependant, cette méthode est insuffisante pour analyser le comportement des murs de soutènement en sol renforcé à double parement vu l'interaction entre les deux murs opposés.

Pour toutes ces raisons que nous avons opté pour le code PLAXIS pour étudier la stabilité des remblais d'accès d'approche de pont couramment construits avec des murs de soutènement à double parement sous conditions statiques (poids propre de l'ouvrage).

Chapitre 4 :

ANALYSE NUMÉRIQUE DE LA STABILITÉ INTERNE DES MURS DE SOUTÈNEMENT EN SOL RENFORCÉ

4.1. INTRODUCTION

Les méthodes de conception de base décrites précédemment (voir chapitre 2) considèrent que les murs de soutènement en sol renforcé sont des structures à géométries simples. Bien que la plupart de ces types d'ouvrages appartiennent à cette catégorie, les structures avec des géométries plus complexes nécessitent une considération pendant le processus de sélection. Par exemple, les culées de pont les parois superposées, les murs avec des renforcements inégaux et les murs à double parement couramment utilisés pour les remblais d'accès de pont (voir chapitre 2). Pour ces derniers, il est toujours difficile de séparer la stabilité interne de la stabilité externe. Pour cette raison, une analyse de la stabilité globale est généralement requise pour ce type de structure dont la meilleure méthode est d'utiliser une analyse numérique de la stabilité globale.

En plus, l'utilisation du géotextile dans les murs de soutènement en sol renforcé a commencé après l'effet bénéfique du renforcement avec ce produit synthétique dans les remblais d'accès des autoroutes sur les faibles couches. Les principales raisons d'une utilisation aussi populaire de ce type de structures en géosynthétiques sont qu'elles offrent une alternative économique efficace par rapport aux structures gravitaires traditionnelles pour la plupart des murs de différentes hauteurs et applications. Dans ces contextes, une application numérique a été effectuée dont l'objectif étant d'étudier la stabilité interne des remblais d'accès de pont conçus avec des murs de soutènement en sol renforcé par des géosynthétiques sous l'effet de leurs poids propres. On s'intéresse principalement à l'effet de la réduction de la distance entre les murs opposés du remblai et la variation de l'angle de frottement interne du remblai renforcé.

4.2. PRÉSENTATION DE L'ÉTUDE DE LA STABILITÉ INTERNE DES MURS DE SOUTÈNEMENT À DOUBLE PAREMENT

Vu que l'analyse des remblais d'accès de pont construits avec des murs à double parement est légèrement traitée, cette recherche est focalisée sur le comportement de telles structures en effectuant des analyses numériques en éléments finis (le code PLAXIS 2D V 8). La méthode des éléments finis est apparue comme un outil efficace pour analyser différentes structures géotechniques complexes, en particulier pour les études paramétriques.

L'objectif est d'avoir une bonne compréhension du comportement des remblais d'accès de pont construits avec des murs de soutènement à double parement renforcés par les géosynthétiques (géotextiles) sous les actions statiques (poids propre seulement). Cette application élançée dans ce mémoire démontre la réponse de ce type de structure sous l'effet de leurs poids propres. L'intérêt est l'évaluation de l'influence de la distance D entre les deux murs et l'angle de frottement interne du remblai renforcé sur la stabilité interne de l'ouvrage.

4.2.1. Géométrie du mur à double parement (modèle de base)

Dans notre modèle de base, le remblai d'accès d'approche de pont a été construit avec deux murs de même hauteur, $H_1=H_2=H=6$ m, la largeur du remblai est $W=12$ m correspondant à un rapport $W/H=2$. La longueur de renforcement est égale à $L=4.2$ m (soit $0.7H$) typiquement aux guides FHWA 2009 (FHWA, 2009). Pour investir l'effet de la distance entre les murs, la largeur de remblais est variée de 18 m à 8.4 m qui correspond à des rapports $W/H=3$ et $W/H=1.4$, respectivement (Figure 4.1). Cette géométrie est similaire à celle adoptée lors d'une analyse de comportement d'un remblai d'accès par le logiciel en différences finies FLAC (Han et Leshchinsky, 2010).

Pour $W=12$ m et $L=4.2$ m, la distance entre les deux murs est $D=3.6$ m. Cette distance est légèrement supérieure à $D_i=H \tan(45^\circ - \phi/2) \approx 0.5H=3$ m (Pour $\phi=34^\circ$) où la conception d'un mur de soutènement simple à un seul parement peut être adoptée (FHWA, 2009).

Dans la présente étude, on a proposé des caractéristiques qui sont proches de la pratique des murs en sols renforcés par des géosynthétiques et les parements en écailles de béton. Ce sont des caractéristiques déjà utilisées dans des études antérieures (Guler et al., 2012).

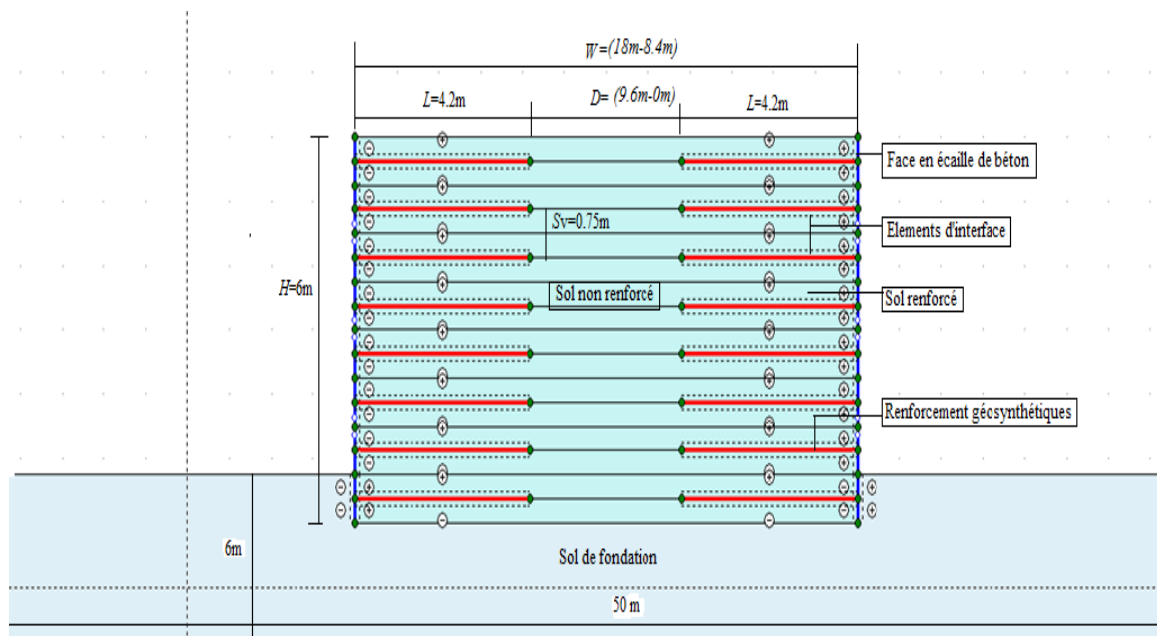


Figure 4.1. Modèle de l'ouvrage avec PLAXIS

4.2.2. Propriétés des sols

Le sol est divisé en trois zones, deux zones identiques composant le mur de soutènement (la zone de sol renforcé et la zone de remblai non renforcé), la troisième est celle de la fondation.

Le modèle de comportement de sol est le modèle élastique de Mohr-Coulomb. C'est un modèle largement adopté pour la simulation des sols renforcés dans l'analyse des murs de soutènement. Ces cinq paramètres à savoir, les paramètres de cisaillement (l'angle de frottement et la cohésion), les paramètres d'élasticité (le module d'élasticité et le coefficient de Poisson) et l'angle de dilatance sont intensivement donnés par les études antérieures.

Les propriétés du sol renforcé sont choisies pour simuler un sol granulaire défini par les guides FHWA 2009 (FHWA, 2009). Ces paramètres ont été aussi utilisés par plusieurs auteurs (Guler *et al.*, 2012 ; Jonathan *et al.*, 2013).

Pour le sol renforcé, l'angle de frottement interne est varié de 34° à 25° pour cerner une large gamme des remblais granulaires. Tandis que les dimensions et les propriétés du sol de fondation sont choisies pour simuler une fondation parfaitement rigide. Les données des sols affectées dans le logiciel PLAXIS sont mentionnées (Tableau 4.1).

Tableau 4.1. Paramètres de données du sol (Guler *et al.*, 2012)

| Les paramètres de sol | Sol de fondation Mohr-Coulomb | Sol renforcé et non renforcé Mohr-Coulomb |
|---|----------------------------------|--|
| Poids volumique (γ_{dry}) [kN/m ³] | 22 | 18 |
| Module d'élasticité (E) [kN/m ²] | 200 000 | 30 000 |
| Coefficient de Poisson (ν) | 0.1 | 0.3 |
| Angle de frottement (ϕ) [°] | 30 | 25-34 |
| La cohésion (C) [kN/m ²] | 100 | 5 |
| Angle de dilatance angle (ψ) [°] | 0 | 0 |

4.2.3. Le parement

Chaque parement de mur est construit avec quatre écaïlles pour réaliser un mur de 6 m de hauteur. Les écaïlles de béton ayant une section droite de 1.50 m de côté, d'épaisseur 0.15 m et de poids volumique $\rho=2\ 400\text{ kg/m}^3$. Les paramètres essentiels pour les écaïlles sont tirés d'une étude précédente (Guler *et al.*, 2012) (Tableau 4.2).

D'autre part, les écaïlles sont modélisées par des poutres reliées verticalement par des rotules afin de reproduire la flexibilité d'un mur réel. De plus, dans la structure réelle, les plots, des joints élastomères, sont insérés entre les panneaux afin d'assurer le bon espacement, ils empêchent les panneaux d'avoir des points de contact et évitent l'effritement du béton.

Ce joint élastomère est pris en compte dans la modélisation numérique par certains chercheurs comme des charnières simple. La compressibilité qui se développe entre les panneaux en raison de la présence de plots est négligée.

Tableau 4.2. Caractéristiques du parement de mur (Guler *et al.*, 2012)

| Modèle | Rigidité axiale (EA) | Rigidité flexionnelle (EI) | Poids volumique (γ_c) | Poids du panneau (w_c) | Coefficient de Poisson (ν) |
|--------------------|--------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|---------------------------------|--|
| élastique linéaire | 4.220 [kN/m] | 2.250 [kN/m ² /m] | 24 [kN/m ³] | 3.750 [kN/m ² /m] | 0.2 |

4.2.4. Les renforcements

Dans les murs réels, les armatures géosynthétiques sont mises en place en paire de bandes de 50 mm de large (2*50). Les renforcements simulés dans notre calcul correspondent aux bandes géotextiles dont les caractéristiques sont répertoriées (Tableau 4.3). Ces renforcements sont placés en 8 lits espacés verticalement de 0.75 m.

Dans le modèle numérique, ces bandes sont simplifiées et considérées comme des bandes continues dont la rigidité axiale est calculée comme la rigidité équivalente sur une largeur de calcul.

Chaque écaille de largeur 1.5 m est considérée comme largeur de calcul ; deux bandes sont mises en place pour chaque panneau, la rigidité équivalente vaut :

$$E*A=(5\times 103) \times (100\times 3) \times 2/(1.5\times 1\ 000)=2\ 000\text{ kN/m.}$$

Dans le code PLAXIS, un seul paramètre à saisir, la rigidité axiale, $EA=2\ 000\text{kN/m}$. Une valeur correspond à celle des tissus fabriqués et les Geotex double bande (Jonahan *et al.*, 2013).

Tableau 4.3. Caractéristiques des renforcements géosynthétiques (Djabri, 2013)

| Géosynthétiques (Modèle élastique linéaire) | Valeurs |
|---|----------------|
| Module élastique (E) [Mpa] | 5×10^3 |
| Largeur [m] | 0.1 |
| Épaisseur [mm] | 3 |
| Résistance à la traction [kN] | 100 |
| Résistance à la compression [kN] | 0.0 |
| Déformation avant la rupture [%] | 12 |
| Rigidité axiale (EA) [kN/m] | 2 000 |

4.2.5. Longrines de niveau

Les longrines de niveau sont généralement modélisées par des poutres de 40 cm de largeur encastrées à 20 cm dans le sol de fondation. Leurs caractéristiques sont les mêmes pour le parement en écailles de béton. Dans la présente étude, la longrine de mise à niveau n'est pas prévue comme appui structural de base, et les murs sont directement encastrés dans le sol de la fondation rigide.

4.2.6. Les interfaces

La résistance au cisaillement à l'interface sol/structure est un paramètre essentiel pour l'analyse de la stabilité des murs de soutènement en sol renforcé.

La modélisation des interfaces était toujours un défi lors de la simulation numérique (Kiliakin *et al.*, 1992). Les interfaces géosynthétiques ont été préalablement étudiées (Par exemples : (Hebeler *et al.*, 2005 ; Bergado *et al.*, 2006 ; Pitanga *et al.*, 2009)).

Dans la présente étude, les interfaces parement/sol renforcé sont placées sur un seul coté, pour les renforcements/sol le sont sur les deux parties (les parties supérieures et inférieures des géosynthétiques).

Dans l'absence des données sur les paramètres de réduction de la résistance au cisaillement, R_{int} , il est pris égal à 2/3 pour le frottement et la cohésion (Brinkgreve *et al.*, 2006).

4.2.7. Validation de l'étude

Deux paramètres importants est sont sélectionnés pour l'étude de comportement du remblai d'accès de pont. Le premier paramètre est la distance clé, D , entre les deux parements opposés (le rapport W/H). En plus du modèle de base $W/H=2$ ($D=3.6$ m), deux autres modèles sont sélectionnés pour l'étude paramétrique, $W/H=1.4$ ($D=0$ m) et $W/H=3$ ($D=9.6$ m). Ces modèles ayant un angle de frottement interne constant qui vaut 34° .

Le deuxième paramètre est l'angle de frottement interne ou deux valeurs (34° et 25°) de ce paramètre de cisaillement ont été choisis pour le modèle de référence $W/H=2$.

Pour valider les résultats numériques, les forces des tractions maximales dans les renforcements sont confrontées avec les résultats analytiques de la norme française basée sur la théorie de Meyerhof (NF P94-270, 2009). Les lignes des tractions maximales sont jaugées avec les lignes pratiques de la norme française NF P94-270 et le guide américain FHWA 2009 (FHWA, 2009).

4.3. RÉSULTATS DE L'ÉTUDE

4.3.1. Effets de la distance entre les parements du mur

a) Distribution de la traction maximale avec la hauteur

La distribution des forces de tractions maximales dans les renforcements le long de la hauteur du mur obtenue numériquement est linéaire pour tous les cas étudiés (Figure 4.2). Cela est conforme au calcul analytique classique de Meyerhof selon les normes NF P94-270 effectué par un programme EXCEL (Tableau 4.5).

Tableau 4.4. Extrait de tableau de calcul des tractions maximales ($\phi=34^\circ$)

| | Lit | $\beta(\text{inclin})(^\circ)$ | $\phi(\text{sol renf})(^\circ)$ | $K_a(\text{Rankine})$ | $\gamma(\text{Sol renforcé})(\text{K}/\text{m}^3)$ | $Z_0(\text{m})$ | $Z=H(\text{m})$ | $\sigma_v(\text{Meyerhof})=\text{Tot}W/L \cdot z_e$ | $K^* \sigma_v$ | SV | SH | TMAX NFP |
|-----------------|---------|--------------------------------|---------------------------------|-----------------------|--|-----------------|-----------------|---|----------------|------|----|----------|
| $\phi=34^\circ$ | Lit N°1 | 0 | 34 | 0,283 | 18 | 5,625 | 6 | 121,85 | 35,74 | 0,75 | 1 | 26,80 |
| | Lit N°2 | 0 | 34 | 0,283 | 18 | 4,875 | 6 | 100,51 | 31,61 | 0,75 | 1 | 23,71 |
| | Lit N°3 | 0 | 34 | 0,283 | 18 | 4,125 | 6 | 81,67 | 27,42 | 0,75 | 1 | 20,57 |
| | Lit N°4 | 0 | 34 | 0,283 | 18 | 3,375 | 6 | 64,69 | 23,09 | 0,75 | 1 | 17,32 |
| | Lit N°5 | 0 | 34 | 0,283 | 18 | 2,625 | 6 | 49,06 | 18,55 | 0,75 | 1 | 13,91 |
| | Lit N°6 | 0 | 34 | 0,283 | 18 | 1,875 | 6 | 34,40 | 13,74 | 0,75 | 1 | 10,30 |
| | Lit N°7 | 0 | 34 | 0,283 | 18 | 1,125 | 6 | 20,39 | 8,57 | 0,75 | 1 | 6,43 |
| | Lit N°8 | 0 | 34 | 0,283 | 18 | 0,375 | 6 | 6,76 | 2,98 | 0,75 | 1 | 2,24 |

Il est évident que la géométrie du mur n'a aucune influence sur la distribution des forces de traction (Figure 4.2). Aussi, ce résultat concorde bien avec des résultats numériques précédents données par le code PLAXIS (Guler et al., 2012).

Par contre, une répartition trapézoïdale a été trouvée dans une étude antérieure lors de l'évaluation la traction maximale dans les renforcements (Han et Leshchinsky, 2010) (voir chapitre 2). Il faut noter que la différence entre le calcul numérique et analytique dans le lit

inférieur (lit 1) est attribuée à l'effet de l'encastrement du mur négligé par les méthodes analytiques.

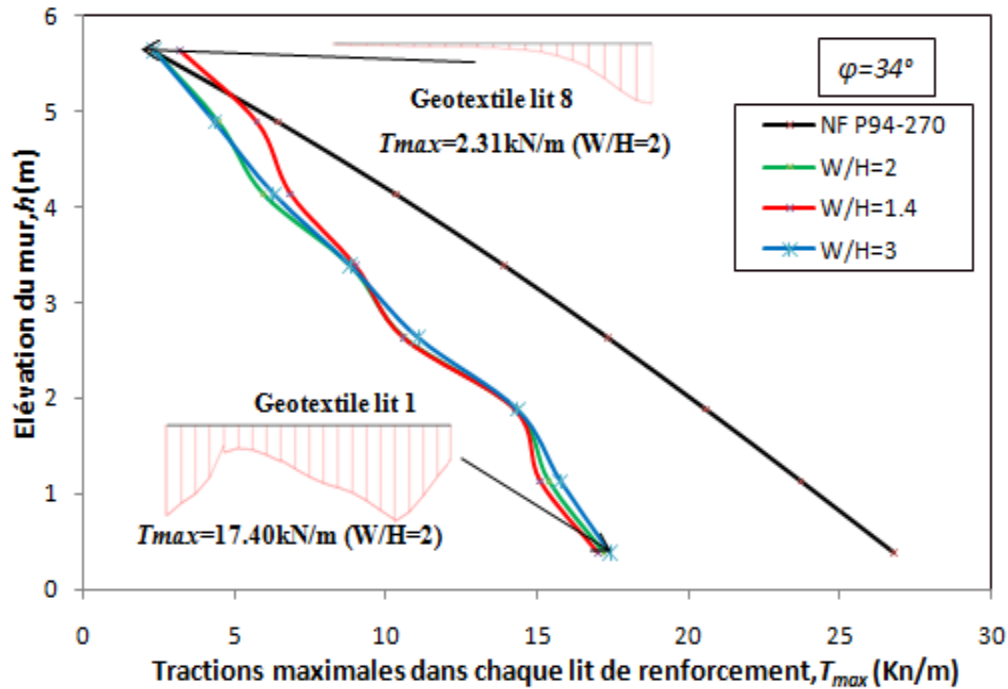


Figure 4.2. Distribution des tractions maximales dans chaque lit de renforcement

Le calcul numérique montre un effet minime de la réduction de la distance entre les murs sur la force de traction maximale requise aux renforcements surtout dans les lits supérieurs (Figure 4.2). Ce résultat se concorde bien avec le calcul analytique (NF P94-270, 2009) que nous avons élaboré par un petit programme en EXCEL. Effectivement, la norme française basée sur l'approche d'un mur de soutènement avec un seul parement ne tient pas compte de la géométrie du sol retenu derrière la zone renforcé pour le dimensionnement de la stabilité interne. Par conséquent, il est prudent d'ignorer l'influence de la géométrie sur la tension maximale dans l'analyse de la stabilité interne des murs de remblais d'accès de pont.

b) Traction maximale dans les renforcements

Les résultats numériques en éléments finis montrent clairement qu'une diminution du rapport W/H de 3 à 2 réduit légèrement la force de la traction maximale requise du renfort (Figure 4.2). Ce résultat implique que les deux murs de remblai interagissent encore en variant le rapport W/H dans cet intervalle.

Alors, l'analyse faite par la MEF sans tenir compte de l'interaction des murs opposés permettra de concevoir, d'une manière conservatrice, les remblais d'accès de pont. La différence de résistance à la traction maximale dans les renforcements avec et sans considération de l'interaction est de 6%. Les résistances à la traction maximale requise peuvent être utilisées pour le choix de type de renforcement pour ce type d'ouvrage.

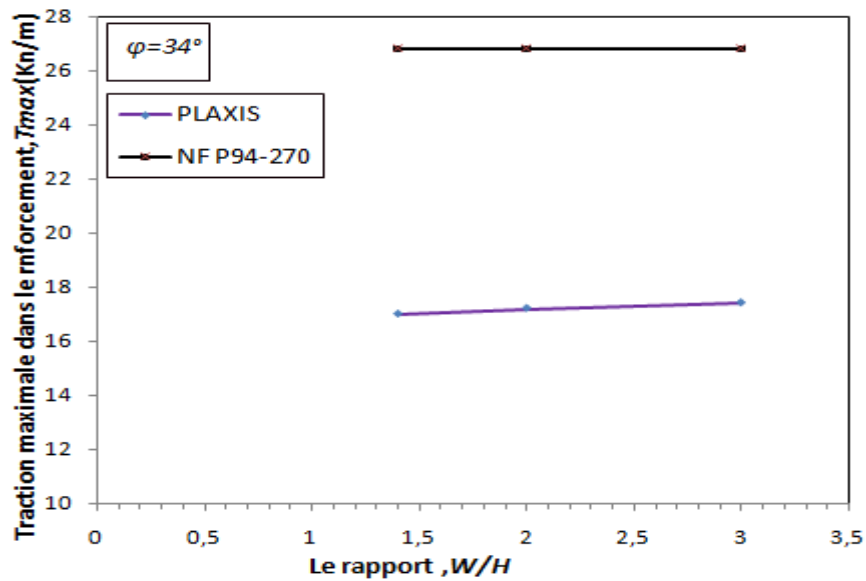


Figure 4.3. Variation des tractions maximales requises aux renforcements (Lit 1)

On distingue aussi que la norme NF P94-270 est plus sécuritaire que le résultat numérique (Figure 4.3). Par exemple, pour $W/H=2$, la majoration de résultat entre le calcul analytique et le résultat numérique dans le lit 1, $(T_{maxNFP} - T_{maxPlaxis} / T_{maxNFP})$, est d'environ 35%.

Effectivement, la norme française basée sur l'approche d'un mur de soutènement avec un seul parement ne tient pas compte de la géométrie du sol retenu derrière la zone renforcé pour le dimensionnement de la stabilité interne. Par conséquent, il est prudent d'ignorer l'influence de la géométrie sur la tension maximale dans l'analyse de la stabilité interne des murs de remblais d'accès de pont.

c) Lignes des tractions maximales

La ligne des tractions maximales (distance de la tension maximale dans les renforts à partir de la paroi, d) obtenue sous le poids propre de remblais d'accès est présentée (Figure 4.4).

On conclut que la distance entre les murs de soutènement renforcés n'a aucune influence sur les lignes de traction maximale obtenues numériquement. Encore, ces lignes ont été jugées plus proches de celles des normes NF P94-270 que de ceux des guides FHWA 2009.

Vu que les résultats pour la norme française et le guide américain sont fondés sur des méthodes analytiques basées sur les études d'un mur simple, aucune interaction entre les deux murs opposés n'a été considérée. Ainsi, les résultats analytiques pour un mur de soutènement en sol renforcé à parement simple peuvent être adoptés pour évaluer la stabilité interne des murs de soutènement en sol renforcé à géométrie complexe.

d) Tractions au niveau du parement et coefficient ai

L'effort de traction dans les parements (T_p) à l'endroit de chaque lit de renforcement le long de la hauteur du mur est investi (Figure 4.5).

Lorsque les murs sont très proches l'un de l'autre ($W/H=1.4, D=0m$), une légère influence de la distance sur la traction au niveau du parement (identiquement pour la force de traction maximale requise au renforcement) est signalée (Figure 4.5).

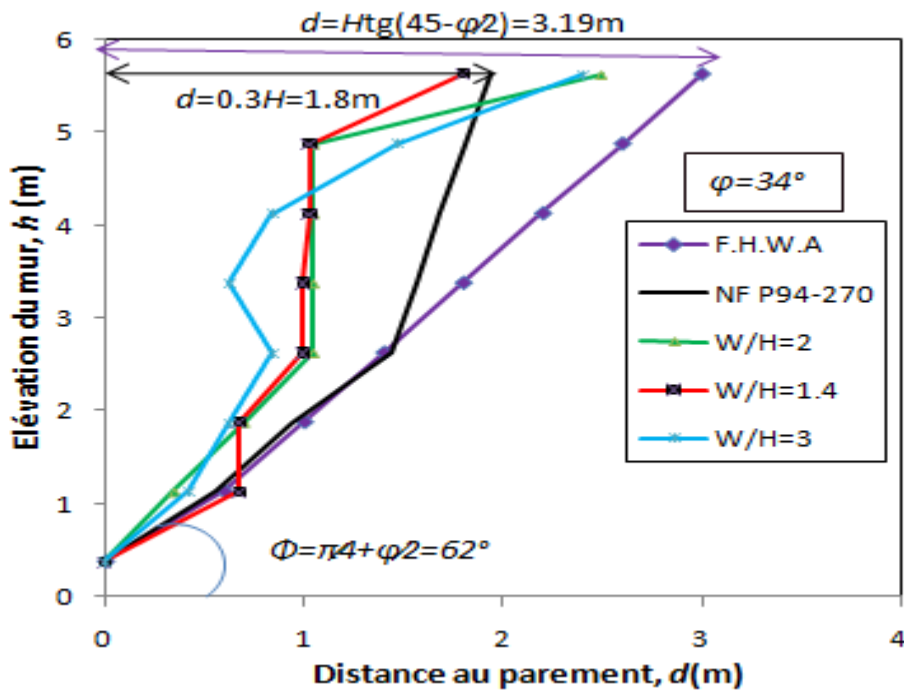


Figure 4.4. Lignes des tractions maximales

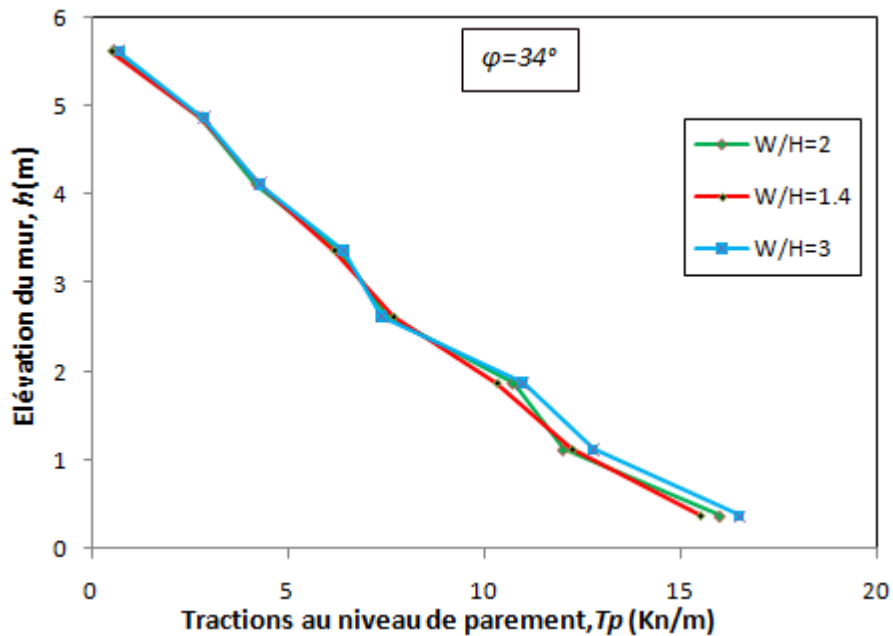


Figure 4.5. Répartition des tractions dans les renforcements au niveau du parement

Le coefficient α_i pour chaque lit de renforcement est le rapport entre les tractions au parement (T_p) et les tractions maximales aux renforcements (T_{\max}), $\alpha_i = T_p/T_{\max}$. La courbe de la variation de α_i indique que le calcul numérique est très proche de l'analytique NF P94-270 (Figure 4.6).

Une différence est observée surtout pour les lits supérieurs où le calcul analytique est estimé plus conservatif. À signaler que l'allure de la courbe de α_i n'est pas influencée par la géométrie du remblai d'accès, cela est semblable avec le calcul théorique où α_i dépend seulement de type du parement (NF P94-270, 2009).

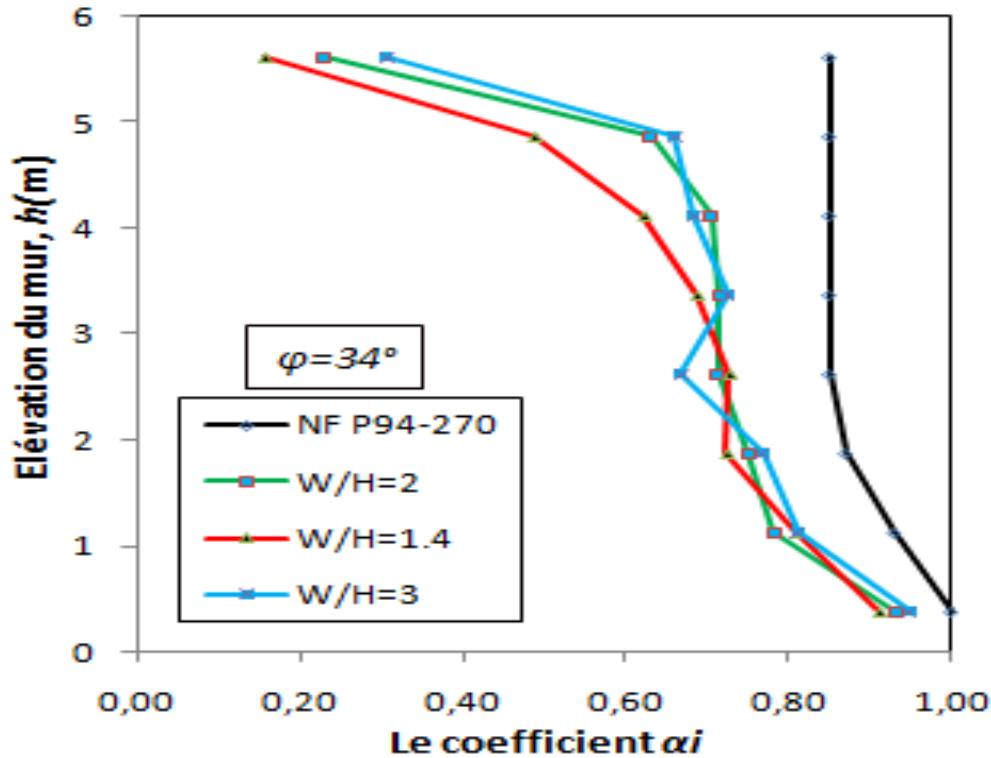


Figure 4.6. Variation du coefficient α_i avec l'élévation du mur

4.3.2. Influence de l'angle de frottement interne du sol

a) Distribution des tractions dans les renforcements

La distribution des forces de tractions maximales dans les renforcements le long de la hauteur du mur obtenue numériquement est toujours linéaire pour tous les cas étudiés (Figure 4.7). Cela se concorde bien au calcul analytique classique de Meyerhof selon les normes NF P94-270 effectué par un programme EXCEL (Tableau 4.4). Il est clairement illustré que l'angle de frottement de sol n'a pas d'influence sur la distribution des forces de traction (Figure 4.7).

Tableau 4.5. Extrait de tableau de calcul des tractions maximales ($\phi=25^\circ$)

| Lit | $\beta(\text{inclin})(^\circ)$ | $\phi(\text{sol renf})(^\circ)$ | $K_a(\text{Rankine})$ | $\gamma(\text{Sol renforcé})(\text{Knm}^3)$ | $Z_0(\text{m})$ | $Z=H(\text{m})$ | $\sigma_v(\text{Mayerhof})=\text{TotVL}-2e$ | $K^*\sigma_v$ | SV | SH | TMAX NFP | |
|-----------------|--------------------------------|---------------------------------|-----------------------|---|-----------------|-----------------|---|---------------|-------|------|----------|-------|
| $\phi=25^\circ$ | Lit N°1 | 0 | 25 | 0,406 | 16 | 5,625 | 6 | 118,84 | 50,04 | 0,75 | 1 | 37,53 |
| | Lit N°2 | 0 | 25 | 0,406 | 16 | 4,875 | 6 | 95,39 | 43,07 | 0,75 | 1 | 32,30 |
| | Lit N°3 | 0 | 25 | 0,406 | 16 | 4,125 | 6 | 75,91 | 36,58 | 0,75 | 1 | 27,44 |
| | Lit N°4 | 0 | 25 | 0,406 | 16 | 3,375 | 6 | 59,17 | 30,32 | 0,75 | 1 | 22,74 |
| | Lit N°5 | 0 | 25 | 0,406 | 16 | 2,625 | 6 | 44,34 | 24,07 | 0,75 | 1 | 18,05 |
| | Lit N°6 | 0 | 25 | 0,406 | 16 | 1,875 | 6 | 30,83 | 17,67 | 0,75 | 1 | 13,26 |
| | Lit N°7 | 0 | 25 | 0,406 | 16 | 1,125 | 6 | 18,18 | 10,97 | 0,75 | 1 | 8,23 |
| | Lit N°8 | 0 | 25 | 0,406 | 16 | 0,375 | 6 | 6,01 | 3,81 | 0,75 | 1 | 2,86 |

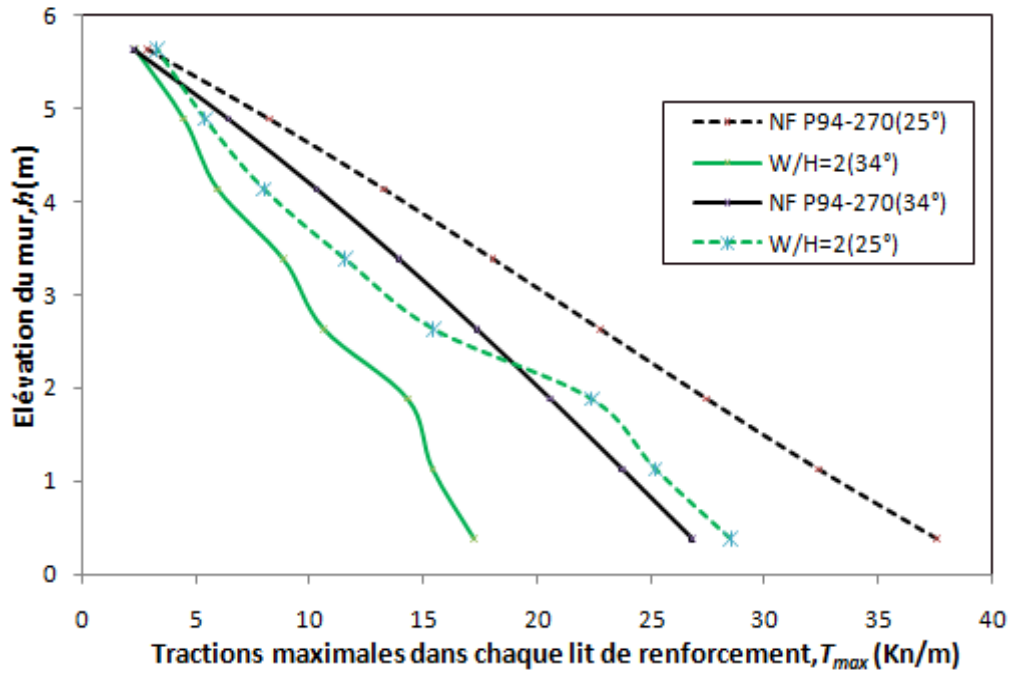


Figure 4.7. Effet de l'angle de frottement sur la distribution des tractions maximales

b) Tractions maximales dans les renforcements

Les résultats numériques montrent que l'angle de frottement est très dominant sur la stabilité interne (Figure 4.8). Ainsi une diminution de l'angle de frottement de 34° à 25° (soit une réduction de 26%), induit une augmentation de la force la traction maximale requise aux renforcements de 17.4 kN/m à 28.0 kN/m soit une augmentation de l'ordre de 65% (numériquement), tandis que le calcul analytique montra une augmentation de 40% (Figure 4.8). Ces résultats sont logiques car il est bien connu que l'angle de frottement est un paramètre clé pour le calcul de la valeur du coefficient des pressions internes dans l'ouvrage en sol renforcé (K) et que ce dernier fait partie de calcul des tractions aux renforcements.

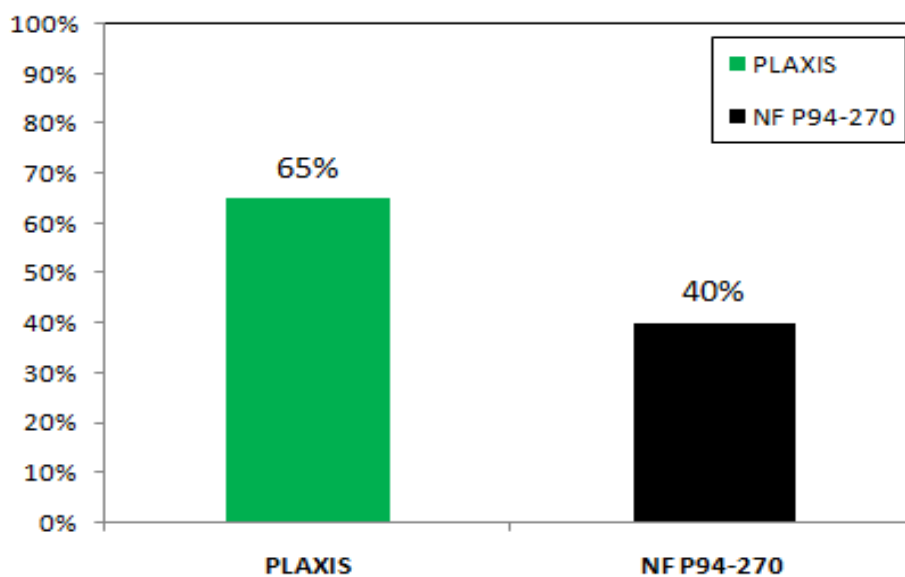


Figure 4.8. Effet de la variation de l'angle de frottement sur la traction maximale

Vue que l'angle de frottement interne du sol est un paramètre important de conception des murs de soutènement en sol renforcé, on a tracé une courbe de tendance qui sera bien utile pour les concepteurs à déterminer directement les valeurs de la traction maximale dans les renforcements pour une large gamme de ce paramètre de cisaillement (Figure 4.9).

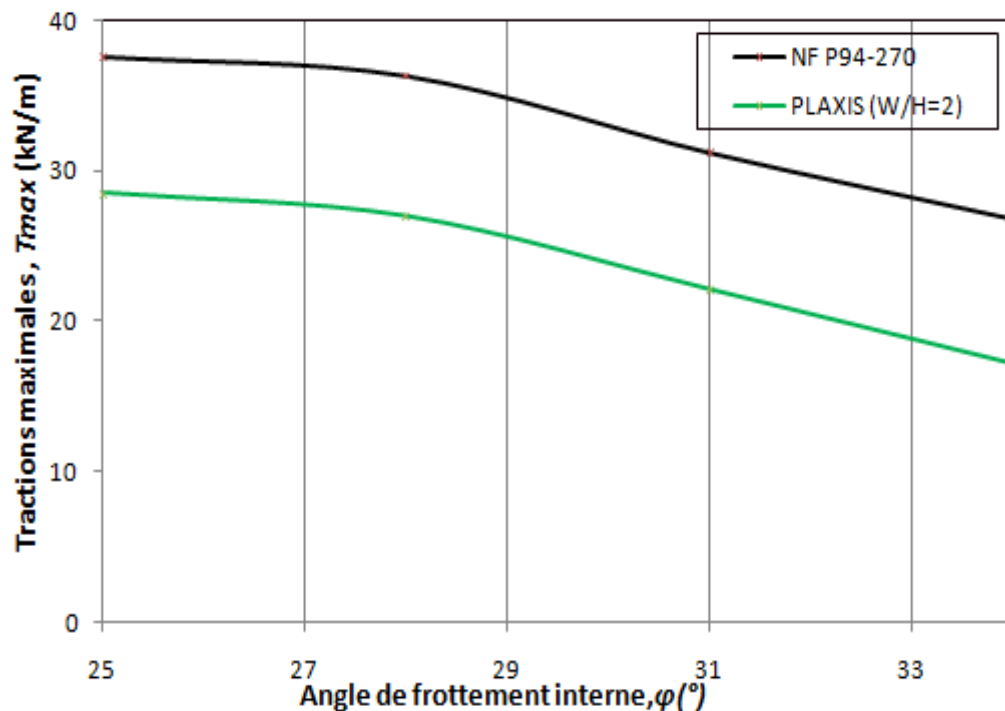


Figure 4.9. Tractions maximales dans les renforcements pour une large gamme des angles de frottement

c) Lignes des tractions maximales et coefficient α_i

Les lignes des tractions maximales (distance de la tension maximale dans les renforts à partir de la paroi, d) obtenues sous le poids propre de remblais pour le cas $W/H=2$ et pour deux valeurs de l'angle de frottement sont est présentée (Figure 4.10).

On conclut que l'angle de frottement influe sur la courbe des tractions maximales, cette dernière s'éloigne du parement du mur avec l'augmentation de l'angle de frottement surtout dans les lits inférieurs.

Ce résultat est évident vue que la ligne des tractions maximales est presque se confonde avec la ligne (surface de rupture) de Coulomb et que cette dernière est élargit avec l'augmentation de l'angle de frottement interne du sol.

Encore, il est toujours constaté que les lignes des tractions maximales trouvées numériquement sont plus proches de celles des normes NF P94-270 que de ceux des guides FHWA 2009.

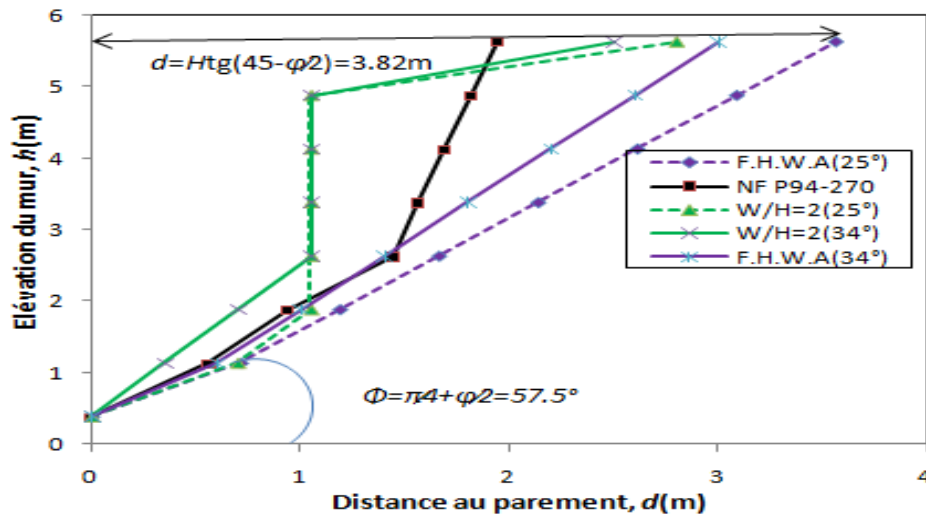


Figure 4.10. Variation de la ligne des tractions maximales en fonction de l'angle de frottement

d) Traction dans les renforcements au niveau du parement et coefficient α_i

Les courbes de la variation de la traction au niveau des parements (T_p) à l'endroit de chaque lit de renforcement le long de la hauteur du mur pour les deux angles de frottement sont tracées (Figure 4.11). Il est clair que l'angle de frottement a une grande influence sur la traction requise au niveau du parement et que la distribution des tractions est toujours linéaire.

Le calcul numérique montre que la réduction de l'angle de frottement de 34° à 25° implique une augmentation dans les tractions au niveau du parement de 16 kN/m à 24 kN/m soit une majoration d'environ 50%.

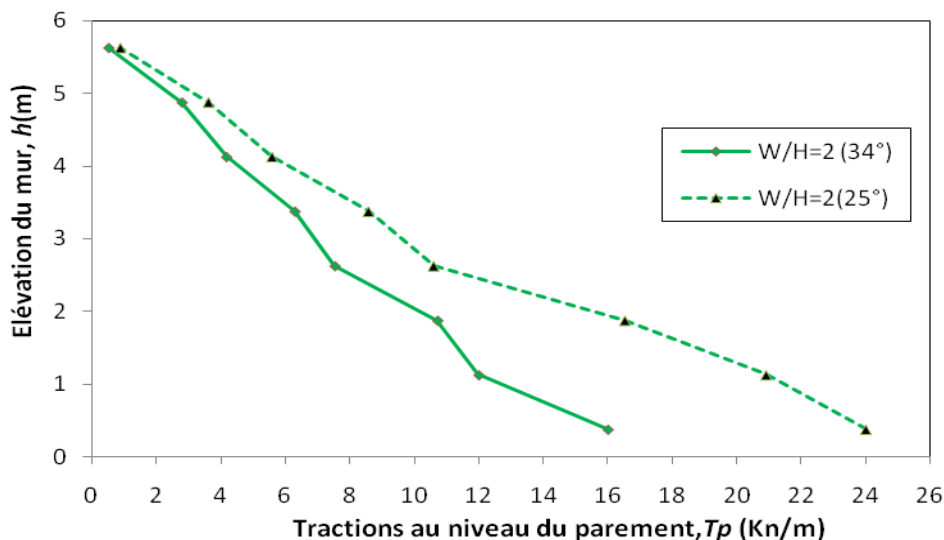


Figure 4.11. Distribution des tractions dans les renforcements au niveau du parement en fonction de l'angle de frottement

La Figure 4.12 représente la courbe de variation du coefficient α_i pour chaque lit de renforcement (α_i) en fonction de l'angle de frottement interne du sol.

Il est clair que l'angle de frottement n'influe pas sur la courbe du coefficient α_i et que cette dernière est toujours très proche de celle de la norme NF P94-270. Ce résultat se concorde bien avec le calcul théorique où α_i dépend seulement du type de parement.

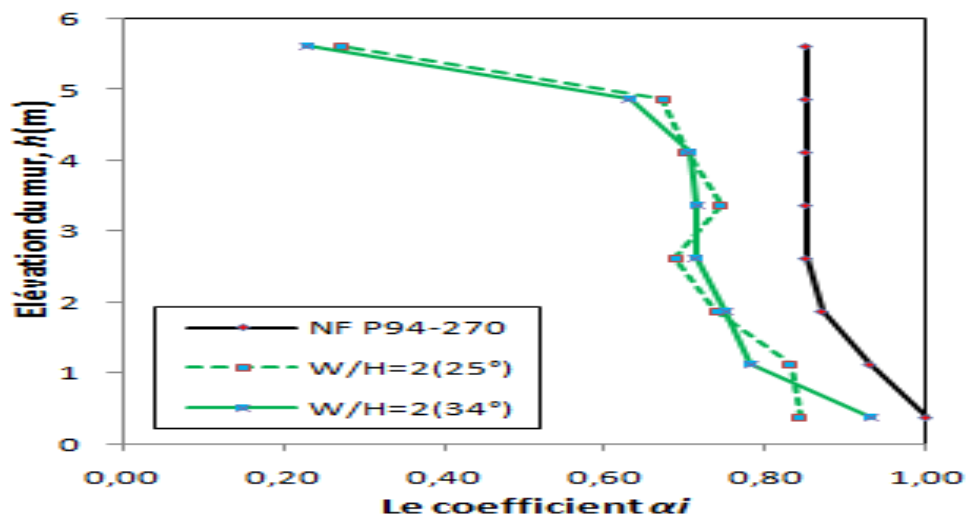


Figure 4.12. Variation de coefficient α_i avec l'angle de frottement

4.3.3. Récapitulatif des résultats numériques

Le Tableau 4.6 est dressé pour résumer l'influence des paramètres étudiée (l'effet de la distance d'interaction entre les deux murs et l'angle de frottement φ) sur la stabilité interne du remblai d'accès de pont pour les renforcements qui se rencontrent au milieu, en passant d'un rapport W/H de 2 ($D=3.6m$) à 1.4 ($D=0m$), et d'un angle de frottement de $\varphi=34^\circ$ à $\varphi=25^\circ$.

Tableau 4.6. Influence de la distance entre les murs opposés, D , et l'angle de frottement φ sur le calcul de la stabilité interne des murs de remblai

| Paramètres | Stabilité interne | |
|-------------------------|--|--|
| | Variation de la traction maximale dans les renforcements | Variation de la traction au niveau du parement |
| D (de 3.6m à 0m) | -6% | -6% |
| φ (de 34° à 25) | +65% | +50% |

Ce qu'on peut retenir c'est que la réduction de la distance entre les deux murs n'a pas une influence remarquable envers la stabilité interne, contrairement pour l'angle de frottement.

4.3.4. Effet de connexion des renforcements au milieu

Lorsque les murs opposés sont très proches l'un de l'autre (le cas $W/H=1.4$, $D=0m$), les renforcements de ces murs se rencontrent au milieu mais ne se connectent pas. Cependant, certains concepteurs tentent de les connectés.

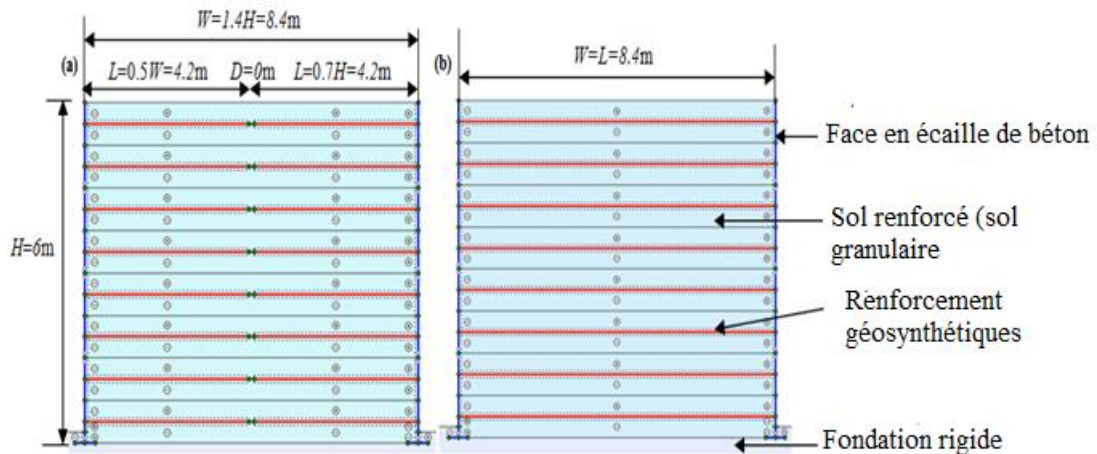


Figure 4.13. Configuration des murs proches (Le cas $D=0m$) : (a) murs non connectés, (b) murs connectés

Afin d'analyser l'effet de connexion des renforcements au milieu lorsque les murs sont très proches l'un de l'autre, on a simulé le remblai d'accès envers son poids propre. Les courbes de la distribution des tractions maximales en fonction de la hauteur de mur sont tracées (Figure 4.13).

La connexion des renforcements au milieu à une légère influence sur la force de traction maximale dans les renforcements (surtout pour les nappes supérieures). Elle induit une augmentation de 12 % dans la force de traction requise aux renforcements (la traction maximale a augmenté de 17.0 kN/m à 19.0 kN/m), tandis que l'évolution des tractions maximales est toujours linéaire (Figure 4.14). Cette diminution peut être négligée dans le calcul de la stabilité interne.

Dans les murs reliés, le renforcement s'est révélé être utilisé efficacement car le profil de force de traction de chaque lit est distingué uniforme sur la longueur du renforcement surtout pour les lits du milieu (Figure 4.15).

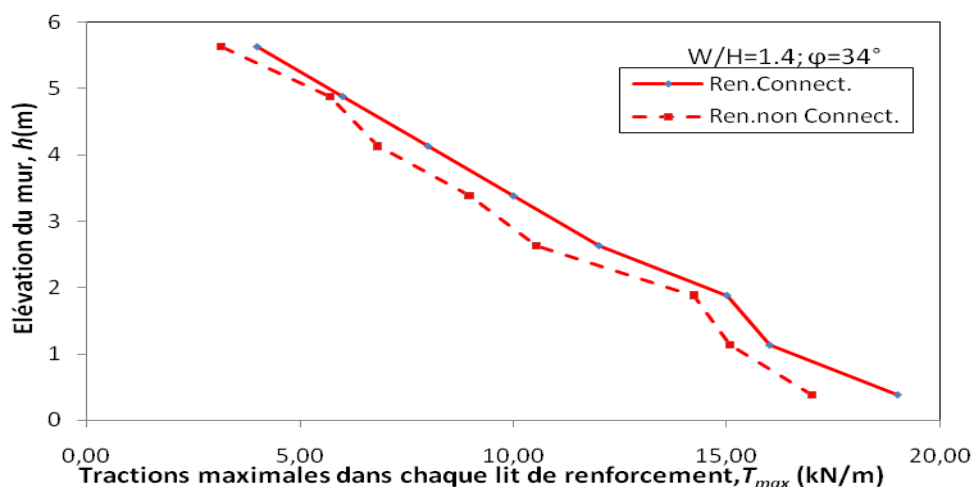


Figure 4.14. Tractions maximales dans les renforcements pour les deux cas (renforcement non connectés et connectés)

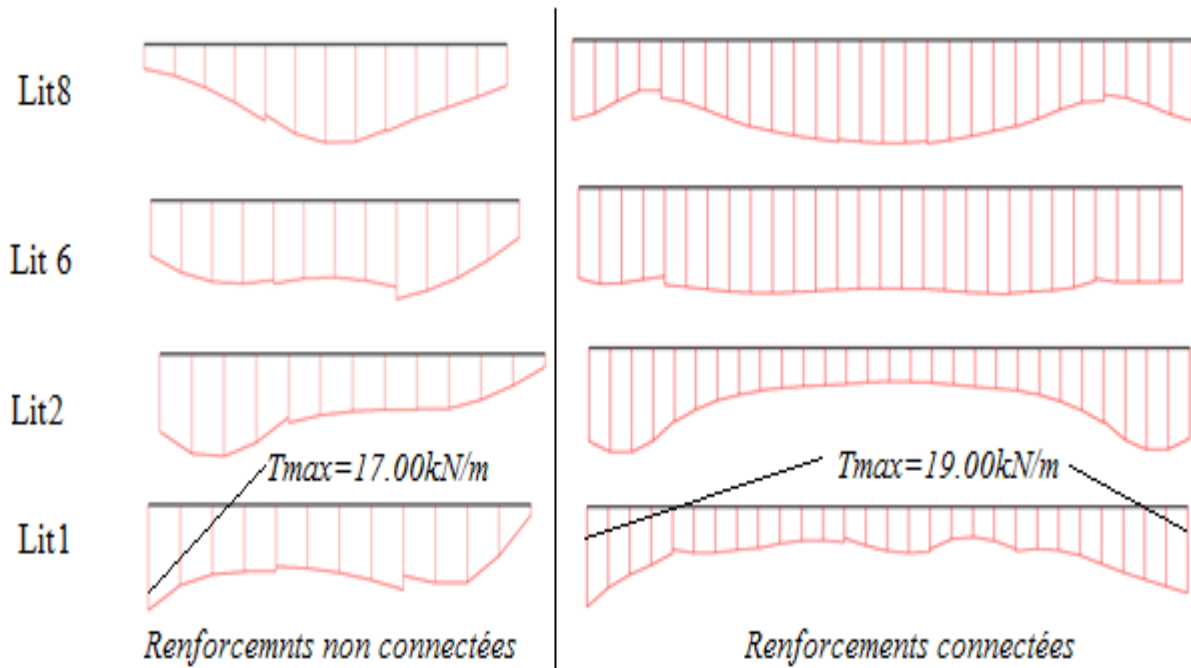


Figure 4.15. Effet de connexion du renforcement sur la répartition des tractions au niveau de lits de renforcement

On peut conclure que la connexion des renforts au milieu assure la mobilisation de la pleine résistance du renfort et réduit légèrement la force des tractions maximales dans les renforcements. Par conséquent, il est mieux d'éviter cette configuration très complexe.

4.4. CONCLUSION

Ce chapitre a été consacré aux études numériques effectuées sur le comportement des remblais d'accès de pont construits avec des murs à double parement « *Back-to-back* » renforcés par les géosynthétiques sous chargement statique (poids propre). Les deux murs opposés pour le modèle de base étaient de même hauteur $H=6$ m et de largeur $W=12$ m soit un rapport $W/H=2$. La longueur de renforcement est égale à 4.2 m ($L/H=0.7$) suivant les orientations des guides FHWA 2009, ainsi la distance D entre les murs opposés vaut $D=3.6$ m.

Cette étude traite le cas de murs à double parement avec des renforcements qui se rencontrent au milieu. L'effet de la distance D entre les murs opposés est analysé en variant le rapport W/H à 1.4 et 3 (soit à $D=0$ m et $D=9.6$ m respectivement). L'influence de l'angle de frottement interne est examiné en variant ce paramètre de cisaillement de 34° à 25° .

En particulier on s'est intéressé par la stabilité interne de l'ouvrage dont les résultats sont évalués en terme des tractions maximales dans les renforcements. Les principales conclusions suivantes peuvent être tirées de l'étude:

- La géométrie du remblai d'accès (la distance entre les murs) n'a aucune influence sur la distribution des tractions requise aux renforcements qui est toujours linéaire.

- La réduction de la distance entre les murs opposés implique une légère diminution de la traction maximale dans les renforcements. Par exemple en diminuant la distance de 3.6 m à 0 m, la force maximale dans les renforcements diminue de 6%, de même pour la traction dans les lits de renforcement au niveau du parement des murs.
- La confrontation avec la norme NF P94-270 montre que le calcul analytique est plus sécuritaire que le calcul numérique. Les calculs numériques présentés dans cette étude sont proches de celles obtenus pour un mur simple. Par conséquent, le calcul analytique classique de mur de soutènement en sol renforcé peut être adopté pour le dimensionnement de la stabilité interne des murs à double parement.
- La ligne des tractions maximales est bilinéaire et elle est plus proche de celle de la norme française NF P94-270 que celle de la norme américaine FHWA 2009.
- L'angle de frottement interne a un effet important sur la stabilité interne des murs à double parement. En réduisant l'angle de frottement de 34° à 25° , la traction maximale dans les renforcements est majorée de 65%, tandis que la ligne des tractions maximales s'éloigne du parement du mur. Alors, pour assurer une meilleure stabilité de murs de remblai d'accès de pont il faut être prudent lors du choix de matériau du remblai.
- La connexion des renforcements au milieu a induit une légère augmentation de la force de traction maximale requise au renforcement avec la mobilisation de toute la longueur de lit de renforcement. C'est une configuration assez complexe et y a éviter.

Ils sont intéressants les résultats obtenus par l'étude de comportement des remblais d'accès de pont réalisés avec des murs de soutènement à double parement sous conditions statiques (poids propres). Mais, il est incontestable de faire analyser d'autres paramètres structuraux de l'ouvrage telles que la rigidité des renforcements, le type de parement, etc. Ces résultats restent toujours insuffisantes vu que ces structures sont souvent soumises à des charges dynamiques.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Ce mémoire porte sur le comportement des murs de soutènement en sol renforcé à double parement largement rencontré dans les projets routiers pour réaliser les remblais d'approche de pont. Il vise à préciser dans quelle mesure le comportement de l'ouvrage est modifié par la variation de deux paramètres structuraux importants à savoir la distance entre les murs opposés et la qualité du sol renforcé.

Les murs de soutènement en sol renforcé connus aussi sous le nom de la Terre Armée ont été amplement étudiés et construits à travers le monde. Bien que le comportement des murs simples soit largement rapporté dans la littérature, les structures avec des géométries plus complexes sont rarement discutées. Les structures en sol renforcées avec des géométries spéciales comprennent: culées de pont, les murs superposés (étagés), les murs avec des renforts de longueur inégale (murs trapézoïdaux), les murs étayés et les murs à double parement.

Les murs à double parement sont des murs de soutènement relativement proches les uns des autres. Ils sont principalement utilisés dans la construction de remblais de ponts ferroviaires ou de remblais d'approche de ponts routiers à deux ou quatre voies. Leur comportement est significativement différent de celui d'un mur simple. Les quelques études disponibles dans la littérature sont incomplètes car elles ne prennent pas en compte l'effet de paramètres structuraux de l'ouvrage telles que la rigidité des renforcements, le type de parement et la qualité de sol de remblai sur le comportement de ce type de mur.

La finalité du travail de ce mémoire est double. D'une part, il offre une revue de la littérature référant le comportement des murs de soutènement à double parement en particulier la stabilité interne. D'autre part, il permet de développer la compréhension du comportement de ce type des ouvrages par la voie numérique. On a commencé par rappeler dans le premier chapitre les principes de renforcement mécanique des sols par inclusions verticales. On récapitule également la notion de la Terre Armée, les éléments qui lui compose et on présente ces avantages qui se résident dans l'économie, l'esthétique et la rapidité d'exécution.

Le deuxième chapitre présente la méthode de calcul de la stabilité interne des murs de soutènement en sol renforcé selon la norme française NF P94-270 basé sur la théorie de Mayerhof. La norme française adopte une seule courbe linéaire des lignes des tractions maximales, tandis que les guides américains FHWA 2009 proposent deux courbes, une courbe linéaire pour les renforcements extensibles et une bilinéaire pour les inclusions inextensibles. En s'appuyant sur les résultats numériques antérieures présentés dans ce mémoire, il a été constaté que la stabilité interne des murs est très influencée par plusieurs composantes structurales en particulier le type de renforcement et la qualité du sol renforcé. À la fin du chapitre, on ouvre la discussion des murs de soutènement en sol renforcé à double parement qui repose sur l'étude bibliographique qui nous a permis de mettre en évidence quelques connaissances sur le comportement de ce type d'ouvrage sous sollicitations statiques.

La rareté des études disponibles qui se sont focalisés sur la distance entre les murs opposés et la complexité de ce type d'ouvrage fait des investigations numériques une nécessité et un choix préférable. Fort de la base des études numériques antérieures, il a été avéré que le code PLAXIS, présenté dans le troisième chapitre, peut être utilisé avec succès pour analyser le comportement des murs de soutènement en sol renforcé à double parement.

Le quatrième chapitre propose d'étudier la stabilité interne d'un mur de soutènement en sol renforcé à double parement de 6 m de hauteur et de 12 m de largeur renforcé par des géosynthétiques soumis à une charge statique (poids propre). Des études numériques paramétriques dont les résultats sont donnés en termes de tractions maximales dans les renforcements ont mis en évidence l'influence de la distance entre les murs opposés et l'angle de frottement interne de sol renforcé. Lorsque les murs sont très proches l'un de l'autre, l'effet de la connexion des renforcements au milieu est discuté. Les conclusions suivantes se dégagent du travail de mémoire:

- La variation de la distance entre les murs n'a aucune influence sur la stabilité interne, la distribution des tractions maximales est linéaire et que les lignes des tractions maximales sont proches des celles de la norme NF P94-270 2009 que celles proposés par le guide américain FHWA 2009.
- Par ailleurs, la réduction de l'angle de frottement interne du sol renforcé implique une augmentation de la traction maximale dans les renforcements, et la ligne des tractions maximales est trouvée éloignée du parement de mur.
- Le calcul analytique effectué selon la norme NF P94-270 surestime la traction maximale dans les renforcements. Les tractions maximales dans les renforcements présentés dans cette étude et ceux rapportées d'une étude numérique pour un mur simple sont en bonne concordance. Par conséquent, les méthodes de dimensionnement du mur simple peuvent être étendues pour les murs à double parement.
- Dans les murs connectés, le renforcement s'est révélé être utilisé efficacement car le profil de force de traction est trouvé uniforme sur la longueur du renforcement.
- La connexion des renforcements a eu un effet négligeable sur les forces de traction maximales mobilisées dans les bandes géosynthétiques. Les forces de traction maximales dans les murs connectés étaient environ 12% plus élevées que celles des murs non connectés dans la première couche de renforcement. Donc, il est recommandé d'éviter cette configuration assez complexe.

De manière générale, on a cherché à mettre en lumière l'influence de deux paramètres sur la réponse des murs à double parement. Cependant, il semble utile d'assurer la continuité de ce travail par le développement de certains éléments :

- La confrontation des résultats numériques avec les résultats expérimentaux.
- La prise en compte d'autres paramètres qui peuvent influencer sur la réponse de l'ouvrage tel que le type de renforcement, le type de parement, etc.
- L'analyse des murs de remblais d'approche de pont en tenant compte des charges de trafic et les sollicitations sismiques.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials). (2007).** Load and resistance factor design, design Specifications, 4th Ed.
- Abdelouhab A. (2010).** Comportement des murs en terre armée, modélisation physique, analytique et numérique des renforcements extensibles. Thèse de doctorat, INSA Lyon, 195 p.
- Allen T.M., Bathurst R.J., Holtz R.D., Walters D.L., Lee W.F. (2003).** A new working stress method for prediction of reinforcement loads in geosynthetic walls. *Canadian Geotechnical Journal*, 40(5):976-994.
- Attalaoui S. (2017).** Analyse numérique du comportement des culées porteuses en sol renforcé. Thèse de doctorat, Université Mohamed Khider de Biskra, 117 p.
- 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*, 23:287-322.
- Bathurst, R. J., Vlachopoulos, N., Walters, D. L., Burgess, P. G. & Allen, T. M. (2006).** The influence of facing rigidity on the performance of two geosynthetic reinforced soil retaining walls. *Canadian Geotechnical Journal*, 43(12):1225–1137.
- Benmebarek S., Attalaoui S., Benmebarek N. (2016).** Interaction analysis of back-to-back mechanically stabilized earth walls. *Journal Rock Mechanics and Geotechnics Engineering*, 8(5):697–702
- Bergado D.T., Ramana G.V, Sia H.I, Varun. (2006).** Evaluation of interface shear strength of composite liner system and stability analysis for a landfill lining system in Thailand. *Geotextiles and Geomembranes*, 24(6):371–93.
- Bilgin O. (2009).** Failure mechanisms governing reinforcement length of geogrid reinforced soil retaining walls. *Engineering Structures*, 31:1967-1975.
- Brinkgreve R.B.J., Broere W., Waterman D. (2006).** PLAXIS 2D, Finite Element Code for Soil and Rock Analyses, Users Manual. Balkema, Rotterdam.
- BS8006 (British Standard Institution) (1995).** Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills.
- Chau T. L. (2010).** Effet de la corrosion des armatures sur le comportement des murs en remblai renforcé par des éléments métalliques. Thèse de doctorat en Géotechnique l'Université Paris – Est
- Djabri M. (2013).** Etude de la sensibilité de la réponse sismique à la disposition du renforcement des remblais d'accès de pont. Mémoire de magister, Université Mohamed Khider de Biskra, 131 p.
- Djabri M. (2017).** Analyse numérique du comportement dynamique des remblais d'accès en sol renforcé. Thèse de doctorat, Université Mohamed Khider de Biskra, 200 p.
- Farik A. (2013).** Analyse numérique des déformations des culées de pont en sol renforcé. Mémoire de magister, Université Mohamed Khider de Biskra, 147 p.
- FHWA (Federal Highway Administration). (2009).** Mechanically stabilized earth walls and reinforced Soil slopes design and construction guidelines V1.FHWA Publication no.FHWA-NHI-10-024, Federal Highway Administration.
- FHWA (Federal Highway Administration). (1997).** Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes design and construction guidelines publication. FHWA-SA-96-071, 371 p.
- El-Sherbiny R., Ibrahim E., Salem A. (2013).** Stability of back-to-back mechanically stabilized earth walls. *Proceedings of Geo-Congress 2013: Stability and Performance of Slopes and Embankments III*. Reston, USA: American Society of Civil Engineers (ASCE), p 555–565.

- Guler E., Cicek E., Demirkan M.M., Hamderi M. (2012).** Numerical analysis of reinforced soil walls with granular and cohesive backfills under cyclic loads. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 10:793–811.
- Han J., Leshchinsky D. (2010).** Analysis of back-to-back mechanically stabilized earth walls. *Geotextiles and Geomembranes*, 28:262-367.
- Hebeler G.L., Frost J.D, Myers A.T. (2005).** Quantifying hook and loop interaction in textured geomembrane-geotextile systems. *Geotextiles and Geomembranes*, 23(1):77–105.
- Houam H., (2010).** Etude numérique d'un mur de soutènement en sol stables et renforce avec fibres et geogrilles. Mémoire de mgister, Université Badji Mokhtar d'Annaba, 102 p.
- Jonathan T.H.W., Thang Q.P, Michael T.A. (2013).** Composite behavior of geosynthetic reinforced soil mass. Technical Report FHWA-HRT-10- 077. Washington, DC: Federal Highway Administration, US Department of Transportation; 211p.
- Kaliakin V.N., Xi F. (1992).** Modeling of interfaces in the finite element analyses of geosynthetically reinforced walls. *Proceedings of the earth reinforcement practice*. Balkema, Rotterdam, pp 351–356.
- LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées) (2003).** Guide technique - Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des ouvrages de soutènement en remblai renforcé par des éléments métalliques.
- Malorie J. (2005).** Conception et calcul des murs de soutènement en terre armée. Institut Supérieur du Bâtiment et des Travaux Publics.
- Mouli S., Umashankar B., Madhira R. M. (2016).** Reinforcement tensile forces in back-to-back retaining walls. Indian Geotechnical Conference IGC2016 15-17, December 2016, IIT Madras, Chennai, India.
- Murthy V.N.S. (2003).** Geotechnical Engineering: Principles and Practices of Soil Mechanics and Foundation Engineering. Routledge, USA: CRC Press Inc.
- NF P 94-270 (Norme française) (2009).** Renforcement des sols. Ouvrages en sol rapporté renforcé par armatures ou nappes extensibles et souples. Dimensionnement, Ed. AFNOR.
- Pitanga H.N., Gourc J.P, Vilar O.M. (2009).** Interface shear strength of geosynthetics: evaluation and analysis of inclined plane tests. *Geotextiles and Geomembranes*, 27(6):435–46.
- Schlosser F. (1991).** Murs de soutènement. *Techniques de l'Ingénieur, Traité Construction Volume C 244*, Paris.A.
- Vidal H. (1969).** The Principle of Reinforced Earth, Highway Research Record 282, Highway Research Board, National Research Council. Washington, D.C., pp 1–24.
- Zeroual F. (2013).** Etude du comportement d'un mur de soutènement soumis a des sollicitations dynamiques Mémoire de magister, Université Hadj Lakhdar de Batna, 80 p.