

Université Mohamed Khider – Biskra
Faculté des Sciences et de la technologie
Département de génie civil et hydraulique
Ref :.....



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

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

Spécialité : Géomécanique et ouvrages en interaction

Intitulé

Etude numérique des ouvrages de soutènement renforcés par géosynthétiques sous chargement appliqué en tête.

Présenté par :

LABOUDI Khoubaib

Soutenue publiquement le : 04/07/2023

Devant le jury composé de :

Mr. Mellas Mekki	Professeur	Président	Université de Biskra
Mr. Benmeddour Djamel	Professeur	Rapporteur	Université de Biskra
Mr. Mabrouki Abdelhak	Professeur	Co-rapporteur	Université de Biskra
Mr. Messameh Abdelhamid	Professeur	Examineur	Université de Biskra
Mr. Bahedi Mohamed	Professeur	Examineur	Université de Batna 2

A la mémoire de ma sœur

A mes parents

A ma femme, à mes fils, à mon frère et à ma sœur
A ma grande famille

Remerciement

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

Je souhaite en premier lieu remercier vivement mon directeur de thèse Mr. le professeur *Djamel BENMEDDOUR*. Je lui remercie pour tout ce qu'il a fait pour la réussite de ce travail. Il n'a pas cessé de me conseiller et de m'orienter. Je lui remercie pour le conseil et l'encouragement au cours de mes études doctorales.

J'adresse mes sincères remerciements également à Monsieur le professeur *Abdelhak MABROUKI*, pour avoir assuré la co-direction et le suivi de cette thèse. Sa rigueur scientifique et son expérience dans les atouts indispensables pour la réalisation de ce travail.

Je tiens à remercier le directeur du laboratoire LRGC Mr. Le Prof *Abdelhamid Guettala* et tous le staffe technique et administratif du laboratoire, aussi à l'équipe de la spécialité GOI.

Je tiens à exprimer mes remerciements à Mr. Le Prof *Mekki MELLAS* pour avoir accepté de présider la soutenance de cette thèse.

Mes remerciements aux membres du jury qui ont accepté d'être les examinateurs de cette thèse et de me donner de leur temps et de leur attention attentive pour examiner ce travail. Je les remercie infiniment de l'intérêt qu'ils ont porté à mon travail.

Mr. Prof *Mohamed BAHEDI* de l'Université de Batna 2.

Mr. Prof *Abdelhamid MESSAMEH* de l'Université de Biskra

Un grand merci à Dr *Ouassim RAHMOUNI*, Docteur à l'université de Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou et à Dr *Mohamed LABED*, Docteur à l'université de Ziane Achour d'el Djelfa pour ces précieux conseils et pour toutes les données et les documents fournis relatives au projet d'étude de cette thèse.

Enfin, je voudrais exprimer ma reconnaissance à toutes les personnes, qui ont contribué de près ou de loin à réaliser ce travail.

Khoubaib LABOUDI

Abstract :

The reinforced soil retaining walls by geosynthetics is an efficient technique, economic and quick method, often used for different reasons and needs. The current design methods depend to the maximum reinforcement tension load, and the overestimation of this load lead to and oversizing on those reinforced soil walls. However, many numerical and experimental studies demonstrated that the current methods of prediction reinforcement tension load are conservative.

The objective of this thesis is to contribute to the study of the behavior reinforced soil retaining walls surcharged at the top. First, a numerical study with the FLAC3D code was performed to examine the simplified stiffness method (SSM). The results of this study show that this method is conservative against the surcharge applied far from the facing. For this reason, a new factor has been introduced in the general expression of this method to improve the prediction accuracy of the SSM. Second, a numerical study with PLAXIS2D software to investigate the addition of secondary reinforcements on the behavior of retaining walls in reinforced soil designated to be used as a bridge abutment. The numerical results of this study show that the length, the stiffness and the layout of these reinforcements influence the settlement of the loading slab, the deflection of the facing and the maximum tensile force in the reinforcements.

Key words: Retaining walls; elastoplasticity; Failure mechanism; geosynthetics; stability; head loading.

Résumé :

La technique de soutènement en sol renforcé par géosynthétique est une méthode efficace, économique et rapide, souvent utilisée pour différents besoins et raisons. Le dimensionnement dépend de la force de traction maximale dans les renforcements, et la surestimation de ces forces mène à un surdimensionnement de ces murs en sol renforcé. Cependant, les méthodes actuelles d'estimation des forces de traction maximale dans les renforcements ont montré qu'elles sont conservatives avec de nombreuses études numériques et expérimentales.

L'objectif de cette thèse est de contribuer à l'étude du comportement des murs de soutènement en sol renforcé subissant un surchargement en tête. Premièrement, une étude numérique avec le code FLAC3D a été effectuée pour examiner la méthode de rigidité simplifiée. Les résultats de cette étude, montrent que cette méthode est conservative vis-à-vis des surchargements appliqués loin du parement. A cet effet, un nouveau facteur a été introduit dans l'expression générale de cette méthode pour améliorer la précision de la prédiction. Deuxièmement, une étude numérique avec le logiciel PLAXIS2D pour investiguer l'addition des renforcements secondaire sur le comportement des murs de soutènement en sol renforcé utilisés comme une culé de pont. Les résultats numériques de cette étude montrent que la longueur, la rigidité et la disposition de ces renforcements influent sur le tassement de la dalle de chargement, la déflexion du parement et la force de traction maximale dans les renforcements.

Mots clés : Mur de soutènement ; élastoplasticité ; mécanisme de rupture ; géosynthétique ; stabilité ; chargement en tête.

ملخص

تقنيات الدعم بالتربة المدعمة بالجيوسنتتيك هي طريقة ناجعة' إقتصادية و سريعة. طرق التصميم تتعلق بقوة الشد القصوى في عناصر الدعم' و إن المبالغة في تقدير هذه القوى تؤدي إلى تضخيم تصميم جدران الاستناد من التربة المدعمة. ومع ذلك ، أظهرت العديد من الدراسات الرقمية والتجريبية أن الطرق الحالية للتنبؤ بقوى الشد القصوى متحفظة. الهدف من هذه الرسالة هو المساهمة في دراسة سلوك جدران الاستناد من التربة المعززة التي تتعرض للحمل الزائد في الجزء العلوي. أولاً تم إجراء دراسة رقمية باستخدام كود FLAC3D لفحص طريقة الصلابة المبسطة (Simplified Stiffness Method). أظهر نتائج هذه الدراسة أن هذه الطريقة متحفظة فيما يتعلق بالأحمال الزائدة المطبقة بعيداً عن الواجهة. لهذا الغرض، تم إدخال عامل جديد في المعادلة العام لهذه الطريقة لتحسين دقة التنبؤ. ثانياً دراسة رقمية باستخدام برنامج PLAXIS2D لفحص إضافة تعزيزات ثانوية على سلوك جدران الاستناد من تربة معززة مخصصة لاستخدامها كدعامة للجسر. أظهر النتائج الرقمية لهذه الدراسة أن طول وصلابة و تموضع هذه التعزيزات تؤثر على هبوط بلاطة التحميل' الإزاحة الجانبية للواجهة الأمامية وقوة الشد القصوى في التعزيزات.

كلمات مفتاحية: جدار الدعم ؛ المرونة ؛ آلية الانهيار ؛ جيوسنتتيك ؛ الاستقرار ؛ التحميل العلوي.

Table des matières

Abstract.....	I
Résumé.....	II
ملخص.....	III
Tableau des matieres	IV
Liste des figures.....	VII
Liste des tableaux.....	XI
Liste des abréviations.....	XII
Liste des symboles.....	XIII
Introduction générale.....	1

Chapitre 1

Comportement des ouvrages de soutènement renforcé par géosynthétique

1.1 Introduction.....	3
1.2 Les éléments constituant un ouvrage de soutènement en sol renforcé	3
1.2.1 Les éléments de renforcement géosynthétiques.....	3
1.2.2 Matériaux de remblai.....	4
1.2.3 Le parement et le système de connexion	5
1.3 Procédure de la réalisation.....	7
1.4 Exemple d'utilisation des géosynthétiques pour le renforcement	8
1.4.1 Mur renforcé à parement semi-rigide.....	8
1.4.2 Mur renforcé à parement flexible.....	8
1.5 Mécanisme de rupture	9
1.5.1 Mécanisme de rupture externe	9
1.5.2 Mécanisme de rupture interne :.....	9
1.5.3 Mécanisme de rupture du parement	10
1.5.4 Mécanisme de rupture des murs en sol renforcé chargé localement en tête :.....	10
1.6 Dimensionnement des ouvrages de soutènement en sol renforcé	13

1.6.1	La stabilité externe	13
1.6.2	Stabilité interne	16
1.7	Paramètre influant sur le comportement des murs en sol renforcé	22
1.7.1	Paramètres mécaniques du sol de remblai	23
1.7.2	Renforcement	24
1.7.3	Parement	26
1.7.4	Le sol de fondation	29
1.7.5	Semelle de chargement	30
1.8	Conclusion	31

Chapitre 2

Méthode de prédiction des forces de traction dans les nappes de renforcement

2.1	Introduction	32
2.2	La méthode de K-rigidité modifiée	32
2.2.1	Modification sur la méthode K-rigidité originale	35
2.3	La méthode de la rigidité simplifiée	36
2.4	Comparaison des méthodes :	40
2.4.1	Comparaison entre la méthode simplifiée et la méthode de la rigidité simplifiée : 40	
2.4.2	Comparaison du facteur de distribution des tensions dans les renforcements : ..	41
2.5	Conclusion	44

Chapitre 3

Paramètres influent sur les résultats numériques

3.1	Introduction :	46
3.2	Méthode numérique :	46
3.2.1	Méthode des différences finies :	47
3.3	Outil numérique adopté pour la modélisation FLAC3D (2006) :	48

3.4	Paramètre influant sur les résultats numériques :.....	49
3.4.1	Le raffinage du maillage des zones :.....	49
3.4.2	Elément interface :	52
3.4.3	Interface sol-parement	52
3.4.4	Interface au pied de parement	53
3.4.5	Interface entre les blocs modulaires :.....	55
3.4.6	Elément de structure :.....	55
3.5	Conclusion	57

Chapitre 4

Modélisation numérique

4.1	Introduction :.....	58
4.2	Modification de la méthode de la rigidité simplifiée :	59
4.3	Résultats et discussion :.....	62
4.3.1	Etude paramétrique :	64
4.3.2	Calibration du facteur d'emplacement de la surcharge Φ_{SI} :.....	68
4.3.3	Validation des modifications proposées pour la SSM :	74
4.3.4	Limitation des modifications proposées :.....	76
4.4	Influence des renforcements secondaires sur le comportement des murs de soutènement en sol renforcé :.....	77
4.5	Résultats et discussion.....	80
4.5.1	Influence de la rigidité et de la longueur des renforcements secondaires :	80
4.5.2	Disposition des renforcements secondaires :	82
4.6	Conclusion :	85
	Conclusion générale :	88

Liste des figures

Figure 1-1 Exemples des types de géosynthétiques (Rahmouni, 2017).....	4
Figure 1-2 Mur en sol renforcé à parement rigide (Rahmouni, 2017).	5
Figure 1-3 Mur en sol renforcé à parement semi-rigide.....	5
Figure 1-4 Mur en sol renforcé à parement flexible.....	6
Figure 1-5 Différents systèmes d'accrochages des renforcements au parement (LCPC 2003). .	7
Figure 1-6 Mur en sol renforcé wilaya d'Alger.	8
Figure 1-7 Mur en sol renforcé wilaya de Jijel.	9
Figure 1-8 Mécanisme de rupture externe.	9
Figure 1-9 Mécanisme de rupture interne.....	10
Figure 1-10 Mécanisme de rupture du parement.	10
Figure 1-11 Différents mécanismes de rupture, Palmeira, (2009).....	11
Figure 1-12 Fuseau des déformations maximales des nappes de renforcement, programme GARDEN (HAZA, 1997).	12
Figure 1-13 Mécanisme de rupture observé en fonction de la position de la dalle de chargement, Luong et Legeay, (1988).....	12
Figure 1-14 Coupe du mur test BAST-LCPC.....	13
Figure 1-15 Distribution des poussées latérales du sol : (a) remblai plat ; (b) remblai en pente ; (c) remblai de pente cassé ; (d) remblai surchargé.....	14
Figure 1-16 Variation du coefficient de la pression latérale en profondeur (AASHTO 2012).18	
Figure 1-17 Surface de rupture pour un mur de soutènement en sol renforcé pour les cas : (a) renforcement extensible ; (b) renforcement inextensible.	20
Figure 1-18 Valeurs du facteur de frottement d'arrachement (AASHTO, 2012).....	21
Figure 1-19 Le rapport de couverture R_c selon AASHTO (2012). (a) renforcement métallique ; (b) renforcement géosynthétique.....	22
Figure 1-20 Calcul inverse du facteur de cohésion par rapport $c/\gamma_r H$ (Allen et Bathurst, 2015)	23

Figure 1-21 Calcul inverse de la rigidité globale par rapport S_{global}/P_a (Allen et Bathurst, 2015).	24
Figure 1-22 Approche de la densité des renforcements (Xie et Leshchinsky, 2015).....	25
Figure 1-23 Modèles numériques par FLAC2D (Jiang et al. 2019).....	26
Figure 1-24 Disposition des renforcements secondaires : (a) cas de la base; (b) cas spécial (Jiang et al. 2019).	26
Figure 1-25 Ouvrages de soutènement en sol renforcé (Bathurst et al.2006). (a) parement en blocs modulaires ; (b) parement flexible.	27
Figure 1-26 Ouvrage de soutènement à parement incliné par inclinaison des blocs (Bathurst et Simac, 1994).	28
Figure 1-27 Modèles numériques. (a) blocs horizontaux ; (b) blocs inclinés (Rahmouni et al.2015).	29
Figure 1-28 Modèle numérique d'un mur de soutènement en sol renforcé reposant sur un sol de fondation compressible (Damians et al. 2014).....	29
Figure 1-29 Modèle numérique d'une culée de pont en sol renforcé (Zheng et al. 2018).....	30
Figure 1-30 Distribution de contrainte verticale (AASHTO, 2012).	31
Figure 2-1 Facteur du tassement par rapport aux propriétés des murs en sol renforcé (Tin et al. 2011).....	36
Figure 2-2 Comparaison de la méthode AASHTO simplifiée et la méthode de la rigidité simplifiée (Allen et Bathurst, 2015).	41
Figure 2-3 Facteur de distribution normalisé avec la profondeur normalisée pour des murs à sol granulaire : (a) mur renforcé par géosynthétique ($H < 9$ m, $w < 5^\circ$) ; (b) mur renforcé par géosynthétique ($H < 9$ m, $w > 20^\circ$) ; (c) mur à renforcement métallique ($H < 9$ m) ; (d) mur à renforcement métallique (15 m $< H < 45$ m) (Allen et Bathurst, 2015).....	42
Figure 2-4 Les forces de tractions maximales mesurées et prévues pour tous les murs : (a) la méthode simplifiée AASHTO, (2014) ; (b) la méthode de la rigidité simplifiée (Allen et Bathurst, 2015).....	44
Figure 3-1 Modèles numériques : (a) FLAC (Huang et al. 2009) ; (b) FLAC3D (Rahmouni et al. 2015).	48
Figure 3-2 Modèles numériques pour adopter le meilleur raffinement : (a) Cas 1 ; (b) Cas 2 ; (c) Cas 3 ; (d) Cas 4 ; (e) Cas 5.	50
Figure 3-3 Forces de traction maximale : (a) influence du raffinement suivant X ; (b) influence du raffinement suivant Y ; (c) influence du raffinement suivant Z.....	51
Figure 3-4 Les éléments interfaces existant dans le modèle numérique.	52

Figure 3-5 Forces de traction maximale dans les armatures sous l'effet de l'angle de frottement de l'interface sol-parement.	53
Figure 3-6 Influence de la rigidité de cisaillement du pied de parement sur les déformations des nappes de renforcement (Huang et al. 2010).	54
Figure 3-7 Influence de la rigidité de cisaillement du pied de parement sur les forces de traction maximales dans les armatures (Huang et al. 2010).	54
Figure 3-8 Influence de l'interface bloc-bloc sur les résultats numériques (Huang et al. 2010).	55
Figure 3-9 Résultats de l'essai de cisaillement direct à la boîte sol-sol et sol-renforcement (Sayeed et al. 2014).	56
Figure 3-10 Modèle numérique de l'essai d'arrachement d'un géogrille sinusoidal avec FLAC3D (Attach et Malles 2017).	57
Figure 4-1 Géométrie de l'ouvrage expérimental et le modèle numérique par Hatami et Bathurst, 2005. (a) vue de face ; (b) vue de la coupe transversale ; (c) vue en plan ; (d) modèle numérique de FLAC.	59
Figure 4-2 Modèle numérique de l'ouvrage de soutènement en sol renforcé.	61
Figure 4-3 Comparaison des forces de connexion obtenues par le modèle numérique avec les mesures expérimentales et le modèle numérique FLAC2D (Mur 6, Huang et al. 2009) : (a) en fin de construction ; (b) après un chargement de 80 kPa.	62
Figure 4-4 Comparaison des déformations des nappes de renforcement obtenues par le modèle numérique avec les mesures expérimentales et le modèle numérique FLAC2D (Mur 6, Huang et al. 2009) : (a) en fin de construction ; (b) après un chargement de 80 kPa.	63
Figure 4-5 Géométrie du surchargement.	64
Figure 4-6 Comparaison des forces de traction maximales dans les nappes de renforcement calculées analytiquement à l'aide du SSM et numériquement par FALC3D.	65
Figure 4-7 Présentation géométrique de l'étude de l'effet de la largeur de surchargement.	Error! Bookmark not defined.
Figure 4-8 Forces de traction dans les renforcements pour différentes largeurs de surchargement : (a) $S_l = 0.6$ m ; (b) $S_l = 1$ m.	66
Figure 4-9 Facteur d'emplacement de la surcharge rétro-calculé par rapport à la distance d'application normalisée.	70
Figure 4-10 Comparaison entre les facteurs d'emplacement de la surcharge pour les 06 nappes.	72

Figure 4-11 Meilleur ajustement adopté pour les coefficients ξ et μ en fonction de la profondeur (Z).....	72
Figure 4-12 Les résultats numériques des T_{max} par rapport aux T_{max} prédits pour des surcharges appliquées loin du parement : (a) SSM originale ; (b) SSM modifiée.	74
Figure 4-13 Les résultats numériques des T_{max} par rapport aux T_{max} prédits pour des surcharges ayant différentes largeurs appliquées juste derrière le parement.	76
Figure 4-14 Géométrie du modèle (modifié à partir de Zerguine et al. 2018).....	78
Figure 4-15 Tassement de la dalle de chargement avec l'augmentation du surchargement	79
Figure 4-16 Déformation du parement sous un chargement de 190 kN.....	79
Figure 4-17 Modèle de base pour le mur de soutènement en sol renforcé avec renforcements secondaires.....	80
Figure 4-18 Tassement de la dalle de chargement pour différentes longueurs des renforcements secondaires.....	81
Figure 4-19 Tassement de la dalle de chargement pour différentes rigidités des renforcements secondaires.....	81
Figure 4-20 Différentes dispositions des renforcements secondaires : (a) Cas 1 ; (b) Cas 2 ; (c) Cas 3 ; (d) Cas 4.	83
Figure 4-21 Tassement de la dalle de chargement pour différentes disposition des renforcements secondaires.....	83
Figure 4-22 Relation entre la rigidité des renforcements secondaires et la déflexion maximale du parement pour différentes disposition.....	84
Figure 4-23 Relation entre la rigidité des renforcements secondaires et la force de traction maximale dans tout le mur pour les différentes dispositions.	85

Liste des tableaux

Tableau 1-1 Valeurs par défaut du facteur de correction (AASHTO 2012).....	21
Tableau 2-1 Les coefficients utilisés dans la méthode de la rigidité simplifiée	39
Tableau 2-2 Les paramètres du cisaillement du sol utilisé pour développer la méthode de la rigidité simplifiée	40
Tableau 4-1 Propriétés du sol, renforcement et parement Huang et al. (2009).	60
Tableau 4-2 Propriétés des interfaces Huang et al. (2009).	61
Tableau 4-3 Les cas étudiés pour l'influence de la largeur surchargement.	67
Tableau 4-4 Pourcentage de surestimation des forces de traction prédite par SSM.	68
Tableau 4-5 Valeur de ξ et μ pour chaque nappe de renforcement.....	71
Tableau 4-6 Cas étudiés pour la validation des modifications.....	75
Tableau 4-7 Propriété du remblai, fondation, parement et renforcement (Arab et al. 2001) ...	78

Liste des abréviations

SSM : Simplified Stiffnes Method

AASHTO : American Association of State Highway and Transportation Officials

PET : polyester

PVA : Polyvinyle

PP : polypropylène

LCPC : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

NT : Non Tissé

BAST : Bundesanstalt fur Strassenwesen

FLAC3D : Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions

FHWA : Federal Highway Administration

MEF : Méthode des Eléments Finis

MDF : Méthode des Différences Finies

RMC : Royal Miliraty College

Liste des Symboles

K : le coefficient de poussée des terres latérale

S_v : l'espacement vertical des renforcements.

γ : le poids volumique du sol de remblai.

H : la Hauteur de l'ouvrage renforcé

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

D_{\max} : le facteur de la distribution des T_{\max} .

Φ_{fb} : facteur d'inclinaison de parement

Φ_g : facteur de la rigidité globale des renforcements

Φ_{fs} : facteur de la rigidité du parement

Φ_{local} : facteur de la rigidité locale des renforcements

Φ_c : facteur de la cohésion

Φ_s : facteur du tassement de la fondation

$Kabh$: la composante horizontale du coefficient de la pression de terre active calculée pour l'inclinaison du parement telle qu'il est.

w : l'angle d'inclinaison du parement

φ_r : l'angle de frottement interne du sol

$Kavh$: la composante horizontale du coefficient du pression de terre active calculée pour le mur considéré vertical

P_a : la pression atmosphérique égale à 101 kPa.

S_{global} : rigidité globale des renforcements est donnée comme suit

H : hauteur de l'ouvrage renforcé.

J_i : rigidité à la traction d'une nappe de renforcement

S_{local} : la rigidité locale du renforcement pour la nappe renforcée

c : la cohésion du sol

F_f : la rigidité de la colonne du parement

h_{eff} : la hauteur équivalente d'un parement non jointé

b : largeur de la colonne du parement.

E : le module élastique de la poutre élastique équivalente représentant le parement du mur

S : tassement du sol de fondation

H_{ref} : la hauteur de la référence

γ_f : le poids volumique de la surcharge du sol

Φ_{tx} : l'angle de frottement interne du sol obtenu à partir de l'essai triaxial

Φ_{ds} : l'angle de frottement interne du sol obtenu à partir de l'essai de la boîte de cisaillement directe

IP : l'indice de plasticité

Φ_{sec} : l'angle de frottement sécant

Introduction générale

Depuis des décennies d'années la technique de renforcer un sol par géosynthétique est devenue très utilisé et dominante dans le domaine du génie civil vue la construction rapide qui ne nécessite pas un matériel lourd et le bénéfice économique de ce type d'ouvrage. Ces géosynthétiques sont utilisés pour diverses raisons selon les besoins de l'ingénieur telle que : le drainage, le renforcement, l'étanchéité et la protection. Ces matériaux peuvent être associé à un remblai pour former une structure plus résistante qui peut travailler comme une structure de soutènement ou une structure porteuse.

Les murs en sol renforcé utilisés comme une structure porteuse est l'axe principal de cette thèse. Cependant, les mesures des forces de traction dans les nappes de renforcement restent difficiles en raison de la complexité du système sol-renforcement et l'équipement lourd utilisé pour mesurer ces forces. Pour cette raison plusieurs auteurs ont utilisé les mesures expérimentales pour proposer des formules analytiques afin d'estimer les forces de traction dans les nappes de renforcement. En outre, plusieurs chercheurs ont utilisé les méthodes numériques telle que la méthode des éléments finis et la méthode des différences finies et ils ont montré la fiabilité pour étudier le comportement des murs en sol renforcé (Arab et al. 2001; Bathurst et al. 2006; Huang et al. 2009, 2010; Rahmouni et al. 2016). De plus, plusieurs chercheurs ont utilisé des mesures expérimentales et des résultats numériques pour montrer que les méthodes de prédiction des forces de traction dans les nappes de renforcement fournissent des résultats conservatifs sous différentes conditions de construction, géométrie de l'ouvrage, le sol support...etc. A cet effet, ils ont proposé des modifications ou des améliorations pour les expressions originales afin d'améliorer la précision de ces méthodes analytiques (Allen et Bathurst 2004 ; Miayat et al. 2007 ; Bathurst et al. 2008 ; Tin et al. 2011) et éliminer les conservatismes dans ces méthodes.

L'investigation de cette thèse est basée sur une étude numérique et s'intéresse à améliorer une méthode de prédiction des forces de traction dans les nappes de renforcement appelée méthode de la rigidité simplifiée, qui contribue aussi à l'étude du comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé subissant un surchargement en tête. L'amélioration de la méthode vis-à-vis les surcharges sera appliquée loin du parement, et la contribution vise l'influence des renforcements secondaires sur le comportement des ouvrages en sol renforcé. Cette investigation est composée de quatre chapitres comme suit :

Introduction générale

Le premier chapitre présente une définition générale des ouvrages de soutènement en sol renforcé, aussi les différents types de renforcement. Ainsi que le dimensionnement de ce type d'ouvrage selon le guide AASHTO et les différents mécanismes de rupture observés dans des essais expérimentaux et des études numériques. Puis, on discutera les paramètres influant sur le comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé.

Le deuxième chapitre est consacré à la présentation des méthodes de prédiction des forces de traction dans les nappes de renforcement, et quelques modifications proposées afin d'ajuster le conservatisme de ces méthodes.

Le troisième chapitre présente une étude sur les différents paramètres influant sur les résultats numériques, en étudiant l'influence du maillage, les différents paramètres d'interaction entre les éléments constituant le modèle et l'influence des éléments de renforcement sur les résultats numériques.

Le quatrième chapitre est consacré à l'étude numérique des ouvrages de soutènement en sol renforcé soumis à un surchargement en tête. Cette contribution vise premièrement l'introduction d'un nouveau facteur dans l'expression de la méthode de la rigidité simplifiée afin d'améliorer la prédiction des forces de traction dans les renforcements vis-à-vis des surcharges appliquées loin du parement. Deuxièmement, une contribution sur l'addition des renforcements secondaires sur le comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé subissant un surchargement en tête.

Chapitre 1. Comportement des ouvrages de soutènement renforcé par géosynthétique

1.1 Introduction

L'utilisation de la technique des structures en sol renforcé par des nappes métalliques ou géosynthétiques évolue actuellement dans ces dernières années. Cette technique qui consiste à construire un matériau composite entre deux éléments principaux, le matériau de remblais et les éléments de renforcement. Ce matériau composite offre une résistance plus importante et une solution très répandue dans le domaine de génie civil. Cette technique remplace souvent les murs classiques parce qu'elle offre plusieurs avantages telle que la rapidité et la facilité d'exécution, l'aspect esthétique et la réduction du coût de réalisation.

Les géosynthétiques sont de différents types : telle que le géogrille, géotextile, géomembrane, géocomposite ...etc. Souvent ce matériau est combiné avec un matériau de remblai pour former une structure composite capable de soutenir un terrain déstabilisé, renforcer un corps de chaussée d'une route, réaliser une voie d'accès, une culée d'un pont ou d'un ouvrage hydraulique selon les caractéristiques et la raison d'utilisation de ce matériau.

Dans ce chapitre, on va présenter les éléments constituant les ouvrages de soutènement en sol renforcé et le mode de construction de ces ouvrages, le dimensionnement des murs de soutènement en sol renforcé. Également les paramètres influant sur le comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé.

1.2 Les éléments constituant un ouvrage de soutènement en sol renforcé

Un ouvrage de soutènement en sol renforcé est une structure complexe, composée de différents matériaux. Ces éléments sont : le sol de remblai mis en place par couche successives après avoir réalisé le compactage nécessaire pour surmonter la couche suivante, les éléments de renforcement métalliques (haute adhérence ou treillis à soudé) ou géosynthétiques et le parement qui soit rigide ou flexible.

1.2.1 Les éléments de renforcement géosynthétiques

Les éléments de renforcement des ouvrages de soutènement en sol renforcé par géosynthétiques, sont couramment très utilisés depuis leur apparition en 1970. Le renforcement des sols par des nappes géosynthétiques est souvent utilisé par rapport aux renforcements métalliques à cause de sa souplesse, sa légèreté et sa résistance à la corrosion.

Les géosynthétiques sont des produits constituant au moins une matière à base polymère synthétique (polyester PET, Polyvinyle PVA, polypropylène PP) ou naturel, il existe plusieurs types de géosynthétiques présentés dans la figure (1-1), les matériaux géosynthétiques peuvent être classifiés selon leur utilisation, on peut distinguer la séparation, le confinement, la filtration et le renforcement.

L'extensibilité des géosynthétiques et le milieu composé entre le sol et le géosynthétique rendent le comportement de ces matériaux très compliqué. Afin de comprendre le comportement de cet ensemble (sol/renforcement) plusieurs auteurs ont étudié le phénomène d'interaction entre l'élément de renforcement et le sol (Murthy et al. 1993 ; Bergado et Chai 1994 ; Palmeire, 2009 ; Bathurst et al. 2005 ; Attach et Mellas, 2017)

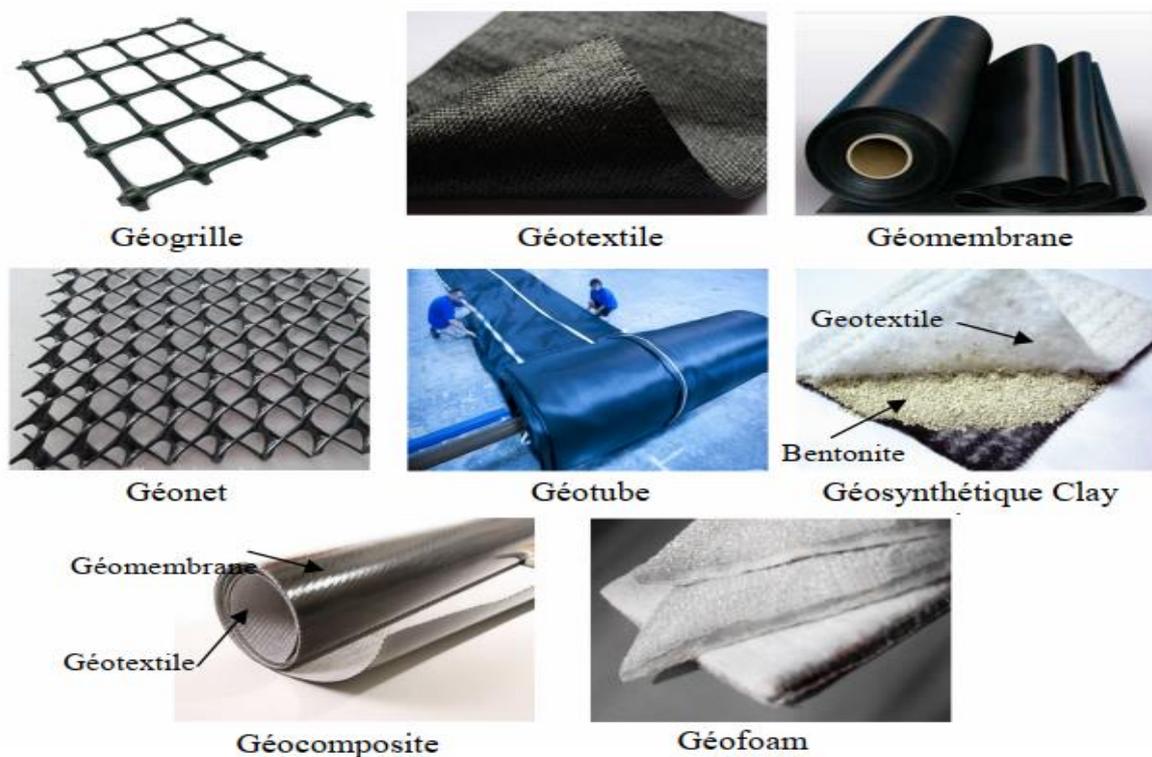


Figure 1-1 Exemples types de géosynthétiques (Rahmouni, 2017).

1.2.2 Matériaux de remblai

Le sol de remblai est la partie la plus large dans un profil en travers d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé. Il participe directement dans la résistance de ce type d'ouvrages de soutènement et doit répondre à des critères spécifiques (pourcentage des fines dans le matériau de remblai, le diamètre des particules, matériaux non angulaires) et aussi à des critères relatifs à la situation

de l'ouvrage et son environnement pour mieux participer dans la résistance de ces ouvrages. Souvent les matériaux utilisés pour remblai sont des matériaux granulaires frottant.

1.2.3 Le parement et le système de connexion

Le parement est la face avale d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé, il participe directement à la stabilité de l'ouvrage, on peut distinguer trois types de parement classés selon la rigidité (rigide, semi-rigide et flexible).

1.2.3.1 Parement rigide

Généralement ce type de parement est construit avec des éléments préfabriqués en béton, comme montré dans la figure (1-2).



Figure 1-2 Mur en sol renforcé à parement rigide (Rahmouni, 2017).

1.2.3.2 Parement semi-rigide

Ce type de parement est largement utilisé dans la réalisation d'ouvrages de soutènement en sol renforcé, grâce à la facilité d'emplacement et de connexion des nappes de renforcement sur le parement et ne nécessite pas une main d'oeuvre spécialisée. Généralement il est construit avec des blocs modulaires préfabriqués en béton (Figure 1-3).



Figure 1-3 Mur en sol renforcé à parement semi-rigide.

1.2.3.3 Parement flexible

Le parement est construit avec le retournement de la nappe de renforcement elle-même au bord du talus, la technologie consiste à emplir les nappes simplement retournées au bord du talus en assurant le recouvrement et l'accrochage de la nappe supérieure dans le sol de remblai (Figure 1-4).



Figure 1-4 Mur en sol renforcé à parement flexible.

1.2.3.4 Système de connexion

Le système de connexion des nappes de renforcement au parement dépend de type de parement utilisé. La connexion des nappes de renforcement à un parement en écailles préfabriquées en béton armé est réalisée par un système de boucles et de goupilles, galvanisées et protégées également par une couche polyéthylène (Figure 1-5a). Dans le cas où le parement est semi-rigide en blocs modulaires, les nappes de renforcements sont raccrochées au parement à l'aide d'un système de fixation ou elles sont simplement pincées entre deux blocs (Figure 1-5 (b) et (c)).

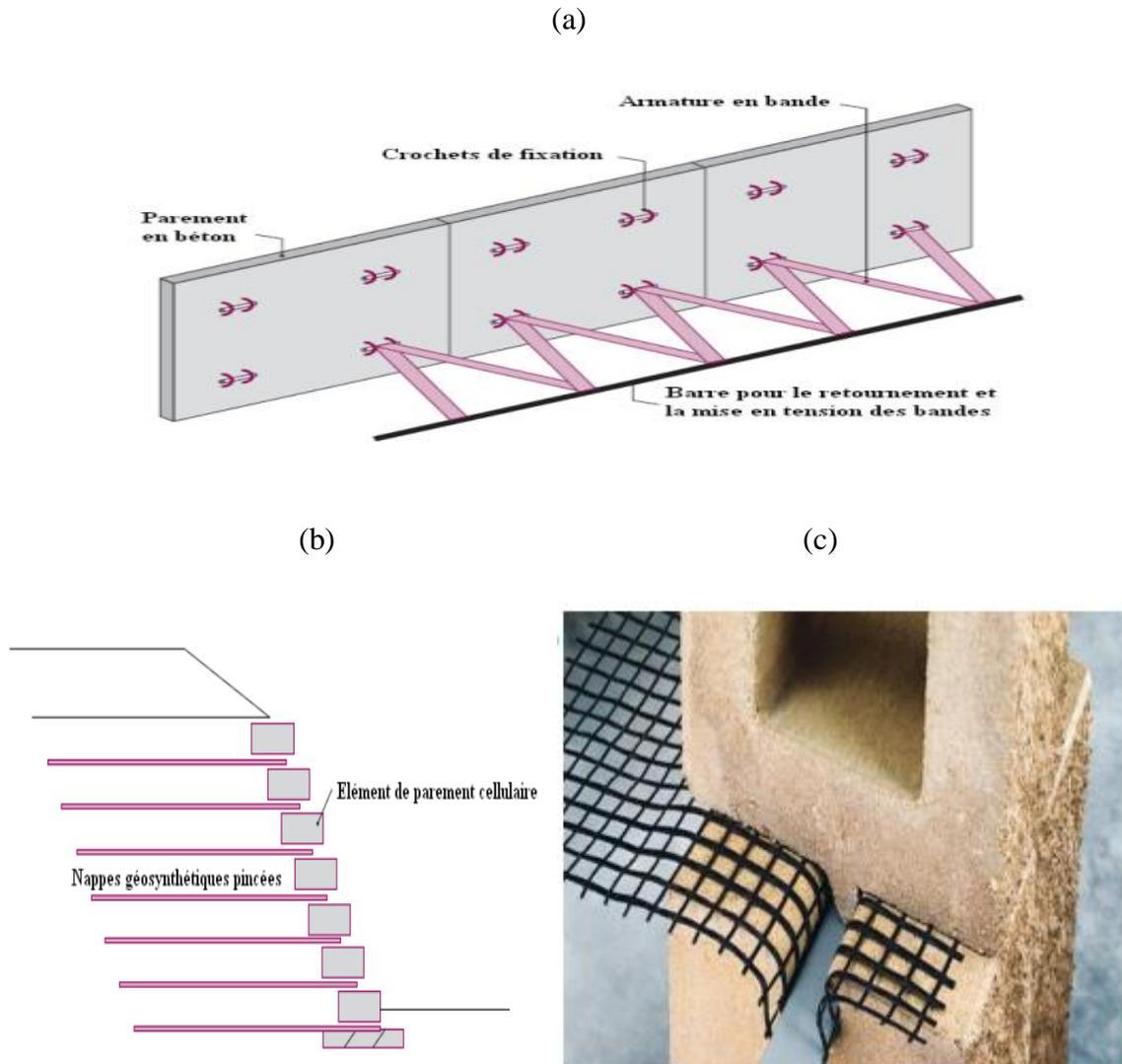


Figure 1-5 Différents systèmes d'accrochages des renforcements au parement (LCPC. 2003).

1.3 Procédure de la réalisation

La construction d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé à parement semi-rigide ne nécessite pas de matériel mécanique assez lourd, il nécessite seulement un matériel de terrassement traditionnel et un matériel de compactage.

La procédure de la construction de ce type d'ouvrage en sol renforcé se déroule comme suit :

- La préparation du site ou du sol de fondation où le mur sera réalisé et le traitement du sol de la fondation s'il est nécessaire.
- La mise en place du premier bloc modulaire et la couche de remblai de la hauteur du bloc, en assurant le remplissage des trous des blocs modulaires et le compactage de la couche de remblai et des blocs remplis.

- La mise en place de la première nappe de renforcement en assurant l'accrochage au niveau du bloc modulaire par l'intermédiaire du dispositif nécessaire du système de connexion, ensuite le deuxième bloc modulaire avec sa couche de remblai de même hauteur, en n'oubliant pas l'action du compactage et du remplissage. Il est important de noter que l'emplacement de la première nappe de renforcement n'est pas forcément juste au-dessus de la première couche de remblai.
- La mise en œuvre des couches suivantes est faite par la répétition des mêmes étapes et actions pour la première et la deuxième couche, ainsi la même action de la mise en œuvre des nappes de renforcement pour les couches précédentes.

1.4 Exemple d'utilisation des géosynthétiques pour le renforcement

1.4.1 Mur renforcé à parement semi-rigide

Un ouvrage de soutènement en sol renforcé par des nappes de géotextile de renforcement à Chevaley, wilaya d'Alger, de 4 m d'hauteur (Figure 1-6)



Figure 1-6 Mur en sol renforcé wilaya d'Alger.

1.4.2 Mur renforcé à parement flexible

Le traitement d'un glissement de terrain au niveau de RN 43 daïra de Settara, wilaya de Jijel par un mur de soutènement en sol renforcé par géotextile de renforcement à parement flexible (Figure 1-7).



Figure 1-7 Mur en sol renforcé wilaya de Jijel.

1.5 Mécanisme de rupture

Les modes de rupture d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé sont :

1.5.1 Mécanisme de rupture externe

On peut distinguer trois (03) mécanismes de rupture externe comme illustré dans la figure (1-8) :

- Glissement de base
- Renversement
- Poinçonnement

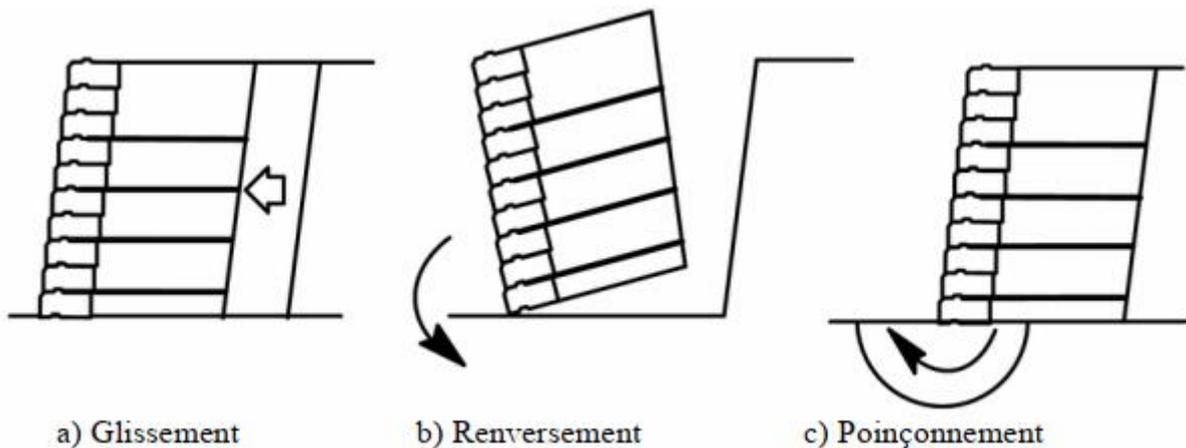


Figure 1-8 Mécanisme de rupture externe.

1.5.2 Mécanisme de rupture interne :

Il existe trois modes de rupture dans ce mécanisme sont illustrés sur la figure (1-9) :

- Glissement partiel d'une partie de l'ouvrage renforcé.
- Rupture par cassure des nappes de renforcement.
- Rupture par défaut d'adhérence entre le sol et les nappes de renforcement.

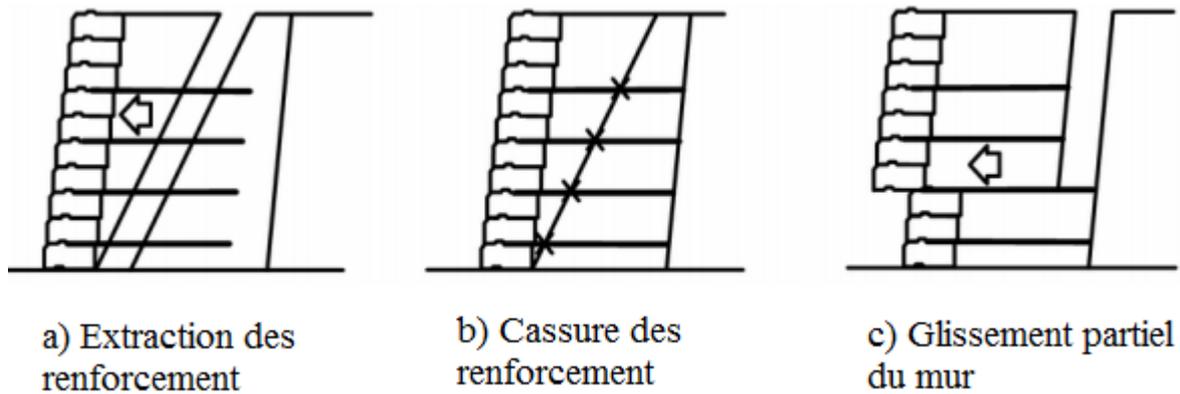


Figure 1-9 Mécanisme de rupture interne.

1.5.3 Mécanisme de rupture du parement

On peut distinguer aussi trois modes de rupture illustrés sur la figure (1-10) :

- Rupture du système de connexion.
- Cisaillement partiel du parement.
- Renversement des blocs constituant le parement.

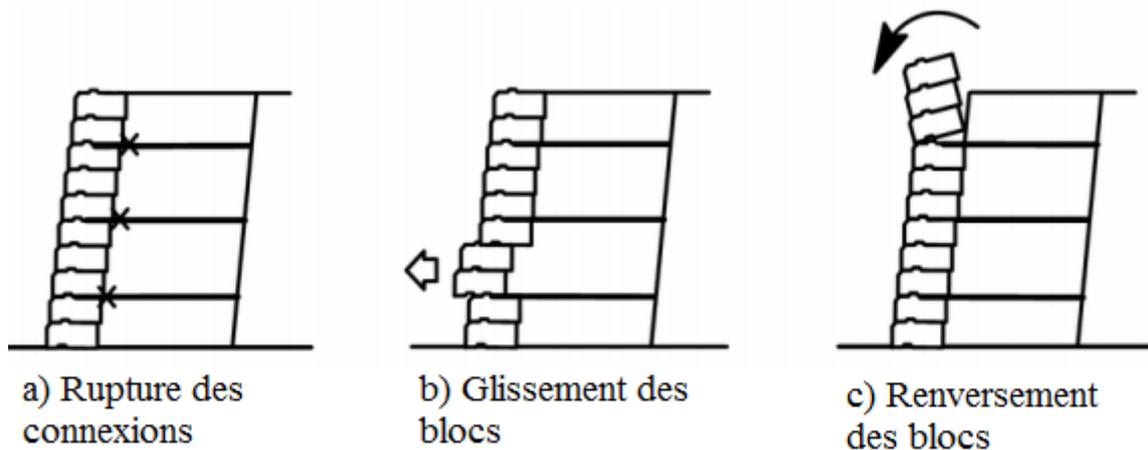


Figure 1-10 Mécanisme de rupture du parement.

1.5.4 Mécanisme de rupture des murs en sol renforcé chargé localement en tête :

Palmeira, (2009) a présenté les mécanismes de rupture possibles pour un ouvrage de soutènement en sol renforcé (Figure 1-11) et la déformation des éléments de renforcement en fonction de leur disposition et de la charge appliquée sur l'ouvrage.

La figure (1-11) présente les quatre (04) différents mécanismes de rupture suivants :

- Zone A : un glissement de la masse du sol sur la surface des nappes de renforcement peut se produire.
- Zone B : la déformation latérale du sol et la nappe de renforcement.
- Zone C : le cisaillement des nappes de renforcement.
- Zone D : l'arrachement des nappes de renforcement.

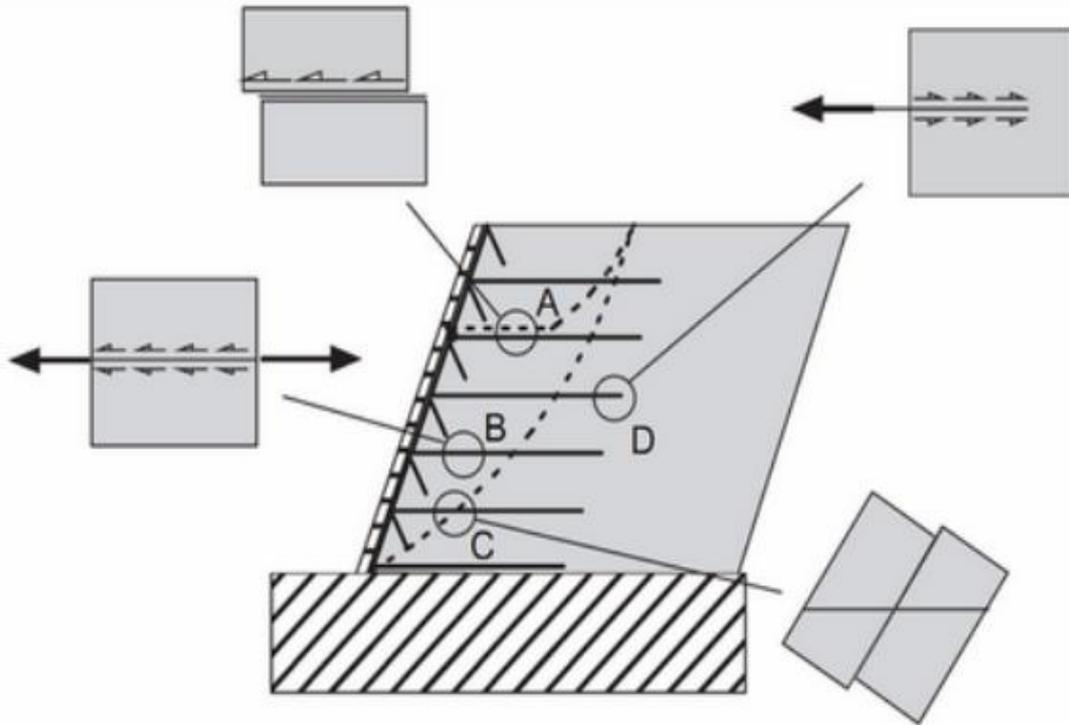


Figure 1-11 Différents mécanismes de rupture, Palmeira, (2009).

Haza, (1997) a présenté le comportement des deux ouvrages de soutènement en sol renforcé par un géotextile tissé (T) et l'autre non tissé (NT) à parement semi-rigide surchargé en tête par une dalle de chargement jusqu'à la rupture (programme GARDEN), les deux massifs ont une hauteur de 4.35 m et ils n'ont pas la même distribution des nappes de renforcement et géométrie.

Une coupe des massifs déformés après les essais de chargement à la rupture est présentée dans la figure (1-12). Les deux murs sont rompus à l'arrière de la semelle de chargement et la ligne de rupture se propage jusqu'à son apparition sur la partie inférieure du parement.

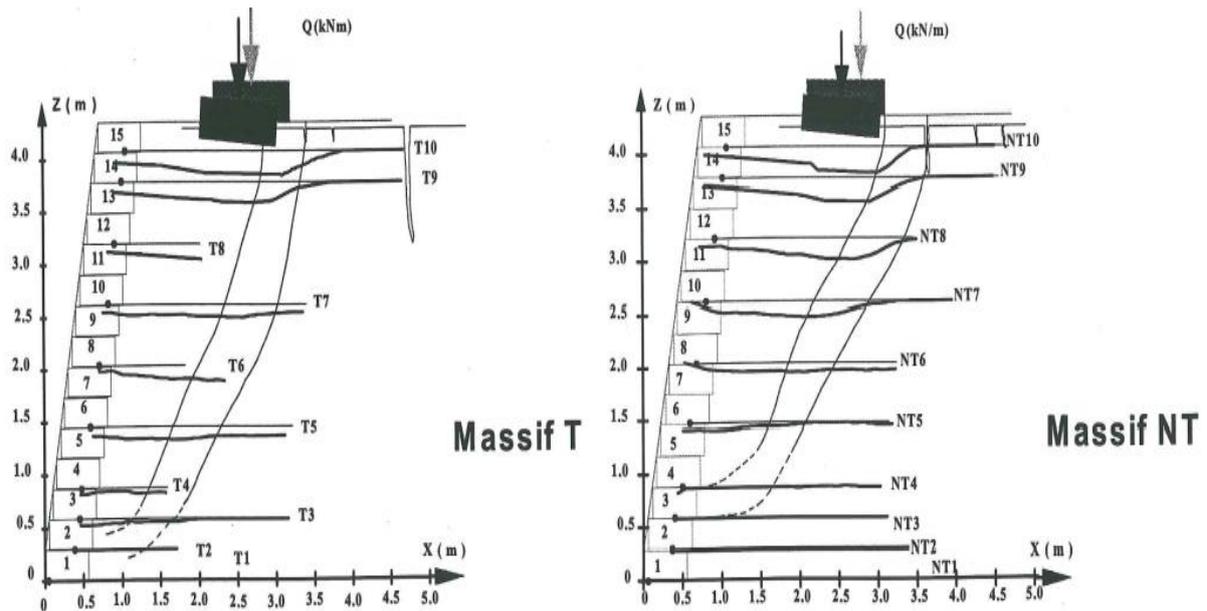


Figure 1-12 Fuseau des déformations maximales des nappes de renforcement, programme GARDEN (HAZA, 1997).

Luong et Legeay, (1988) ont étudié, sur des modèles réduits en rouleaux de Schneebeli renforcé par des armatures métalliques, l'action du chargement local en tête sur la stabilité du parement. Ils ont mis en évidence deux modes de rupture selon la distance dalle de chargement-parement (Figure 1-13).

Si :

- $d < d_s$ la rupture s'amorce le long de la face amont de la dalle de chargement et se propage en coin jusqu'au parement.
- $d \approx d_s$ et la hauteur du mur est importante, le coin du poinçonnement se propage par une surface plane jusqu'au parement
- $d > d_s$ la séquence de rupture sera comme le cas du poinçonnement d'une fondation

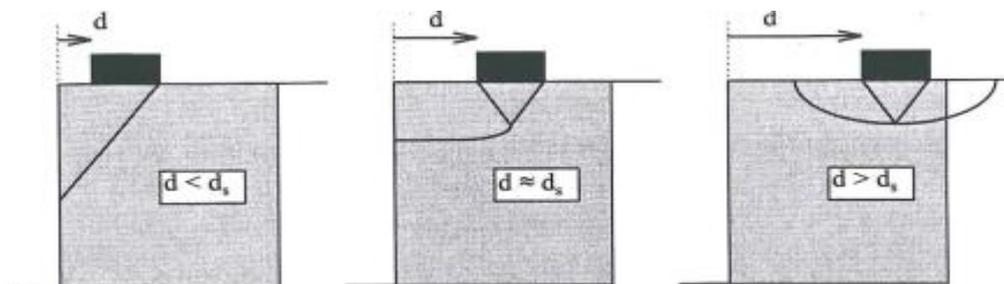


Figure 1-13 Mécanisme de rupture observé en fonction de la position de la dalle de chargement, Luong et Legeay, (1988).

Une expérience à grande échelle s'est déroulée à la BAST en collaboration avec le LCPC sur un mur en sol renforcé de 2.88 m de hauteur, les nappes de renforcements sont en géotextile non tissé de 2 m de longueur comme illustré sur la figure (1-14a). Le parement est flexible avec un retournement des nappes de renforcement. Le sol de remblai utilisé a les caractéristiques mécaniques estimées angle de frottement $\phi=37^\circ$ et une cohésion $c = 8$ kPa, surchargé localement en tête jusqu'à la rupture à l'aide d'une dalle de chargement.

La rupture observée apparaît en premier temps en un mécanisme amorcé de l'arrière de la dalle de chargement jusqu'au pied de parement engloberait toute la hauteur du mur ; puis le poinçonnement de la dalle de chargement provoque la rupture d'ancrage de la nappe supérieure de renforcement, un deuxième mécanisme déclenché par le glissement et le diversement des trois couches supérieures vers l'avales (Figure 1-14b).

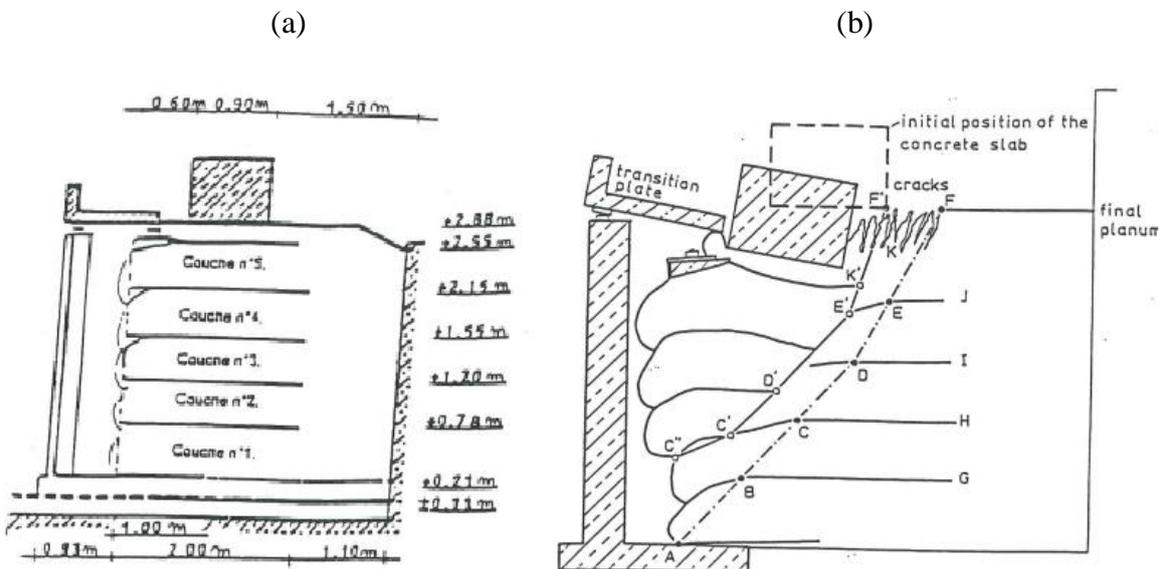


Figure 1-14 Coupe du mur test BAST-LCPC.

1.6 Dimensionnement des ouvrages de soutènement en sol renforcé

La conception et le dimensionnement des murs de soutènement en sol renforcé nécessitent la stabilité externe et interne de la structure en sol renforcé.

1.6.1 La stabilité externe

Le mur de soutènement en sol renforcé est considéré comme sa zone renforcée et son parement en ensemble comme un corps rigide, son analyse vis-à-vis la stabilité externe sera comme l'analyse d'un mur de soutènement classique. La vérification de la stabilité externe comprend la stabilité au glissement, au renversement et au poinçonnement.

AASHTO, (2012) représente la distribution des poussées latérales appliquées sur un mur de soutènement en sol renforcé sous différentes conditions (Figure 1-15 a, b, c, d).

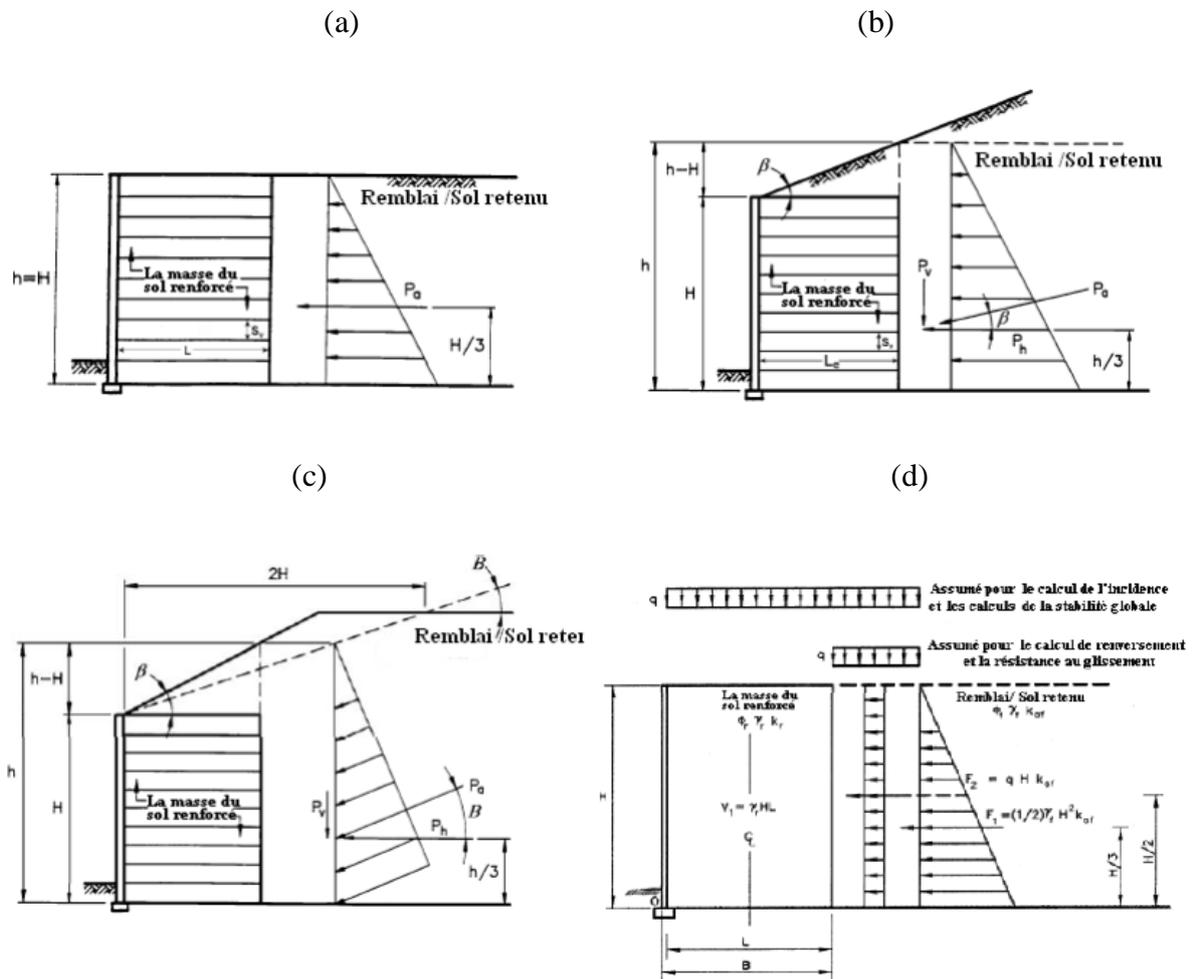


Figure 1-15 Distribution des poussées latérales du sol : (a) remblai plat ; (b) remblai en pente ; (c) remblai de pente cassé ; (d) remblai surchargé.

1.6.1.1 Stabilité au glissement

Le facteur de sécurité (équation 1-1) vis-à-vis du glissement doit être supérieur ou égale à 1.5 selon l'AASHTO, (2012).

$$FS_S = \frac{\sum \text{Forces horizontales résistantes}}{\sum \text{Forces horizontales motrices}} \geq 1.5$$

Pour le cas d'un mur en sol renforcé surchargé (Figure 1-15d) le facteur de sécurité sera :

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

$$= \frac{\gamma_r H L \tan \phi}{0.5 \gamma_b H^2 K_{a,b} + q_s H K_{a,b}} \Rightarrow FS_S = \frac{\gamma_r L \tan \phi}{(0.5 \gamma H + q_s) K_{a,b}} \quad (1-1)$$

Où

- V_1 , P_1 et P_2 sont le poids propre du sol renforcé, les forces de poussées derrière le mur renforcé du sol retenue et due aux surcharges respectivement.
- H , γ_r , L , ϕ , γ_b , q_s et $K_{a,b}$ sont la hauteur du mur renforcé, le poids volumique du sol renforcé, la longueur des armatures, l'angle de frottement du sol renforcé ou du sol de fondation, le poids volumique du sol retenu, la surcharge et le coefficient de poussée du sol retenu respectivement.

1.6.1.2 Stabilité au renversement

AASHTO, (2012) recommande un facteur de sécurité au renversement donné par l'expression (1-2) supérieur ou égale à 2.

$$FS_O = \frac{\sum \text{Moments résistants}}{\sum \text{Moments moteurs}} \geq 2$$

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

$$= \frac{\gamma_r H L (L/2)}{0.5 \gamma_b H^2 K_{a,b} (H/3) + q_s H K_{a,b} (H/2)}$$

$$FS_O = \frac{\gamma_r H L^2}{H K_{a,b} (1/3 \gamma_b H + q_s)} \quad (1-2)$$

1.6.1.3 Stabilité au poinçonnement

Le facteur de sécurité au poinçonnement donné par l'expression (1-3) doit être supérieur ou égale à 2.5 selon AASHTO (2012).

$$FS_{BC} = \frac{\text{Capacité portante ultime}}{\text{Charge verticale appliquée sur le sol de fondation}}$$

La capacité portante est calculée en considérant un chargement uniforme sur la largeur effective $B = L - 2e$, selon Meyerhof.

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

Où "e" est l'excentricité calculée par la somme des moments autour du point C dans la figure (1-15d) selon l'expression (1-4) et qui doit être vérifiée selon deux cas : $e \leq L/6$ ou $e \leq L/4$ dans le cas où le sol est rocheux.

$$FS_{BC} = \frac{0.5 \gamma_f (L-2e) N_\gamma}{\frac{\gamma_r H + q_s}{(1-2e/L)}} \quad (1-3)$$

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

$$= \frac{0.5 \gamma_b H^2 K_{a,b} \left(\frac{H}{3}\right) + q_s H K_{a,b} \left(\frac{H}{2}\right)}{\gamma_r H L + q_s L}$$

$$e = \frac{0.5 H^2 K_{a,b} \left(\frac{1}{3} \gamma_b H + q_s\right)}{L(\gamma_r H + q_s)} \quad (1-4)$$

1.6.2 Stabilité interne

L'analyse de la stabilité interne d'un mur de soutènement en sol renforcé consiste à vérifier la résistance des nappes de renforcement qui contribue directement à la stabilité de mur en sol renforcé. Ces éléments de renforcement absorbent la charge due au poids propre ainsi que les surcharges appliquées sur le mur de soutènement.

De plus les éléments de renforcements peuvent subir trois modes de rupture par fracture ou déchirure des nappes, arrachement des nappes et une rupture au niveau des connexions des nappes de renforcement -parement.

1.6.2.1 Stabilité à la rupture par fracture ou déchirure

Chaque types des nappes de renforcement avait une résistance limite spécifique, ces nappes absorbent les surcharges motrices et fait intervenir des forces de traction résistantes à ces surcharges, cette force de traction augmente avec l'augmentation du surchargement appliqué jusqu'à ce qu'il atteint sa résistance maximale de traction spécifique où on aura la facture ou la déchirure des nappes de renforcement.

Les éléments de renforcements choisis doivent avoir une force de traction maximale supérieure à la force de traction maximale développée dans les nappes de renforcement. Selon AASHTO, (2012) la force de traction maximale "T_{max}" est vérifiée par l'expression (1-5).

$$T_{\max} \leq T_a R_c \quad (1-5)$$

Où R_c est le rapport de couverture de renforcement et T_a est la résistance à la traction requise pour l'élément de renforcement et dépend de type de renforcement utilisé.

T_a pour les renforcements métalliques est donnée par l'expression (1-6).

$$T_a = FS \frac{A_c F_y}{b} \quad (1-6)$$

Où A_c , F_y et b sont le nombre des barres longitudinales, la limite de rupture d'armature métallique et le nombre des barres par unité de largeur respectivement.

T_a pour les renforcements géosynthétiques est donnée par l'expression (1-7).

$$T_a = \frac{T_{ult}}{FS \times RF} \quad (1-7)$$

Où T_{ult} , FS et RF sont la résistance à la traction ultime de géosynthétique, le facteur de sécurité et le facteur de réduction combiné.

Le facteur de réduction combiné RF est donné par l'expression (1-8).

$$RF = RF_{ID} \times RF_{CR} \times RF_D \quad (1-8)$$

Où F_{ID} , RF_{CR} et RF_D sont le facteur de réduction de résistance due à l'endommagement lors de l'installation des géosynthétiques, le facteur de réduction de la résistance causée par le phénomène du fluage des géosynthétiques et le facteur de réduction de la résistance causée par la dégradation chimique et biologique des géosynthétiques respectivement.

1.6.2.2 Stabilité à la rupture des connexions renforcement/parement

Le système de connexion doit être dimensionné d'une manière à pouvoir résister à la force active, selon AASHTO, (2002) le système de connexion est vérifié par l'équation (1-9).

$$T_{max} = T_o \leq T_{ac} R_c \quad (1-9)$$

$$T_{ac} = \frac{T_{ult} \times RC_u}{FS \times RF_C} \quad (1-10)$$

RF_C est un facteur combiné donné par l'équation (1-11).

$$RF_C = RF_{CR} \times RF_D \quad (1-11)$$

$$T_{max} = \sigma_h \times S_v \quad (1-12)$$

$$\sigma_h = K_r(\gamma_r Z + q) \quad (1-13)$$

σ_h , S_v , Z et q sont la contrainte horizontale, l'espacement vertical entre les nappes de renforcement, la profondeur de la nappe de renforcement et le surcharge respectivement.

Le coefficient de pression latérale K_r dans l'équation (1-13) dépend de la profondeur et le type de renforcement (Figure 1-16).

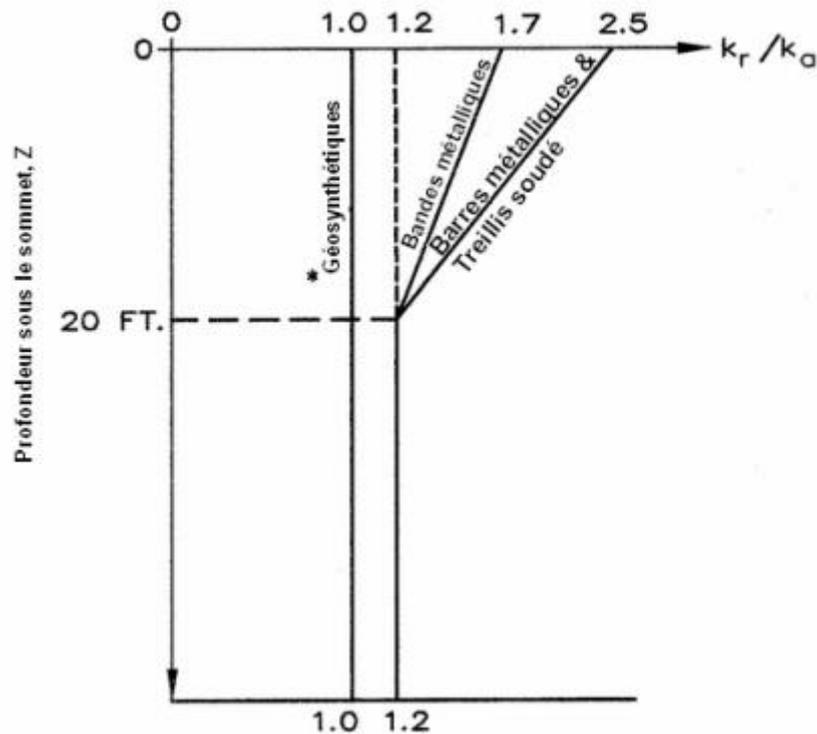


Figure 1-16 Variation du coefficient de la pression latérale en profondeur (AASHTO 2012).

Le rapport K_r/K_a pour d'autre type de renforcement est déterminé à partir des tests sur des ouvrages de soutènement en grande échelle. Pour les renforcements géosynthétiques le coefficient de pression latérale égale au coefficient de pression active pour toute la hauteur du mur.

Le coefficient de poussée active est déterminé en utilisant l'équation (1-14), en supposant qu'il n'y a aucun frottement au parement.

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (1-14)$$

Si le parement est incliné à certain degré par rapport à la vertical, le coefficient de poussée active est déterminé en utilisant la théorie de Coulomb (Equation 1-15).

$$K_a = \frac{\sin^2(\Psi + \phi)}{\sin^3 \Psi \left(1 + \frac{\sin \phi}{\sin \Psi}\right)} \quad (1-15)$$

1.6.2.3 Stabilité à l'extraction des renforcements

La stabilité à l'extraction des renforcements prend en compte la charge due au poids propre du sol renforcé seulement pour le calcul de la force de traction T_{max} , la stabilité de l'ouvrage est assurée par la partie ancrée des nappes de renforcement dans la zone passive. Cette partie doit avoir une longueur minimale pour éviter l'arrachement de ces armatures.

La longueur minimale requise pour assurer la stabilité de leur arrachement est donnée par l'équation (1-16).

$$L_{min,p} = L_a + L_e \quad (1-16)$$

Où L_a est la longueur des nappes de renforcement dans la zone active et L_e est la longueur des nappes de renforcement dans la zone passive.

La longueur des nappes de renforcement dans la zone active est calculée en fonction de la géométrie de la ligne de rupture. La figure (1-17) représente ces deux longueurs et la ligne de rupture selon AASHTO, (2012), où la surface de rupture est similaire à celle de Rankine si les renforcements sont extensibles (Figure 1-17a), par contre si les renforcements sont inextensibles le plan de rupture est différent à celui de Rankine (Figure 1-17b).

Pour un ouvrage à parement vertical le plan de Rankine est donné par l'équation (1-17).

$$\alpha = \frac{\pi}{2} + \frac{\phi}{2} \quad (1-17)$$

Si le parement du mur de soutènement est incliné par rapport à la verticale à $\Psi \geq 10^\circ$, le plan sera de Coulomb donné par l'équation (1-18).

$$\tan(\alpha - \phi) = \frac{-\tan(\phi - \beta) + \sqrt{\tan(\phi - \beta)[\tan(\phi - \beta) + \cot(\phi + \psi)][1 + \tan(\lambda - \psi)\cot(\phi + \psi)]}}{1 + \tan(\lambda - \psi)[\tan(\phi - \beta) + \cot(\phi + \psi)]} \quad (1-18)$$

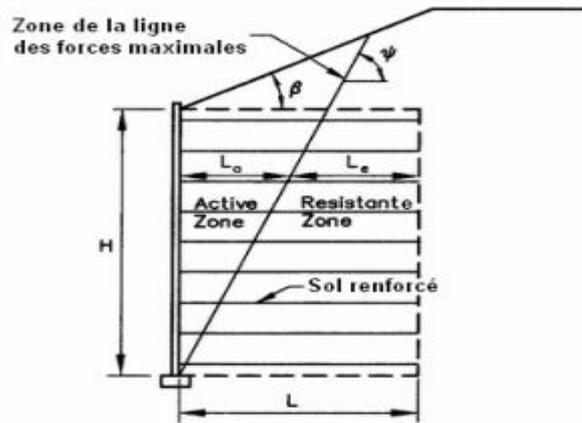
La longueur de la nappe dans la zone passive est donnée par l'équation (1-19).

$$L_e \geq \frac{T_{max}}{F^* \alpha \sigma_v C R_c} F S_{PO} \quad (1-19)$$

Où F^* , α , σ_v , C , R_c et FS_{PO} sont le facteur de frottement à l'arrachement, le facteur de correction, la contrainte verticale appliquée sur la nappe de renforcement, le facteur de géométrie de la

surface, le rapport de couverture et le facteur de sécurité à l'extraction des nappes de renforcement respectivement.

(a)



(b)

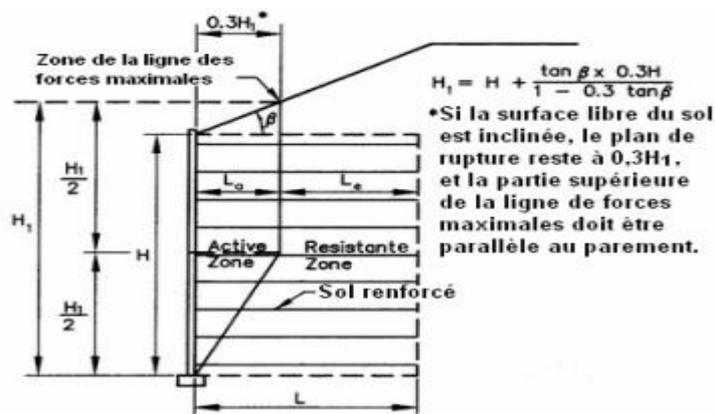


Figure 1-17 Surface de rupture pour un mur de soutènement en sol renforcé pour les cas : (a) renforcement extensible ; (b) renforcement inextensible.

Le facteur de correction et le facteur de frottement d'arrachement, qui doivent être déterminés à partir des essais d'arrachement spécifique dans le matériau de remblayage, peuvent être choisis pour des matériaux de remblai standard, à l'exception des sables uniformes, il est acceptable d'utiliser des valeurs par défauts conservatives selon AASHTO, (2012) (Figure 1-18 et tableau 1-1).

Tableau 1-1 Valeurs par défaut du facteur de correction (AASHTO 2012)

Type de renforcement	Valeurs de α par défaut
Tous les renforcements en acier	1.0
Géogrille	0.8
Géotextile	0.6

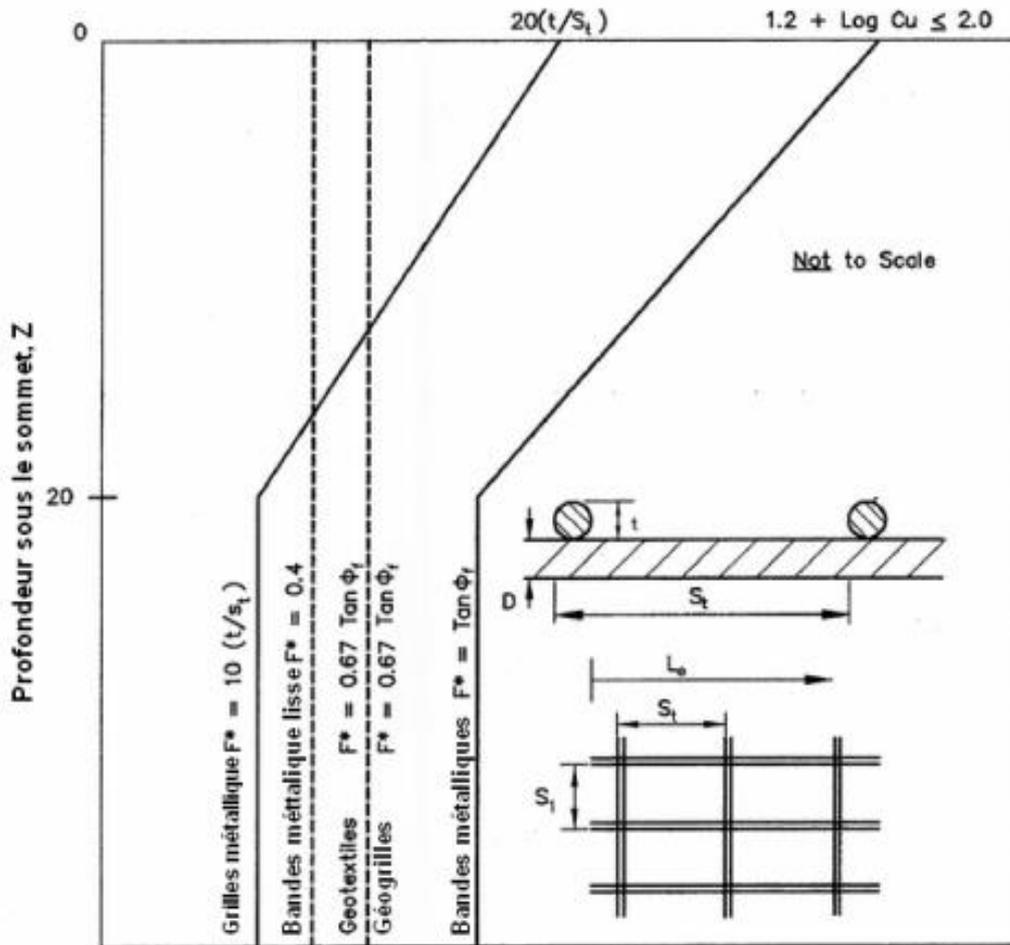


Figure 1-18 Valeurs du facteur de frottement d'arrachement (AASHTO, 2012).

Le rapport de couverture R_C dépend de la géométrie du renforcement comme représenté sur la figure 1-19 (a) et (b), il peut être calculé en utilisant l'équation (1-20).

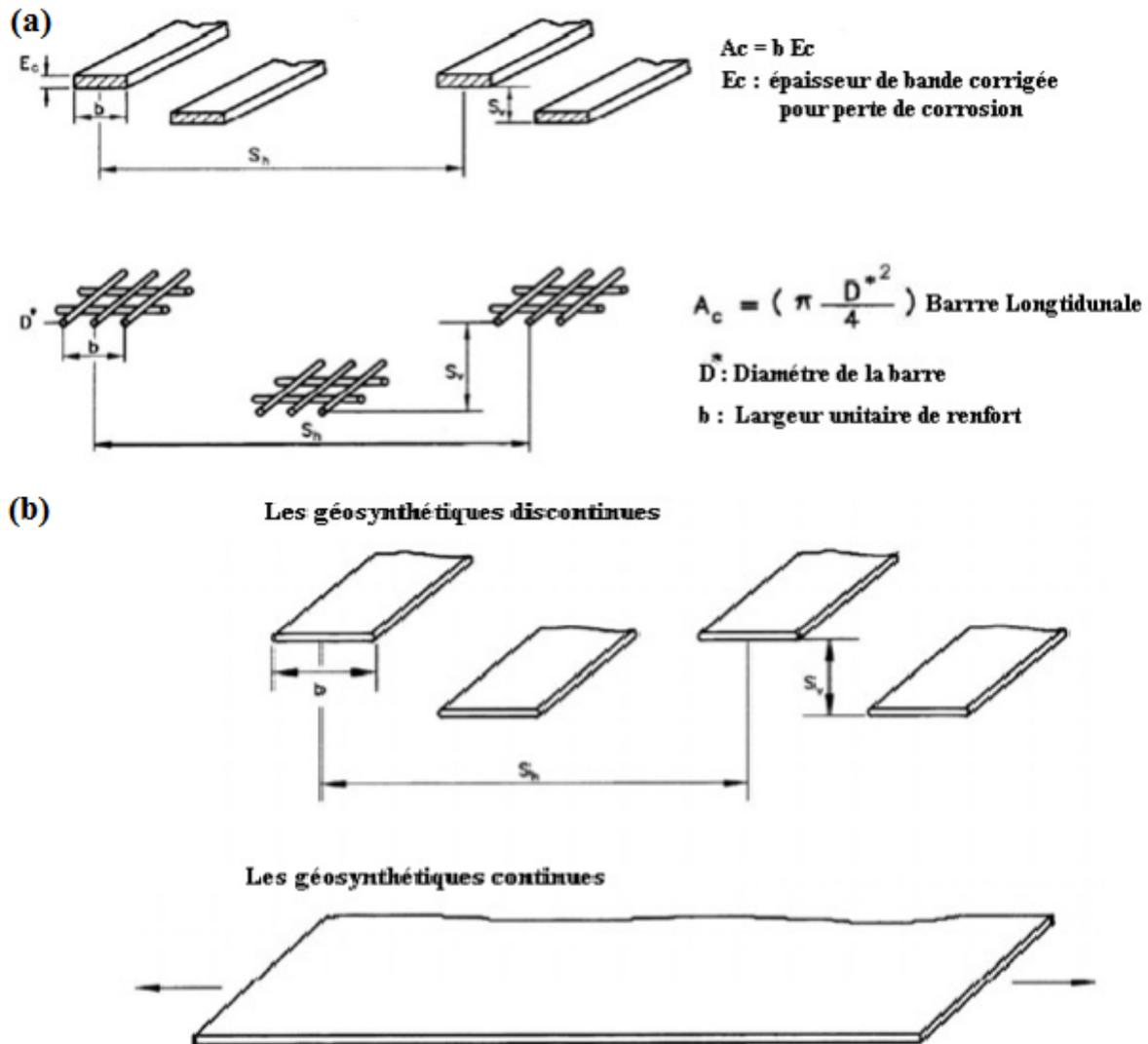


Figure 1-19 Le rapport de couverture R_c selon AASHTO (2012). (a) renforcement métallique ; (b) renforcement géosynthétique.

$$R_c = \frac{b}{S_h} \quad (1-20)$$

AASHTO (2012) recommande un facteur de sécurité minimal de 1.5 et une longueur minimale dans la zone résistante de 0.9 mètres.

1.7 Paramètre influant sur le comportement des murs en sol renforcé

Plusieurs auteurs ont étudié le comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé, ils ont montré l'existence d'une variété de paramètres influant sur le comportement de ce type de mur.

1.7.1 Paramètres mécaniques du sol de remblai

Les murs de soutènement en sol renforcé sont souvent construits avec un matériau frottant pour une bonne interaction avec les éléments de renforcement. L'angle de frottement qui contribue directement sur la résistance au cisaillement du mur renforcé par l'augmentation de la résistance du complexe sol-renforcement.

Miyata et Bathurst (2007) ont étudié 12 ouvrages de soutènement construits en vraie grandeurs avec un sol de remblai qui contient une plage de teneur en particules fines renforcés par géosynthétiques. Ils ont comparé aussi les mesures expérimentales obtenues à partir des cas étudiés avec les méthodes de prédiction des forces de traction maximale AASHTO, K-rigidité originale et K-rigidité modifiée, ils ont montré le conservatisme de ces méthodes, où ces méthodes surestiment les forces de traction dans les nappes de renforcement. De plus, ils ont déduit que la cohésion du sol diminue la force de traction dans les nappes de renforcement.

Miyata et Bathurst, (2007) ont présenté l'effet de la présence d'une cohésion dans le sol de remblai sous forme d'un facteur ajouté dans la formulation de prédiction de la tension dans les nappes de renforcement. Ce facteur a été amélioré dans la méthode de la rigidité simplifiée Allen et Bathurst, 2015 pour une meilleure précision de la prédiction des forces de traction dans les nappes de renforcement (Figure 1-20)

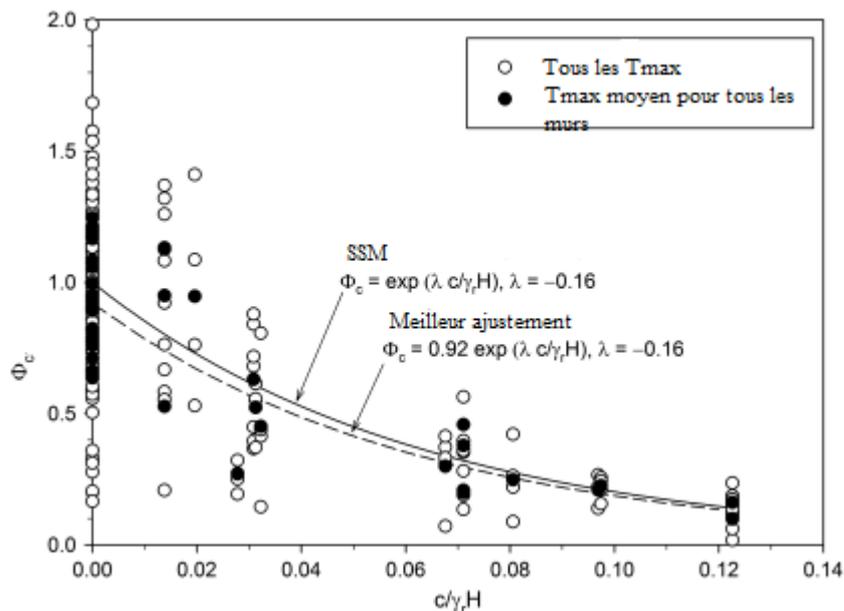


Figure 1-20 Calcul inverse du facteur de cohésion par rapport $c/\gamma_r H$ (Allen et Bathurst, 2015)

1.7.2 Renforcement

Plusieurs études numériques et expérimentales ont montré que la relation entre la force de traction maximale et la rigidité des renforcements est proportionnelle (Ling et Leshchinsky, 2003).

La méthode simplifiée AASHTO, (2012) ne prend pas en considération la rigidité des renforcements dans la prédiction des tensions dans les nappes de renforcement. En outre, Allen et al. (2003) ont développé une méthode empirique appelée K-rigidité pour prendre en considération plusieurs paramètres influant sur la prédiction des forces de traction dans les nappes de renforcement. Cette dernière méthode a été investiguée par Allen et Bathurst, (2015) pour améliorer la prédiction des tensions dans les nappes de renforcement vis-à-vis de la rigidité des renforcements comme présentés dans la figure (1-21).

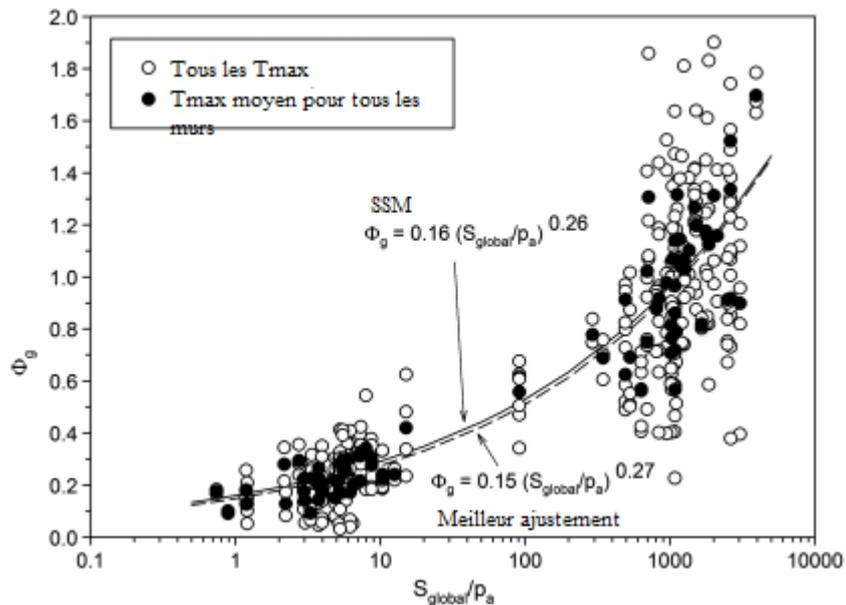


Figure 1-21 Calcul inverse de la rigidité globale par rapport S_{global}/P_a (Allen et Bathurst, 2015).

Xie et Leshchinsky, (2015) ont développé un modèle numérique d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé à l'aide du code Limit State. Ils ont étudié l'effet de la densité des renforcements et sa rigidité sur la stabilité du mur selon deux approches de densité des renforcements du bas vers le haut (Bottom-Up) ou bien du haut vers le bas (Top-Down) (Figure 1-22). Ils ont constaté que la capacité portante augmente lorsque les renforcements ayant une résistance à la traction très élevée ou les renforcements sont placés d'une manière plus dense dans la partie supérieure du mur.

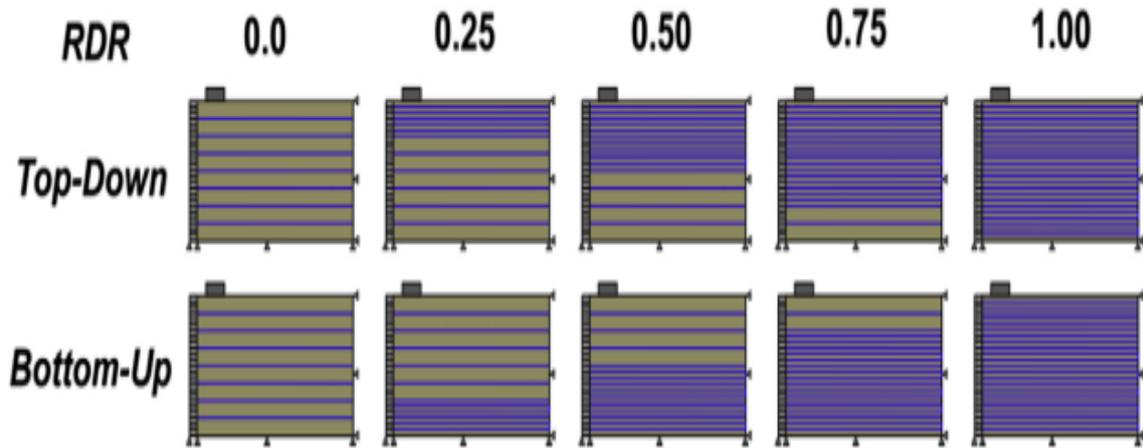


Figure 1-22 Approche de la densité des renforcements (Xie et Leshchinsky, 2015).

Jiang et al. (2019) ont étudié l'effet des renforcements secondaires proposé par Leshchinsky et al. (2000) pour réduire les forces de connexion des renforcements dans les murs de soutènement en sol renforcé à l'aide d'un modèle numérique en utilisant le code FLAC2D (Figure 1-23). Ils ont étudié l'influence de la longueur, la rigidité et la connexion des renforcements secondaires, aussi une disposition spéciale (Figure 1-24) sur le comportement du mur de soutènement en sol renforcé.

Ils ont montré que la déflexion du mur diminue avec l'augmentation de la longueur et la rigidité des renforcements secondaires. Ils ont montré également que l'augmentation de la rigidité des renforcements secondaires peut produire une diminution de la force de traction maximale et la force de connexion des renforcements.

La disposition spéciale montrée sur la figure (1-24b) avait la même déflexion du parement que la disposition présentée dans la figure (1-24a) dans la partie supérieure et inférieure du parement, seulement la partie médiane avait une petite diminution de la déflexion du parement dans la disposition spéciale que la disposition dans le cas de la base (Figure 1-24a).

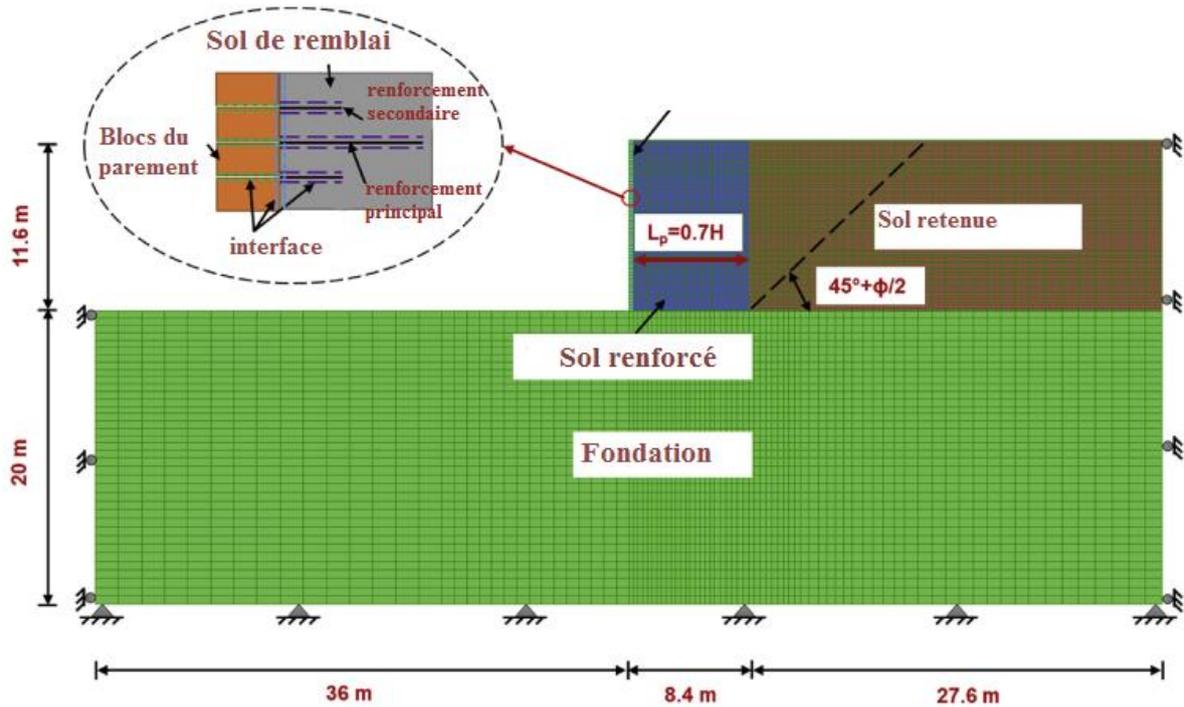


Figure 1-23 Modèles numériques par FLAC2D (Jiang et al. 2019).

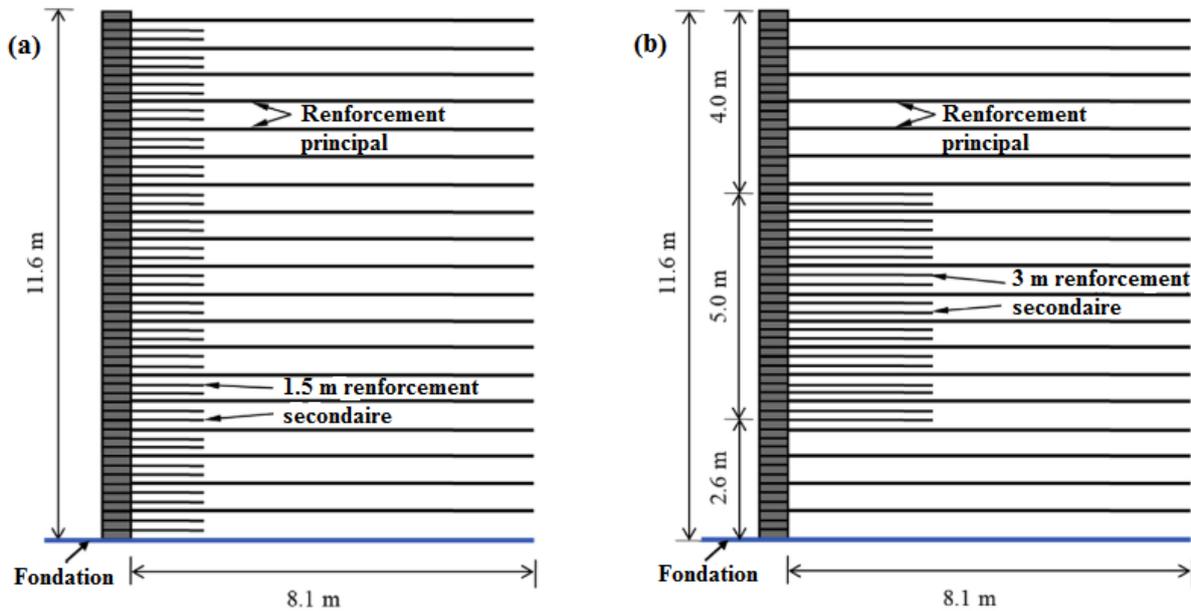


Figure 1-24 Disposition des renforcements secondaires : (a) cas de la base; (b) cas spécial (Jiang et al. 2019).

1.7.3 Parement

Bathurst et al. (2006) ont étudié deux ouvrages de soutènement en sol renforcé en vraie grandeur, un à parement semi-rigide en blocs modulaires et l'autre à parement flexible comme montré sur la figure 1-25 (a) et (b). Ils ont montré que la force de traction maximale dans les nappes de renforcement dans l'ouvrage à parement rigide est inférieure à celle dans les nappes

de l'ouvrage à parement flexible, ils ont constaté aussi que la méthode AASHTO, (2002) surestime les forces de traction dans les nappes de renforcement et néglige l'influence de la rigidité du parement sur les forces de traction maximale.

La rigidité du parement influe directement sur le comportement du mur en sol renforcé et surtout sur la force de traction dans les nappes de renforcement, cette dernière diminue avec l'augmentation de la rigidité du parement, cette influence a été démontrée dans une étude numérique par Vieira et al. (2008). De plus, l'influence de la rigidité du parement a été prise en considération lors de la prédiction des forces de traction dans les nappes de renforcement dans la méthode K-rigidité originale à l'aide d'un facteur d'influence. Aussi, par Miyata et Bathurst, (2007) et Bathurst et al. (2008) dans ces méthodes K-rigidité modifiée, et par Allen et Bathurst, (2015) dans la méthode de la rigidité simplifiée pour améliorer la précision de la prédiction des forces de traction dans les nappes de renforcement.

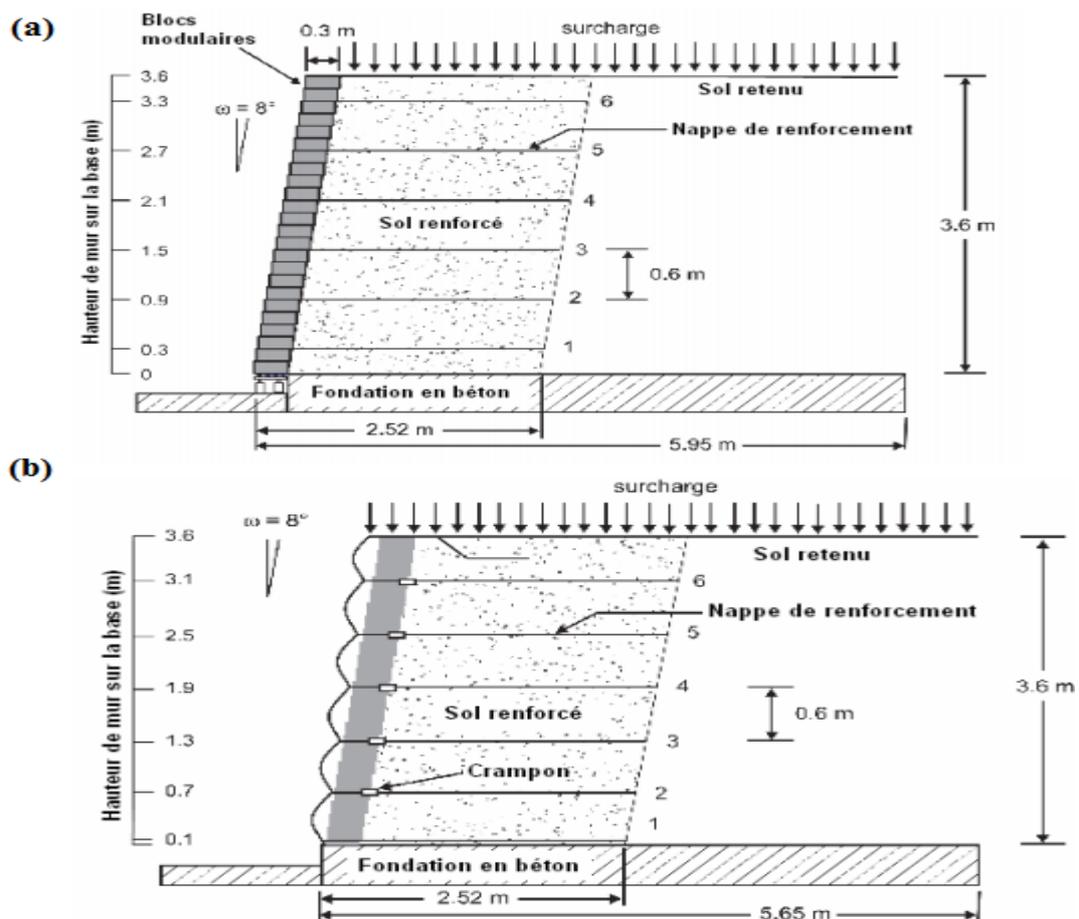


Figure 1-25 Ouvrages de soutènement en sol renforcé (Bathurst et al.2006). (a) parement en blocs modulaires ; (b) parement flexible.

Le parement en blocs modulaire incliné peut être réalisé par décalage successif des blocs pour former l'inclinaison voulue du parement ou bien peut être réalisé en admettant une inclinaison du premier bloc du parement (Figure 1-26).

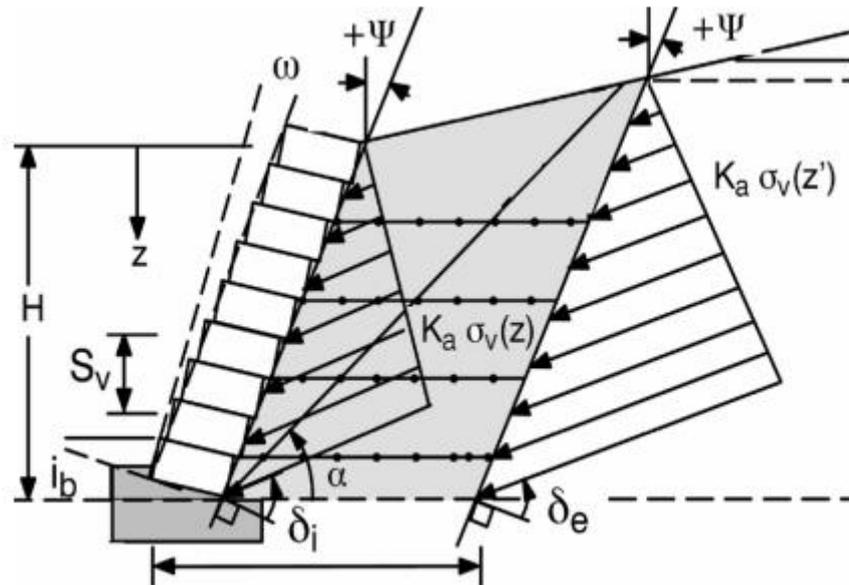


Figure 1-26 Ouvrage de soutènement à parement incliné par inclinaison des blocs (Bathurst et Simac, 1994).

Rahmouni et al. (2015) ont modélisé numériquement deux ouvrages de soutènement en sol renforcé à parement en blocs modulaires par le logiciel FLAC3D, dans le premier mur le parement est incliné par des blocs horizontaux par succession des blocs et dans l'autre le parement est incliné par inclinaison des blocs (Figure 1-27) afin d'étudier l'effet de cette disposition sur la force de traction maximale dans les nappes de renforcement et les déplacements latéraux du parement.

Ils ont montré que la disposition inclinée des blocs modulaires constituant le parement réduit la force de traction maximale dans les nappes de renforcement, le déplacement latéraux du parement aussi les déformations dans les nappes de renforcement.

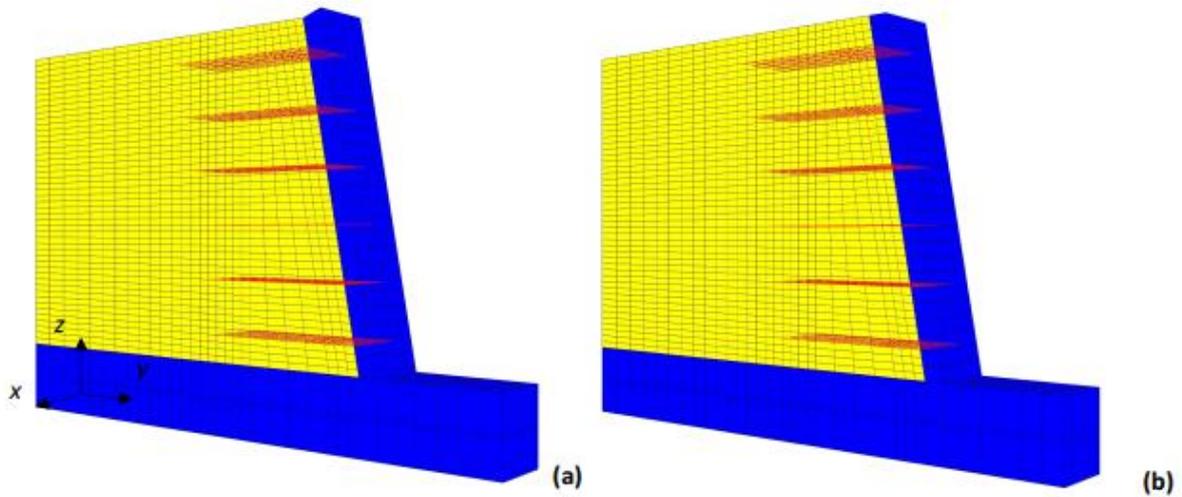


Figure 1-27 Modèles numériques. (a) blocs horizontaux ; (b) blocs inclinés (Rahmouni et al.2015).

1.7.4 Le sol de fondation

Damians et al. (2014) ont modélisé numériquement un mur de soutènement en sol renforcé reposant sur une fondation compressible modélisée par des ressorts linéaires en utilisant le code FLAC pour étudier l'influence de la compressibilité du sol de fondation sur le comportement d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé (Figure1-28). Ils ont montré que la diminution de la rigidité du sol de fondation augmente les déplacements latéraux, les forces de traction et les déformations dans les nappes de renforcement.

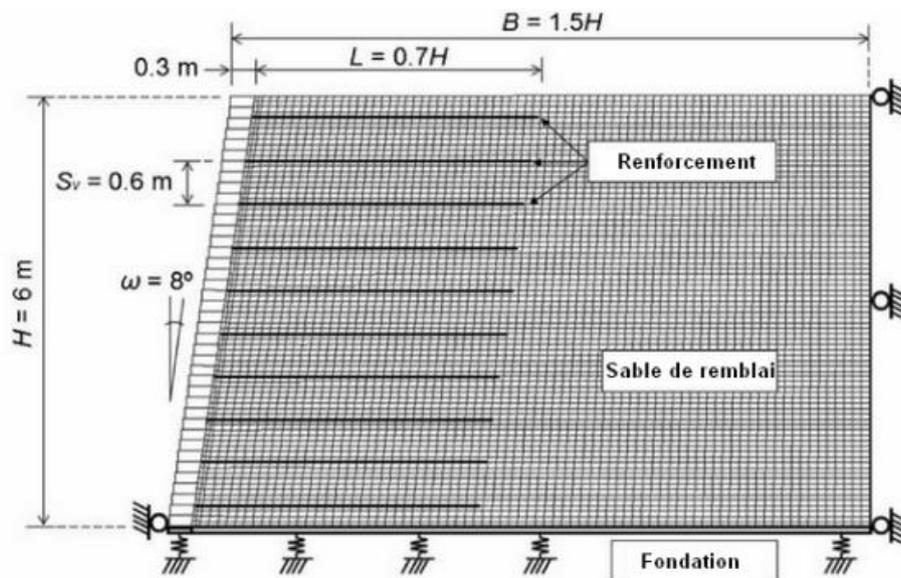


Figure 1-28 Modèle numérique d'un mur de soutènement en sol renforcé reposant sur un sol de fondation compressible (Damians et al. 2014).

1.7.5 Semelle de chargement

Zheng et al. (2018) ont étudié numériquement à l'aide d'un modèle numérique en différences finis en utilisant le code FLAC2D l'effet des renforcements, du sol de remblai et la géométrie de la culée sur la magnitude et la position des forces de traction maximales dans les nappes d'une culée de pont en sol renforcé par géosynthétiques sous le chargement en service et à la rupture comme le montre la figure (1-29).

Ils ont montré que la géométrie de la culée en sol renforcé par géosynthétique dont l'emplacement et la largeur de la dalle de chargement influent sur la force de traction maximale dans les nappes de renforcement, l'influence de l'augmentation de la distance entre l'assise de la poutre du pont et le parement diminue ces forces de traction, en outre, la largeur de l'assise de la poutre a un effet modéré sur ces forces de traction où la relation est proportionnelle entre eux. Arab et al. (2001) ont également étudié à l'aide d'un modèle numérique en utilisant le logiciel PLAXIS et GOLIATH en éléments finis l'effet de ces deux derniers paramètres sur le comportement d'un mur de soutènement en sol renforcé chargé localement en tête par une dalle de chargement, ils ont montré que les déplacements latéraux du parement diminuent avec l'augmentation de la distance semelle-parement et la largeur de la dalle de chargement.

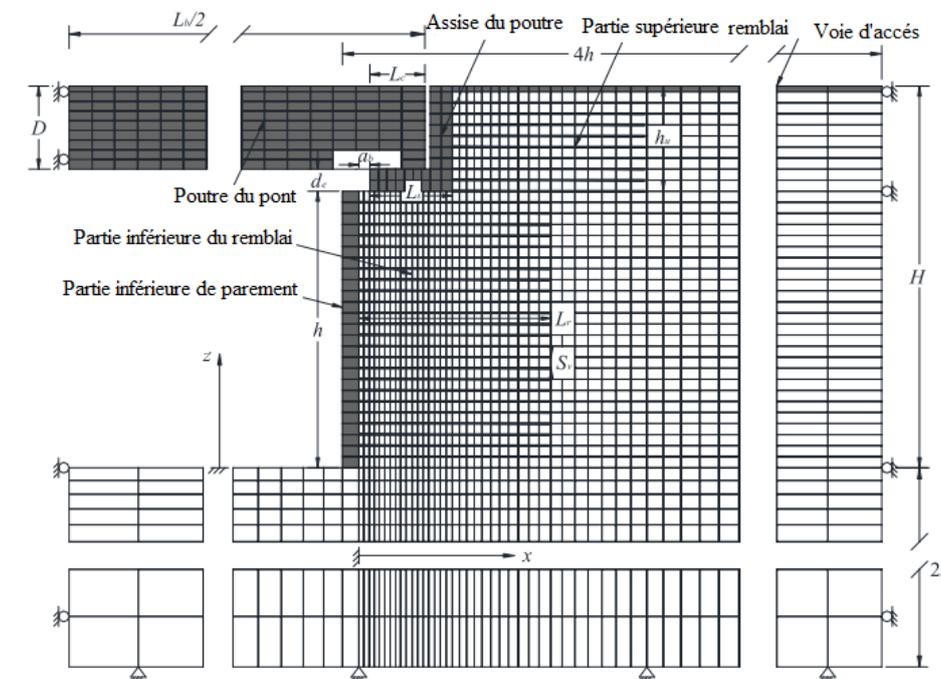


Figure 1-29 Modèle numérique d'une culée de pont en sol renforcé (Zheng et al. 2018).

La méthode simplifiée AASHTO prend en considération la présence d'une dalle de chargement localisée au-dessus du mur en sol renforcé (Figure 1-30) et ne prend pas la charge localisée en dehors de la zone renforcée. Zheng et al. 2018 ont également montré que la méthode simplifiée peut fournir une bonne approximation de la position des forces de traction maximales dans les conditions de chargement de service pour les culées de pont en sol renforcé par géosynthétiques.

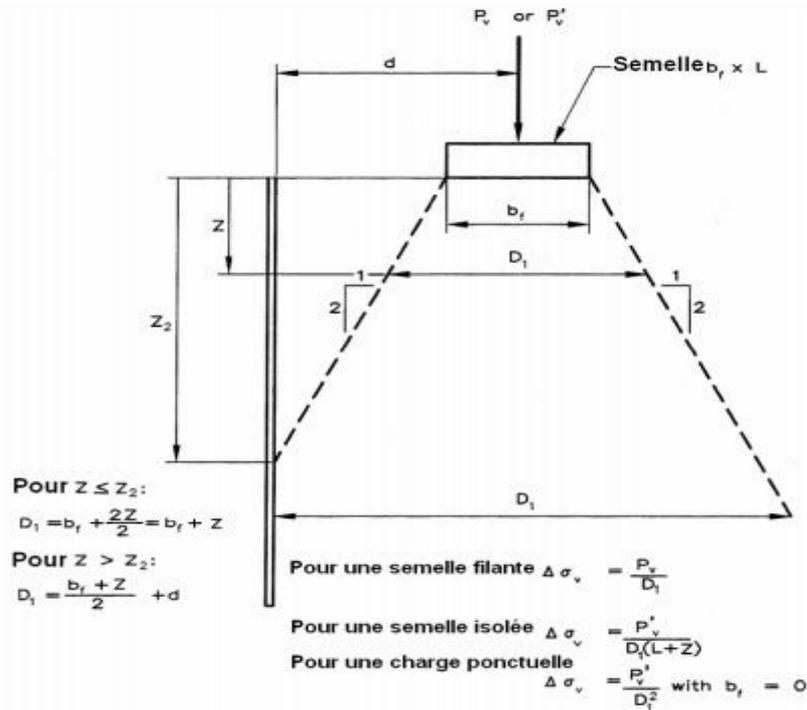


Figure 1-30 Distribution de contrainte verticale (AASHTO, 2012).

1.8 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté les différents types de murs de soutènement en sol renforcé et leurs utilisations qui sont devenus plus vastes que les murs de soutènement classiques vu les avantages offerts par ce genre d'ouvrages de soutènement.

Le dimensionnement des ouvrages de soutènement en sol renforcé comporte la satisfaction de la stabilité externe de l'ensemble qui sera étudiée comme la stabilité d'un corps rigide et la stabilité interne qui consiste à vérifier la résistance des éléments de renforcement. La combinaison entre les deux éléments essentiels sol/renforcement pour former la structure de soutènement rend le comportement de l'ensemble très compliqué. Le dimensionnement de ces ouvrages par les méthodes traditionnelles basées sur l'approche de l'équilibre limite donne des solutions conservatives.

Chapitre 2. Méthode de prédiction des forces de traction dans les nappes de renforcement

2.1 Introduction

La conception des ouvrages de soutènement en sol renforcé se base sur des méthodes de conception qui estiment les forces de traction maximales dans les nappes de renforcement. Dans la littérature il existe plusieurs méthodes de prédiction de tension dans les nappes de renforcement, telles que la méthode simplifiée de AASHTO, la méthode de la rigidité de structure FHWA, la méthode K-rigidité originale, la méthode K-rigidité modifiée, la méthode de la rigidité simplifiée...etc. La plupart des méthodes adopte des hypothèses de calcul qui sont généralement très contraignantes dans la réalité.

La méthode d'estimation K-rigidité originale Allen et al. (2003) qui ne prend pas en considération la cohésion du sol de remblai dans la prédiction des tensions dans les renforcements a été améliorée par Miyata et Bathurst, (2007) pour prendre en considération l'effet de la cohésion du sol de remblai sur la prédiction des tensions dans les renforcements. Cette dernière méthode a été améliorée elle-même par Bathurst et al. (2008) pour améliorer la précision de prédiction des tensions dans les renforcements.

Allen et Bathurst, (2015) ont proposé une méthode s'appelle la méthode de la rigidité simplifiée, en se basant sur la méthode simplifiée AASHTO (2014) et la méthode K-rigidité (2008) pour améliorer la précision de prédiction des tensions dans les nappes de renforcement.

Dans ce chapitre, on s'intéresse à la présentation des deux méthodes de prédiction des forces de traction dans les nappes de renforcement, la méthode K-rigidité modifiée (Bathurst et al. (2008)) et la méthode de la rigidité simplifiée (Allen et Bathurst (2015)).

2.2 La méthode de K-rigidité modifiée

La Méthode K-rigidité modifiée est une méthode de prédiction des tensions dans les nappes de renforcement, elle prend plusieurs paramètres influant sur la force de traction dans les nappes de renforcement, elle est donnée par la formule suivante (Bathurst et al, 2008) :

$$T_{\max} = \frac{1}{2} K\gamma (H+S) S_v D_{t\max} \Phi_{fb} \Phi_g \Phi_{fs} \Phi_{local} \Phi_c \quad (2-1)$$

Où :

CHAPITRE 2 Méthode de prédiction des forces de traction dans les nappes de renforcement

K : le coefficient de poussée des terres latérale, calculé selon l'équation de Jacky :

$$K=1- \sin(\phi_{ps}) \quad (2-2)$$

ϕ_{ps} : L'angle de frottement sécant des déformations planes donnée par des interprétations de Bolton, (1986) et Jewell et Wroth,(1987) par la relation suivante:

$$\phi_{ps}= \tan^{-1}(1.2 \tan(\phi_{ds})) \quad (2-3)$$

S_v : l'espacement vertical des renforcements.

γ : le poids volumique du sol de remblai.

H: la Hauteur de l'ouvrage renforcé

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

D_{\max} : le facteur de la distribution des T_{\max} .

Les facteurs Φ_{fb} , Φ_g , Φ_{fs} , Φ_{local} et Φ_c sont des facteurs d'influence non dimensionnelles appelés respectivement : facteur d'inclinaison de parement (facing batter factor), facteur de la rigidité globale des renforcements (global reinforcement stiffness factor), facteur de la rigidité du parement (facing stiffness factor), facteur de la rigidité locale des renforcements (local reinforcement stiffness factor) et le facteur de cohésion (cohesion factor). Ces facteurs sont mis et améliorés par rapport à la méthode K-rigidité originale (Allen et al. 2003) et la méthode du K-rigidité (Miyata et Bathurst 2007) afin d'améliorer la précision de prédiction des forces de traction dans les nappes de renforcement.

Les facteurs d'influence cités ci-dessus sont donnés comme suit :

$$\Phi_{fb} = \left(\frac{Kab h}{Kav h}\right)^d \quad (2-4)$$

d : est une constante, d = 0.5

$Kabh$ est la composante horizontale du coefficient de la pression de terre active calculée pour l'inclinaison du parement telle qu'il est. (Non dimensionnelle)

$$K_{abh} = \frac{\cos^2(\varphi r + w)}{\cos^2 w \left(1 + \frac{\sin \varphi r}{\cos w}\right)^2} \times \cos w \quad (2-5)$$

CHAPITRE 2 Méthode de prédiction des forces de traction dans les nappes de renforcement

Où w et φ_r : l'angle d'inclinaison du parement et l'angle de frottement interne du sol respectivement.

$Kavh$ est la composante horizontale du coefficient de pression de terre active calculée pour le mur considéré vertical. (Non dimensionnelle)

$$\Phi_g = \alpha \left(\frac{S_{global}}{Pa} \right)^\beta \quad (2-6)$$

α et β sont des constantes, $\alpha = \beta = 0.25$

Pa est la pression atmosphérique égale à 101 kPa.

S_{global} la rigidité globale des renforcements est donnée comme suit :

$$S_{global} = \frac{\sum_{i=1}^n J_i}{H} \quad (2-7)$$

H est la hauteur de l'ouvrage renforcé.

J_i est la rigidité à la traction d'une nappe de renforcement individuelle

$$\Phi_{local} = \left(\frac{S_{local}}{S_{global}} \right)^a \quad (2-8)$$

a : une constante qui dépend de type des renforcements, $a = 1$ pour les sols renforcés par géosynthétique, et $a = 0$ si les renforcements sont métalliques.

S_{local} : la rigidité locale du renforcement pour la nappe renforcée est calculée comme suit :

$$S_{local} = \left(\frac{J_i}{S_v} \right) \quad (2-9)$$

Le facteur de la cohésion de sol est donné par la formule suivante :

$$\Phi_c = 1 - \lambda \frac{c}{\gamma H} \quad (2-10)$$

λ : constante, $\lambda = 6.5$

c : la cohésion du sol

La rigidité du parement est calculée par la formule suivante :

$$\Phi_{fs} = \eta(F_f)^\kappa \quad (2-11)$$

η et κ sont des constantes, $\eta = 0.69$ et $\kappa = 0.11$

F_f : la rigidité de la colonne du parement est calculée comme suit :

$$F_f = \frac{1.5H^3Pa}{Eb^3\left(\frac{h_{eff}}{H}\right)} \quad (2-12)$$

Avec :

h_{eff} : la hauteur équivalente d'un parement non jointé.

b : largeur de la colonne du parement.

E : le module élastique de la poutre élastique équivalente représentant le parement du mur.

Le facteur de la distribution des tensions maximales dans les nappes de renforcement a une forme trapézoïdale que la méthode K-rigidité originale, seulement une révision a été prévue pour la distribution des tensions au niveau de la partie basse des ouvrages de soutènement en sol renforcé.

2.2.1 Modification sur la méthode K-rigidité originale

Tin et al. (2011) ont étudié le comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé construits sur un sol mou (argile de Bangkok). Ils ont utilisé des méthodes d'estimation des forces de traction actuelles pour prédire ces tensions telle que la méthode simplifiée, Federal Highway Administration (FHWA) la méthode de la rigidité de structure, la méthode k-rigidité originale et la méthode K-rigidité modifiée, ces méthodes prédisent les forces de traction dans les nappes de renforcement pour des murs réalisés sur fondation rigide. Ils ont introduit l'effet du tassement du sol support sur la force de traction dans les nappes de renforcement dans la formule de la méthode K-rigidité originale, à l'aide d'un facteur d'influence Φ_s appelé facteur de tassement (settlement factor).

L'expression de la méthode k-rigidité modifiée par Tin et al. (2011) s'écrit comme suit :

$$T_{\max} = \frac{1}{2} K\gamma (H+S) S_v D_{\max} \Phi_{fb} \Phi_g \Phi_{fs} \Phi_{\text{local}} \Phi_s \quad (2-13)$$

Le facteur du tassement de la fondation Φ_s , décrit par Tin et al. (2011), dépend du tassement du sol de fondation (S), du poids volumique du sol de remblai (γ) et de la hauteur du mur (H) (figure 2-1) et il est donné comme suit :

Si $0.004 \leq (S/\gamma H) \leq 0.005$

$$\Phi_s = 746.64 (S/\gamma H) - 2.59 \tag{2-14}$$

Si $0.005 < (S/\gamma H) < 0.01$

$$\Phi_s = 50 (S/\gamma H) + 0.74 \tag{2-15}$$

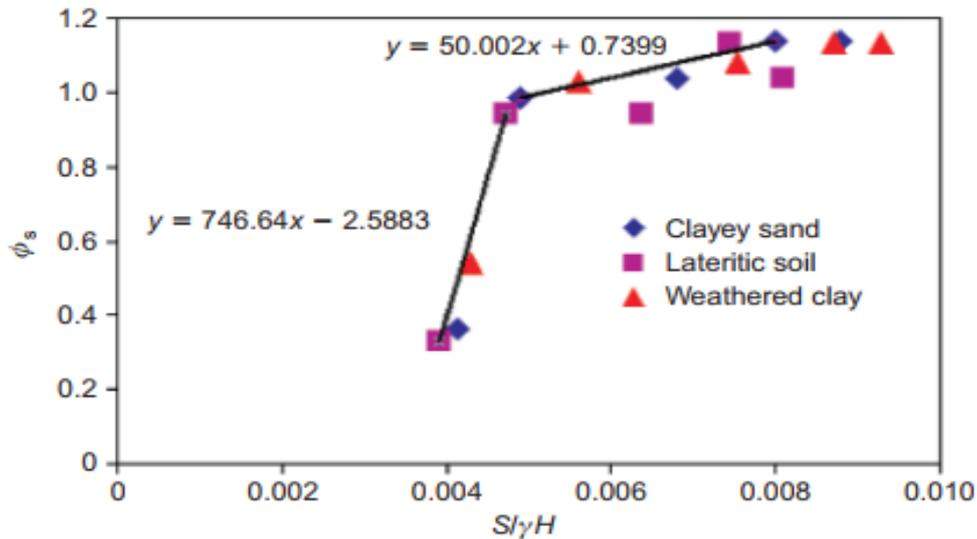


Figure 2-1 Facteur du tassement par rapport aux propriétés des murs en sol renforcé (Tin et al. 2011)

2.3 La méthode de la rigidité simplifiée

La méthode de rigidité simplifiée (Simplified Stiffness method) développée à partir d'une confusion de la Méthode K-rigidité et de la Méthode Simplifiée AASHTO (2014) pour l'amélioration de la prédiction des tensions dans les nappes de renforcement, est donnée par la formule suivante :

$$T_{\max} = S_v [\gamma_r H D_{\max} + (H_{\text{ref}}/H) \gamma_r S] K_{\text{avh}} \Phi_{\text{fb}} \Phi_g \Phi_{\text{fs}} \Phi_{\text{local}} \Phi_c \tag{2-16}$$

S_v : l'espacement vertical des renforcements.

γ_r : le poids volumique du sol de remblai.

H : la Hauteur d' l'ouvrage renforcé

H_{ref} : la hauteur du référence égale à 6 m.

γ_r : le poids volumique de la surcharge du sol

S: la profondeur de la surcharge moyenne au-dessus de l'ouvrage renforcé.

D_{max} : le facteur de la distribution des T_{max} .

Les facteurs Φ_{fb} , Φ_{g} , Φ_{fs} , Φ_{local} et Φ_{c} sont les facteurs d'influence non dimensionnelles appelés respectivement : facteur d'inclinaison de parement (facing batter factor), facteur de la rigidité globale des renforcements (global reinforcement stiffness factor), facteur de la rigidité du parement (facing stiffness factor), facteur de la rigidité locale des renforcements (local reinforcement stiffness factor) et le facteur de la cohésion (cohesion factor). Ces facteurs sont mis et améliorés pour prendre en considération l'effet de l'inclinaison du parement, la rigidité des renforcements, la rigidité du parement et la cohésion du sol de remblai sur la prédiction des tensions dans les nappes de renforcement.

Les facteurs d'influence cités ci-dessus sont donnés comme suit :

$$\Phi_{\text{fb}} = \left(\frac{Kab h}{Kav h} \right)^d \quad (2-17)$$

d : est une constante (tableau 2-1).

$Kab h$ est la composante horizontale du coefficient du pression de terre active calculée pour l'inclinaison du parement telle qu'il est. (Non dimensionnelle)

$$K_{\text{abh}} = \frac{\cos^2(\varphi_r + w)}{\cos^3 w \left(1 + \frac{\sin \varphi_r}{\cos w}\right)^2} \times \cos w \quad (2-18)$$

Où w et φ_r : l'angle d'inclinaison du parement et l'angle de frottement interne du sol respectivement.

$Kav h$ est la composante horizontale du coefficient de la pression de terre active calculée pour le mur considéré vertical. (Non dimensionnelle)

$$\Phi_{\text{g}} = \alpha \left(\frac{S_{\text{global}}}{Pa} \right)^\beta \quad (2-19)$$

α et β sont des constantes (tableau 2-1).

Pa est la pression atmosphérique égale à 101 kPa.

S_{global} la rigidité globale des renforcements est donnée comme suit :

$$S_{\text{global}} = \frac{\sum_{i=1}^n J_i}{H} \quad (2-20)$$

CHAPITRE 2 Méthode de prédiction des forces de traction dans les nappes de renforcement

H est la hauteur de l'ouvrage renforcé.

J_i est la rigidité à la traction d'une nappe de renforcement individuelle

$$\Phi_{\text{local}} = \left(\frac{S_{\text{local}}}{S_{\text{localave}}} \right)^a \quad (2-21)$$

a : une constante, elle dépend du type de renforcement utilisé (tableau 2-1).

S_{local} : la rigidité locale du renforcement pour la nappe renforcée calculée comme suit :

$$S_{\text{local}} = \frac{J_i}{S_v} \quad (2-22)$$

Le facteur de la cohésion de sol est donné par la formule suivante :

$$\Phi_c = e^{\lambda \left[\frac{c}{\gamma_r H} \right]} \quad (2-23)$$

λ : constante (tableau 2-1).

c: la cohésion du sol

La rigidité du parement est donnée par la formule suivante :

$$\Phi_{fs} = \eta [(S_{\text{global}}/P_a) F_f]^\kappa \quad (2-24)$$

η et κ sont des constantes (tableau 2-1).

F_f : la rigidité de la colonne du parement est calculée comme suit :

$$F_f = \frac{1.5 H^3 P_a}{E b^3 \left(\frac{h_{\text{eff}}}{H} \right)} \quad (2-25)$$

Avec :

h_{eff} : la hauteur équivalente d'un parement non jointé.

b : largeur de la colonne du parement.

E : le module élastique de la poutre élastique équivalente représentant le parement du mur.

Le facteur de la distribution des tensions maximales dans les nappes de renforcement est donné par la formule suivante :

- si $z < z_b$

$$z_b = C_h \times H^y \times \Phi_{fb} \quad (2-26)$$

$$D_{tmax} = D_{tmax0} + (z/z_b) \times (1 - D_{tmax0}) \quad (2-27)$$

- si $z > z_b$

$$D_{tmax} = 1 \quad (2-28)$$

y , C_h et D_{tmax0} sont des constantes (tableau 2-1).

Tableau 2-1 Les coefficients utilisés dans la méthode de la rigidité simplifiée

Facteur	Définition	Coefficient	Valeur
D_{tmax}	Facteur de la distribution des T_{max}	C_h (m)	0.40
		C_h (ft)	0.32
		D_{tmax0}	0.12
		y	1.2
Φ_{fb}	Facteur d'inclinaison de parement	d	0.4
Φ_{fs}	Facteur de la rigidité du parement	η	0.57
		κ	0.15
Φ_c	Facteur de la cohésion	λ	-16
Φ_g	Facteur de la rigidité globale des renforcements	α	0.16
		β	0.26
Φ_{local}	Facteur de la rigidité locale des renforcements	"a" pour géosynthique et extensible	0.5
		"a" pour tapis en acier	0.0
		"a" pour acier	

Pour le calcul du facteur de la cohésion de sol Φ_c , Allen et Bathurst, (2018) ont expliqué la façon d'utiliser l'angle de frottement et la cohésion du sol pour les sols cohérents et frottants (c- ϕ sols). Le tableau (2-2) présente les cas suivant la cohésion du sol.

Tableau 2-2 Les paramètres du cisaillement du sol utilisé pour développer la méthode de la rigidité simplifiée

La Cohésion du sol	La méthode de la rigidité simplifiée			
	Utilisé pour calcul de K_{avh} et K_{ahb}		Utilisé pour Calcul de ϕ_c	ϕ_c
	ϕ	c	c	
c=0	Φ_{tx} ou Φ_{ds}	0	0	1
c>0 (cohésion apparente) $IP \leq 6$	Φ_{tx} ou Φ_{ds} devient Φ_{sec}	0	0	1
c>0 (cohésion réelle) $IP > 6$	Φ_{tx} ou Φ_{ds}	0	>0	<1

Ou Φ_{tx} , Φ_{ds} , IP et Φ_{sec} dans le tableau 2-1 sont l'angle de frottement interne du sol obtenu à partir de l'essai triaxial, l'angle de frottement interne du sol obtenu à partir de l'essai de la boîte de cisaillement directe, l'indice de plasticité et l'angle de frottement sécant respectivement. qui est donnée par l'expression (2-29) suivant :

$$\tan \phi_{sec} = \left(\frac{c}{\gamma_r H + \gamma_f S} \right) \tan(\phi) \quad (2-29)$$

De plus Allen et Bathurst, (2018) ont présenté des simplifications qui peuvent être appliqués lors du calcul des tensions dans les nappes de renforcement pour différents ouvrages renforcés. Par exemple pour un ouvrage non surchargé à parement vertical ou presque vertical ($w < 10^\circ$) construit avec le même type de renforcement et un sol de remblai purement frottant $S = 0$, $K_{avh} = K_a$ et $\Phi_{fb} = \Phi_{local} = \Phi_c = 1$.

2.4 Comparaison des méthodes :

2.4.1 Comparaison entre la méthode simplifiée et la méthode de la rigidité simplifiée :

Allen et Bathurst, (2015) ont présenté le changement clé de la forme, entre la méthode simplifiée de AASHTO, (2014) et la méthode de la rigidité simplifiée, représenté dans la figure (2-2):

1. Le remplacement de $\gamma_r z$ par $\gamma_r H D_{tmax}$

2. Le facteur H_{ref} / H appliqué sur la hauteur du surchargement pour prendre en considération l'effet des grands surchargements sur la tension dans les renforcements pour les murs à petite hauteur.
3. Le remplacement de K_a par $K_{avh} \Phi_{fb}$
4. Produire les facteurs d'influence de la rigidité globale et locale des renforcements, la rigidité du parement et la cohésion du sol pour remplacer le rapport empirique K/K_a .

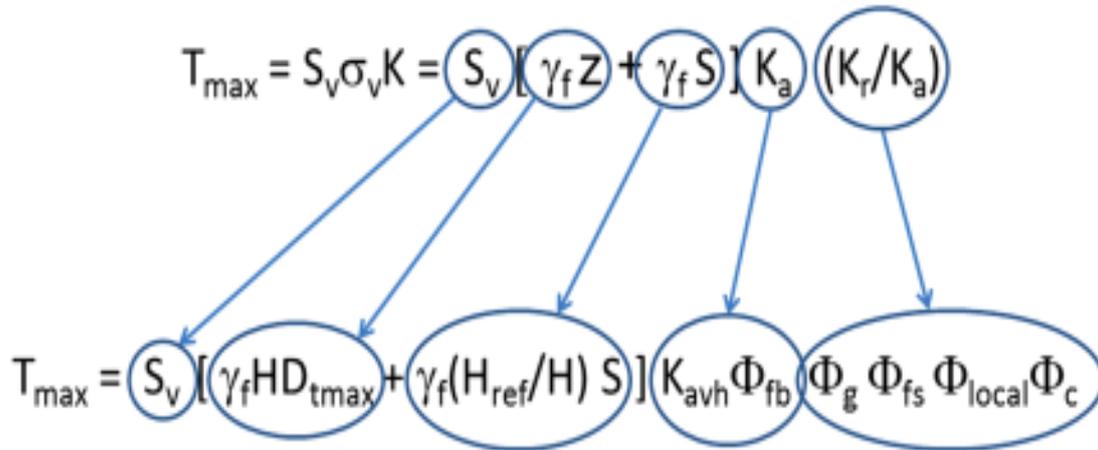


Figure 2-2 Comparaison de la méthode AASHTO simplifiée et la méthode de la rigidité simplifiée (Allen et Bathurst, 2015).

2.4.2 Comparaison du facteur de distribution des tensions dans les renforcements :

La méthode simplifiée assume que la force de traction dans les nappes de renforcement augmente linéairement avec la profondeur à partir de la surface supérieure des murs renforcés par géosynthétiques avec un espacement uniforme des renforcements (figure 2-3 (a) et (b)), mais il suit une distribution triangulaire modifiée pour les murs avec des renforcements métalliques (figure 2-3 (c) et (d)). Le facteur de distribution dans la méthode K-rigidité (2008) de forme trapézoïdale est attribué pour le partage du surchargement entre les nappes de renforcement et la résistance à la base du parement du mur à cause du frottement, et dans quelques cas la résistance passive devant le TOE du mur. De plus, la forme devient triangulaire avec l'augmentation de la hauteur du mur plus que 6 m ($H > 6$ m).

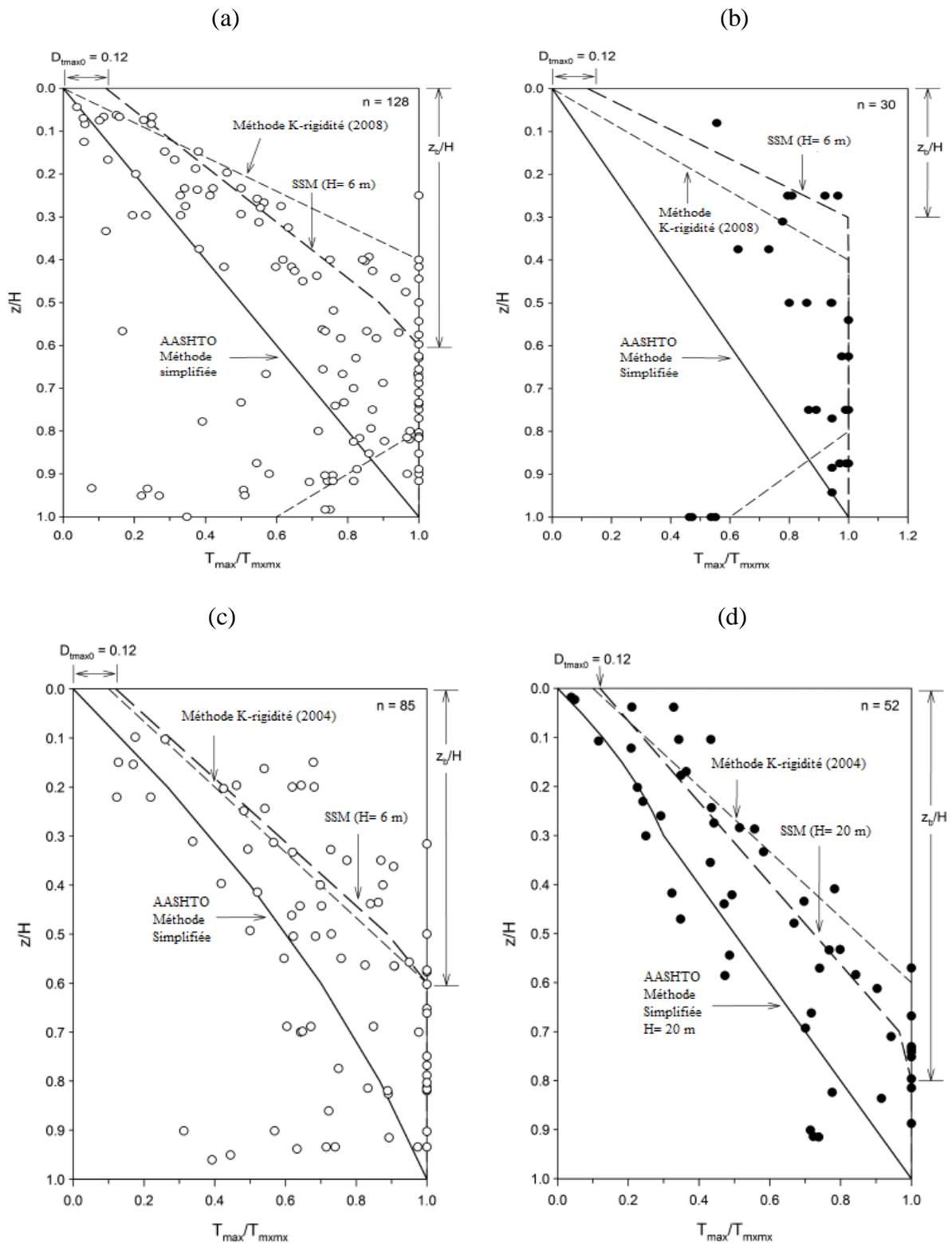


Figure 2-3 Facteur de distribution normalisé avec la profondeur normalisée pour des murs à sol granulaire : (a) mur renforcé par géosynthétique ($H < 9$ m, $w < 5^\circ$) ; (b) mur renforcé par géosynthétique ($H < 9$ m, $w > 20^\circ$) ; (c) mur à renforcement métallique ($H < 9$ m) ; (d) mur à renforcement métallique (15 m $< H < 45$ m) (Allen et Bathurst, 2015).

Huang et al. (2010) ont montré que l'atténuation des tensions dans les nappes de renforcement causée par la retenue du TOE est limitée à la même hauteur du fond du mur quelle que soit la hauteur du mur.

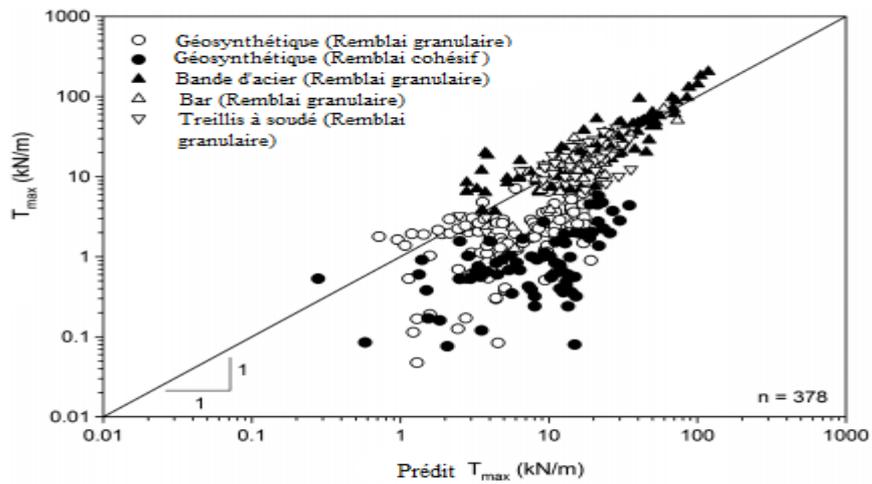
Allen et Bathurst, (2015) ont proposé la distance du point de cassure z_b à partir de la surface supérieure du mur ou bien la distance où le facteur de distribution devient égal à 1.0 comme montré la figure (2-3). De plus, ils ont observé que ce point devient plus proche à la surface supérieure du mur avec l'augmentation de l'angle d'inclinaison du parement.

Les facteurs d'influence adaptés et cités auparavant Φ_{fb} , Φ_g , Φ_{fs} , Φ_{local} et Φ_c dans la méthode K-rigidité originale (Allen et al. 2003), améliorés dans la méthode K-rigidité (Bathurst et al. 2008) et aussi utilisés dans la méthode de la rigidité simplifiée (Allen et Bathurst, 2015) ont quelques différences entre eux, ces différences sont résumées dans ce qui suit :

1. Les valeurs des constantes dans les formules des facteurs d'influence.
2. Le facteur de cohésion Φ_c qui varie suivant une fonction linéaire par rapport à la cohésion du sol dans la méthode K-rigidité devient une fonction exponentielle dans la méthode de rigidité simplifiée.
3. L'introduction du rapport (S_{global}/P_a) dans le calcul du facteur de la rigidité du parement dans la méthode de la rigidité simplifiée.
4. Le facteur de la rigidité locale qui utilise le rapport de la rigidité locale de la nappe de renforcement sur la rigidité locale moyenne de toutes les nappes de renforcement dans la méthode de la rigidité simplifiée au lieu de la rigidité globale du mur dans la méthode K-rigidité.

Une comparaison visuelle globale entre les tensions maximales dans les renforcements mesurées et les tensions maximales prévues par la méthode simplifiée AASHTO, (2014) et la méthode de la rigidité simplifiée est présenté dans la figure 2-4 (a) et (b) respectivement. Les données obtenues à partir des cas étudiés par Allen et Bathurst, (2015) sont mieux étalonnées à l'entour de la droite $T_{max}(\text{mesuré}) = T_{max}(\text{prévue})$ pour la méthode de la rigidité simplifiée que la méthode simplifiée AASHTO, (2014), cela démontre que les améliorations proposées dans la méthode de la rigidité simplifiée fournissent une meilleure précision des forces de tractions maximales prévues.

(a)



(b)

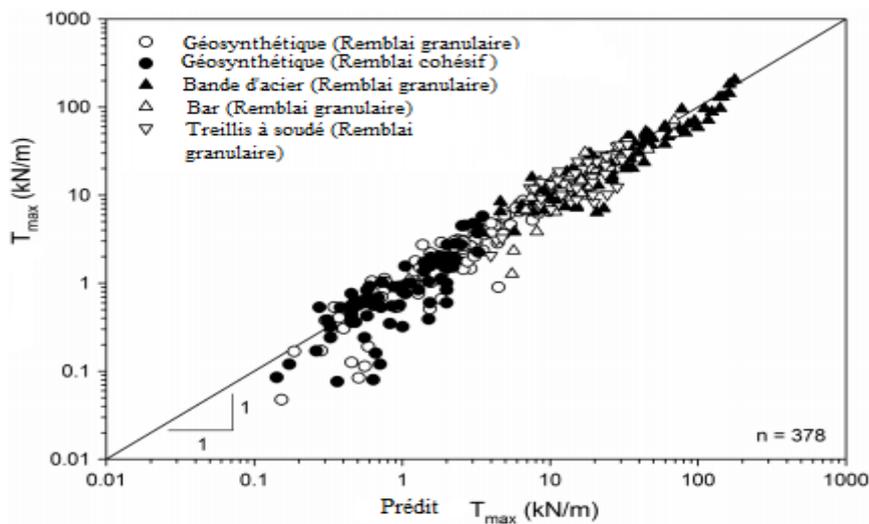


Figure 2-4 Les forces de tractions maximales mesurées et prévues pour tous les murs : (a) la méthode simplifiée AASHTO, (2014) ; (b) la méthode de la rigidité simplifiée (Allen et Bathurst, 2015).

2.5 Conclusion

Dans la littérature il existe plusieurs méthodes d'estimation des forces de traction maximales dans les renforcements. Souvent les méthodes les plus utilisées sont la méthode simplifiée de AASHTO, la méthode K-rigidité et méthode de la rigidité simplifiée.

La méthode simplifiée AASHTO, (2014) ne prend pas des paramètres dans l'opération de l'estimation des forces de traction maximales dans les nappes de renforcement telle que la

rigidité du parement, la rigidité des renforcements et la cohésion du sol de remblai. De plus la méthode K-rigidité (Bathurst et al. 2008) et la méthode de la rigidité simplifiée (Allen et Bathurst, 2015) prend en considération plusieurs paramètres influant sur l'estimation des forces de traction dans les nappes de renforcement, par l'insertion des facteurs d'influences dans la formulation de l'estimation de cette tension pour ajouter l'effet de chaque paramètre sur la force de traction dans les nappes de renforcement. En outre, les auteurs de ces méthodes et plusieurs chercheurs dans le domaine de génie civil ont un but essentiel, c'est d'améliorer la précision d'estimation des forces de traction dans les nappes de renforcement.

Chapitre 3. Paramètres influant sur les résultats numériques

3.1 Introduction :

L'étude expérimentale du comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé nécessite un équipement très puissant, très coûteux prend beaucoup de temps. Vu ces inconvénients plusieurs auteurs ont utilisé la modélisation numérique basée sur différentes méthodes telle que la méthode des éléments finis et la méthode des différences finies qui ont connu un développement considérable dans le domaine de la géotechnique.

Le comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé est très complexe vue l'existence d'une interaction entre les différents matériaux similaires et non similaires telle que le contact entre le sol de remblai et les éléments de renforcement, le sol de remblai et le parement quand le parement est rigide et entre les éléments constituant le parement.

L'outil numérique nous permet d'étudier l'effet de plusieurs paramètres mécaniques ou géométriques sur le comportement d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé dans un temps assez court et moins cher par rapport à l'étude expérimentale. Plusieurs auteurs ont utilisé les résultats fournis à partir des études expérimentales en grande échelle ou en modèle réduit afin de valider leurs modèles numériques par une comparaison des résultats obtenus à partir des modèles numériques à ceux par des ouvrages expérimentaux.

Dans ce chapitre, on présente les différents paramètres influant sur la modélisation des ouvrages de soutènement en sol renforcé, on présente aussi les éléments utilisés dans la modélisation du mur de soutènement en sol renforcé.

3.2 Méthode numérique :

Les méthodes numériques fournissent les déformations et les déplacements au cours de construction, en fin de construction et après chargement, elles permettent de résoudre des problèmes très compliqués en géotechnique.

Généralement, les ouvrages de soutènement en sol renforcé sont modélisés par différences finies (FDM) ou en éléments finis (FEM), le choix de la méthode ou l'outil numérique à utiliser lors d'une recherche dépend des résultats voulus et des matériaux constituant le modèle.

La loi de comportement est dite sur une relation qui décrit la relation entre les contraintes et les déformations sous l'effet d'une contrainte, le sol qui est considéré comme un ensemble est

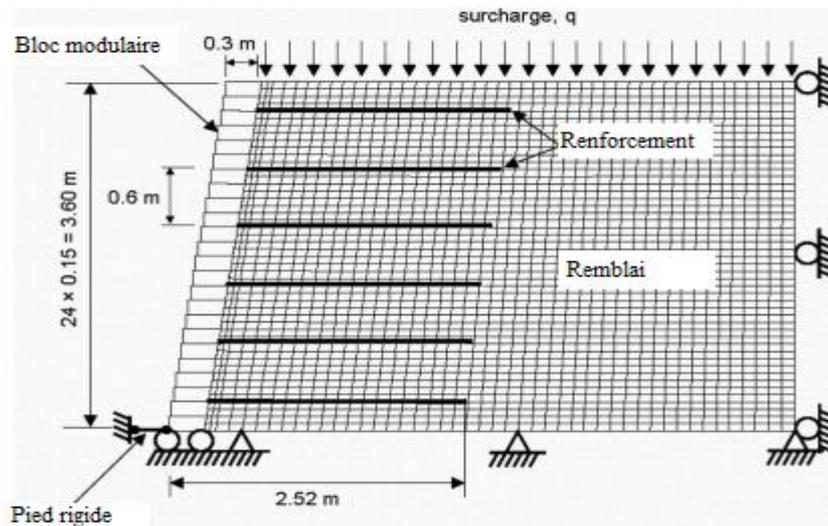
représenté par un élément maillé en lui associant une loi qui assimile la continuité du milieu, les géosynthétiques sont représentés comme des éléments géogrilles entre deux couches du sol de remblai. L'interaction entre ces deux différents éléments est représentée par une auto-interface ou une interface sur les deux côtés de la géogrille.

3.2.1 Méthode des différences finies :

Parmi les plus anciennes méthodes de résolutions numériques d'un système d'équations différentielles la méthode des différences finies (FDM). Cette dernière fournit une solution unique pour des conditions initiales et des conditions aux limites données. Dans cette méthode chaque dérivée est remplacée directement par une expression algébrique écrite en fonction des variables en des lieux discrets de l'espace. Par contre, la méthode des éléments finis (FEM) la relation contrainte - déformation fait intervenir une matrice de rigidité qui doit être renversée pour résoudre les problèmes.

Dans la littérature, nombreuses études numériques ont été faites à l'aide du logiciel FLAC en différences finies. Gotteland et al. (1996) ont modélisé un ouvrage de soutènement en sol renforcé en utilisant le code FLAC dans sa version bidimensionnelle pour reproduire les phénomènes observés expérimentalement en vraie grandeur par (Gourc et al. 1995 ; Arab et al. 1996). (Hatami et Bathurst, 2005; 2006; Vieira et al. 2008; Huang et al. 2009; Ehrlich et Mirmoradi, 2013; Cheng et Bathurst, 2013; Damians et al. 2014; Yu et al. 2017) ont développé des modèles numériques en FLAC2D validés par rapport aux résultats expérimentaux obtenus à partir des ouvrages de soutènement en sol renforcé en vraie grandeur dans le programme de recherche à long terme lancé par Bathurst et al. (2000). Rahmouni et al. (2015) ont modélisé et validé un ouvrage de soutènement en sol renforcé (mur 6) dans le programme de recherche de Bathurst et al. (2000) en utilisant le code FLAC3D présenté dans la figure 3-1 (a) et (b).

(a)



(b)

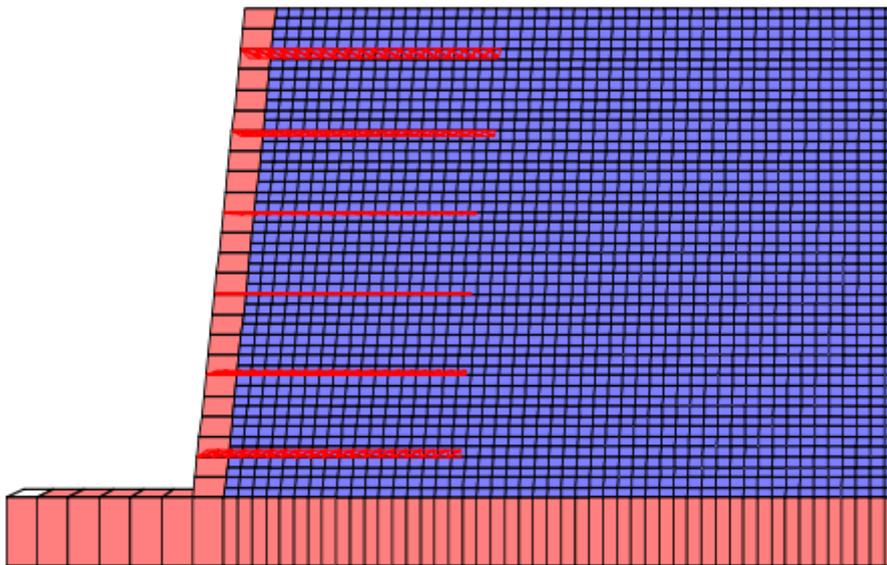


Figure 3-1 Modèles numériques : (a) FLAC (Huang et al. 2009) ; (b) FLAC3D (Rahmouni et al. 2015).

3.3 Outil numérique adopté pour la modélisation FLAC3D (2006) :

FLAC3D (Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions) est un code en différences finies, développé par la société américaine Itasca Consulting Group. Il permet de simuler le comportement de différents matériaux (sol, roche,...etc) qui se plastifient quand la surface de

charge est atteinte. Le code FLAC3D basé sur la méthode des différences finies permet de résoudre des systèmes d'équations différentielles avec des conditions initiales et aux limites.

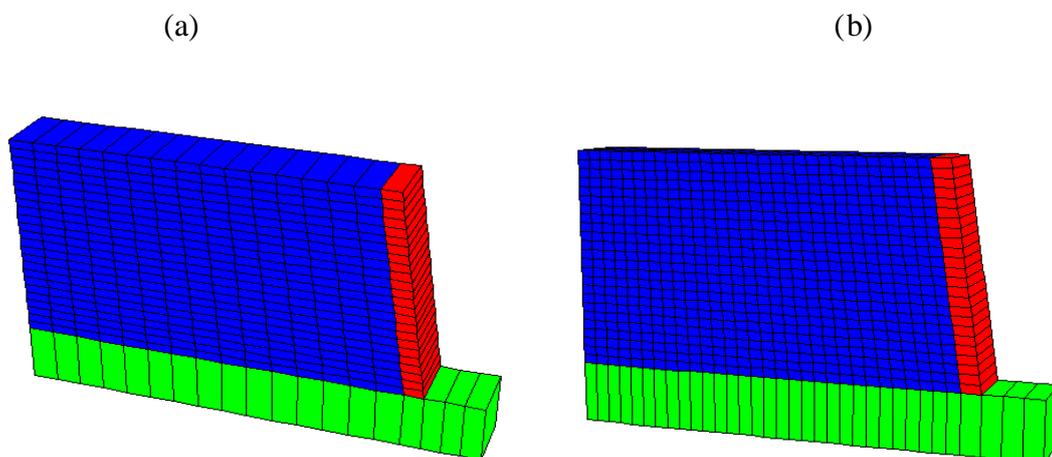
Dans le code FLAC3D les matériaux sont modélisés par des éléments structuraux ou des zones, qui doit être associée d'un modèle constitutif intégré dans logiciel FLAC3D qui nécessite plusieurs paramètres mécaniques pour décrire la rhéologie des matériaux. Ces matériaux se comportent selon la loi de comportement qui décrit la relation contrainte/déformation linéaire ou non linéaire des matériaux spécifiés par l'utilisateur. Les zones qui forment le maillage peuvent être ajustées par l'utilisateur pour former la géométrie de l'objet selon les résultats voulus.

3.4 Paramètre influant sur les résultats numériques :

3.4.1 Le raffinement du maillage des zones :

La première étape de la modélisation par le code FLAC3D est la génération du maillage qui représente la forme géométrique du matériau en utilisant la commande **GENERATE ZONE**, en utilisant les formes primitives disponibles dans logiciel FLAC3D.

Pour étudier l'influence de raffinement du maillage des zones sur les résultats numériques, la figure (3-2) présente les cas étudiés afin de trouver le meilleur raffinement à adopter pour le modèle.



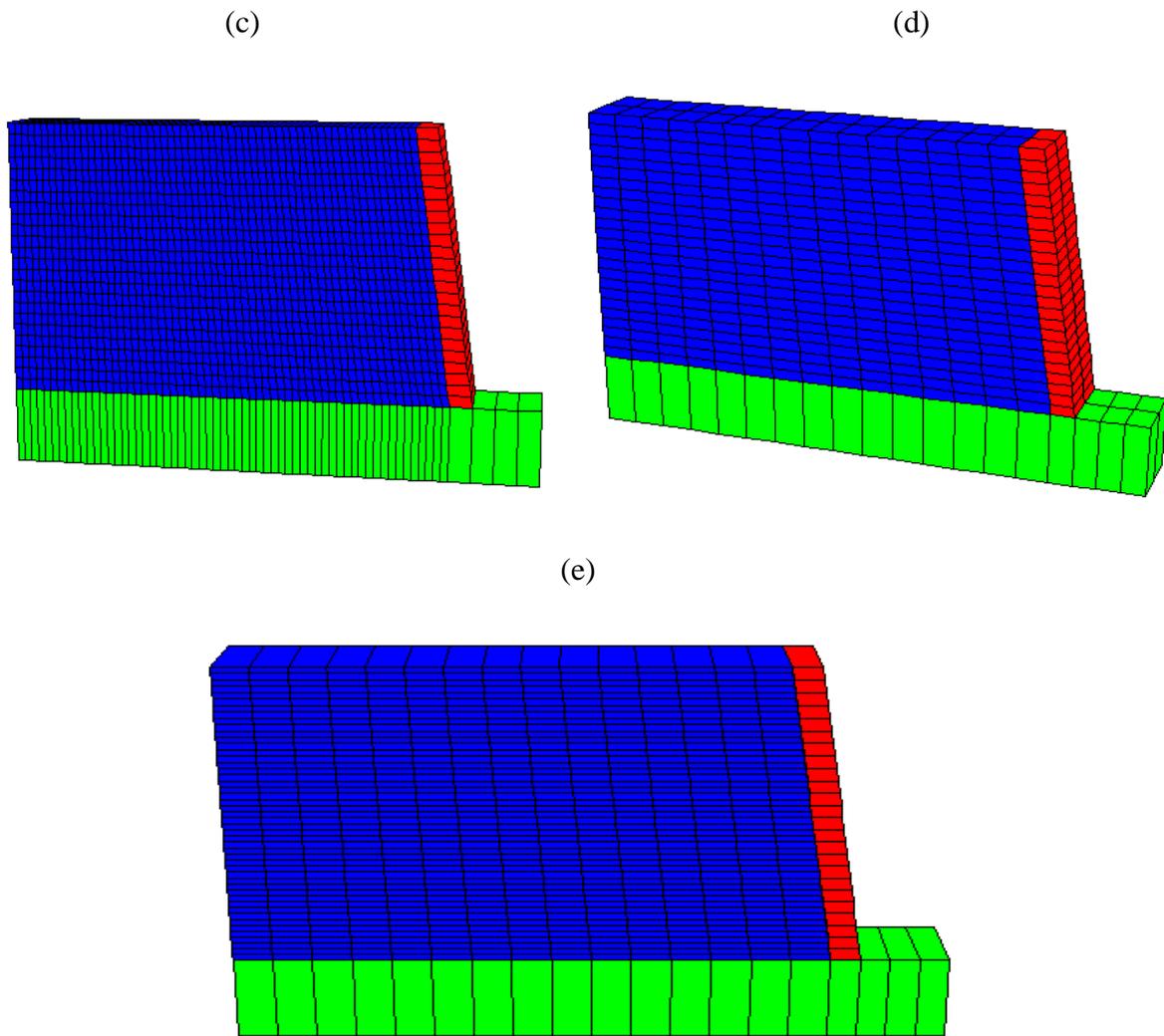


Figure 3-2 Modèles numériques pour adopter le meilleur raffinement : (a) Cas 1 ; (b) Cas 2 ; (c) Cas 3 ; (d) Cas 4 ; (e) Cas 5.

La Figure 3-2 présente des modèles numériques avec le code FLAC3D, afin d'adopter le meilleur raffinement pour le modèle numérique, une étude paramétrique a été faite sur l'influence du raffinement des couches de remblai, où, les figures (3-2a), (3-2b) et (3-2c) présentent des modèles ayant une seule maille suivant l'axe Y et Z, mais le nombre des zones suivant l'axe X est 15, 30 et 60 zones respectivement. La figure (3-2d) présente un modèle ayant 15 zones suivant X, 2 zones suivant Y et une zone suivant Z. La figure (3-2e) présente un modèle de 15 zones suivant l'axe X, une zone suivant Y et 2 zones suivant Z.

Les résultats numériques des modèles au-dessus sont présentés dans la figure (3-3). On peut remarquer que le raffinement suivant l'axe X avait une influence considérable sur les forces de traction maximales dans les renforcements (figure 3-3a). En outre, le raffinement suivant l'axe Z influe légèrement sur ces résultats comme présenté dans la figure (3-3c). Par contre, les résultats

numériques du raffinement des zones suivant l'axe Y n'influent pas sur les forces de traction maximales dans les renforcements comme le montre la figure (3-3b).

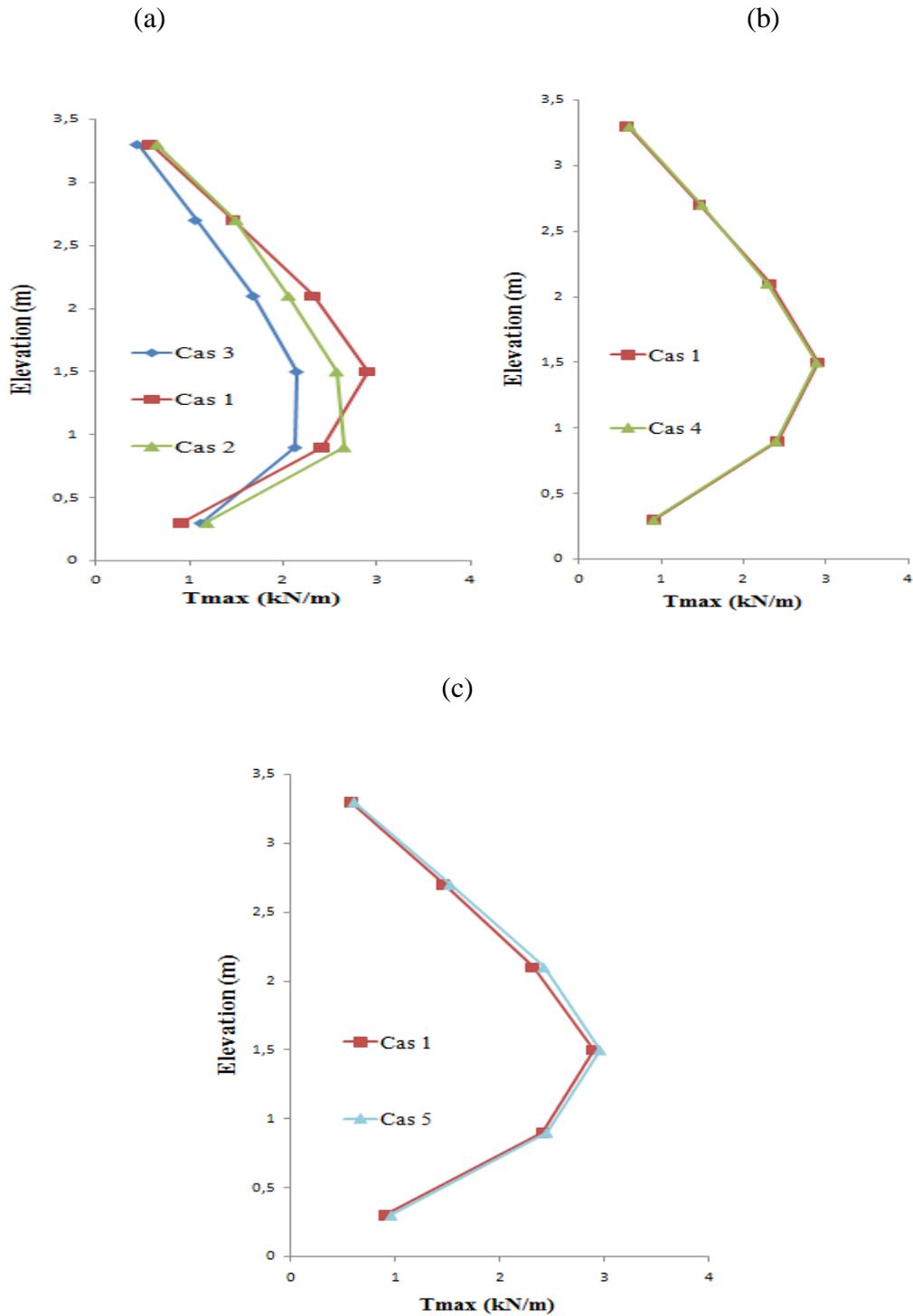


Figure 3-3 Forces de traction maximale : (a) influence du raffinement suivant X ; (b) influence du raffinement suivant Y ; (c) influence du raffinement suivant Z.

3.4.2 Élément interface :

L'élément interface qui représente le phénomène de l'interaction entre deux structures similaires ou dissimilaires par glissement ou séparation. Ces éléments ont des propriétés mécaniques déterminées à partir des tests en laboratoire qui peuvent fournir l'angle de frottement, l'angle de dilatance, la cohésion, la traction limite, la rigidité normale et le cisaillement. Dans les ouvrages de soutènement en sol renforcé, le glissement ou la séparation peuvent se produire dans les plans : sol-sol de fondation, sol-dalle de chargement, sol-parement, sol-renforcement et entre blocs si le parement est rigide en blocs modulaires comme présenté dans la figure (3-4).

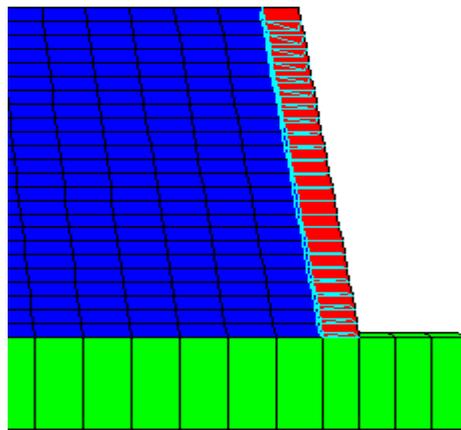


Figure 3-4 Les éléments interfaces existant dans le modèle numérique.

3.4.3 Interface sol-parement

La rugosité de l'interface sol-parement influe sur le comportement des murs de soutènement en sol renforcé. En comparant les résultats numériques des forces de traction maximales dans les armatures de renforcement où l'interface sol-parement est lisse ($\lambda=0^\circ$) et rugueuse ($\lambda= \varphi$) comme montré dans la figure (3-5). Les résultats de cette étude montrent que la rugosité de l'interface diminue les forces maximales dans les armatures de renforcement. En outre, ces résultats sont conformes avec l'étude de Rahmouni et al. (2016)

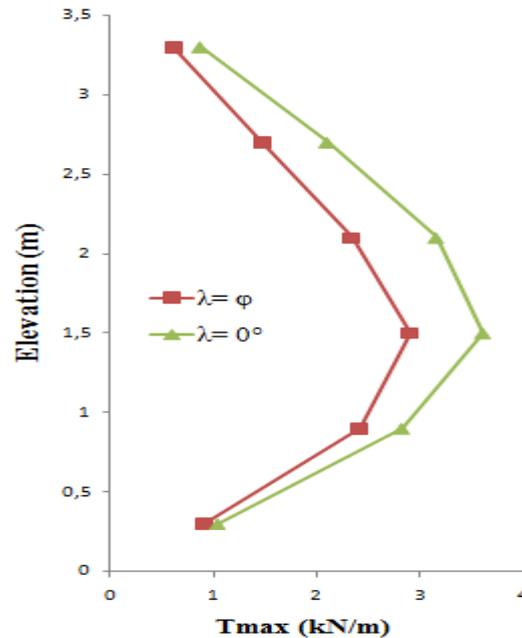


Figure 3-5 Forces de traction maximale dans les armatures sous l'effet de l'angle de frottement de l'interface sol-parement.

3.4.4 Interface au pied de parement

L'effet de la rigidité de cisaillement du pied de parement sur les forces de traction maximales dans les nappes de renforcement et les déplacements du parement a été étudié par Huang et al. (2010) à l'aide d'un modèle numérique validé par Huang et al. (2009) dans l'étude du comportement d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé à parement semi-rigide en blocs modulaire.

Ils ont montré que l'augmentation de la rigidité de cisaillement du pied de parement diminue le déplacement latéral du parement et que l'influence de cette rigidité est limitée sur le quart inférieur de la hauteur du mur. Ils ont également montré que pour des murs de soutènement en sol renforcé avec le même type de renforcement avec un espacement uniforme, l'augmentation de la rigidité de cisaillement du pied de parement provoque une diminution de la force de traction dans les nappes de renforcement. Ils ont constaté Aussi que l'influence de la rigidité de cisaillement de pied de parement sur la force de traction dans les armatures diminue avec la hauteur de la nappe comme le montre les figures (3-6) et (3-7).

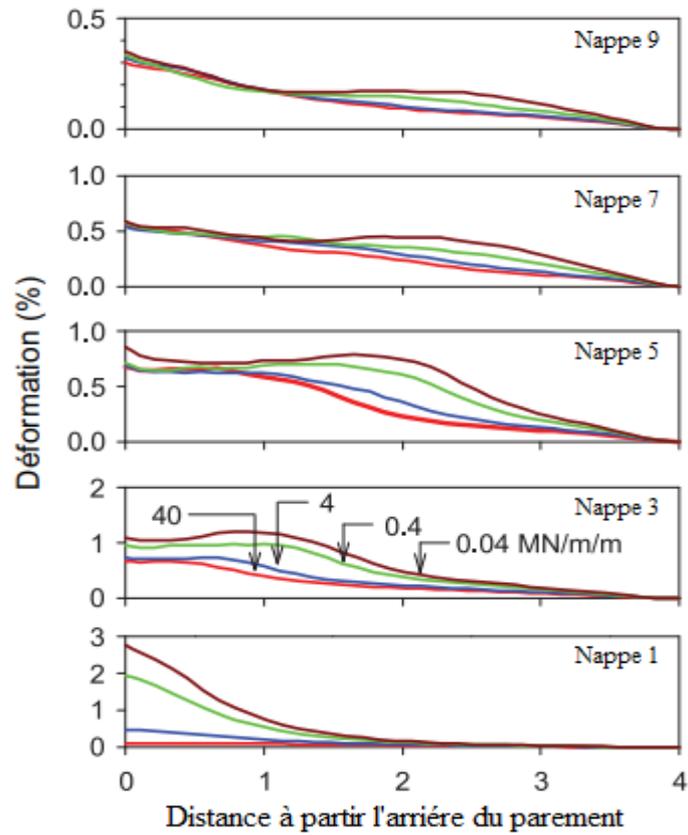


Figure 3-6 Influence de la rigidité de cisaillement du pied de parement sur les déformations des nappes de renforcement (Huang et al. 2010).

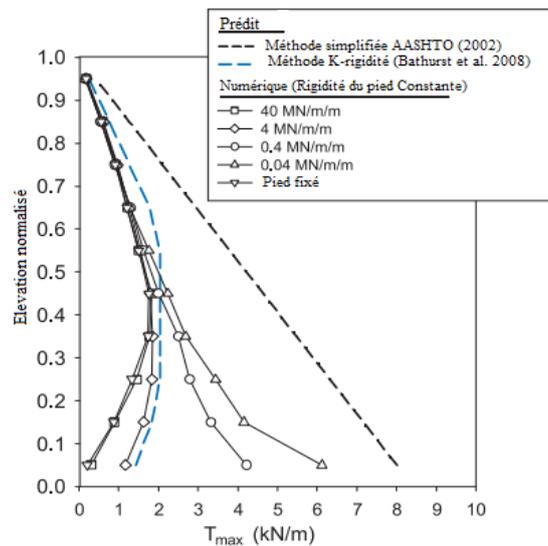


Figure 3-7 Influence de la rigidité de cisaillement du pied de parement sur les forces de traction maximales dans les armatures (Huang et al. 2010).

3.4.5 Interface entre les blocs modulaires :

Parmi les éléments constituant le modèle numérique, l'interface entre les deux blocs modulaires superposés. Huang et al. (2010) ont étudié l'influence de la rigidité de l'interface bloc-bloc K_{sbb} sur les résultats numériques d'un mur de soutènement en sol renforcé comme le montre la figure (3-8).

Ils ont trouvé qu'il y avait une influence décroissante de l'amplitude croissante de la rigidité de l'interface bloc-bloc sur l'amplitude des charges au pied de parement et des armatures pour la plage de valeurs de rigidité bloc-bloc étudiée

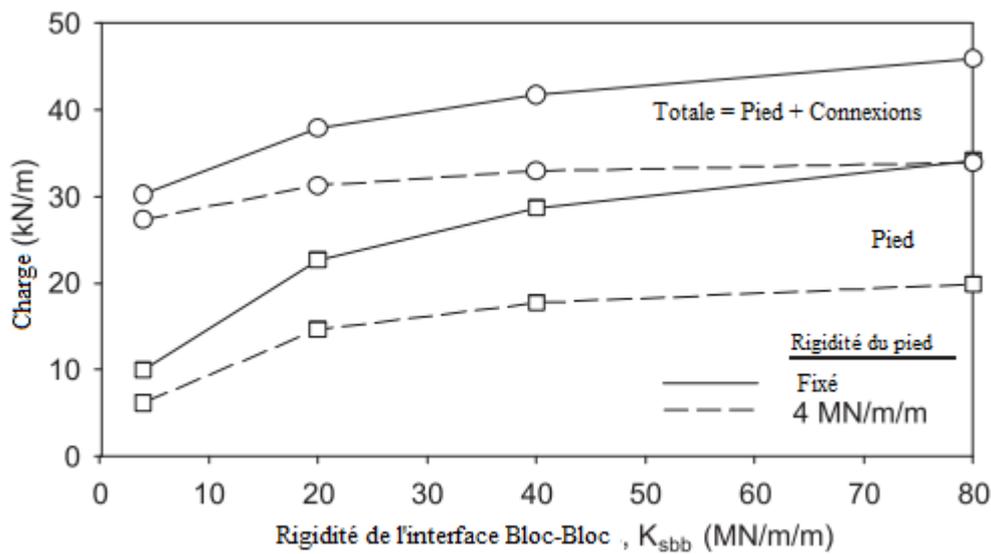


Figure 3-8 Influence de l'interface bloc-bloc sur les résultats numériques (Huang et al. 2010).

3.4.6 Élément de structure :

La modélisation des éléments de renforcement d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé par le code FLAC3D se fait par des éléments structure intégrés dans le logiciel FLAC3D. Ce dernier contient plusieurs types d'éléments de structure tels que les câbles, les coques, les géogrilles ...etc.

3.4.6.1 Interface sol-renforcement

Les éléments de renforcements qui sont toujours en contacts avec le sol, ce contact doit être modélisé par une interface. Cette dernière est associée dans l'élément géogrille utilisé pour la modélisation des éléments de renforcement. L'interface est présentée numériquement sur chaque nœud de l'élément géogrille. Le comportement de cisaillement de cette interface est géré

par la contrainte de confinement effective σ_m , la cohésion c , l'angle de frottement φ et la rigidité tangentielle k .

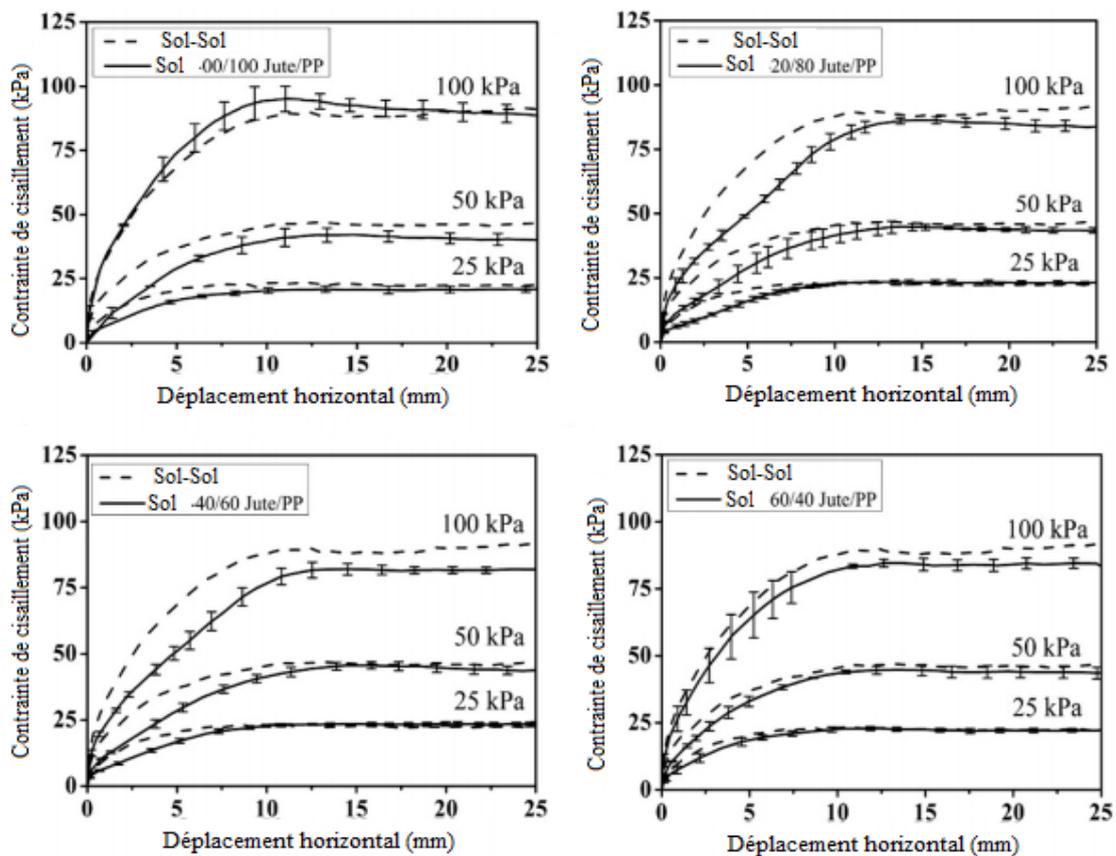


Figure 3-9 Résultats de l'essai de cisaillement direct à la boîte sol-sol et sol-renforcement (Sayeed et al. 2014).

Afin de caractériser l'interaction sol-renforcement et comparer Ces résultats avec les caractéristiques du sol, Sayeed et al (2014) ; Hegde et Roy (2018) ont utilisé l'essai de cisaillement direct à la boîte. Ils ont déduit que les caractéristiques de cisaillement de l'interface sol-géogrille sont inférieures à celle de l'interface sol-sol comme présenté dans la figure (3-9). En outre, Hegde et Roy (2018) ont remarqué que lorsque le sol est cohésif, l'angle de frottement de l'interface sol-géogrille diminue avec l'augmentation du pourcentage des fines dans le sol.

Attach et Mellas (2017) ont étudié l'influence de la disposition sinusoidale du géogrille sur les caractéristiques de l'interface sol-géogrille, en utilisant un modèle numérique de l'essai d'arrachement avec le code FLAC3D comme présenté dans la figure (3-10). Ils ont montré que l'augmentation de l'amplitude et le nombre des ondes fournissent des améliorations de performance du complexe sol-géogrille.

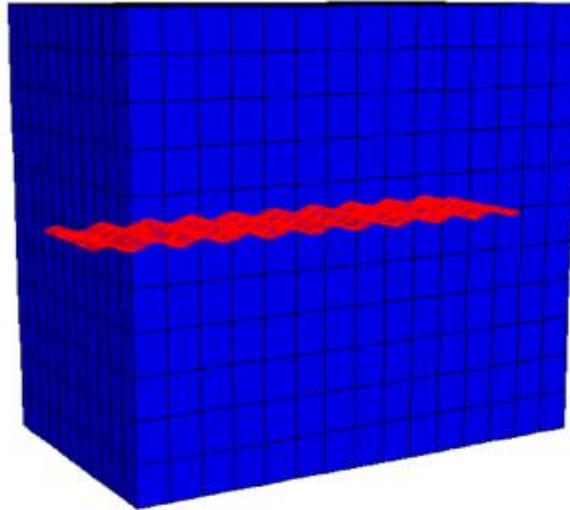


Figure 3-10 Modèle numérique de l'essai d'arrachement d'un géogrille sinusoïdal avec FLAC3D (Attach et Malles 2017).

3.5 Conclusion

L'utilisation des méthodes numériques dans le domaine géotechnique devient plus vaste, l'utilisation de ces méthodes dans l'étude des ouvrages de soutènement en sol renforcé nous donne un gain de temps et de coût. Les deux méthodes numériques les plus utilisées pour étudier les ouvrages de soutènement en sol renforcé sont la méthode des éléments finis (MEF) et la méthode des différences finies (MDF), le choix de la méthode à utiliser dépend de type des résultats voulus et des caractéristiques du matériau étudié.

Il existe plusieurs logiciels basés sur la méthode des éléments finis ou la méthode des différences finies. L'utilisation du modèle élastique linéaire isotrope parfaitement plastique de Mohr-Coulomb, le modèle élastique, les éléments interfaces, les éléments de structure et l'adoption d'un maillage est suffisant pour reproduire le comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé.

Chapitre 4. Modélisation numérique

4.1 Introduction :

Le comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé par géosynthétique est compliqué, cette technique est utilisée depuis 1970. Les ouvrages en sol renforcé sont utilisés pour différents raisons comme un ouvrage de soutènement ou une structure porteuse (glissement de terrain, culée d'un pont, ...etc). À cause de cette complexité, plusieurs études expérimentales et numériques ont été faite pour comprendre le comportement des ouvrages renforcés sous l'effet de son poids propre et sous un surchargement au-dessus des ouvrages renforcés (Hatami et Bathurst 2005, 2006 ; Huang et al. 2009, 2010 ; Damians et al. 2014 ; Rahmouni et al. 2015, 2016 ; Arab et al. 2001 ; Xie et Leshchinsky, 2015).

Le dimensionnement des ouvrages de soutènement en sol renforcé est basé sur des méthodes basées sur l'équilibre limite telles que la méthode simplifiée, la méthode K-rigidité, la méthode de la rigidité simplifiée. Dans ce chapitre on utilise le code FLAC3D (Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions) pour améliorer la prédiction de la méthode de la rigidité simplifiée vis à vis de l'emplacement du surchargement au-dessus des ouvrages en sol renforcé. L'analyse numérique effectuée en faisant varier l'angle d'inclinaison du parement, la rigidité des renforcements, la cohésion du sol et la distance semelle-parement. Pour valider le modèle numérique, les résultats obtenus ont été comparés avec les résultats expérimentaux obtenus par Bathurst et al. (2000) et numériques en FLAC2D par Huang et al. (2009).

Le tassement de la dalle qu'est un facteur indésirable dans les ouvrages de soutènement en sol renforcé utilisés comme une culée du pont. Jiang et al. (2019) ont étudié l'influence de l'addition des renforcements secondaires sur le comportement des murs de soutènement en sol renforcé. En se basant sur un modèle numérique avec logiciel PLAXIS2D en éléments finis validé par rapport aux résultats numériques d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé utilisé en tant qu'une structure porteuse, modélisée par Arab et al. (2001). Ce modèle sera utilisé pour étudier l'influence des renforcements secondaires sur le tassement de la dalle de chargement et le comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé utilisés comme une structure porteuse.

4.2 Modification de la méthode de la rigidité simplifiée :

Dans cette étude des modèles numériques ont été créés dans le but d'être utilisés dans la suite des travaux de recherche. Un modèle numérique d'un ouvrage de soutènement en sol renforcé a été créé (mur 6), puis en comparant leurs résultats avec ceux d'un ouvrage réalisé en grande échelle et ceux d'une modélisation numérique en différences finies en FLAC par Huang et al. (2009) (figure 4-1).

Dans la modélisation de cet ouvrage de soutènement en sol renforcé, nous utilisons la procédure de la construction réelle en couche par couche du bas vers le haut (Huang et al. 2009) comme celle du test au laboratoire du RMC, le mur 6 modélisé par le code FLAC3D basé sur la méthode des différences finies est de 3.6 m de hauteur, 5.95 m de longueur à partir du parement et 3.3 m de largeur, mais lors de la modélisation on prend une largeur de 1 m du modèle (figure 4-2). Le compactage de chaque couche a été modélisé par l'application d'une contrainte verticale et uniforme de 16 kPa sur la surface supérieure de chaque couche.

Le parement rigide construit par des blocs modulaires en béton de dimension 0.15 m de hauteur, 0.3 m de longueur et 0.2 m de largeur, et le sol de fondation sont modélisés par des éléments à comportement élastique avec ses propres caractéristiques résumées dans le tableau (4-1). Hatami et Bathurst (2005, 2006), Huang et al. (2009), Abdelouhab et al. (2011), Huang et al. (2010) ont démontré que le modèle linéaire élastique parfaitement plastique est suffisant pour prédire le comportement des ouvrages de soutènement en sol renforcé, par conséquent le sol de remblai dans sa partie renforcée et non renforcée a été modélisé par un élément à comportement élastique parfaitement plastique avec le critère de Mohr-Coulomb.

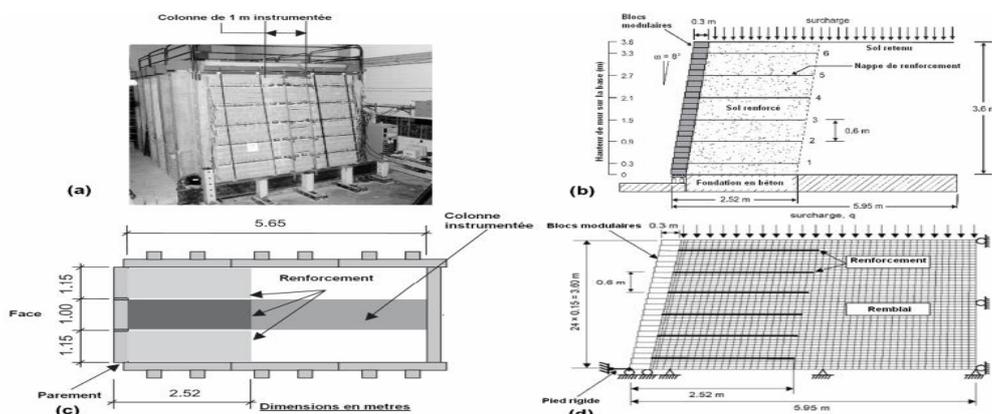


Figure 4-1 Géométrie de l'ouvrage expérimental et le modèle numérique par Hatami et Bathurst, 2005. (a) vue de face ; (b) vue de la coupe transversale ; (c) vue en plan ; (d) modèle numérique de FLAC.

L'interaction entre les différents types de structure similaire (bloc/bloc) ou non similaire (sol/bloc, pied de parement) a été modélisée par l'élément interface disponible dans FLAC3D, l'interaction entre le sol et les renforcements a été modélisé en utilisant l'auto-interface constituée par l'élément structural géogrille. Tableau (4-2) résume les différents paramètres d'interaction entre les éléments.

Les conditions au limites adoptées pour ce modèle sont une fixation des déplacements horizontale et verticale du sol de fondation, le déplacement horizontal du côté gauche et droite du modèle sont aussi fixés pour traiter le problème en déformation plane (la troisième dimension a été bloquée).

Tableau 4-1 Propriétés du sol, renforcement et parement Huang et al. (2009).

	Valeur
Sol	
E (module de Young) MPa	80
ν (coefficient de poisson)	0.3
ϕ (angle de frottement) degrés	44
Ψ (angle de dilatance) degrés	11
c (cohésion) kPa	0.2
γ (poids volumique) (kN/m ³)	16.8
Blocs modulaire	
E (module de Young) GPa	23
ν (coefficient de poisson)	0.15
γ (poids volumique) (kN/m ³)	23
Renforcements	
J (rigidité) kN/m	3100
e (épaisseur) mm	2

Tableau 4-2 Propriétés des interfaces Huang et al. (2009).

Interface	K_s (MPa/m)	K_n (MPa/m)	Cohésion (kPa)	Angle de frottement (°)
Sol/parement	1	100	/	44
Bloc/bloc	40	1000	46	57
Pied de parement	40	1000	7	27
Sol/renforcement	1	/	1000	44

Nombreuses études dans le domaine des ouvrages de soutènement en sol renforcé ont été faites et font l'objet de la validation des modèles numériques par rapport aux résultats expérimentaux. Pour la validation du modèle, les résultats obtenus à partir du modèle numérique utilisé dans cette étude ont été comparés avec les résultats expérimentaux de Bathurst et al. (2000) et aussi avec ceux obtenus par un modèle numérique en utilisant le code FLAC2D par Huang et al. (2009).

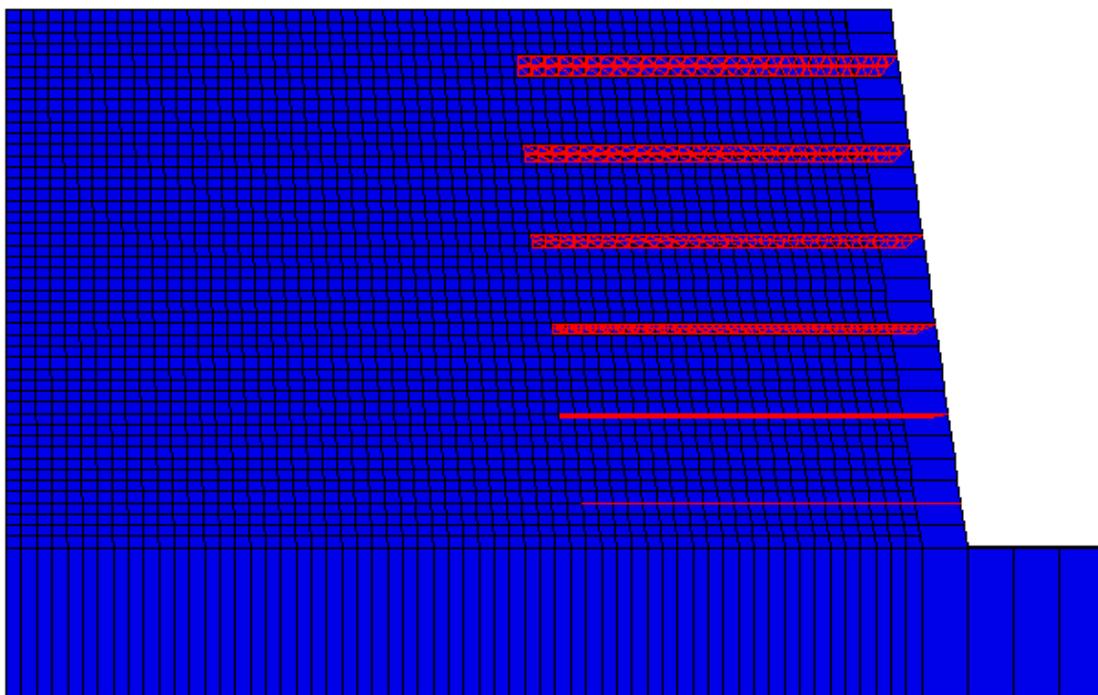


Figure 4-2 Modèle numérique de l'ouvrage de soutènement en sol renforcé.

4.3 Résultats et discussion :

Afin de valider le modèle numérique, une comparaison des résultats numériques de la présente étude des forces de traction au niveau des connexions renforcement-parement, et les distributions des déformations des nappes de renforcement en fin de construction et après l'application un surchargement de 80 kPa, avec des mesures expérimentales et des résultats numériques (Huang et al. 2009) à l'aide du code FLAC2D, sont présentés dans la figure 4-3 (a) et (b) et la figure 4-4 (a) et (b) respectivement. Il est clair de remarquer que les résultats numériques des forces de traction au niveau des connexions de la présente étude, sont en bonne concordance avec les résultats données par FLAC2D de Huang et al. (2009) et les mesures expérimentales. De plus, la figure 4-4 (a) et (b) montre le bon accord entre la distribution des déformations des nappes de renforcement obtenues par le modèle numérique de la présente étude et les mesures expérimentales, à l'exception de la nappe n° 5 nous remarquons une sous-estimation des déformations en fin de construction et après l'application du surchargement de 80 kPa, cette remarque a été signalée aussi par Huang et al. (2009).

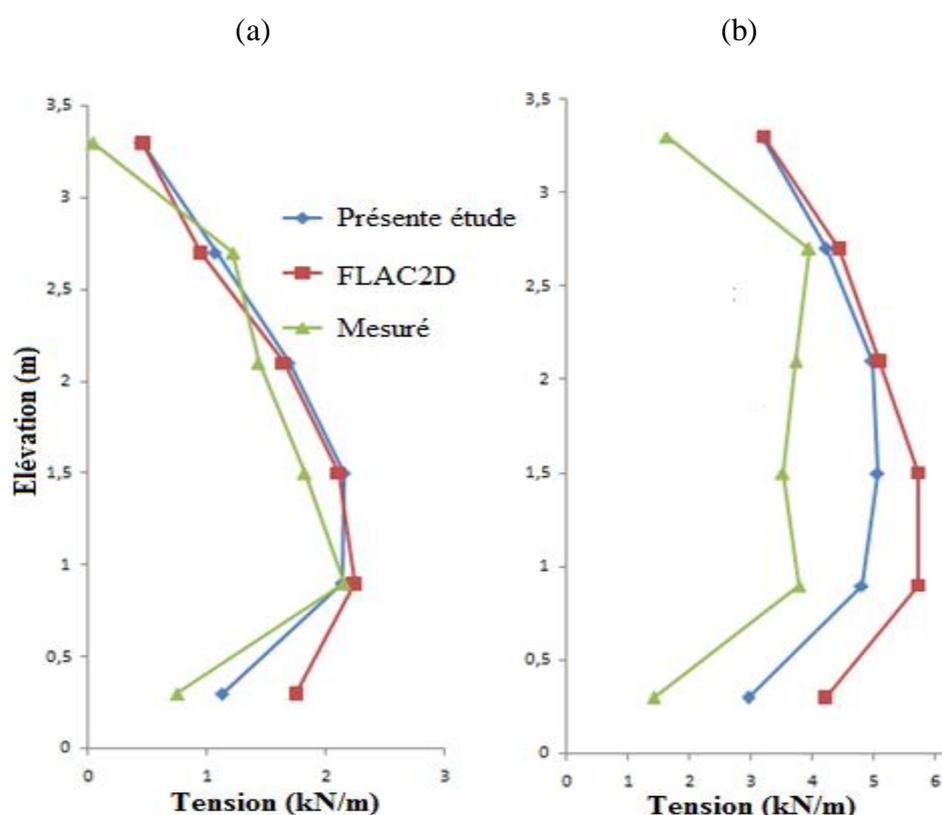


Figure 4-3 Comparaison des forces de connexion obtenues par le modèle numérique avec les mesures expérimentales et le modèle numérique FLAC2D (Mur 6, Huang et al. 2009) : (a) en fin de construction ; (b) après un chargement de 80 kPa.

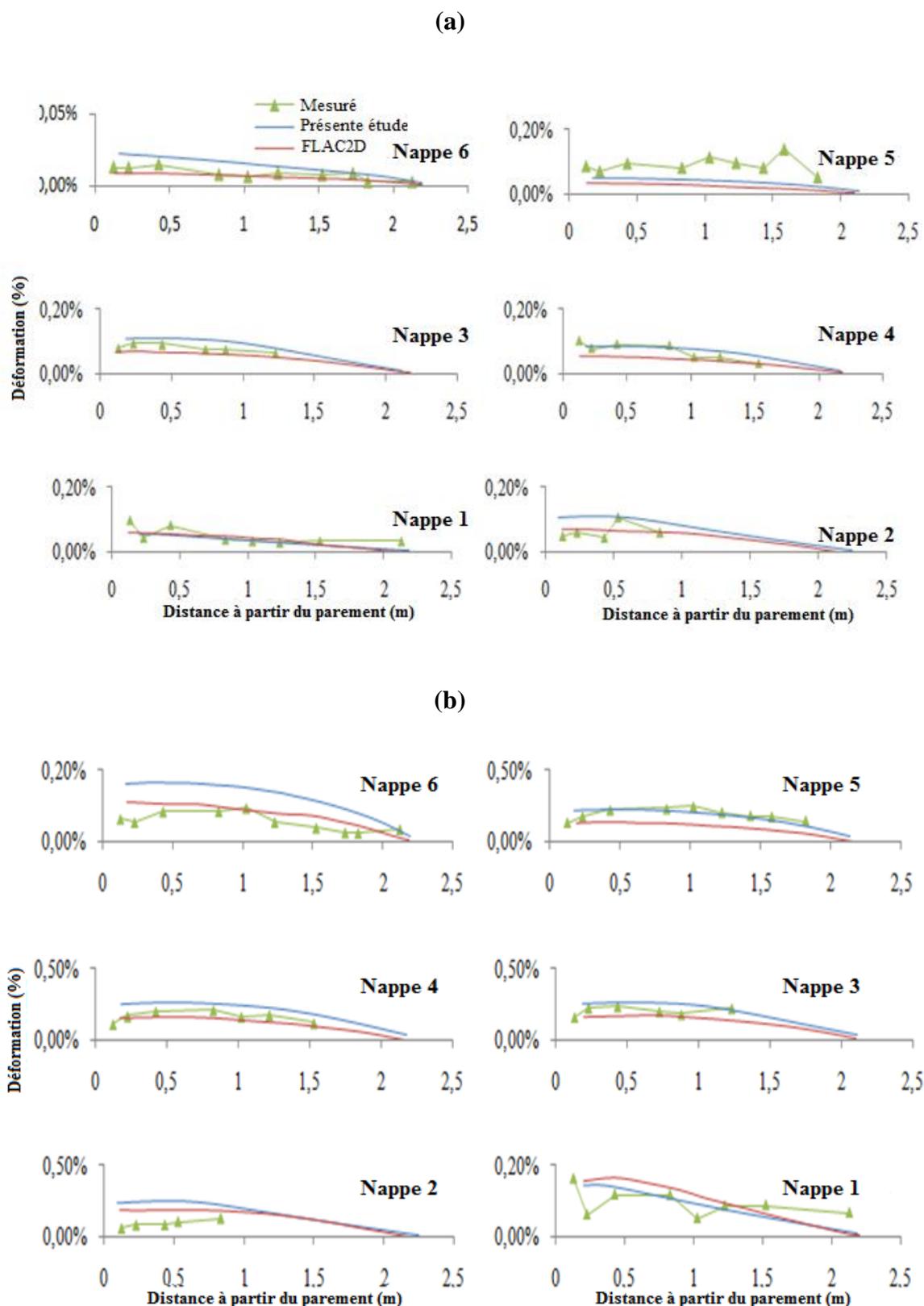


Figure 4-4 Comparaison des déformations des nappes de renforcement obtenues par le modèle numérique avec les mesures expérimentales et le modèle numérique FLAC2D (Mur 6, Huang et al. 2009) : (a) en fin de construction ; (b) après un chargement de 80 kPa.

4.3.1 Etude paramétrique :

Le modèle validé a été utilisé dans la suite de ce travail, afin d'améliorer la prédiction des forces de traction dans les nappes de renforcement en utilisant la méthode de la rigidité simplifiée (Simplified Stiffness Method (SSM) Allen et Bathurst, 2015) où la surface supérieure n'est pas entièrement surchargée. La figure (4-5) présente la géométrie du surchargement et les paramètres définissant la localisation et la largeur du surchargement au-dessus du mur de soutènement en sol renforcé.

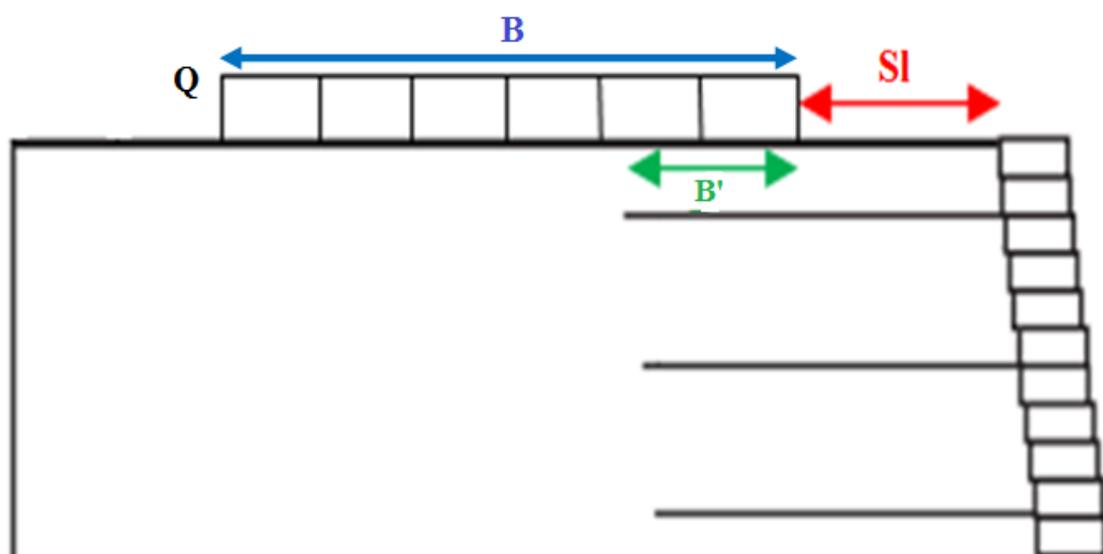


Figure 4-5 Géométrie du surchargement.

Où B est la largeur totale du surchargement, B' est la largeur effective ou bien la largeur du surchargement qui repose sur la partie renforcée du massif et SI est la distance entre le surchargement et le parement. La somme des deux derniers paramètres est inférieure ou égale à 70% de la hauteur du mur de soutènement en sol renforcé.

Le modèle validé du mur 6 (Huang et al.2009) a été surchargé à 80 kPa en surface à différentes distances d'application, SI égale à 0, 0.2, 0.4 et 1 mètre. Ensuite, une comparaison des forces de traction maximales dans les nappes de renforcement obtenues à partir du modèle surchargé et les forces de traction maximales prédit à l'aide de la méthode de rigidité simplifiée est présentée dans la figure (4-6).

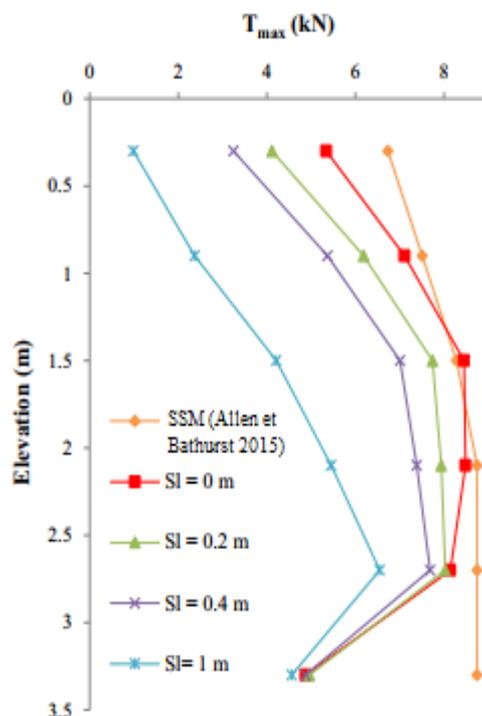


Figure 4-6 Comparaison des forces de traction maximales dans les nappes de renforcement calculées analytiquement à l'aide du SSM et numériquement par FALC3D.

On peut remarquer que les forces de traction maximales dans les nappes de renforcement diminuent avec l'augmentation de la distance d'application du surchargement. De plus, la comparaison confirme que la SSM (Allen et Bathurst 2015) ne prend pas en considération la distance d'application du surchargement lors de la prédiction des forces de traction et que cette méthode surestime de plus les forces de traction avec l'augmentation de la distance d'application du surchargement.

Afin d'étudier l'influence de la largeur du surchargement sur les forces de traction maximales dans les renforcements, le modèle numérique validé du mur 6 a été utilisé. La surface supérieure du remblai a été partiellement surchargée, à cet effet la largeur de surchargement présentée précédemment dans la figure (4-5) a été utilisée pour examiner cette influence. Premièrement, le surchargement a été placé à une distance d'application SI égale 0.6 m et en faisant varier la largeur de surchargement de 3.89 à 2.89, puis à 1.89 mètre, deuxièmement, le chargement a été placé à SI= 1 m et la largeur de surchargement égale à 3.49, 2.49 et 1.49 mètre comme le montre la figure (4-7) et le tableau (4-3) .

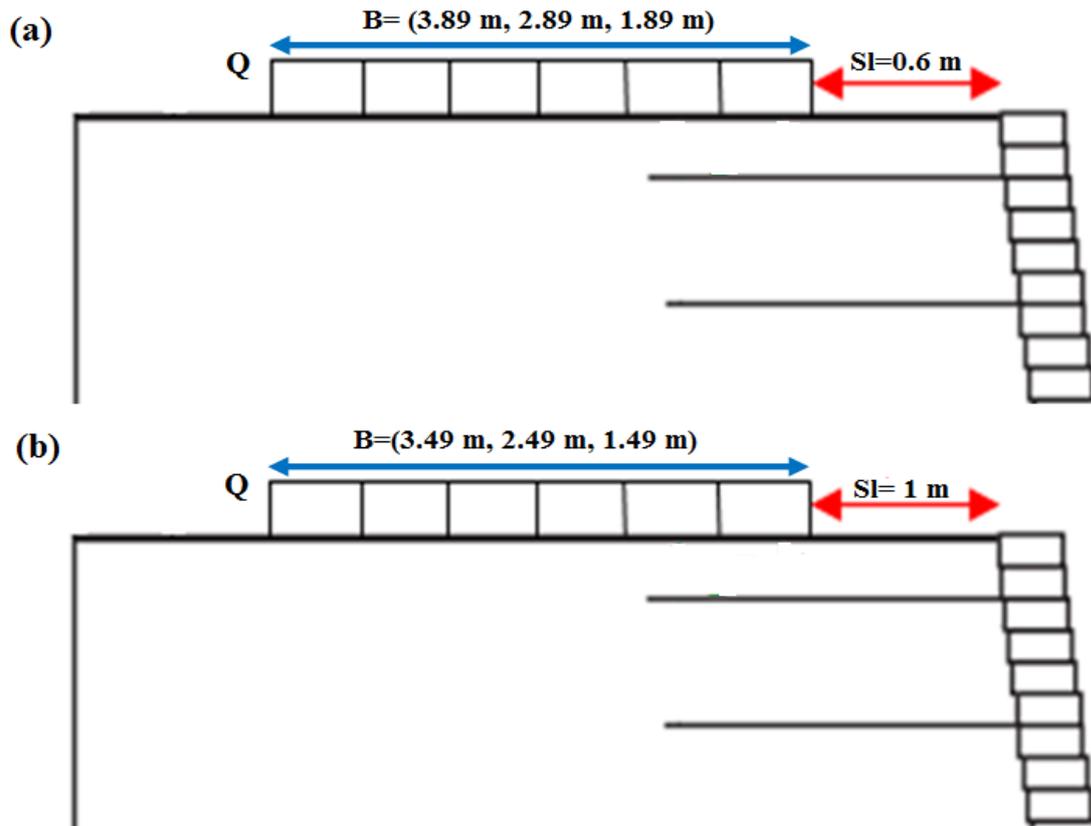


Figure 4-7 Présentation géométrique de l'étude de l'effet de la largeur de surchargement.

D'après la figure (4-8) qui montre les forces de traction maximales dans les nappes de renforcement obtenues à partir des modèles numériques décrit au-dessus et les autres prédits avec la méthode SSM (Allen et Bathurst 2015), on peut remarquer clairement que la partie de la largeur du surchargement appliquée en dehors de la zone renforcée du massif influe légèrement sur les forces de traction dans les nappes de renforcement. Par conséquent, seulement la largeur de la surcharge appliquée sur la partie renforcée du massif et sa distance d'application influent sur les forces de traction dans les renforcements.

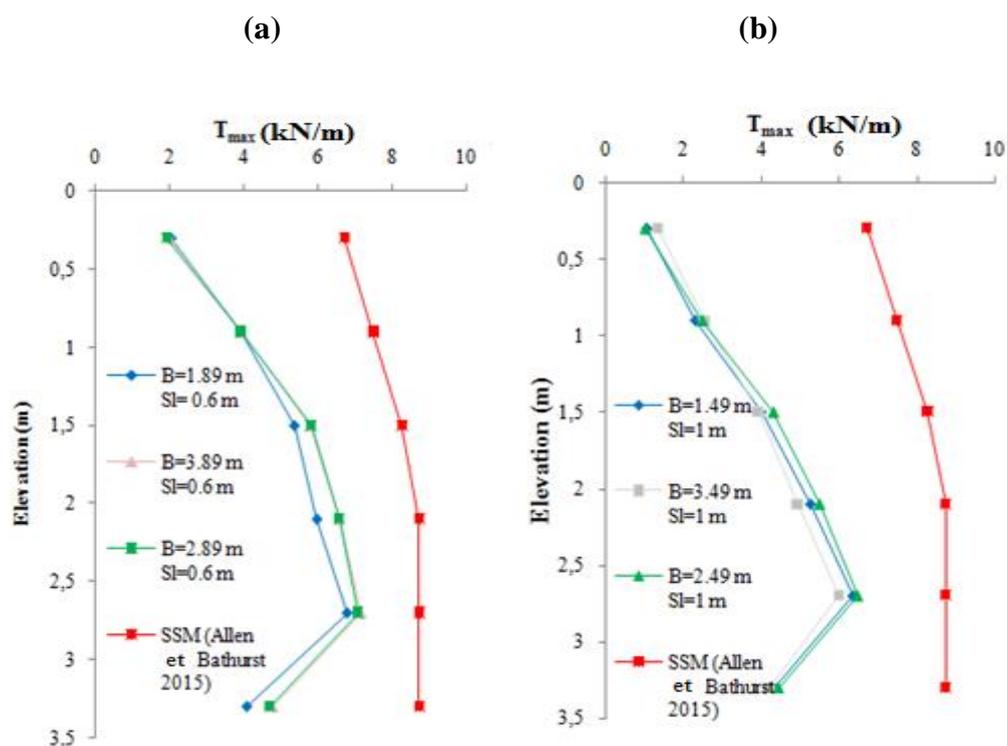


Figure 4-8 Forces de traction dans les renforcements pour différentes largeurs de surchargement : (a) $Sl = 0.6$ m ; (b) $Sl = 1$ m.

Tableau 4-3 Les cas étudiés pour l'influence de la largeur surchargement.

Case n°	Sl (m)	Largeur de la surcharge B (m)	Largeur effective de surcharge B' (m)
1	0.6	3.89	1.62
		2.89	1.62
		1.89	1.62
2	1	3.49	1.22
		2.49	1.22
		1.49	1.22

On peut remarquer d'après la figure (4-6) et le tableau (4-4) une augmentation de la surestimation des forces de traction maximales dans les nappes de renforcement supérieures qui est environ de 63.51% pour un $Sl = 0.2$ m augmente à 107.44% pour un $Sl=0.4$ m puis vers 581.15% pour un $Sl = 1$ m. Cette augmentation de la surestimation des T_{max} peut être remarquée dans les nappes supérieures que dans les nappes inférieures avec l'augmentation de la distance

d'application du surchargement. Par conséquent, la SSM surestime les forces de traction maximales dans les nappes supérieures que les nappes inférieures de renforcement.

Tableau 4-4 Pourcentage de surestimation des forces de traction prédite par SSM.

N°	Profondeur de la nappe (m)	Pourcentage de surestimation $T_{max}(\%)$		
		SI=0.2 m	SI=0.4 m	SI= 1 m
1	0.3	63.51	107.44	581.15
2	0.9	21.40	39.72	216.72
3	1.5	6.98	18.15	96.42
4	2.1	10.16	18.44	60.46
5	2.7	8.93	13.74	33.58
6	3.3	76.3	79.58	91.61

4.3.2 Calibration du facteur d'emplacement de la surcharge Φ_{SI} :

Selon Allen et Bathurst (2015) la SSM est applicable pour une large gamme des murs en sol renforcé. Malgré cela, son application reste limitée pour les murs en sol renforcé dont la géométrie et les propriétés des matériaux entrent dans l'enveloppe des valeurs des paramètres des murs utilisés pour le calibrage de cette méthode. Afin d'éliminer l'influence des murs en sol renforcé non pris en compte lors du calibrage des facteurs d'influence définis dans la SSM originale sur le calibrage du nouveau facteur, la présente étude ne s'adresse qu'à l'influence de la géométrie de la surcharge (la distance d'application du surchargement et sa largeur) sur la prédiction des forces de traction maximales dans les renforcements en utilisant la SSM.

Allen et al. (2003 ; 2004) et Bathurst et al. (2008) ont utilisé la technique du calcul inverse (Back analyses technique) pour calibrer les facteurs d'influence présenter dans le chapitre III. Allen et Bathurst (2015) ont utilisé aussi la même technique pour améliorer ces facteurs et ils ont proposé la méthode de la rigidité simplifiée (SSM). A cet effet, la même technique sera utilisée pour calibrer le nouveau facteur d'influence Φ_{SI} .

Une étude paramétrique a été faite, afin d'améliorer la méthode de la rigidité simplifier (SSM) pour qu'elle puisse prendre en considération l'effet de la distance d'application du surchargement. En se basant sur les résultats numériques obtenus à partir du modèle validé et la technique du calcul inverse pour calibrer le facteur d'emplacement de la surcharge Φ_{SI} , la procédure du calibrage du facteur d'emplacement de la surcharge passe par deux étapes :

- Premièrement, elle est par rapport à la nappe de renforcement dont la force de traction maximale est la plus grande (T_{mxmx}).
- Deuxièmement, elle est par rapport à toutes les nappes de renforcement dans mur en sol renforcé.

L'approche adoptée pour améliorer la précision de la SSM, et pour qu'elle puisse prendre en considération l'effet de l'emplacement de la surcharge sur les forces de traction dans les nappes de renforcement, est par l'introduction d'un nouveau facteur appelé facteur d'emplacement de la surcharge (Surcharge location factor Φ_{Sl}). L'expression suivante présente l'expression modifiée de la SSM avec le nouveau facteur :

$$T_{max} = S_v [\gamma_r H D_{tmax} + (H_{ref}/H) \gamma_r S] K_{avh} \Phi_{fb} \Phi_g \Phi_{fs} \Phi_{local} \Phi_c \Phi_{Sl} \quad (4-1)$$

D'après les figures (4-6) et (4-8) les paramètres pris en considération pour introduire l'effet d'emplacement de la surcharge sur les forces de traction maximales dans les renforcements sont (Sl) la distance d'application et (B') la largeur effective de la surcharge.

L'expression du calcul inverse du nouveau facteur utilisé pour calibrer ce facteur par rapport à la nappe la plus chargée dans le mur s'exprime comme suit :

$$\Phi_{Sl} = T_{mxmx} / [S_v [\gamma_r H D_{tmax} + (H_{ref}/H) \gamma_r S] K_{avh} \Phi_{fb} \Phi_g \Phi_{fs} \Phi_{local} \Phi_c] \quad (4-2)$$

Le mur 6 présenté par Huang et al. (2009) et validé précédemment a été surchargé en surface par 80 kPa, en faisant varier la distance d'application du surchargement par rapport au parement. Le nuage de point dans la figure (4-9) présente la forme de l'effet du facteur d'emplacement de la surcharge sur la force de traction maximale dans la nappe la plus chargée dans le mur par rapport à la distance d'application de surchargement relative (Sl/B'), où les T_{mxmx} sont obtenues à partir du modèle numérique.

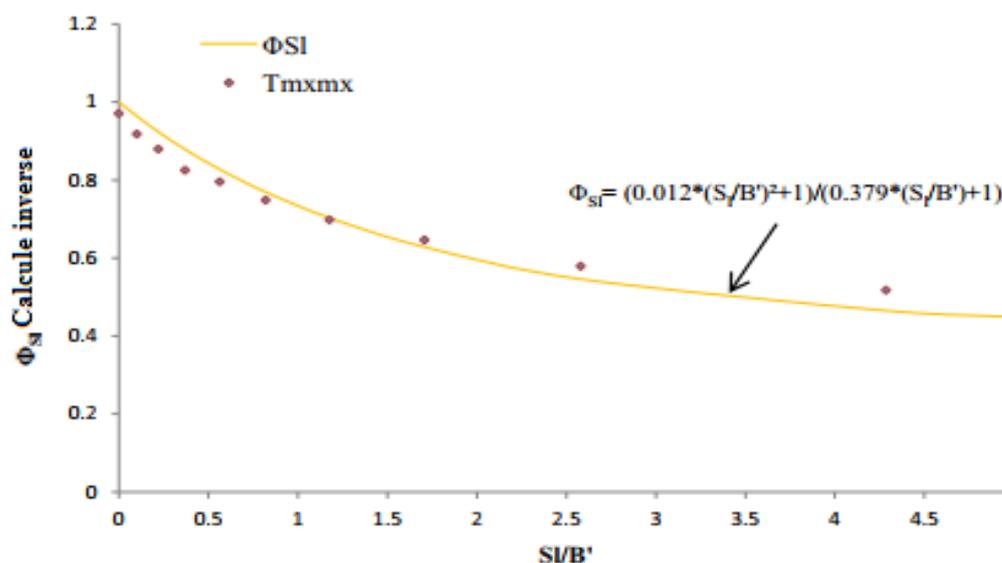


Figure 4-9 Facteur d'emplacement de la surcharge rétro-calculé par rapport à la distance d'application normalisée.

Le nouveau facteur d'influence proposé dépend de la distance d'application (Sl) divisée par la largeur effective de la surcharge (B'). Ce facteur est suggéré pour diminuer d'une valeur maximale égale à 1 ($\Phi_{Si} \leq 1$), cette valeur maximale été prévu pour la condition où $Sl = 0$ même si la valeur maximale du facteur d'emplacement de la surcharge inversement calculée est inférieure à cette valeur. Cette hypothèse de calcul été mise afin d'obliger la SSM modifiée de converger vers la SSM originale proposée par Allen et Bathurst (2015) pour une distance d'application égale à zéro (la surcharge est appliquée juste derrière le parement). En outre, les deux paramètres (Sl) et (B') doivent être mesurés par la même unité afin d'assurer que le nouveau facteur d'influence soit non dimensionnel comme les autres facteurs d'influence définis dans la SSM originale (Allen et Bathurst 2015).

En se basant sur les résultats du calcul inverse et l'hypothèse suggérée pour ce nouveau facteur, aussi on remarque d'après la figure (4-9) que le facteur d'emplacement de la surcharge inversement calculé diminue d'une valeur maximale avec l'augmentation de la distance d'application relative (Sl/B'). De là, la solution proposée s'exprime comme suit :

$$\Phi_{Si} = \frac{\xi \left(\frac{Sl}{B'}\right)^2 + 1}{\mu \frac{Sl}{B'} + 1} \quad (4-3)$$

Où μ et ξ sont des coefficients à déterminer. Notant que le mur 6 (Huang et al. 2009) est construit avec un sol granulaire, le même type de renforcement et un parement rigide presque vertical. Par conséquent l'expression du calcul inverse du facteur d'influence d'emplacement du surchargement peut être simplifiée comme suit :

$$\Phi_{SI} = T_{mxmx} / [S_v [\gamma_r H D_{tmax} + (H_{ref}/H) \gamma_f S] K_{avh} \Phi_g \Phi_{fs}] \quad (4-4)$$

En utilisant SOLVER optimisation dans EXCEL pour trouver les valeurs de ces coefficients pour la nappe la plus chargée dans le mur on obtient $\xi = 0,012$ et $\mu = 0,379$.

La figure (4-10) présente une comparaison entre les facteurs d'emplacement de la surcharge obtenus pour les 06 nappes de renforcement du mur en sol renforcé (en étudiant la variation de la force maximale dans chaque nappe de renforcement toute seule), en utilisant la même technique du calcul inverse décrit précédemment. On peut remarquer clairement que la courbure du facteur d'influence d'emplacement du surchargement de chaque nappe est de la même façon que la nappe la plus chargée (nappe n° 2 dans la figure 4-10) diminué avec l'augmentation du rapport (SI/B'). En outre, l'utilisation de l'expression du facteur d'influence d'emplacement du surchargement obtenue à partir de la nappe la plus chargée dans le mur ($\xi=0.012$ et $\mu = 0.379$) pour prédire les forces de traction maximales dans les autres nappes de renforcement surestime les forces de traction dans ces nappes. De plus, on peut noter que chaque nappe de renforcement positionné à une profondeur donnée avait son facteur d'emplacement de la surcharge, comme présenté dans le tableau (4-5).

Tableau 4-5 Valeur de ξ et μ pour chaque nappe de renforcement.

Nappe n°	Facteur d'emplacement de la surcharge	
	ξ	μ
1	0.05	1.548
2	0.012	0.379
3	0.027	0.702
4	0.034	1.117
5	0.054	2.397
6	0.064	6.254

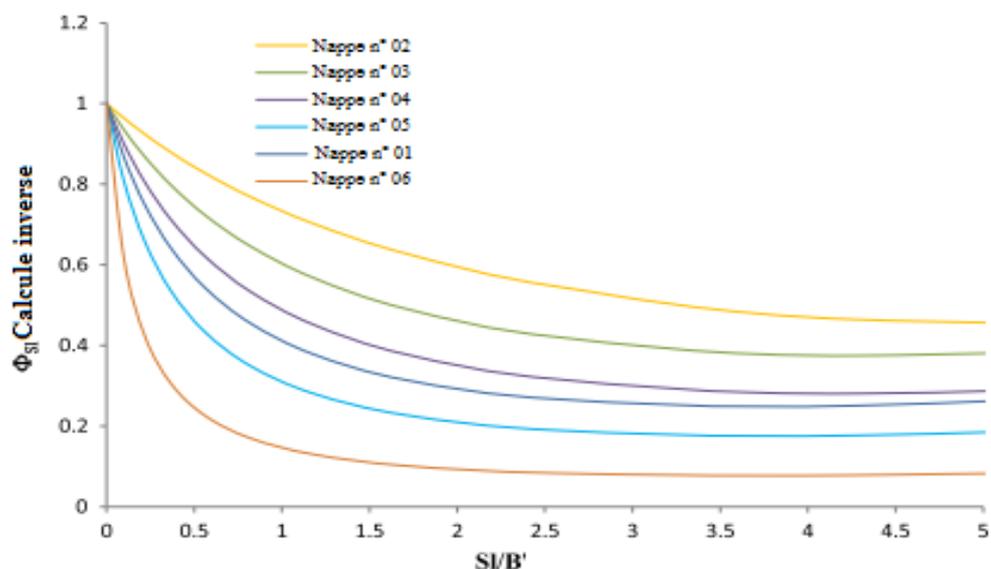


Figure 4-10 Comparaison entre les facteurs d'emplacement de la surcharge pour les 06 nappes.

L'équation proposée pour le facteur d'emplacement de la surcharge (Equation 4-3) doit être améliorée pour prendre en considération la profondeur (Z) de la nappe de renforcement. A cet effet les deux coefficients ξ et μ seront écrits en fonction de la profondeur des nappes de renforcement.

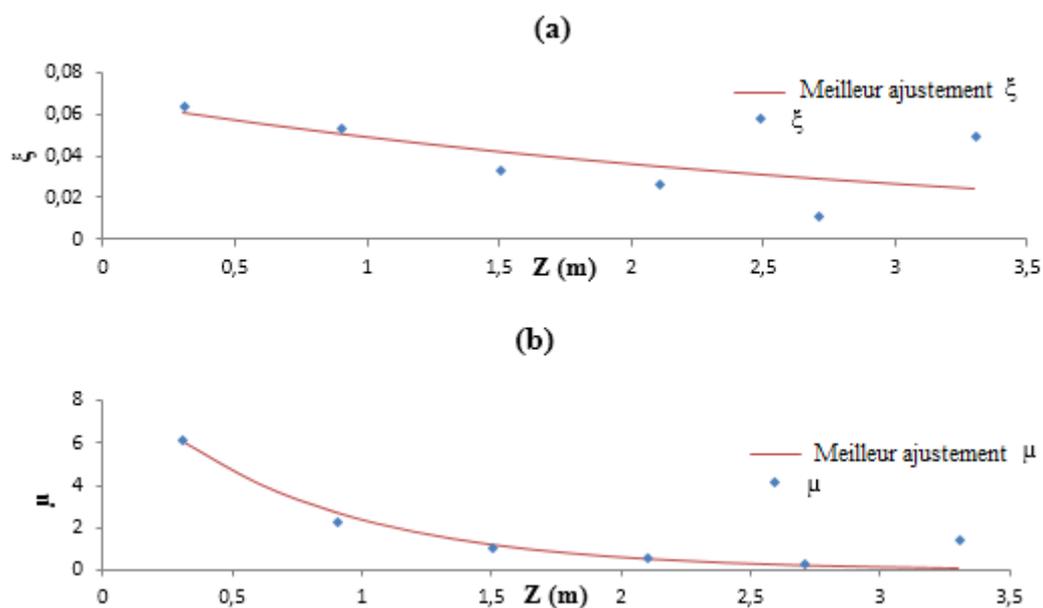


Figure 4-11 Meilleur ajustement adopté pour les coefficients ξ et μ en fonction de la profondeur (Z).

La figure 4-11 (a) et (b) présente le nuage des points des deux coefficients ξ et μ en fonction de la profondeur des nappes de renforcement. En utilisant SOLVER dans EXCEL pour obtenir le meilleur ajustement adapté et la relation entre les deux coefficients ξ et μ et la profondeur comme le montre les équations (4-5) et (4-6) respectivement.

$$\xi = 0.067 e^{-0.312 Z} \quad (4-5)$$

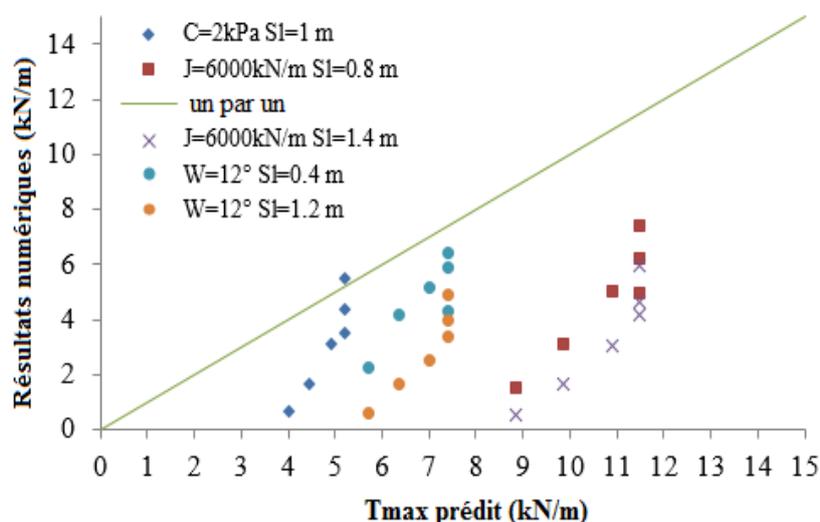
$$\mu = 9.177 e^{-1.346 Z} \quad (4-6)$$

En remplaçant les deux coefficients ξ et μ dans l'équation (4-3) par ses équations on obtient l'expression finale du facteur d'emplacement de la surcharge, qui tient en compte l'emplacement de la surcharge, la largeur de la surcharge et la profondeur de la nappe de renforcement comme le montre l'équation (4-7). Cette dernière sera introduite dans l'expression de la méthode de la rigidité simplifiée pour qu'elle puisse prendre en considération l'effet de la distance d'application de surchargement sur la prédiction des forces de traction dans les renforcements.

$$\Phi_{sl} = \frac{0.067 e^{-0.312 Z} \left(\frac{Sl}{B'}\right)^2 + 1}{9.177 e^{-1.346 Z} \frac{Sl}{B'} + 1} \quad (4-7)$$

4.3.3 Validation des modifications proposées pour la SSM :

(a)



(b)

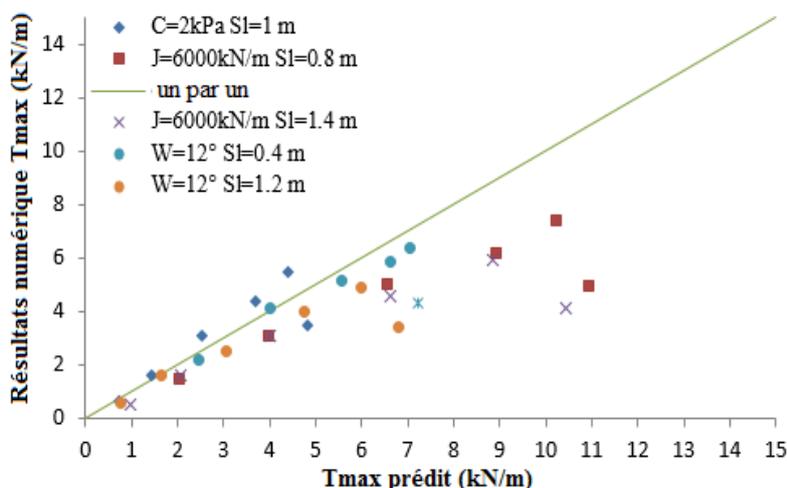


Figure 4-12 Les résultats numériques des T_{\max} par rapport aux T_{\max} prédits pour des surcharges appliquées loin du parement : (a) SSM originale ; (b) SSM modifiée.

Afin d'évaluer les modifications proposées pour la méthode de la rigidité simplifiée (équation 4-1) ; nous avons modélisé d'autres murs en sol renforcé avec différentes propriétés mécaniques et géométriques comme présenté dans le tableau (4-6). De plus, ces murs ont subi des surcharges appliquées sur différentes distances d'application.

Les mêmes résultats numériques des T_{\max} obtenus à partir de ces modèles ont été comparés par les T_{\max} prédits en utilisant la SSM originale (Allen et Bathurst 2015) comme présenté dans la figure (4-12a). Ensuite, ils sont comparés par les T_{\max} prédits en utilisant la SSM modifiée (équation 4-1). La figure (4-12a) montre que la plupart des données fluctuent sous la ligne un-à-un, ce qui signifie que les forces de traction prédites à l'aide du SSM originale sont supérieures aux résultats numériques. Par contre, la figure (4-12b) montre que tout le tracé tourne autour de la droite de correspondance un-à-un.

La comparaison des figures (4-12a) et (4-12b) démontre que les modifications proposées offrent une meilleure précision de prédiction des forces de traction dans les renforcements par rapport aux surcharges appliquées loin du parement que la méthode de la rigidité simplifiée originale (SSM Allen et Bathurst, 2015). En outre, les résultats démontrent que les modifications proposées sont applicables pour une large gamme des murs en sol renforcé malgré que le calibrage du facteur d'emplacement de la surcharge soit faite par rapport un seul mur en sol renforcé, ceci est due à la large gamme utilisée lors du calibrage des facteurs d'influence définis dans la SSM originale.

Tableau 4-6 Cas étudiés pour la validation des modifications

Mur	J (kN.m ⁻¹)	Parement W (°)	Remblai	
			C (kPa) Réel	C (kPa) FLAC3D
1	3100	12	0	0.2
2	6000	8	0	0.2
3	3100	8	2	2

4.3.4 Limitation des modifications proposées :

Dans ce qui suit, on présente des points de conservatisme du facteur ajouté à l'ancienne expression de la méthode de la rigidité simplifiée.

4.3.4.1 Largeur et distance d'application :

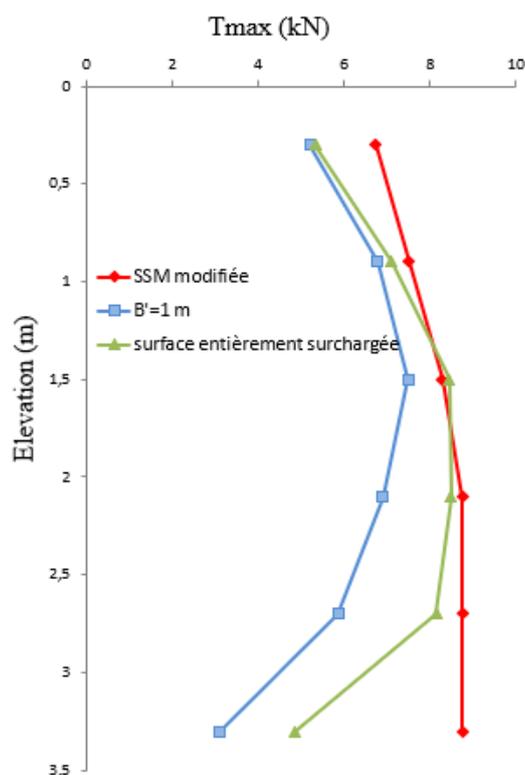


Figure 4-13 Les résultats numériques des T_{max} par rapport aux T_{max} prédits pour des surcharges ayant différentes largeurs appliquées juste derrière le parement.

La figure (4-13) présente une comparaison des forces de traction dans les renforcements prédites par la SSM modifiée et calculées par FLAC3D, où la surface supérieure du mur en sol renforcé est entièrement surchargée et le cas où la surface supérieure est partiellement surchargée, sachant que ces surcharges sont appliquées juste derrière le parement. On peut remarquer que la somme des forces de traction dans le cas où la surface supérieure est entièrement surchargée est supérieure que dans le cas où la surface est partiellement surchargée, ce résultat a été confirmé par Mirmoradi et Ehrlich (2017) dans une étude expérimentale sur un mur de soutènement en sol renforcé par géosynthétique (GRSW). De plus, on peut noter que la force maximale dans tout le mur (T_{mxmx}) où la surface est entièrement surchargée est supérieure aussi à celle où la surface est partiellement surchargée.

Les forces de traction prédites par la SSM modifiée sont supérieures aux résultats numériques où la surface est partiellement surchargée. Ce qui signifie que, malgré le nouveau facteur ajouté à l'expression originale de la SSM pour prendre en considération l'effet de l'emplacement et la largeur du surchargement sur la prédiction des forces de traction, ces modifications ne prenant pas en considération ce cas-là ; ce conservatisme est due à la solution restreinte proposée pour le facteur d'emplacement de la surcharge pour une distance d'application égale à zéro.

4.4 Influence des renforcements secondaires sur le comportement des murs de soutènement en sol renforcé :

Dans cette étude nous utilisons le logiciel PLAXIS2D en éléments finis pour étudier l'influence des renforcements secondaires sur le comportement des murs de soutènement en sol renforcé. Le modèle numérique est un mur en sol renforcé de 4.35 m de hauteur décrit par Haza (1997) et modélisé par Arab et al. (2001) en élément finis avec logiciel PLAXIS en petites déformations et avec le logiciel GOLIATH en grandes déformations. En outre, le parement est construit avec des blocs modulaires de dimension 0.55 m * 0.29 m, la fondation sous le remblai est de dimension 12 m * 3 m et le remblai est de dimension 4.35 m * 8 m comme présenté dans la figure (4-14).

Dans la modélisation nous utilisons la même procédure utilisée par Arab et al. (2001), où ils n'ont pas pris en considération la procédure de couche par couche pour la phase de construction du remblai renforcé. Les renforcements, la fondation, le parement et la dalle de chargement sont modélisés par des éléments à comportement élastique ; le remblai est modélisé par élément élasto-plastique avec le critère de Mohr-Coulomb. En outre, les paramètres et caractéristiques des matériaux utilisés lors de la modélisation sont résumés dans le tableau (4-7).

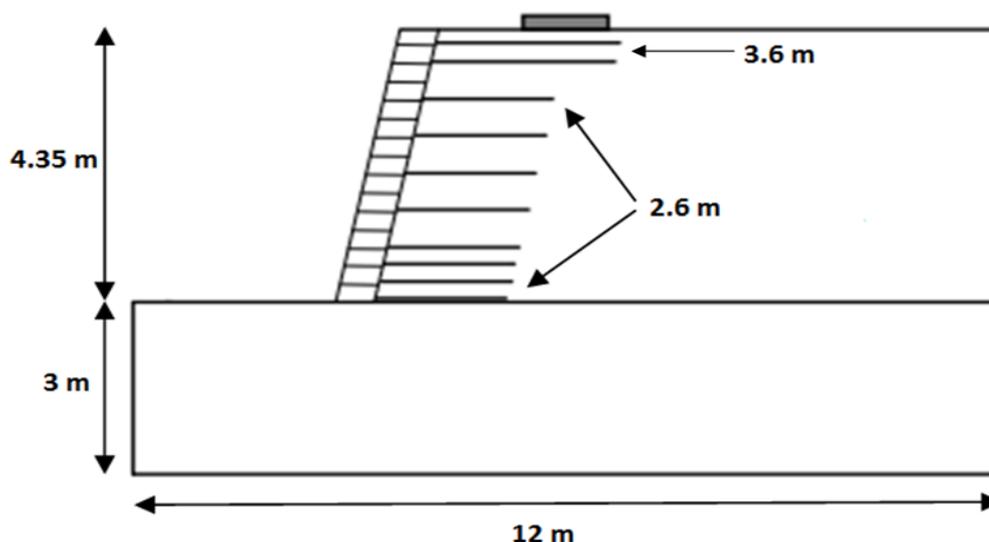


Figure 4-14 Géométrie du modèle (modifié à partir de Zerguine et al. 2018).

Tableau 4-7 Propriété du remblai, fondation, parement et renforcement (Arab et al. 2001)

Elément	γ (kN/m ³)	E/J (kN/m)	ν	c (kPa)	ϕ (°)	Ψ (°)
Parement	22	20000	0.2	/	/	/
Remblai	19	35000	0.3	4	36	16
Fondation	19	60000	0.33	/	/	/
Renforcement	0	95	0	/	/	/

Afin de valider le modèle numérique, une comparaison des résultats numériques du tassement de la dalle de chargement de la présente étude avec les résultats numériques obtenus par Arab et al. (2001) avec le logiciel PLAXIS est présentée dans la figure (4-15). De plus, pour la même raison une autre comparaison des déplacements du parement sous un surchargement de 190 kN appliqué sur la dalle de chargement de 1 m de largeur placée sur une distance de 1 m par rapport au parement, avec les mesures expérimentales et les résultats numériques obtenus par Arab et al. (2001) est présentée dans la figure (4-16). On peut remarquer que les résultats numériques de la présente étude sont en bon accord avec les mesures expérimentales et les résultats numériques avec le logiciel PLAXIS obtenus par Arab et al. (2001).

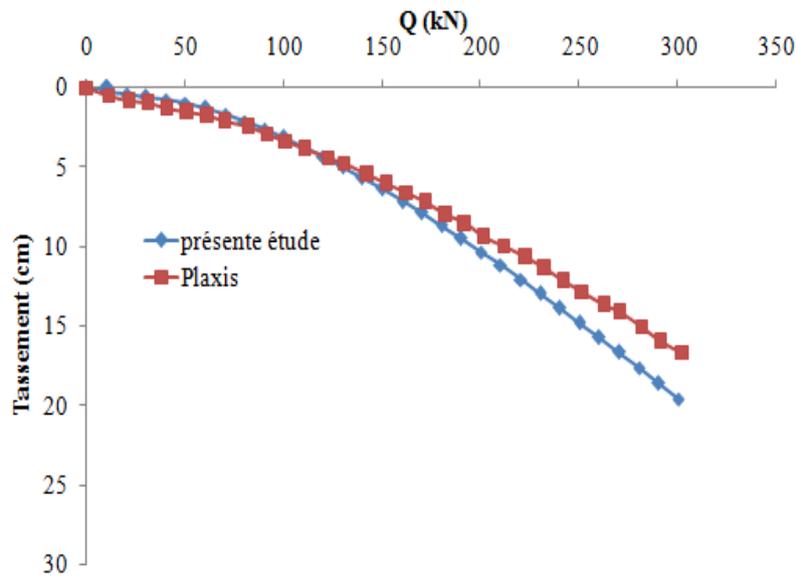


Figure 4-15 Tassement de la dalle de chargement avec l'augmentation du surchargement

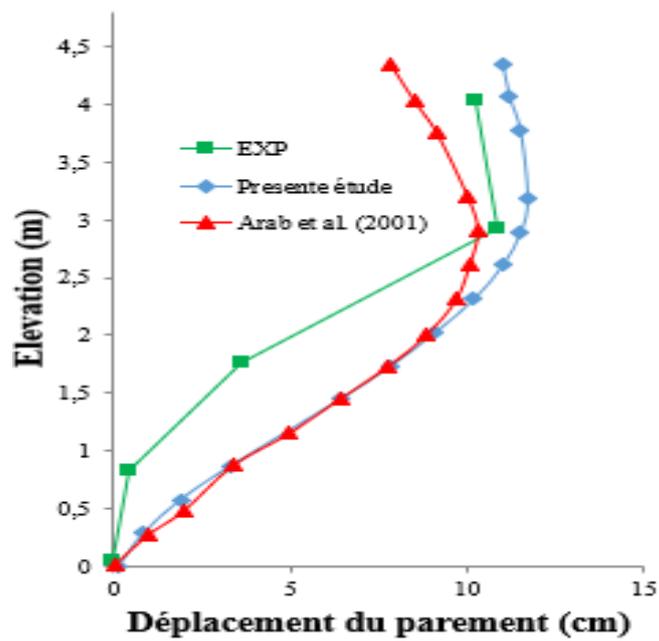


Figure 4-16 Déformation du parement sous un chargement de 190 kN.

4.5 Résultats et discussion

4.5.1 Influence de la rigidité et de la longueur des renforcements secondaires :

Dans cette étape le modèle validé a été utilisé, pour étudier l'influence des renforcements secondaires sur le comportement des murs de soutènement en sol renforcé. Nous considérons un mur de 4.35 m de hauteur à parement rigide vertical, avec une distribution uniforme des renforcements principaux avec un $S_v = 0.58$ m. La longueur des renforcements principaux est de 3 m. Les renforcements secondaires sont placés entre chaque deux nappes principales successives, comme présenté dans la figure (4-17).

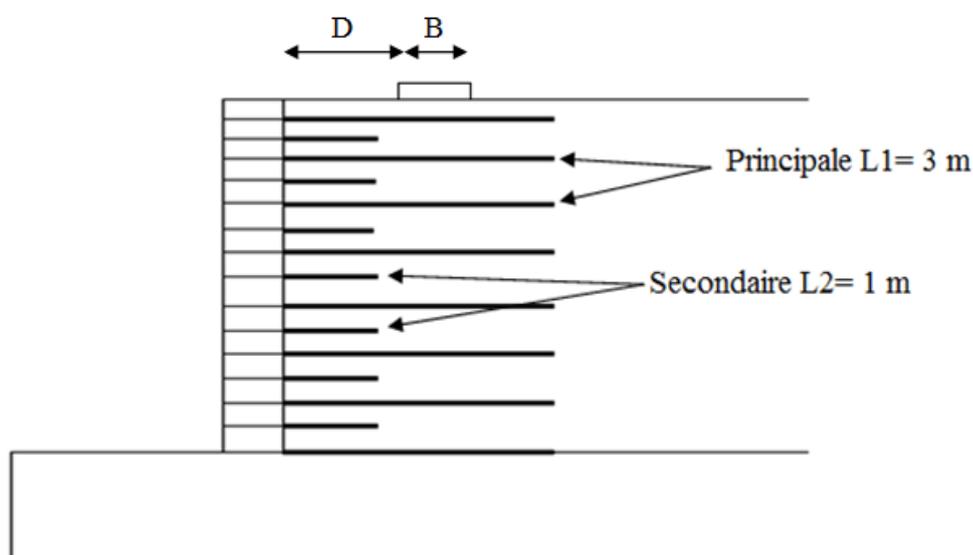


Figure 4-17 Modèle de base pour le mur de soutènement en sol renforcé avec renforcements secondaires.

Afin d'étudier l'influence des renforcements secondaires sur le tassement de la dalle de chargement, une étude paramétrique est effectuée en considérant que la dalle de chargement de $B = 1$ m de largeur est placée à une distance de $D = 1.5$ m par rapport au parement, la charge appliquée sur la dalle est verticale centrée.

Nous considérons deux longueurs des renforcements secondaires de 1 m et 1.5 m, et des rigidités de 500, 1000 et 3000 kN/m.

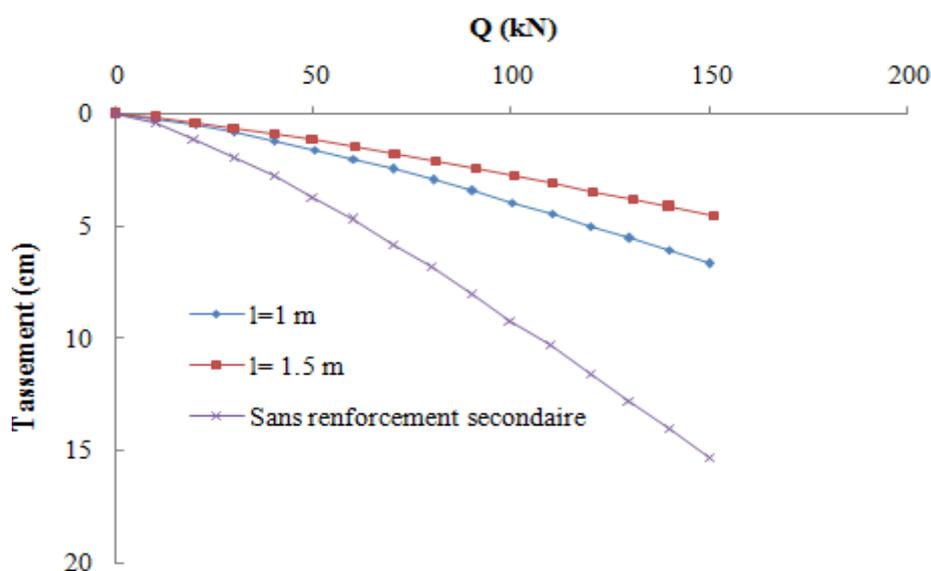


Figure 4-18 Tassement de la dalle de chargement pour différentes longueurs des renforcements secondaires.

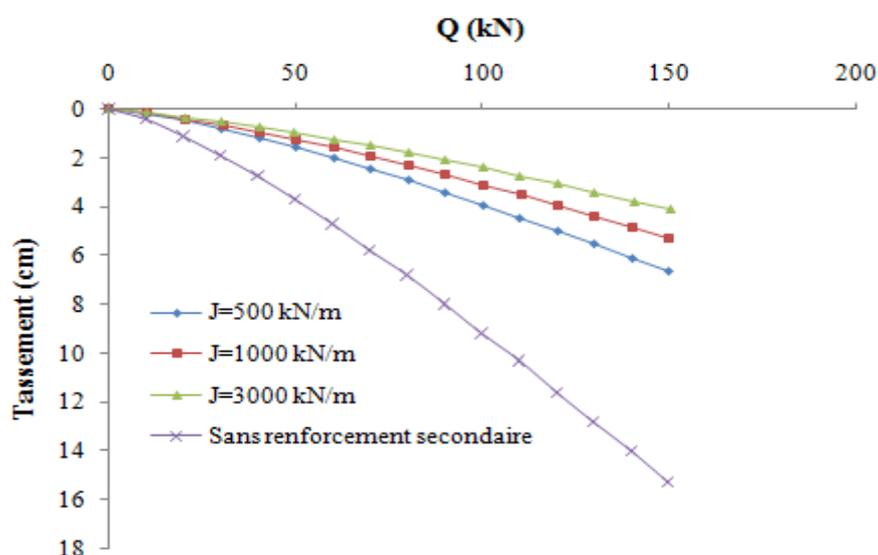


Figure 4-19 Tassement de la dalle de chargement pour différentes rigidités des renforcements secondaires.

D'après la figure (4-18), on peut noter que l'addition des renforcements secondaires réduit le tassement de la dalle de chargement, bien que la distance d'application soit loin des renforcements secondaires. En outre, l'augmentation de la longueur de ces renforcements diminue le tassement de la dalle. De plus, la figure (4-19) montre que la rigidité des renforcements secondaires influe sur le tassement de la dalle de chargement, où l'augmentation de sa rigidité diminue le tassement de la dalle.

4.5.2 Disposition des renforcements secondaires :

Jiang et al. (2019) ont étudié l'influence des renforcements secondaires sur le comportement des murs de soutènement en sol renforcé à la fin de la construction, n'a pas subi un surchargement. Ils ont proposé une disposition spéciale où la longueur des renforcements secondaires est deux fois la longueur dans le modèle de base, mais ils ont été posés dans la partie médiane du mur.

Dans ce qui suit, on va étudier l'influence de quatre dispositions différentes sur le comportement des murs de soutènement en sol renforcé surchargé en tête, où la dalle de chargement est située à une distance $D = 0.5$ m et sa largeur est $B = 1$ m.

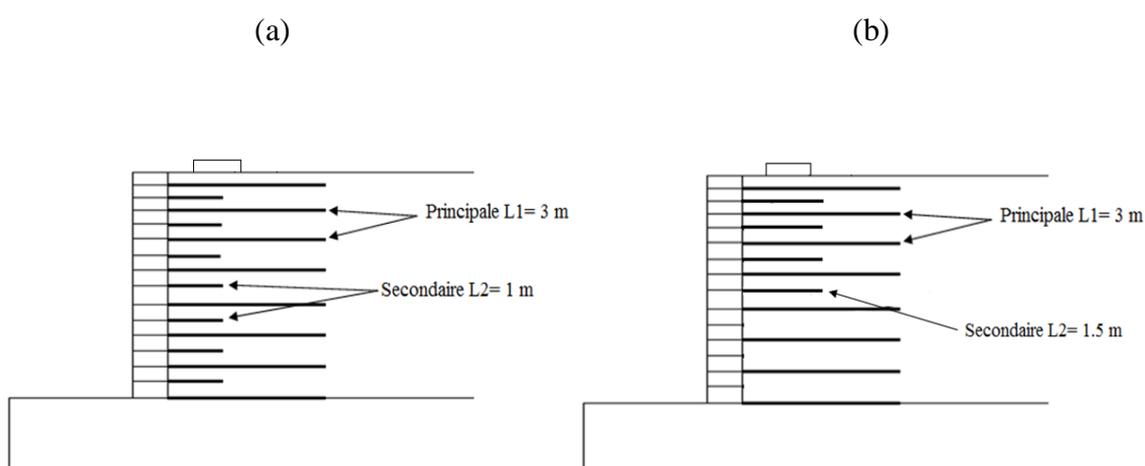
Les quatre dispositions sont illustrées dans la figure (4-20) où :

Cas 1 : est le modèle de base où les renforcements secondaires sont posés entre chaque deux nappes principale successive, avec une longueur totale de 7 m.

Cas 2 : les renforcements secondaires sont de 1.5 m de longueur posés dans la partie supérieure du mur, avec une longueur totale de 6 m.

Cas 3 : les renforcements secondaires sont de 1.5 m de longueur posés dans la partie inférieure du mur, avec une longueur totale de 6 m.

Cas 4 : présente le cas de Jiang et al. (2019) où les renforcements secondaires ont 2 m de longueur posés dans la partie médiane du mur, avec une longueur totale de 8 m.



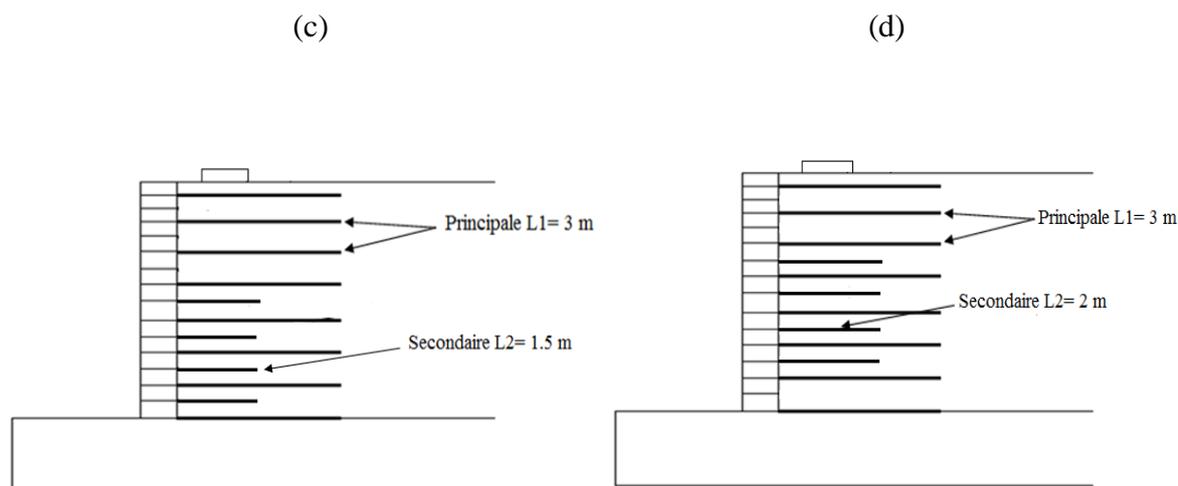


Figure 4-20 Différentes dispositions des renforcements secondaires : (a) Cas 1 ; (b) Cas 2 ; (c) Cas 3 ; (d) Cas 4.

Les résultats numériques de cette étude montrent que la disposition proposée par Jiang et al. (2019) apparaît dans la figure (4-20) comme le Cas 4, et le modèle de base (Cas 1) contribue dans la réduction du tassement de la dalle de chargement mais sa contribution reste inférieure à la disposition où les renforcements secondaires sont placés dans la mi-hauteur supérieure (Cas 2). En outre, on peut remarquer que l'addition des renforcements secondaires que dans la partie inférieure du mur (Cas 3) contribue aussi à la réduction du tassement de la dalle de chargement comme présenté dans la figure (4-21). Par conséquent, la disposition Cas 2 où les renforcements secondaires sont distribués dans la partie supérieure du mur avait la meilleure contribution à la réduction de tassement de la dalle de chargement.

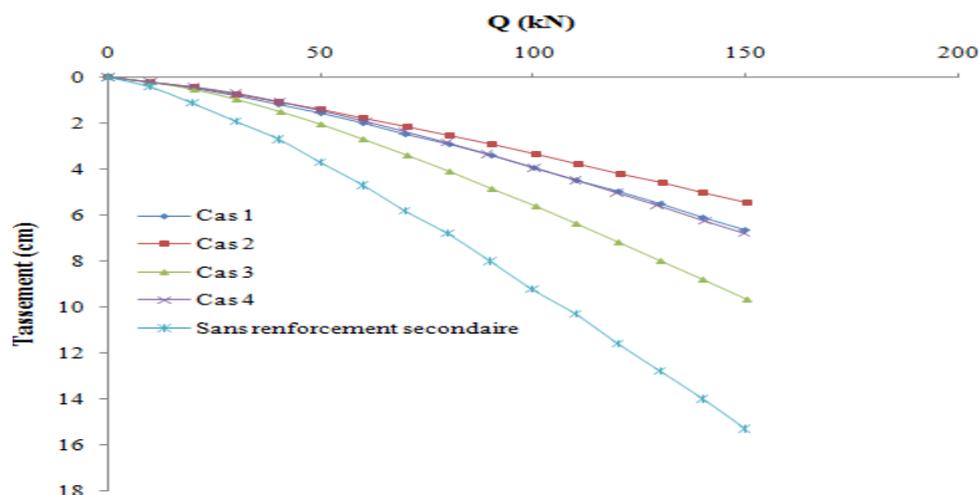


Figure 4-21 Tassement de la dalle de chargement pour différentes disposition des renforcements secondaires.

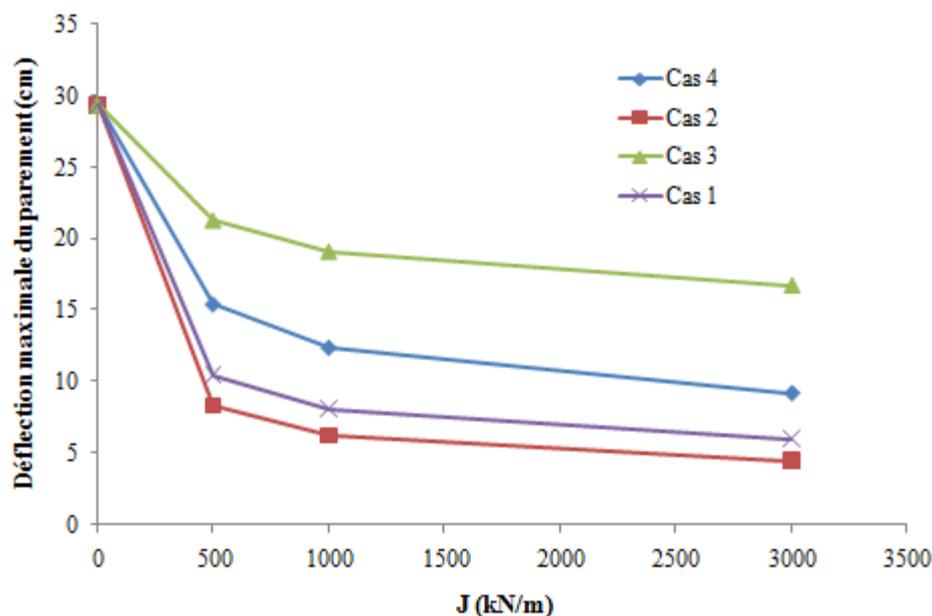


Figure 4-22 Relation entre la rigidité des renforcements secondaires et la déflexion maximale du parement pour différentes disposition.

Le cas $J=0$ kN/m présenté dans la figure (4-22) représente le mur en sol renforcé avec des renforcements principaux seulement. On peut remarquer que la disposition Cas 3 où les renforcements secondaires sont dans la partie inférieure du mur a la moindre contribution à la réduction de la déflexion du parement. On peut noter aussi que toutes les dispositions contribuent à la réduction de la déflexion maximale du parement et l'augmentation de la rigidité de ces renforcements diminue la déflexion maximale du parement.

L'addition des renforcements secondaires dans la partie supérieure du mur contribue fortement à la réduction de la déflexion. En outre, la contribution de l'augmentation de la rigidité de ces renforcements à la réduction de la déflexion diminue avec l'augmentation de sa rigidité.

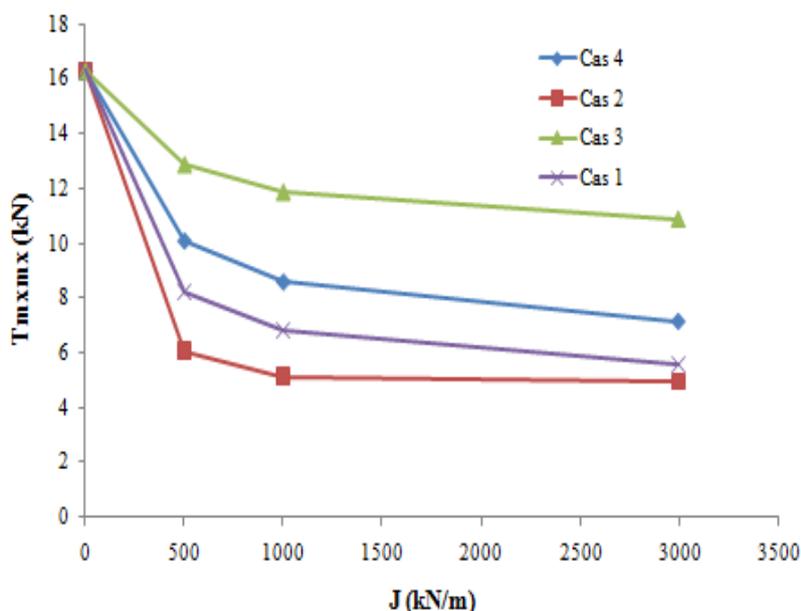


Figure 4-23 Relation entre la rigidité des renforcements secondaires et la force de traction maximale dans tout le mur pour les différentes dispositions.

La figure (4-23) présente la force de traction maximale dans tout le mur par rapport à la rigidité des renforcements secondaires. On peut remarquer que la disposition la plus contributive à la réduction de la force de traction maximale dans tout le mur est la disposition cas 2. En outre, L'augmentation de la rigidité des renforcements secondaires diminue la force de traction maximale dans les renforcements principaux. De plus, ce bénéfice de contribution de la rigidité des renforcements secondaire diminue avec l'augmentation de la rigidité, ces résultats et les résultats présentés dans la figure (4-22) sont conforme à l'étude faite par Jiang et al. (2019).

4.6 Conclusion :

Dans le présent chapitre, on a modélisé numériquement deux murs de soutènement en sol renforcé, un avec le code de calcul FLAC3D et l'autre avec le logiciel PLAXIS2D afin d'étudier le comportement des murs de soutènement en sol renforcé subissant une surcharge sur la surface supérieure. L'objectif principal de la présente étude numérique est d'investiguer l'influence de quelques paramètres réels. Les études numériques présentées dans ce chapitre sont effectuées sous forme bidimensionnelle.

La première étude a été faite avec un modèle numérique en utilisant le code FLAC3D d'un mur de soutènement en sol renforcé construit en vraie grandeur. Afin de valider ce modèle, on a suivi la procédure de construction réelle, puis les résultats numériques du modèle ont été comparés avec les mesures expérimentales, en fin de construction et après l'application d'un

surchargement. Il a été montré que le modèle numérique peut fournir une estimation des forces de traction maximales dans les nappes de renforcement.

Il a été trouvé que la méthode de la rigidité simplifiée surestime les forces de traction dans les nappes de renforcement dans le cas où la surcharge appliquée loin du parement. Il a été montré également que cette surestimation augmente avec l'augmentation de la distance d'application du surchargement. En outre, il a été constaté que les forces de traction maximales dans les nappes de renforcement situées dans la partie supérieure du mur sont plus surestimées que les nappes situées dans la partie inférieure du mur. Cependant, les surcharges appliquées en dehors de la zone renforcée légèrement influent sur les forces de traction maximales dans les renforcements. Par conséquent, il a été confirmé que la méthode de la rigidité simplifiée est conservatrice à la prédiction des forces de traction maximale où le surchargement est appliqué loin du parement.

Le nouveau facteur d'influence, appelé facteur d'emplacement de la surcharge introduit dans l'expression générale de la méthode de la rigidité simplifiée améliore la précision de la prédiction des forces de traction maximales dans les renforcements vis à vis des surcharges appliquées loin du parement. Ce facteur d'influence prend également en considération la distance d'application de la surcharge, la largeur de la surcharge et la profondeur de la nappe en même temps lors du calcul. Cependant, la méthode de la rigidité simplifiée ne prend pas en considération le cas où la surface supérieure est surchargée localement et cette surcharge est appliquée juste derrière le parement. Par conséquent, la méthode de la rigidité simplifiée modifiée converge vers la méthode de la rigidité simplifiée originale pour les surcharges appliquées juste derrière le parement quelque soit la largeur de surchargement.

La deuxième étude a été effectuée avec le logiciel PLAXIS2D, sur un modèle numérique d'un ouvrage en sol renforcé utilisé en tant qu'une structure porteuse. Ce modèle a été validé par une comparaison des résultats numériques avec des mesures expérimentales et des résultats numériques aussi.

Il a été trouvé que l'addition des renforcements secondaires entre les nappes principales intervient dans la réduction du tassement de la dalle de chargement. L'augmentation de la longueur et la rigidité de ces renforcements apportent également plus de réduction du tassement de la dalle de chargement. En outre, l'addition de ces renforcements sur toute la hauteur du mur influe sur la réduction du tassement de la dalle, cependant l'addition des renforcements secondaire un peu plus long dans la mi-hauteur supérieure du mur apporte plus de bénéfice

envers la réduction du tassement de la dalle que d'ajouter ces renforcements sur toute la hauteur du mur. L'augmentation de la rigidité de ces renforcements secondaires en utilisation cette dernière disposition intervient également beaucoup plus à la réduction de la déflexion maximale du parement et la force de traction maximale dans tout l'ouvrage en sol renforcé que les dispositions où les renforcements secondaires sont ajoutés sur toute la hauteur, la partie médiane ou dans le bas du mur.

Conclusion générale

La technique de construire un ouvrage en sol renforcé afin de soutenir un terrain instable ou supporter une structure est souvent utilisé dans le domaine du géotechnique. L'objectif de cette thèse était de contribuer à l'étude du comportement des murs de soutènement en sol renforcé subissant un surchargement en tête et de présenter aussi les limitations et le conservatisme de la méthode de la rigidité simplifiée à la prédiction des forces de traction dans les nappes de renforcement. En outre, l'influence de l'addition des nappes de renforcement secondaires sur le comportement de ce type de murs de soutènement.

Afin de bien cibler le travail, une recherche bibliographique a été effectuée pour comprendre les méthodes de prédiction des forces de traction dans les nappes de renforcement, telle que la méthode simplifiée AASHTO, la méthode K-rigidité et la méthode de la rigidité simplifiée. Ces méthodes ont été évaluées et ont subies des modifications par plusieurs auteurs pour éliminer les points de conservatisme ou améliorer la précision de prédiction telle que Tin et al. (2011) dans sa méthode K-rigidité modifiée, Miyata et Bathurst (2007) pour prendre en considération la cohésion du sol, Bathurst et al. (2008) pour améliorer la précision de la méthode K-rigidité. Une recherche a été présentée aussi sur l'influence des renforcements secondaires et ses caractéristiques mécanique et géométrique sur le comportement des murs de soutènement en sol renforcé.

A cause du coût et de la durée de réalisation des essais expérimentaux des murs de soutènement en sol renforcé pour étudier le comportement de ce type d'ouvrage, plusieurs chercheurs dans le domaine du génie civil ont utilisés les méthodes numériques, qui sont devenues des méthodes très utilisées et prépondérantes après avoir validé leurs modèles avec des mesures expérimentales où des résultats numériques. En outre, dans cette thèse nous avons utilisé des modèles numériques avec le code FLAC3D en différence finies, la validation de ce modèle a été effectuée par une comparaison avec les résultats expérimentaux et numériques présentés par Huang et al. (2009). Un modèle numérique avec le logiciel PLAXIS2D a été aussi utilisé après la validation de ses résultats par une comparaison avec les résultats expérimentales et numériques présentés par Arab et al. (2001).

L'analyse des résultats numériques et analytiques obtenue à partir des modèles numériques et les calculs analytiques avec la méthode de la rigidité simplifiée montre le conservatisme de cette méthode à la prédiction des forces de traction dans le cas où les surcharges sont appliquées loin du parement. Cette méthode surestime aussi de plus en plus les forces de traction dans les

Conclusion générale

renforcements avec l'augmentation de la distance d'application du surchargement. En outre, le taux de surestimation des forces de traction dans les renforcements est plus grand dans les nappes supérieures que dans les nappes inférieures.

L'addition d'un nouveau facteur à l'expression de la méthode de la rigidité simplifiée été une solution pour résoudre ce point de conservatisme, ce facteur a été nommé facteur d'emplacement de la surcharge. Le nouveau facteur reflète l'influence de l'emplacement et la largeur de la surcharge sur les forces de traction dans les nappes de renforcement. En outre, ce facteur été calibré pour prendre en considération la profondeur de la nappe aussi, vu la remarque apparue lors du calcul inverse de chaque nappe de renforcement. De plus, les modifications proposées et validées apportent plus de précision de la prédiction des forces de traction. Cependant, cette modification converge vers la méthode originale de la rigidité simplifiée proposée par Allen et Bathurst (2015), cette convergence a créé un point de conservatisme de cette amélioration pour les murs de soutènement en sol renforcé surchargés localement et cette surcharge est appliquée juste derrière le parement.

L'addition des renforcements secondaires diminue le tassement de la dalle de surchargement, ainsi que l'augmentation de la rigidité et la longueur de ces renforcements diminuent de plus en plus le tassement de la dalle de surchargement. De plus, la disposition des renforcements secondaires joue un rôle important sur la réduction du tassement de la dalle, il a été démontré que la disposition proposée par Jian et al. (2019), d'ajouter des renforcements secondaires dans la partie médiane du mur, est moins fiable que l'addition de ces renforcements dans la partie supérieure du parement.

Il a été démontré aussi que la disposition la plus fiable à réduire la force de traction maximale dans les renforcements principaux et la déflexion maximale du parement dans le cas où le mur en sol renforcé a subi un surchargement est de mettre ces renforcements dans la partie supérieure du mur, ainsi que l'augmentation de la rigidité des renforcements secondaires contribue de plus en plus à la réduction de la force de traction maximale dans tout le mur et la déflexion maximale du parement.

Références

Références

AASHTO (2002). Standard specification for highway bridges. Washington, D.C., USA American Association State Highways and Transportation Officials (AASHTO)

AASHTO (2012). AASHTO LRFD Bridge design specification. Washington, D.C., USA American Association State Highways and Transportation Officials (AASHTO)

AASHTO. (2014). AASHTO LRFD bridge design specifications, 7th Ed., Washington, D.C. USA American Association State Highways and Transportation Officials (AASHTO)

Abdelouhab, A., Dias, D. & Freitag, N. (2011). Numerical analysis of the behaviour of mechanically stabilized earth walls reinforced with different types of strips. *Geotextiles and Geomembranes*, 29(2), 116-129.

Allen, T. M., Bathurst, R. J., Holtz, R. D., Walters, D. & Lee, W. F. (2003). A new working stress method for prediction of reinforcement loads in geosynthetic walls. *Canadian Geotechnical Journal*, 40(5), 976-994.

Allen, T. M., Bathurst, R. J., Holtz, R. D., Lee, W. F. & Walters, D. (2004). New method for prediction of loads in steel reinforced soil walls. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(11), 1109-1120.

Allen, T. M. & Bathurst, R. J. (2015). Improved simplified method for prediction of loads in reinforced soil walls. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 141(11), 04015049.

Allen, T. M. & Bathurst, R. J. (2018). Application of the simplified stiffness method to design of reinforced soil walls. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 144(5), 04018024.

Arab, R., P. Villard & J. Gourc (1996). Mechanism of reinforcement from two field trials. Proceedings of the international symposium on earth reinforcement, Kyushu, Japan, Balkema, Rotterdam. pp. 303-308.

Arab, R., Villard, P. & Gourc, J. P. (2001). Use of reinforced soil walls bearing structures. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement*, 5(4), 163-175.

Références

- Attache, S. & Mellas, M. (2017). Numerical study of large-scale pull-out test of horizontal corrugated strips. *International Journal of Geotechnical Engineering*.
- Bathurst, R. J. & Simac, M. R. (1994). Geosynthetic reinforced segmental retaining wall structures in North America. In *Proceedings of the Fifth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products* (pp. 1-41).
- Bathurst, R. J., Walters, D., Vlachopoulos, N., Burgess, P. & Allen, T. M. (2000). Full scale testing of geosynthetic reinforced walls. In *Advances in transportation and geoenvironmental systems using geosynthetics* (pp. 201-217).
- 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(4), 287-322.
- Bathurst, R. J., Vlachopoulos, N., Walters, D. L., Burgess, P. G. & Allen, T. M. (2006). The influence of facing stiffness on the performance of two geosynthetic reinforced soil retaining walls. *Canadian Geotechnical Journal*, 43(12), 1225-1237.
- Bathurst, R. J., Miyata, Y., Nernheim, A. & Allen, A. M. (2008). Refinement of K-stiffness method for geosynthetic-reinforced soil walls. *Geosynthetics International*, 15(4), 269-295.
- Bergado, D. T. & Chai, J. C. (1994). Pullout force/displacement relationship of extensible grid reinforcements. *Geotextiles and geomembranes*, 13(5), 295-316.
- Chen, J. F. & Bathurst, R. J. (2013). Investigation of interface toe sliding of reinforced soil block face walls using FLAC. *Proceedings of Continuum and Distinct Element Numerical Modeling in Geomechanics, Shanghai, China, Itasca International*.
- Damians, I. P., Bathurst, R. J., Josa, A. & Lloret, A. (2014). Numerical study of the influence of foundation compressibility and reinforcement stiffness on the behavior of reinforced soil walls. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 8(3), 247-259.
- Ehrlich, M. & Mirmoradi, S. H. (2013). Evaluation of the effects of facing stiffness and toe resistance on the behavior of GRS walls. *Geotextiles and Geomembranes*, 40, 28-36.
- Gotteland, P., Gourc, J. P., Jommi, C. & Nova, R. (1996). Finite difference analysis of geotextile reinforced earth walls. In *Proceedings of EuroGeo* (Vol. 1, pp. 503-510).

Références

- Gourc, J. P., Gotteland, P. H., Haza, E., Perrier, H. & Baraize, E. (1995). Geotextile reinforced structures as bridge abutments: full-scale experimentation.
- Haza, E. (1997). Ouvrages en terre renforcés par géosynthétiques, sollicités localement en tête: expérimentation et méthode de calculs.
- Hatami, K. & Bathurst, R. J. (2006). Numerical model for reinforced soil segmental walls under surcharge loading. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering*, 132(6), 673-684.
- Hegde, A. & Roy, R. (2018). A comparative numerical study on soil–geosynthetic interactions using large scale direct shear test and pullout test. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, 4, 1-11.
- Huang, B., Bathurst, R. J. & Hatami, K. (2009). Numerical study of reinforced soil segmental walls using three different constitutive soil models. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering*, 135(10), 1486-1498.
- Huang, B., Bathurst, R. J., Hatami, K. & Allen, T. M. (2010). Influence of toe restraint on reinforced soil segmental walls. *Canadian Geotechnical Journal*, 47(8), 885-904.
- Jiang, Y., Han, J. & Parsons, R. L. (2019). Numerical evaluation of secondary reinforcement effect on geosynthetic-reinforced retaining walls. *Geotextiles and Geomembranes*, 48(1), 98-109.
- LCPC (2003). Recommandations pour l’inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des murs en remblai renforcé par éléments géosynthétiques. Guide technique.
- Leshchinsky, D. (2000). Alleviating connection load. *Geotechnical Fabrics Report*, 18(8).
- Ling, H. I. & Leshchinsky, D. (2003). Finite element parametric study of the behavior of segmental block reinforced-soil retaining walls. *Geosynthetics International*, 10(3), 77-94.
- Luong, N.T. & Legeay, G. (1988) ouvrage en terre armée – Etude en laboratoire , rapport du L.P.C., Série géotechnique – Mécanique du sol – Sciences de la terre, GT-27, 71.
- Mirmoradi, S. H. & Ehrlich, M. (2017). Experimental evaluation of the effects of surcharge width and location on GRS walls. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*.

Références

- Miyata, Y. & Bathurst, R. J. (2007). Development of the K-stiffness method for geosynthetic reinforced soil walls constructed with c- ϕ soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 44(12), 1391-1416.
- Murthy, B. S. & Sridharan, A. (1993). Evaluation of interfacial frictional resistance. *Geotextiles and Geomembranes*, 12(3), 235-253.
- Palmeira, E. M. (2009). Soil–geosynthetic interaction: Modelling and analysis. *Geotextiles and geomembranes*, 27(5), 368-390.
- Rahmouni, O., Mabrouki, A., Benmeddour, D. & Mellas, M. (2015). Numerical study of geogrid-reinforced segmental earth retaining wall. *Journal of Applied Engineering Science & Technology*, 1(2), 43-49.
- Rahmouni, O., Mabrouki, A., Benmeddour, D. & Mellas, M. (2016). A numerical investigation into the behavior of geosynthetic-reinforced soil segmental retaining walls. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 10(5), 435-444.
- Rahmouni, O. (2017). Contribution à l'étude numérique des ouvrages de soutènement renforcé par géogrid.
- Sayed, M. M. A., Ramaiah, B. J. & Rawal, A. (2014). Interface shear characteristics of jute/polypropylene hybrid nonwoven geotextiles and sand using large size direct shear test. *Geotextiles and Geomembranes*, 42(1), 63-68.
- Tin, N., Bergado, D. T., Voottipruex, P. & Tanchaisawat, T. (2011). Modification of K-stiffness method for MSE structures on soft ground. *Geosynthetics International*, 18(5), 304-321.
- Vieira, C., de Lurdes Lopes, M. & Caldeira, L. (2008). Influence of facing panel rigidity on performance of reinforced soil retaining walls: a numerical study. In *EuroGeo4 Conference*.
- Xie, Y. & Leshchinsky, B. (2015). MSE walls as bridge abutments: Optimal reinforcement density. *Geotextiles and Geomembranes*, 43(2), 128-138.
- Yu, Y., Bathurst, R. J. & Allen, T. M. (2017). Numerical modelling of two full-scale reinforced soil wrapped-face walls. *Geotextiles and Geomembranes*, 45(4), 237-249.

Références

Zerguine, S., Benmeddour, D. & Mabrouki, A. (2018). Bearing capacity of a strip footing on a geosynthetic reinforced soil modular block walls after a seismic loading. *Journal of Applied Engineering Science & Technology*, 4(1), 69-75.

Zheng, Y., Fox, P. J. & McCartney, J. S. (2018). Numerical study on maximum reinforcement tensile forces in geosynthetic reinforced soil bridge abutments. *Geotextiles and Geomembranes*, 46(5), 634-645.