

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



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

Mémoire présenté en vue de l'obtention
du diplôme de

Magister en : Génie Civil

Option : Interaction Sol-Structure

**Etude de la sensibilité de la réponse sismique à la
disposition du renforcement des remblais d'accès de pont**

Présenté par :

DJABRI Mohamed

Soutenu publiquement le 10/01/2013

Devant le jury composé de :

Pr. BELOUNAR Lamine	Professeur	Président	Université de Biskra
Pr. BENMEBAREK Sadok	Professeur	Rapporteur	Université de Biskra
Dr. TATI Abdelouahab	Maître de conférences(A)	Examineur	Université de Biskra
Dr. BOURAZANE Massaoud	Maître de conférences(A)	Examineur	Université de Biskra

Remerciements

Au terme de mon travail de mémoire, je tiens à exprimer toute ma reconnaissance en premier mon Dieu ALLAH pour tout.

Je tiens à adresser des vifs remerciements à tous ceux et à toutes celles qui m'ont aidé, de près ou de loin, à sa réalisation. Grâce à leurs participations diverses, par leur savoir, leur expérience, leur attention ou leur amitié, ce travail a pu être mené à terme.

Je tiens à remercier le président et les membres du jury qui ont pris de leur temps pour porter un regard critique sur mon travail.

Je remercie en particulier mon promoteur le Professeur Benmebarek Sadok pour avoir assuré l'encadrement scientifique de ce travail de mémoire et l'attention particulière portée au manuscrit. Merci pour la considération et la confiance totale qu'il m'a témoignées dès le début.

Je n'oublie pas de remercier aussi l'ensemble du corps enseignant et administratif du département de Génie Civil et d'Hydraulique et du laboratoire de modélisation numérique et instrumentation en interaction Sol-Structure de l'université de Biskra. Merci pour leurs accueils.

Je tiens à adresser grands remerciements à ma femme, qui m'a aidé, soutenu et encouragé dans cette période. Ses encouragements m'ont été d'une aide et d'une valeur. Qu'elle trouve ici l'expression de ma grande reconnaissance.

Je remercie chaleureusement Attallaoui Samir de m'avoir aidé, orienté, dirigé et conseillé, je tiens à adresser des vifs remerciements à Bouhara Lyes pour ses corrections pertinentes de ce travail. Qu'ils trouvent ici l'expression de ma profonde gratitude.

Je remercie tous mes collègues de la post graduation, de bons moments passés ensemble, de leur soutien et de leur solidarité.

Enfin, mes pensées vont :

À ma femme; qui m'a encouragé à entreprendre des études de post-graduation;

À mes parents, à mes frères et sœurs ;

À tous mes amis Lazhar, Lotfi, Mohamed, Salah, Fethi.etc... ; et à toute ma famille.

RÉSUMÉ

Les murs de soutènement en sol renforcés à deux faces opposées sont couramment utilisés pour les remblais d'approche des ponts. Toutefois, les lignes directrices de conception disponibles pour ce système de mur sont limitées. Dans les lignes directrices de l'administration américaines des autoroutes fédérales, la distance entre les deux parois opposées est un paramètre clé utilisé pour déterminer les méthodes d'analyse. Deux cas extrêmes sont identifiés: (1) les renforcements des deux côtés se rencontrent au milieu ou se chevauchent, et (2) les murs sont très éloignés indépendants l'un de l'autre.

L'objectif de cette recherche est d'étudier l'effet de la distance entre les deux murs, le chevauchement de renforcement, la qualité de sol renforcé et l'intensité de séisme sur la stabilité interne et externe des murs de soutènement flexibles renforcés par des géosynthétiques sous des conditions statiques et dynamiques. La méthode des éléments finis intégrés dans le logiciel PLAXIS est utilisée pour cette étude. Des études paramétriques ont été effectuées en faisant varier cinq paramètres importants : la distance entre les deux murs opposés, la qualité de matériau de remblai, la distance de chevauchement de renforcement, l'accélération horizontale et la fréquence de chargement sismique afin de connaître leurs effets sur le comportement des murs de soutènement de remblai d'accès de pont.

L'effet de la connexion des renforts au milieu, dans le cas où les murs sont proches, a été également étudié.

Mots clés : Géosynthétiques, modélisation numérique, mur de soutènement, sol renforcé, séisme, surface critique de rupture.

ABSTRACT

Reinforced soil Retaining walls with two opposite sides (Back-to-back) are commonly used for embankments approaching bridges. However, available design guidelines for this wall system are limited. The distance between two opposing walls is a key parameter used for determining the analysis methods in the federal highways administration guidelines (FHWA). Two extreme cases are identified: (1) reinforcements from both sides meet in the middle or overlap, and (2) the walls are far apart, independent of each other.

The objective of this research is to investigate the effect of the distance between opposite walls, the overlap of reinforcement, reinforced soil quality and intensity of an earthquake on internal and external stability of flexible reinforced retaining walls with geosynthetics reinforcements under static and dynamic conditions. Finite element method incorporated in the PLAXIS software is used for this research. Parametric studies were carried out by varying five important parameters, i.e., distance between opposite walls, quality of backfill material, distance of overlapping, the horizontal acceleration and frequency of seismic loading to investigate their effects on the behavior of retaining walls for embankments approaching bridges.

The effect of the connection of reinforcements in the middle, when back-to-back walls are close, was also investigated.

Key words: Geosynthetics, numerical modeling, retaining walls, reinforced soil, earthquake, critical failure surface.

ملخص

يشيع استخدام جدران الاستناد الترابية المسلحة المتقابلة بالقرب من الجسور، إن المبادئ التوجيهية المتاحة لهذا النظام من الجدران محدودة، فطبقاً للمبادئ التوجيهية للهيئة الأمريكية للطرق الفدرالية، تعتبر المسافة بين الجدارين العنصر الأساسي في التصميم والتحليل، حيث تم تحديد حالتين: (1) عناصر التسليح من كلا الجانبين تلتقي في المنتصف أو تتداخل، و (2) الجداران متباعداً، فهما مستقلان عن بعضهما البعض.

يهدف هذا البحث إلى دراسة تأثير البعد بين الجدارين، تداخل التسليح، نوعية الأتربة وشدة الزلازل على الاستقرار الداخلي والخارجي لجدران الاستناد المرنة المسلحة بالجيوسانتيك تحت تأثير القوى الستاتيكية والديناميكية باستخدام طريقة العناصر المنتهية المدرجة في برنامج PLAXIS. حيث أجريت دراسات بارامترية وهذا بتغيير خمسة عناصر: المسافة بين الجدارين المتقابلين، نوعية مواد التربة المسلحة، مسافة التداخل، التسارع الأفقي واهتزازات الزلازل لمعرفة آثارها على سلوكيات جدران الاستناد القريبة من الجسور.

كما تم دراسة آثار اتصال التسليح في الوسط عندما يكون الجداران قريبان من بعضهما البعض.

الكلمات المفاتيح : الجيوسانتيك، النموذج الرقمي، جدران الاستناد، التربة المسلحة، الزلازل، مساحات الإنكسار.

Sommaire

INTRODUCTION GÉNÉRALE.....	1
Partie I : ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE	
Chapitre 1 : LES OUVRAGES EN TERRE ARMÉE	
1.1 INTRODUCTION	5
1.2 DEFINITION, ÉLÉMENTS ET MISE EN OUEVRE DE LA TERRE ARMÉE	5
1.2.1 Définition	5
1.2.2 Les éléments de la terre armée	6
1.2.3 Mise en œuvre	11
1.3 EVOLUTION DE LA TERRE ARMÉE	14
1.4 DÉFAUTS ET DESORDRES DANS LES MURS DE SOUTÈNEMENT EN TERRE ARMÉE	15
1.4.1 La corrosion des renforcements.....	15
1.4.2 Mauvaise conception et sous-dimensionnement de l'ouvrage.....	16
1.4.3 Mauvaise exécution	16
1.4.4 Exploitation, environnement et défauts d'entretien	17
1.5 RÉPARATION DES MURS AFFECTÉS.....	17
1.6 MODES DE RUPTURE DES MURS DE SOUTÈNEMENT EN SOLS RENFORCÉS	18
1.6.1 Cas de parement en écailles de béton	18
1.6.2 Cas de parement en bloc modulaires en béton	19
1.7 AVANTAGES DES MURS DE SOUTÈNEMENT EN SOLS RENFORCÉS	20
1.7.1 Le coût	20
1.7.2 La vaste gamme d'utilisation	21
1.8 CONCLUSION	22
Chapitre 2: COMPORTEMENT DES MURS DE SOUTÈNEMENT EN SOLS RENFORCÉS SOUS ACTIONS STATIQUES	
2.1 INTRODUCTION	23
2.2 PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT	24
2.2.1 Fonctionnement interne	24
2.2.2 Fonctionnement externe	24

2.3 JUSTIFICATION DES MURS DE SOUTÈNEMENT EN SOLS RENFORCÉS

SOUS CHARGEMENT STATIQUE (Application des normes NF P).....	25
2.3.1 Analyse de la stabilité externe	25
2.3.1.1 Détermination des contraintes verticales	25
2.3.1.2 Calcul de la poussée à l'arrière d'un mur vertical simple	25
2.3.2 Analyse de la stabilité interne	27
2.3.2.1 Détermination de l'effort de traction maximale	28
2.3.2.2 Détermination des efforts au parement	29
2.3.2.3 Calcul du frottement mobilisable dans les lits de renforcement	30
2.3.2.4 Détermination de la résistance caractéristique maximale de l'armature ...	31
2.4 PARAMÈTRES INFLUENÇANT LE COMPORTEMENT DES MURS DE	
 SOUTÈNEMENT EN SOL RENFORCÉ SOUS ACTIONS STATIQUES	32
2.4.1 Influence de l'extensibilité des armatures	32
2.4.1.1 Coefficient de poussée des terres interne à l'ouvrage K	32
2.4.1.2 La position de la ligne des tractions maximales	34
2.4.1.3 La répartition des tractions	35
2.3.1.4 La déformation de mur	38
2.4.2 Influence d'autres paramètres	38
2.4.2.1 La longueur minimale de renforcement	38
2.4.2.2 La flexibilité de parement	39
2.4.2.3 Paramètres liés au sol renforcé	40
2.4.2.4 Mode de rupture	41
2.5 CAS DES MURS DE REMBLAI D'ACCÈS DE PONT.....	42
2.5.1 V.Elias et B. R. Christopher (1997).....	42
2.5.2 R.R. Berg et al. (2009)	43
2.5.3 J.Han et D.Leshchinsky (2010).....	45
2.6 CONCLUSION	47

**Chapitre 3: COMPORTEMENT DES MURS DE SOUTÈNEMENT EN SOLS
RENFORCÉS SOUS ACTIONS SISMIQUES**

3.1 INTRODUCTION	48
3.2 MÉTHODES DE CALCUL DES PRESSIONS ACTIVES DYNAMIQUES	
AGISSANT SUR LA PAROI D'UN MUR DE SOUTÈNEMENT	48
3.2.1 L'analyse à l'état limite	49
3.2.1.1 Les approches pseudo-statiques.....	49
3.2.1.2 Les approches pseudo-dynamiques	51

3.2.2 L'analyse au déplacement	53
3.2.3 Comparaison entre les différentes approches	53
3.3 JUSTIFICATION DES MURS DE SOUTÈNEMENT EN SOL RENFORCÉ SOUS SÉISMES	54
3.3.1 Poussée active sismique du terrain	54
3.3.2 Superposition des actions statiques et dynamiques	55
3.3.3 Application des normes américaines A.A.S.H.T.O	56
3.3.3.1 Stabilité externe	56
3.3.3.2 Stabilité interne	57
3.4 PERFORMANCE DES MURS DE SOUTÈNEMENT EN SOL RENFORCÉ VIS-A-VIS DES RÉCENTS SÉISMES (Cas historiques).....	59
3.4.1 Séisme de Kobe (1999).....	59
3.4.2 Séisme de Kocaeli (Izmit) (1999).....	60
3.4.3 Séisme de Chi-Chi (Ji-Ji)(1999).....	61
3.5 PARAMÈTRES INFLUENÇANT LE COMPORTEMENT DES MURS DE SOUTÈNEMENT EN SOL RENFORCÉ SOUS ACTIONS SISMIQUES.....	62
3.5.1 Les études analytiques	63
3.5.2 Les études expérimentales	65
3.5.2.1 M.M.El imam et R.J.Bathurst (2007).....	65
3.5.2.2 G.M.Latha et A.M. Krishna (2008).....	66
3.5.3 Les études numériques	67
3.5.3.1 K.Hatami et J.R.Bathurst (2000).....	67
3.5.3.2 H .liu et al.(2011).....	68
3.5.3.3 E .Guler et al. (2011).....	70
3.6 CAS DES MURS DE REMBLAI D'ACCÈS DE PONT	71
3.7 CONCLUSION.....	72

Partie II : SIMULATION NUMÉRIQUE

Chapitre 4: PRÉSENTATION DES OUTILS DE SIMULATION NUMÉRIQUE

4.1 INTRODUCTION	73
4.2 PRÉSENTATION DU LOGICIEL PLAXIS.....	73
4.2.1 Modèles de comportement des sols	74
4.2.1.1 Modèle élastique linéaire.....	74
4.2.1.2 Le modèle de Mohr-Coulomb	74

4.3 PROCÉDURE DE SIMULATION NUMERIQUE DES ÉLÉMENTS DE MUR DE SOUTÈNEMENT EN SOL RENFORCÉ.....	77
4.3.1 Les géosynthétiques	77
4.3.2 Les interfaces	77
4.3.3 Les panneaux de revêtement	78
4.3.4 Longrine de mise à niveau	80
4.3.5 Maillage	80
4.3.6 Conditions aux limites	80
4.3.7 Phasage des calculs	80
4.4 MODÉLISATION DE SÉISME.....	81
4.4.1 Le module dynamique Plaxis	81
4.4.2 Equation de base du comportement dynamique en Plaxis	81
4.4.3 Procédure d'analyse dynamique	82
4.4.4 Chargement dynamique	86
4.5 CONCLUSION.....	88
Chapitre 5: MODÉLISATION NUMÉRIQUE DES REMBLAIS D'ACCÈS DE PONT.	
5.1 INTRODUCTION	89
5.2 ANALYSE NUMÉRIQUE D'UN REMBLAI D'ACCÈS DE PONT SOUS DES CAHRGES STATIQUES AVEC DES RENFORCEMENTS QUI SE RENCONTRENT AU MILIEU	90
5.2.1 Modèle de base	90
5.2.1.1 Géométrie du remblai d'accès de pont	90
5.2.1.2 Caractéristiques des éléments des murs	91
5.2.2 Présentation de l'étude	93
5.2.3 Résultats de l'étude	93
5.2.3.1 Surface critique de rupture et distance d'interaction	93
5.2.3.2 Mode de rupture	95
5.2.3.3 Pression des terres actives derrière la zone renforcée	95
5.2.3.4 Déplacements horizontaux des murs	97
5.2.3.5 Coefficient de sécurité	99
5.2.3.6 Force des tractions maximales dans les renforcements	100
5.2.3.7 Lignes des tractions maximales	102
5.2.3.8 Tractions aux parements	102
5.2.3.9 Récapitulatif des résultats numériques	103
5.2.3.10 Effet de connexion des renforcements au milieu	104

5.2.4 Conclusion	107
5. 3 ANALYSE NUMÉRIQUE D'UN REMBLAI D'ACCÈS DE PONT SOUS DES CHARGES STATIQUES AVEC DES RENFORCEMENTS QUI SE CHEVAUCHENT.....	108
5.3.1 Modèle de base et présentation de l'étude	108
5.3.2 Résultats de l'étude	108
5.3.2.1 Zone de cisaillement	108
5.3.2.2 Coefficient de sécurité	109
5.3.2.3 Déplacements horizontaux des murs	109
5.3.2.4 Force des tractions maximales dans les renforcements.....	110
5.3.2.5 Lignes des tractions maximales et tractions aux parements	111
5.3.3 Conclusion	112
5.4 ANALYSE NUMÉRIQUE D'UN REMBLAI D'ACCÈS DE PONT SOUS DES CAHRGES SISMIQUES AVEC DES RENFORCEMENTS QUI SE RENCONTRENT AU MILIEU.....	112
5.4.1 Présentation du cas étudié	112
5.4.2 Données du chargement sismique	113
5.4.3 Effets des paramètres de séisme	114
5.4.3.1 Déplacements horizontaux des murs	114
5.4.3.2 Force des tractions maximales dans les renforcements	115
5.4.3.3 Lignes des tractions maximales	116
5.4.4 Effets de la géométrie du remblai d'accès	117
5.4.4.1 Déplacements horizontaux des murs	117
5.4.4.2 Force des tractions maximales dans les renforcements	118
5.4.4.3 Lignes des tractions maximales	119
5.4.4.4 Récapitulatif.....	120
5.4.5 Effet de connexion des renforcements au milieu	120
5.4.6 Conclusion	123
CONCLUSION GÉNÉRALE	124
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	128

Liste des notations

Lettres latines

- A Coefficient d'accélération maximum de sol
- A_{ad} Section de calcul du lit de renforcement par mètre longitudinal de parement à l'accrochage au parement
- A_{cd} Section de calcul du lit de renforcement par mètre longitudinal de parement en partie courante
- A_m Coefficient d'accélération maximum de mur au centre de surface de la masse de mur (centroïde).
- D Distance entre les deux murs de remblai d'accès
- C_u Coefficient d'uniformité de Hazen = D₆₀/D₁₀
- D₆₀ Diamètre des grains pour lesquels le poids des particules de diamètre inférieurs représentent 60% du poids total
- D₁₀ Diamètre des grains pour lesquels le poids des particules de diamètre inférieurs représentent 10% du poids total
- E Module d'Young
- F_h, F_v Grandeurs des forces pseudostatiques horizontale et verticale
- F_s Facteur de sécurité
- F_{sr} Facteur de sécurité dans le modèle de référence
- H Hauteur de mur de soutènement
- J Module d'élongation du géosynthétique (kN/m)
- K Coefficient de poussée des terres interne au massif
- K_{ad} Coefficient sismique de pression de la terre active
- K_h, K_v Coefficients des accélérations pseudo-statiques verticale et horizontale
- L Longueur du renforcement (m)
- P_{AE}, P_{ad} poussée sismique (Force sismique active)
- P_{IR} La force sismique totale d'inertie
- R_v Résultante verticale par mètre longitudinal de parement au centre de la base du massif
- S_v Espacement vertical entre les lits d'armatures
- T_m Effort de traction à l'intersection avec la ligne des tractions maximum
- T_p Effort de traction maximal dans chaque lit d'armatures au parement
- U_x Déplacement horizontal maximal calculé dans le massif renforcé
- U_{xr} Déplacement horizontal maximal de référence
- W Largeur de la base de remblai d'accès de pont
- W_A Poids du massif renforcé
- a Accélération sismique
- b Largeur d'un élément de renforcement
- c Cohésion
- e Excentricité de la résultante des charges

g	Accélération de la pesanteur
h_d	Le point d'application de la force active sismique totale
k	Coefficient de poussée des terres
z	Profondeur depuis le sommet de mur de soutènement

Lettres grecques

α_i	Coefficient pour l'évaluation de la traction au parement
β	Angle d'inclinaison par rapport à l'horizontale d'un talus
γ	Poids volumique du terrain
δ	Angle d'inclinaison de la poussée des terres par rapport à la normale au plan de poussée
μ	Coefficient d'interaction sol-lit de renforcement dans un remblai renforcé
ν	Coefficient de Poisson.
σ_v	Contrainte verticale appliquée sur le renforcement
σ_h	Contraint horizontale
τ_{max}	Contrainte maximale de cisaillement mobilisable entre le terrain et un lit de renforcement
τ	Contrainte de cisaillement
φ	Angle de frottement interne
ψ	Angle de dilatance
ρ_{nd}	Coefficients de réduction de la dégradation de l'armature liée à la construction
ρ_{deg}	Coefficients de réduction de la dégradation de l'armature liée aux conditions chimiques du milieu

Abréviations

AASHTO: American Association of State Highway and Transportation Officials.

BS 8006 : British Standard Institution 8006.

FHWA : Federal Highway Administration.

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

LCPC : Laboratoire central des ponts et chaussées.

INTRODUCTION GÉNÉRALE

INTRODUCTION

Au cours de la dernière décennie, de nombreux procédés de construction de murs de soutènement en sol renforcé par les géosynthétiques ont été développés avec un succès remarquable. Ces procédés sont devenus populaires dans le monde entier et également en Algérie grâce à leur performance, à leurs coûts et à leur esthétique. De plus à leur comportement très satisfaisant sous chargement statique, ces murs de soutènement en sol renforcé résistent très bien aux séismes de fortes intensités. Le comportement flexible et la capacité d'absorption d'énergie sont les principales causes de cette résistance aux séismes. Dans ce contexte, le présent sujet s'intéresse au comportement sous chargement statique et dynamique des remblais d'accès de pont en sol renforcé couramment réalisés avec deux murs de soutènement à faces opposées.

PROBLÉMATIQUE

Les remblais d'accès de pont en sol renforcé sont couramment réalisés avec deux murs de soutènement à faces opposées. D'après les guides de l'administration américaine des autoroutes fédérales « FHWA », ces types de murs sont classés à géométrie complexe. La distance entre les deux murs est un paramètre clé pour l'analyse de comportement de remblai d'accès, deux cas extrêmes sont identifiés :

- 1 les renforcements des deux murs se rencontrent au milieu ou se chevauchent ;
- 2 les murs sont distants et indépendants l'un de l'autre.

Les guides de la « FHWA » indiquent que, sous les actions statiques, la distance entre les deux murs influe sur la pression des terres derrière la zone renforcée, mais elles ne donnent aucune solution analytique pour déterminer cette pression, l'effet de la distance sur la stabilité interne (forces des tractions maximales) n'est pas commenté.

Et d'après ces guides, la connexion des renforcements au milieu lorsque les deux murs sont très proches, induit un mauvais comportement des murs (inflexibilité des parements).

À noter que ces guides ne donnent pas d'assez d'informations sur le comportement du remblai d'accès de pont sous les actions sismiques et notamment dans le cas de connexion du renforcement au milieu.

MOTIVATION DE L'ÉTUDE

Plusieurs paramètres influençant le comportement des murs de soutènement ont fait l'objet d'études par de nombreux auteurs en utilisant les analyses analytiques, numériques et expérimentales. L'étude bibliographique nous a montrés que les murs de soutènement s'adaptent très bien que ce soit sous les actions statiques ou sous séismes.

Le comportement des remblais d'accès de ponts réalisés avec deux murs de soutènement à faces opposées est légèrement abordé. Cela nous a motivé à étudier, par la méthode des éléments finis, le comportement de ce type des murs, premièrement sous les actions statiques, puis sous les actions sismiques.

OBJECTIF DU TRAVAIL DE MÉMOIRE

Le présent travail de mémoire consiste à étudier :

- sous les actions statiques :
 - l'effet de la distance entre les deux murs du remblai d'accès de pont et la qualité de sol renforcé, sur la stabilité externe et interne lorsque les renforcements se rencontrent au milieu.
 - l'effet de connexion des renforcements au milieu lorsque les murs sont très proches.
 - l'effet de la distance de chevauchement des renforcements lorsqu'elles se chevauchent.
- sous les actions dynamiques :
 - l'effet de la géométrie du remblai d'accès de pont sur la stabilité externe et interne lorsque les renforcements se rencontrent au milieu.
 - l'effet de connexion des renforcements au milieu lorsque les murs sont très proches.

PLAN DU MÉMOIRE

Le travail réalisé dans le cadre du présent mémoire participe à cet objectif. Il est composé de Cinq chapitres répartis sur deux parties avec une introduction générale, une conclusion générale et des recommandations.

- Une introduction générale pour présenter le travail effectué.
- La première partie est une étude bibliographique comportant trois chapitres :
 - le premier chapitre est consacré aux généralités sur les ouvrages en terre armée (types de renforcement, types de parement, la mise en œuvre et les modes de rupture...etc.).
 - le deuxième chapitre est consacré au comportement des murs de soutènement en sol renforcé sous actions statiques, les méthodes de calcul à la rupture des soutènements en sol renforcés avec une formulation sur l'application de la récente norme française afin de les comparer par la suite avec les résultats numériques, les paramètres influençant le comportement des murs de soutènement sont présentés et le cas de remblai d'accès de pont est aussi examiné.
 - le troisième chapitre est consacré au comportement de murs de soutènement en sol renforcé sous actions sismiques, les approches de calcul des pressions des terres derrière les parois de soutènement et une formulation sur l'application de la récente norme américaine sont décrites, les paramètres influençant le comportement des murs de soutènement sont présentés.
- La deuxième partie de mémoire, consacrée à l'étude numérique, comporte deux chapitres :
 - le quatrième chapitre contient une présentation sur l'ensemble de fonctionnalités du code Plaxis nécessaires pour la modélisation des murs de soutènement en sol renforcé dans les deux cas de chargement statique et dynamique.
 - le cinquième chapitre comporte trois applications numériques :
 - ✓ la première application aborde le comportement des remblais d'accès de pont en sol renforcé par les géosynthétiques sous conditions statiques dans le cas où les renforcements se rencontrent au milieu, en s'intéressant sur l'effet de la distance entre les deux murs et la qualité de remblai ; l'effet de connexion des renforcements au milieu sur le comportement des remblais d'accès de pont est aussi étudié.

- ✓ la deuxième application c'est une étude d'un remblai d'accès de pont sous conditions statiques où les renforcements se chevauchent, en s'intéressant sur l'effet de la longueur de chevauchement de renforcement.
- ✓ la troisième application traite le comportement des remblais d'accès de pont en sol renforcé par les géosynthétiques sous chargement sismique harmonique avec les renforcements qui se rencontrent au milieu, en s'intéressant sur l'effet des paramètres de séisme, de la géométrie de remblai et l'effet de connexion des renforcements au milieu lorsque les murs de remblai sont très proches.
- Une conclusion générale et des recommandations concluent ce travail de mémoire.

PARTIE I : ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE

Chapitre 1 :

LES OUVRAGES EN TERRE ARMÉE

1.1 INTRODUCTION

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

Les ouvrages réalisés en terre armée sont essentiellement de deux types : murs de soutènement des terres et ouvrages porteurs comme les culées de ponts. Les renforcements utilisés généralement dans ces deux types d'ouvrages sont des bandes métalliques. Cependant, dans les environnements agressifs, ces armatures métalliques sont remplacées par des bandes géosynthétiques non corrodables qui présentent une extensibilité plus importante.

1.2 DÉFINITION, ÉLÉMENTS ET MISE EN OUVRE DE LA TERRE ARMÉE

1.2.1 Définition

La terre armée est une méthode de construction basée sur l'association d'un remblai compacté et d'armatures (métalliques ou synthétiques) liées à un parement (Fig.1.1). L'alternance de couches de remblai pulvérulent et de bandes d'armatures bien réparties horizontalement conduit au développement d'efforts d'interaction et donne naissance à un matériau composite à part entière apte à résister à son propre poids et aux actions qui lui sont appliquées au long de la durée de service de l'ouvrage. Les applications les plus courantes sont les murs de soutènement, les rampes d'accès à ouvrages d'art et les culées de pont.

Chacun des éléments d'une structure en terre armée a une influence directe sur sa stabilité et ses performances.

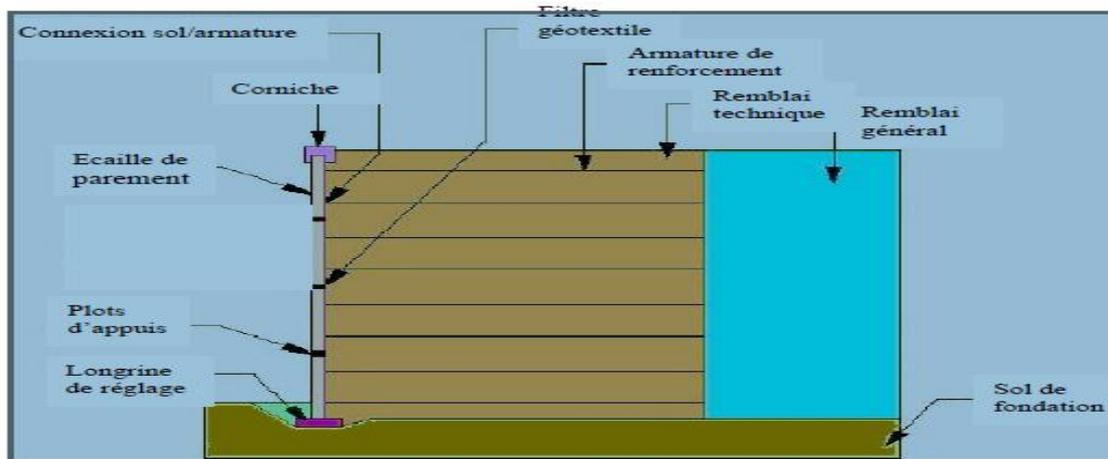


Fig. 1.1. Eléments constituant un mur de soutènement en terre armée.

1.2.2 Les éléments de la terre armée

✓ Les renforcements

Ils étaient initialement sous forme de bandes métalliques galvanisées lisses (tôle coupée de 60 à 80 mm de largeur et de 3 mm d'épaisseur), leur mode de production a évolué vers le laminage à chaud à partir de 1975, permettant de développer des armatures nervurées dites de haute adhérence (Fig.1.2.a,b). D'autres types d'armatures métalliques, tels que les treillis soudés (Fig.1.2.c), ont été développés et utilisés dans les murs en terre armée. Cependant, ce sont les armatures métalliques de haute adhérence qui sont aujourd'hui les plus utilisées dans le monde lorsque les caractéristiques du sol et l'environnement le permettent.

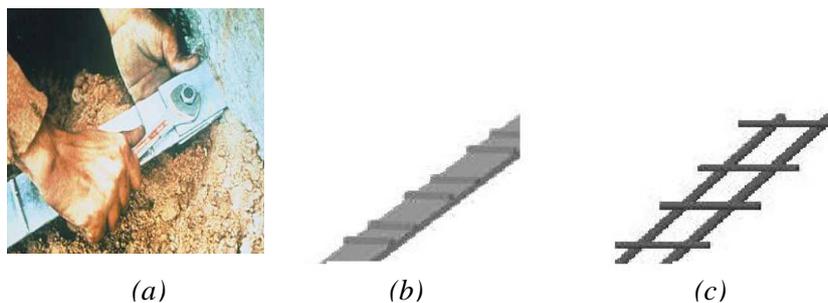


Fig.1.2. les armatures de renforcement métalliques : (a,b) armatures à haute adhérence, (c) treillis soudés.

Le groupe Freyssinet de la société terre armée avait commercialisé un système concurrent, le Freyssidol® (initialement Websol), utilisant un renforcement sous forme de bandes synthétiques de 90 mm de largeur et de 2 à 3 mm d'épaisseur (Fig.1.3.a). Ces bandes étaient fabriquées à base de fibres de polyester à haute ténacité protégées par une gaine en polyéthylène basse densité. Une nouvelle innovation, le système GeoMega® (Fig.1.3.b), il utilise le même type de renforcements synthétiques (avec une largeur de 50 mm) et apporte une amélioration importante en supprimant tout intermédiaire métallique (donc corrodable) entre les écailles de parement en béton et les bandes de renforcement.

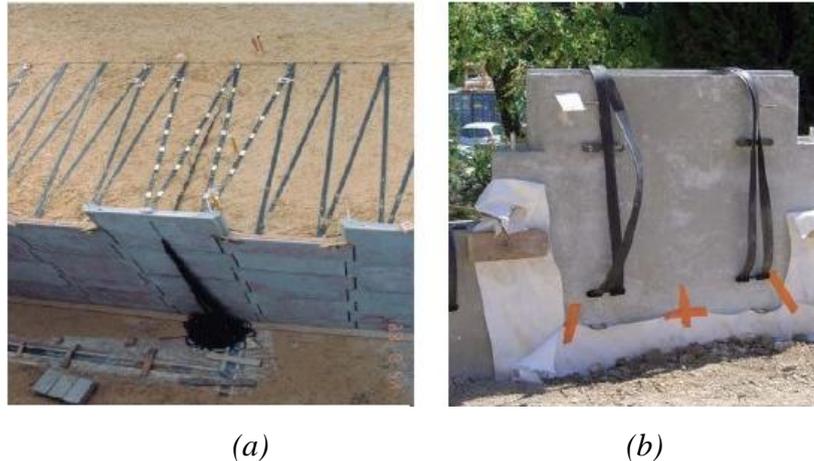


Fig.1.3. les renforcements géosynthétique ; (a) système freyssisol, (b) système GéoMega.

En effet, l'utilisation d'éléments métalliques galvanisés dans les remblais impose, du fait de la corrosion, des limitations sur ces remblais (caractéristiques électrochimiques) et sur l'environnement. Le renforcement des sols par des armatures géosynthétiques offre certains avantages par rapport aux renforcements métalliques en raison de leur légèreté et souplesse, et surtout de leur résistance à la corrosion. Cependant, le comportement de ce type de renforcement est plus complexe en raison de son extensibilité et nécessite donc une bonne compréhension des mécanismes d'interaction sol-armature.

✓ **Remblai général :**

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

✓ **Remblai dit technique**

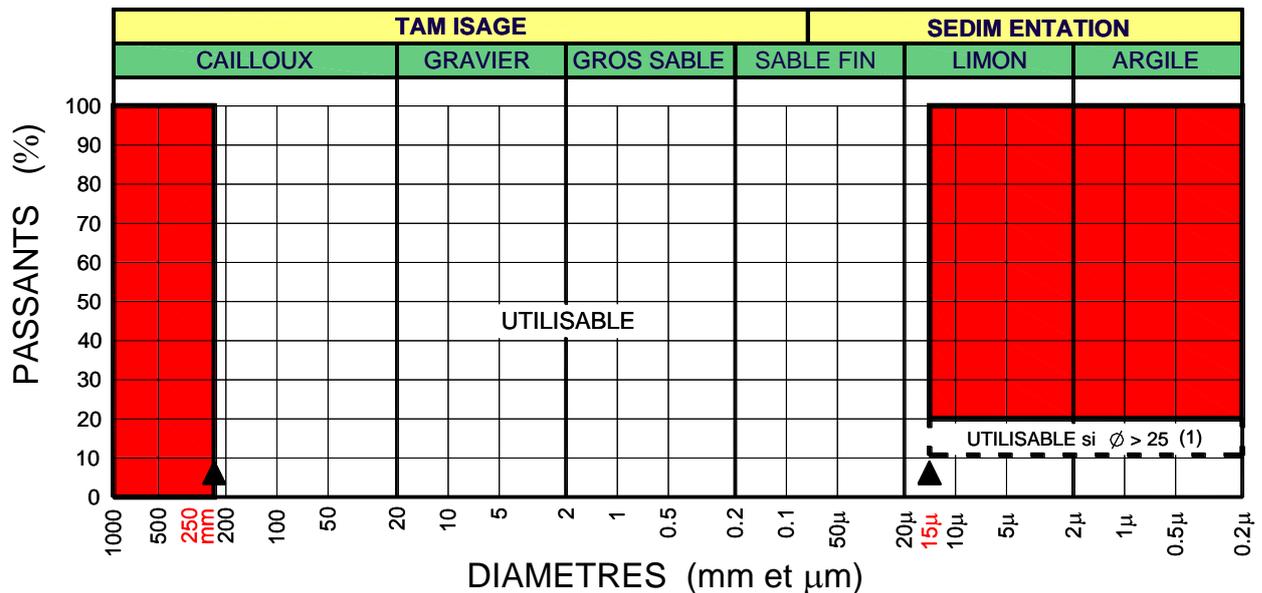
Il peut être d'origine naturelle ou industrielle. Il constitue la partie renforcée par les armatures. Les matériaux de remblai ne doivent contenir ni terre végétale, ni matière putrescible (qui peut pourrir), ni déchets domestiques.

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

- Des critères géotechniques (physiques) ;
- Des critères chimiques et électrochimiques ;
- Des critères de mise en œuvre.

▪ **Critères géotechniques (physiques)**

Outre les critères de choix et de teneur en eau des remblais classiques, les matériaux utilisés en terre armée doivent présenter une courbe granulométrique contenue entièrement dans la zone blanche du graphique ci-dessous :



(1) : Angle de frottement interne du sol mesuré sur le matériau saturé et consolidé dans des conditions de cisaillement rapide.

Pour simplifier les mesures granulométriques, tous les matériaux comportant moins de 15 % d'éléments inférieurs à $80\mu\text{m}$ sont acceptés sans autre mesure, sous réserve qu'ils ne comportent pas d'éléments supérieurs à 250 mm, en particulier, la détermination de la courbe granulométrique des éléments fins par sédimentation où la mesure de l'angle de frottement φ n'est pas nécessaire.

Il y aura lieu de vérifier le coefficient d'uniformité du remblai $C_u = D_{60}/D_{10}$ (D_{60} et D_{10} représentant respectivement les diamètres des grains pour lesquels les poids des particules de diamètre inférieurs représentent 60% et 10% du poids total). Dans le cas où C_u serait < 2 , il y aurait lieu de dimensionner l'ouvrage en conséquence.

▪ Caractéristiques chimiques et électrochimiques des remblais utilisés

➤ Pour les armatures métalliques

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

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

- résistivité du sol saturé supérieure à $1000 \Omega \cdot \text{cm}$;
- PH de l'eau extraite compris entre 5 et 10 ($5 \leq \text{pH} \leq 10$) ;
- teneur en sels solubles ;
 - teneur en ions chlorures inférieure à 200 mg/kg ($\text{CL} \leq 200 \text{ ppm}$) ;

- teneur en ions sulfates inférieure à 1000 mg/kg ($[SO_4^{--}] \leq 1000$ ppm) ;
- teneur en sulfures totaux exprimée en concentration de soufre inférieure à 300mg/kg ($S < 300$ ppm) ;
- pas de matières organiques.

➤ Pour les armatures synthétiques

En ce qui concerne l'armature synthétique généralement, seul le critère de PH doit être vérifié. Il convient de ne pas employer des renforcements géosynthétiques dans des conditions de PH extrêmes ($pH < 4$ ou $pH > 11,5$), quelle que soit la classe de durée d'utilisation de l'ouvrage.

✓ Panneaux ou écailles de la façade du mur

Le parement est la face apparente du remblai renforcé. Il n'a qu'une fonction limitée dans le renforcement. Ses fonctions sont les suivantes :

- protéger le massif de toute agression extérieure et en particulier de l'érosion superficielle ;
- résister aux efforts dus aux poussées des terres ;
- éviter les ruptures locales pouvant affecter le remblai ;
- d'un point de vue purement esthétique, améliorer l'apparence extérieure de l'ouvrage (surtout pour les parements en écailles).

Le parement peut être composé d'éléments durs (habituellement en béton), d'éléments déformables (généralement constitués de métal, de treillis ou grillages en acier, ou de cages de gabions), ou encore d'éléments mous (notamment constitués de nappes ou de grilles en géosynthétique ou de grillage métallique en fil tressé).

On distingue, suivant la flexibilité du système de parement, les trois types suivants (Fig. 1.4):

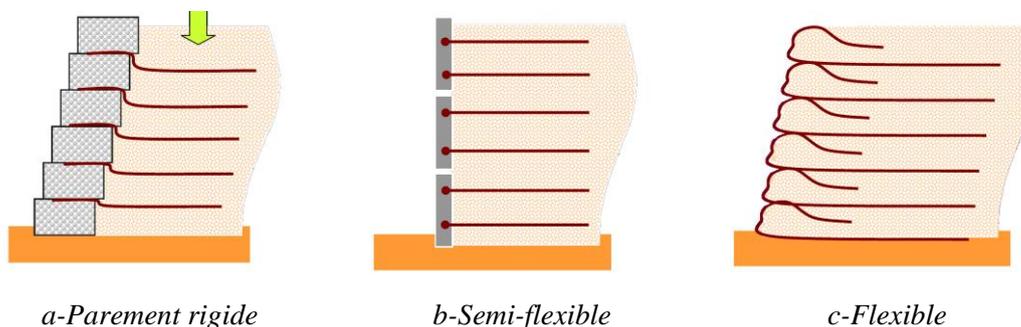


Fig.1.4. Système de parement.

Les panneaux les plus utilisés sont les écailles cruciformes en béton (Fig.1.5). Ce sont des plaques d'environ 850 kg et de 1,5m de largeur et de hauteur. Lors de leur mise en place, elles sont imbriquées les unes dans les autres par un système de goujons verticaux destinés à faciliter le montage et à assurer la continuité de la pose. L'ensemble donne au parement une flexibilité verticale du même ordre que celle des éléments métalliques en forme de fines plaques cintrées initialement conçues par Henri Vidal. Les possibilités de rotation autour des goujons permettent

de réaliser des murs courbes avec des écaïlles standard. La forme, la texture et la couleur de la surface extérieure des écaïlles peuvent être modifiées pour donner des aspects architecturaux différents pour chaque mur.



Fig.1.5. Système de parement avec panneaux en écaïlles cruciformes.

Les blocs sont des éléments de parement sous la forme de blocs préfabriqués ou mouillés à sec en béton non armé (Fig.1.6) désignés sous le nom de blocs modulaires ou cellulaires. La masse de ces éléments est d'ordinaire comprise entre 20 kg et 50 kg. Leur hauteur est en général comprise entre 150 mm et 250 mm, et la longueur de la face vue varie entre 200 mm et 250mm.

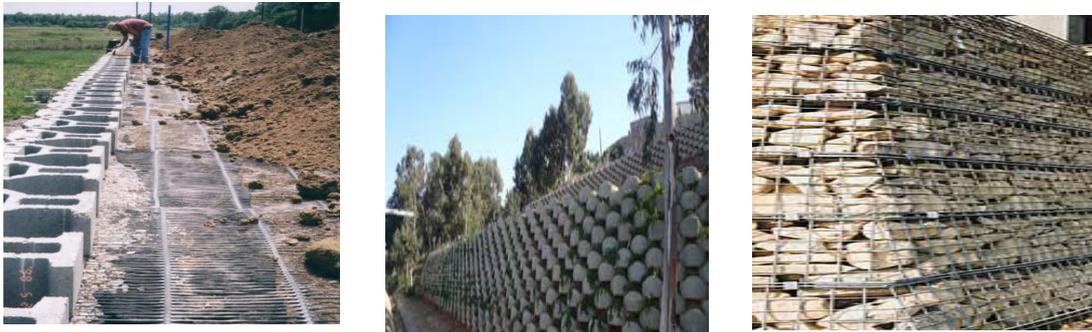


Fig.1 .6. Système de parement en blocs préfabriqués et en grillage d'acier.

✓ Plots d'appuis

Ils sont fabriqués à base d'élastomères chargés et nervurés (Fig.1.7). Ils sont insérés entre deux écaïlles successives d'une même colonne afin de procurer un espacement suffisant et d'éviter ainsi d'avoir des points de contact béton contre béton, pouvant créer des épaufures. Ils assurent aussi la compressibilité du système de parement, indispensable au bon fonctionnement de mur.



Fig.1 .7. Plots d'appuis.

✓ **Filtre en géotextile**

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

✓ **Semelle de réglage**

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

✓ **Connexion panneau/armature**

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

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

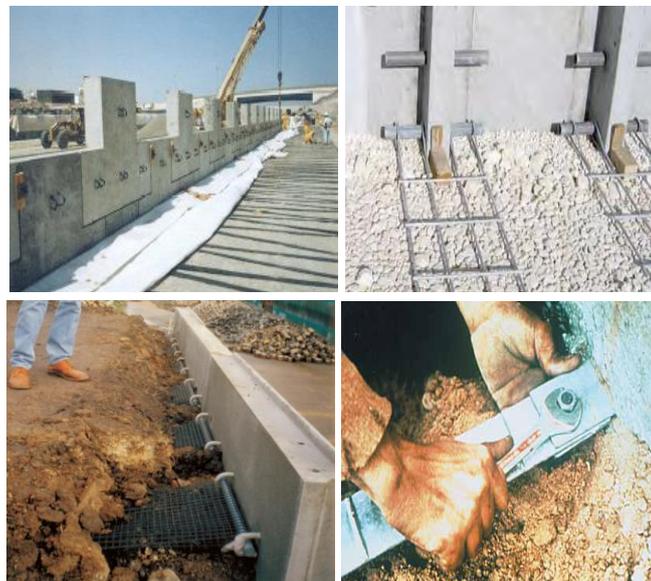


Fig.1 .8. Dispositifs de connexion de renforcement au parement.

1.2.3 Mise en œuvre

La simplicité et la rapidité du montage des ouvrages en terre armée résultent, en particulier, de la suppression de tout échafaudage. Chaque panneau s'imbrique automatiquement dans le créneau constitué par les éléments déjà en place (Fig.1.9).

La verticalité et l'alignement correct du parement sont assurés par :

- des coins en bois posés à l'extérieur du parement et enlevés au fur et à mesure de l'avancement du remblai,
- des serre-joints traditionnels disposés en partie haute des écailles.

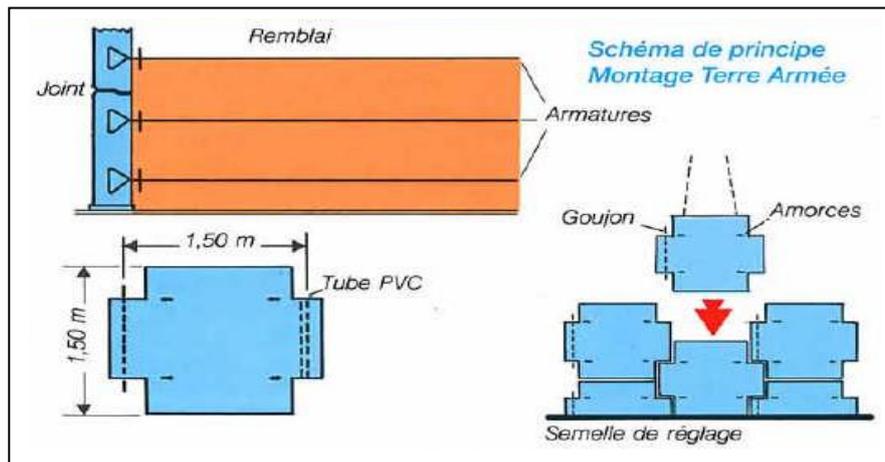


Fig.1 .9. Schéma de principe de montage de la terre armée.

Outre les engins classiques de terrassement, nécessaires à la mise en place du remblai, il faut prévoir une grue légère pour la manutention des panneaux, dont le poids varie de 0,8 à 1,2 tonne pour les panneaux courants de 14 cm d'épaisseur.

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

Les opérations successives de montage sont exposées ci-dessous :

✓ Déchargement et stockage des éléments

Les panneaux sont transportés et stockés à plat. Des bois de calage, interposés entre eux, évitent de plier les amorces sur lesquelles viennent se boulonner les armatures métalliques (Fig.1.10).

Les armatures métalliques sont livrées en botte d'un poids maximum de 3 tonnes ; les armatures synthétiques sont livrées en rouleaux de 100 m.



Fig.1 .10. Déchargement et stockage des panneaux.

✓ Mise en place des panneaux, des armatures et des joints

La première rangée de panneaux est mise en place sur un béton de propreté (non armé) bien nivelé, de façon à obtenir un positionnement initial correct. Cette première rangée de panneaux est directement étayée sur le sol pour éviter tout déplacement pendant le remblaiement (Fig1.11).

Les panneaux des rangées supérieures sont mis en place au fur et à mesure de l'avancement du

remblai. Leur verticalité est assurée par des cales provisoires et des serre-joints. Des plots en élastomère sont placés au moment de la pose (2 par panneau) au droit des joints horizontaux. Les joints verticaux et horizontaux sont ensuite couverts par des bandes non tissées avant remblaiement.

Les renforcements sont posés par lits espacés de 70 à 80 cm correspondant au double de l'épaisseur maximale des couches de remblai. Elles sont placées sur le sol grossièrement nivelé, et connectées aux panneaux.



Fig.1 .11. Pose de la première rangée de panneaux et de renforcement.

✓ Remblaiement et compactage

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

Le remblai est mis en place au fur et à mesure de la pose des écailles, par couche de 35 à 40 cm d'épaisseur, correspondant à la mi-distance entre deux lits d'armatures. Ces couches sont réalisées avec les engins de terrassement traditionnels (Fig.1.12). Il faut éviter le passage direct des engins sur les armatures et empêcher les engins lourds de circuler à moins de 1,50 m des écailles (ce qui pourrait nuire à leur verticalité). Le taux de compactage en tout point du massif en sol renforcé doit être supérieur ou égal à 95% de l'Optimum Proctor Normal. Dans le cas d'ouvrages routiers notamment, le compactage sera identique à celui des remblais routiers correspondants. Toutefois, le remblai situé à moins de 1,50 m du parement sera compacté à l'aide d'un petit rouleau vibrant.

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



Fig.1 .12. Remblaiement et compactage.

1.3 EVOLUTION DE LA TERRE ARMÉE

Après une période initiale de scepticisme, les premiers ouvrages significatifs ont été réalisés à partir de 1967.

Les débuts difficiles de ce procédé ont conduit de nombreux ingénieurs à effectuer des recherches sur la durabilité des ouvrages. En effet, la question du vieillissement des ouvrages en sol renforcé est fondamentale car le phénomène de corrosion est inéluctable et déterminant.

Par la suite, l'utilisation de la terre armée s'est rapidement développée et a été adoptée par tous les grands pays industriels. Aujourd'hui, la demande est toujours croissante, notamment dans les zones sismiques, où l'utilisation de ce type de mur s'est révélée très efficace.

Trois étapes ont marqué le développement technologique de la terre armée :

- l'intervention du parement en écaille de béton en 1971. Actuellement la plupart des ouvrages sont réalisés avec ce type de parement.
- La mise au point en 1975 d'armatures à haute adhérence, à surface nervurée, permettant une amélioration très importante de frottement sol-armature.
- L'utilisation du géogrille dans le renforcement de sol en 1981.

On peut estimer, en 1978, à 2000 le nombre d'ouvrages construits dans le monde (Fig1.13), dont un peu moins de la moitié en France. Ils représentent un total de plus de 1 500 000 m² de parement.

La plus part de ces ouvrages sont des murs de soutènement et, pour une part non négligeable, des culées de pont.

Une tendance de développée pour l'utilisation de la terre armée dans d'autres ouvrages : ouvrage industrielle et habitation notamment.

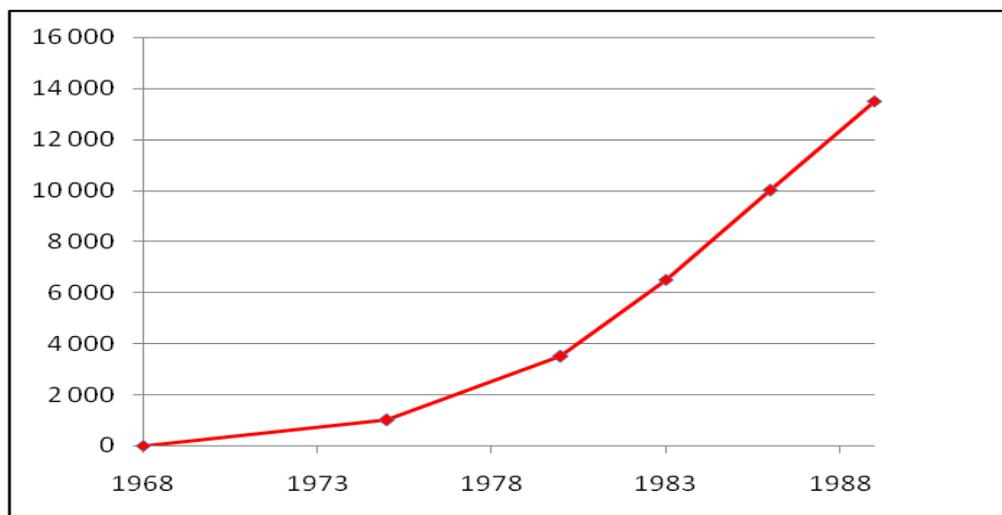


Fig.1 .13. Evolution du nombre cumulé d'ouvrage en terre

1.4 DÉFAUTS ET DÉSORDRES DANS LES MURS DE SOUTÈNEMENT EN TERRE ARMÉE

D'une manière générale, les défauts et désordres observés sur les murs de soutènement en terre armée résultent de la concomitance de plusieurs origines, ils peuvent être classés par grandes familles :

1.4.1 La corrosion des renforcements

Presque tous les matériaux de construction qui se sont développés au cours du siècle écoulé font appel à l'acier pour reprendre les efforts de traction : le béton armé, le béton précontraint et depuis une trentaine d'années la terre armée.

Le vieillissement des armatures métalliques est dû principalement aux phénomènes de corrosion qui, suivant le type de métal, peut être uniforme ou localisé. La corrosion uniforme se manifeste par un amincissement régulier et lent de l'armature, se prêtant bien à une prévision de son évolution dans le temps, la corrosion localisée se manifeste par des piqûres pouvant provoquées la perforation des armatures sur des surfaces plus ou moins importantes, la corrosion peut être localisée aussi sur la boulonnerie d'attache au parement (Fig1.14).



Fig.1 .14. Corrosion des renforcements métalliques.

Le phénomène et son évolution sont difficilement prévisibles, c'est pourquoi, les témoins de durabilité peuvent être placés dans le remblai (1.15).

Les témoins de durabilité sont des échantillons d'armatures de 60 cm à 1 m de longueur du même type et du même métal que ceux utilisés dans l'ouvrage. Ils sont placés dans le remblai au moment de la construction et peuvent être extraits durant la vie de l'ouvrage pour en suivre l'évolution des phénomènes de corrosion. Ces témoins sont implantés dans des écailles spécifiques, réparties sur l'ensemble du parement et dont le nombre total varie d'un ouvrage à l'autre.



Fig.1 .15. Pose des témoins de durabilité, renforcements métalliques et géosynthétiques.

1.4.2 Mauvaise conception et sous-dimensionnement de l'ouvrage

- sous-dimensionnement de la résistance à la traction des armatures, ou de la résistance de l'attache des armatures au parement.
- surestimation du coefficient de frottement sol/armatures, pouvant induire une longueur insuffisante des armatures.
- tassements différentiels (Fig.1.16), risques d'instabilité générale.



Fig.1 .16. Mouvement d'écailles dus à un tassement différentiel, sans et avec fracturation du parement.

1.4.3 Mauvaise exécution

- défauts d'alignement dus à l'absence de cales lors de la pose des écailles.
- défauts d'horizontalité et (ou) de rectitude d'un ou plusieurs lits d'armatures.
- défauts de longueur d'armatures (par coupures inconsidérées, par exemple).
- défauts de compactage du remblai (excès ou insuffisance) à proximité du parement ou sur l'ensemble du massif.
- défauts de drainage, lors de présence d'une nappe (Fig.1.17).
- absence ou manque d'armature ou de boulonnerie.

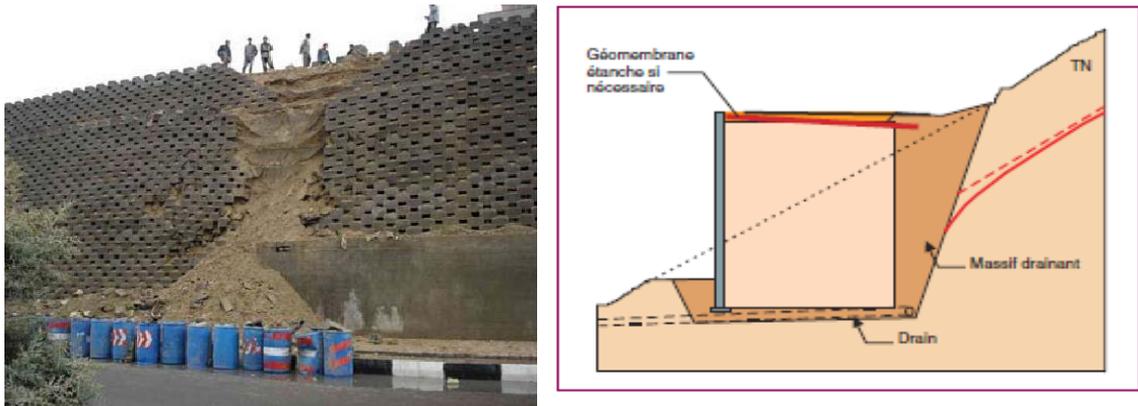


Fig.1 .17. Rupture d'un mur en terre armée (présence d'une nappe d'eaux), et système de drainage.

1.4.4 Exploitation, environnement et défauts d'entretien

- agressions physico-chimiques.
- chocs de véhicules.
- réactions de gonflement interne du béton des écailles : réaction alcali-granulats, réaction sulfatique etc., et développement de végétation arbustive au niveau des joints entre éléments de parements (Fig1.18).



Fig.1 .18. Dégradation du béton d'une écaille par réaction sulfatique externe et défaut d'entretien.

1.5 RÉPARATION DES MURS AFFECTÉS

Il existe diverses solutions qui permettent d'assurer la stabilité de l'ouvrage lorsque ce dernier est trop affecté. Le mode de réparation dépend de l'espace dont on dispose devant le mur. En effet, si on dispose d'un espace important, on peut renforcer le mur par un remblai de butée, ou bien par un deuxième mur de soutènement (Fig1.19).



Fig.1 .19. Renforcement par remblai de butée, ou avec un mur de soutènement.



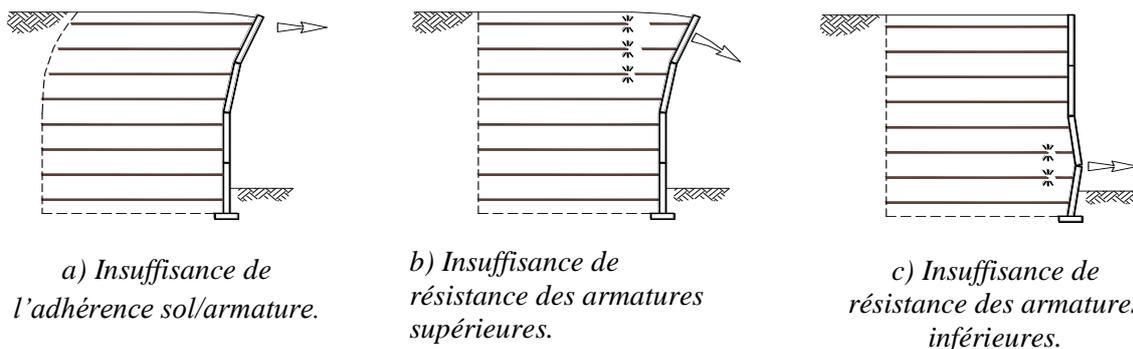
Fig.1 .20. Renforcement par clouage des écailles, ou par des tirants au pied de mur.

Si par contre l'espace devant le mur à réparer est relativement réduit (bordure de route,...), la solution la plus appropriée consiste à clouer les écailles (écaille par écaille) avec des croisillons ou renforcer le mur par des tirants d'ancrage précontraints au pied de mur (Fig1.20).

1.6 MODES DE RUPTURE DES MURS DE SOUTÈNEMENT EN SOL RENFORCÉ

1.6.1 Cas de parement en écailles de béton

Les différents modes de ruine des murs en écailles de béton en sol renforcé par éléments métalliques ou géosynthétiques sont donnés à la figure suivante (Fig. 1.21).



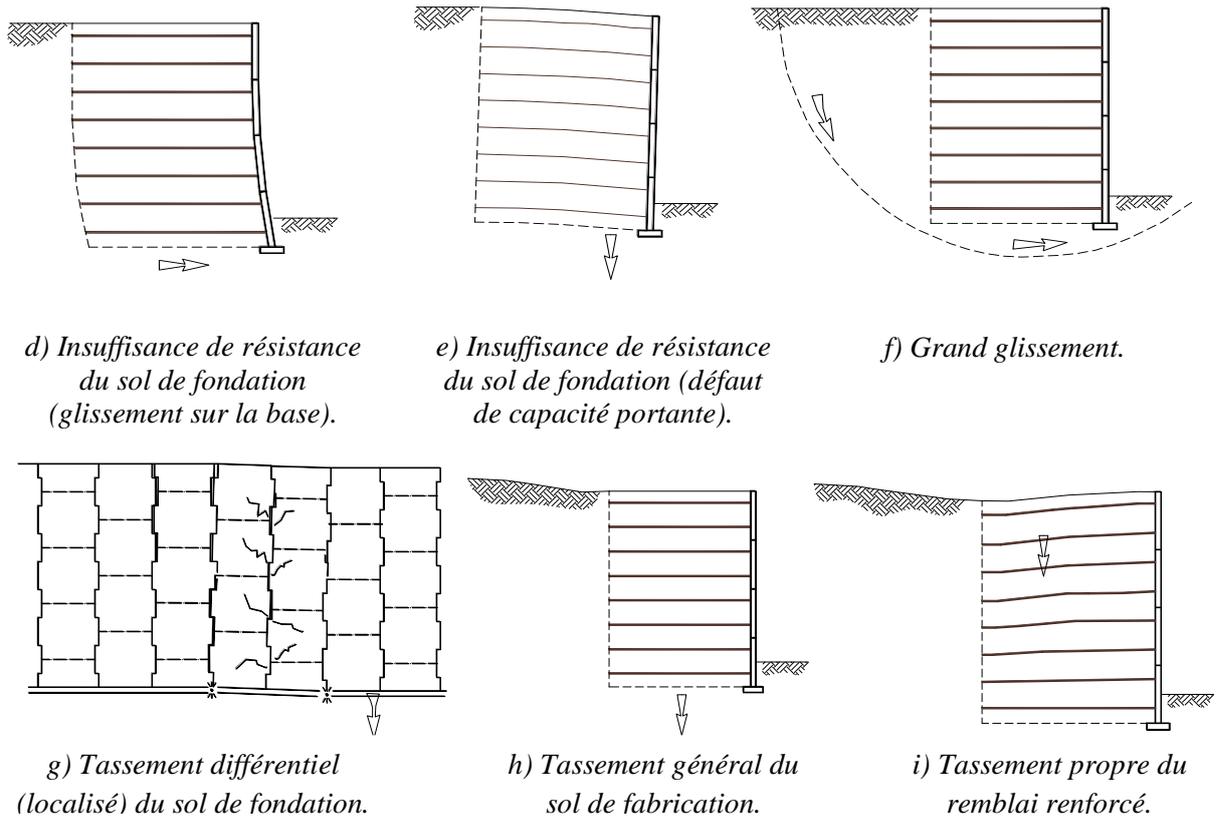


Fig. 1.21. Modes de ruine des murs en sol renforcé avec des écailles en béton

1.6.2 Cas de parement en blocs modulaires en béton

Pour les massifs à parement en blocs en béton, les différents modes de ruine sont donnés à la figure (Fig. 1.22.).

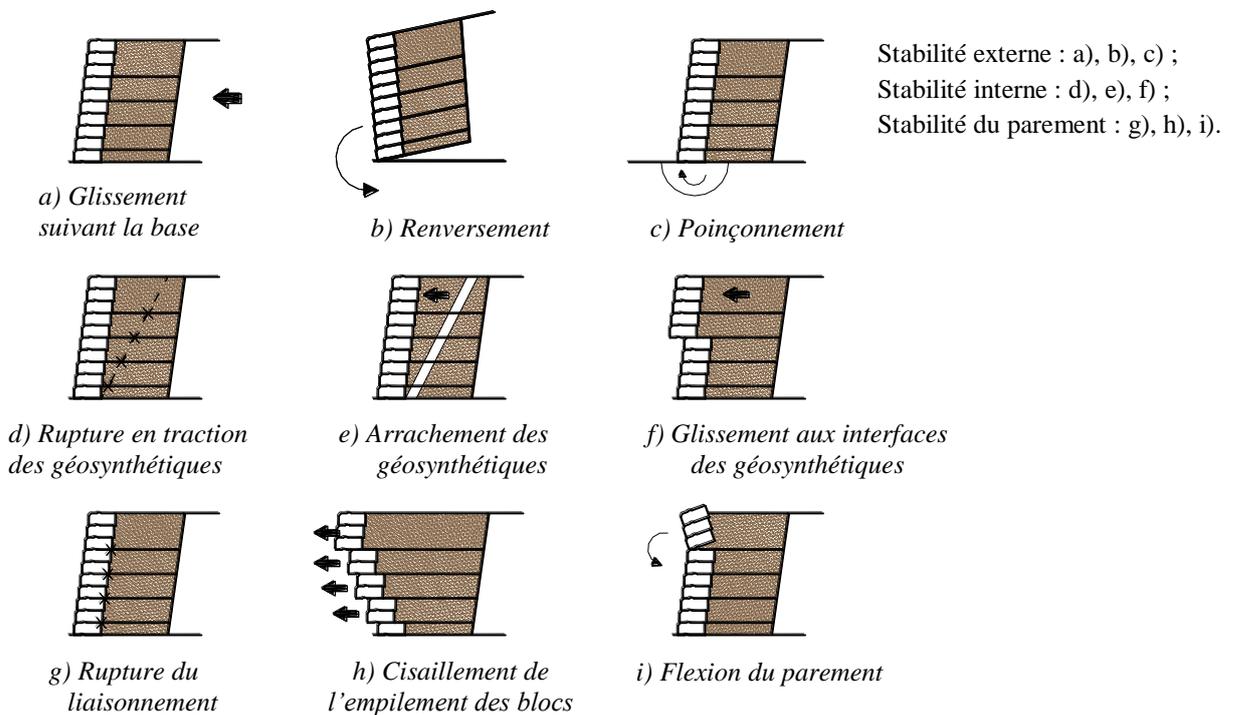


Fig. 1.22. Modes de ruine des murs en sol renforcé avec des blocs modulaires.

1.7 AVANTAGES DES MURS DE SOUTÈNEMENT EN SOL RENFORCÉ

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

- réduction de coût par rapport à d'autres structures (Par exemple en béton armé) ;
- une vaste gamme d'utilisation ;
- possibilité de vérifier la durabilité des renforcements ;
- possibilité de corriger les désordres ;
- possibilité de rabattre la nappe derrière l'ouvrage par la réalisation d'un système de drainage.

Outre ses avantages de conception, les murs en sol renforcé présentent aussi les avantages de résistance :

- diminution des mouvements de terre;
- augmentation de la sécurité et de la stabilité des remblais;
- la grande résistance vis à vis des efforts statiques et dynamiques ;
- rapidité d'exécution, grâce à l'emploi d'éléments entièrement préfabriqués.

1.7.1 Le coût

Le coût total de chaque ouvrage en terre armée peut se décomposer en trois coûts élémentaires :

- le coût des armatures, pose comprise ;
- le coût de la peau, pose comprise ;
- le coût de mise en place de la terre.

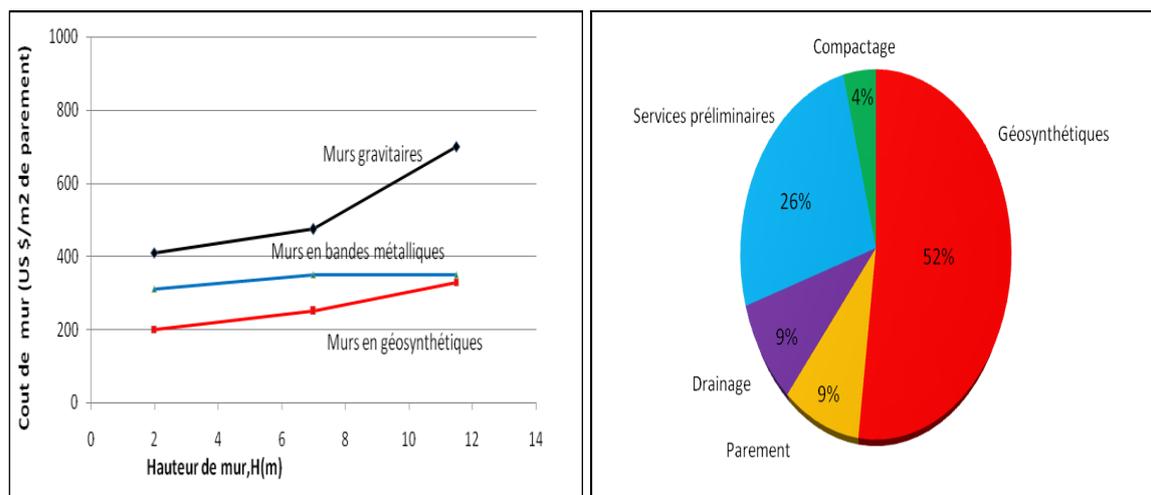


Fig.1.23. coût de murs en terre armée.

On comprend facilement pourquoi le prix de la terre armée est inférieur à celui du béton (mur gravitaire) (Fig.1.23), puisque dans le premier cas les armatures sont disposées suivant une ou plusieurs directions choisies, alors que dans le béton, le ciment est réparti uniformément dans toute la masse.

Cette grande différence de prix est réduite par l'incidence relativement forte de la peau dont le prix est sensiblement 10% de mur en terre armée. Pour les petits ouvrages inférieurs à 3 mètre de

hauteur, la différence de prix est faible à cause de l'incidence de la peau ; mais pour de gros ouvrages, cette différence est notable.

1.7.2 La vaste gamme d'utilisation

Le coût et la souplesse des murs en terre armée ont conduit à une large utilisation dans divers domaines de génie civil à travers le monde entier (Fig1.24) :

✓ Ouvrages ferroviaires

Ils sont utilisés dans de nombreux pays pour le chemin de fer ou le métro .Hormis quelques constructions spécifiques, l'application de la technique terre armée fait appel à la même technologie qu'en infrastructure routière, même si le souci de sécurité tend parfois à faire augmenter la durée de vie et les coefficients de sécurité pour les ouvrages ferroviaires.

✓ Ouvrages hydrauliques

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

✓ Ouvrages industriels et de protection

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

✓ Ouvrages routiers

La plus grande utilisation de cette technique concerne la construction de soutènements supportant des chaussées en terrain dénivelé des routes et autoroutes (par exemple : les murs sous chaussées ; simples ou étagés ; les culées porteuses ; les culées mixtes et les murs de rampes.

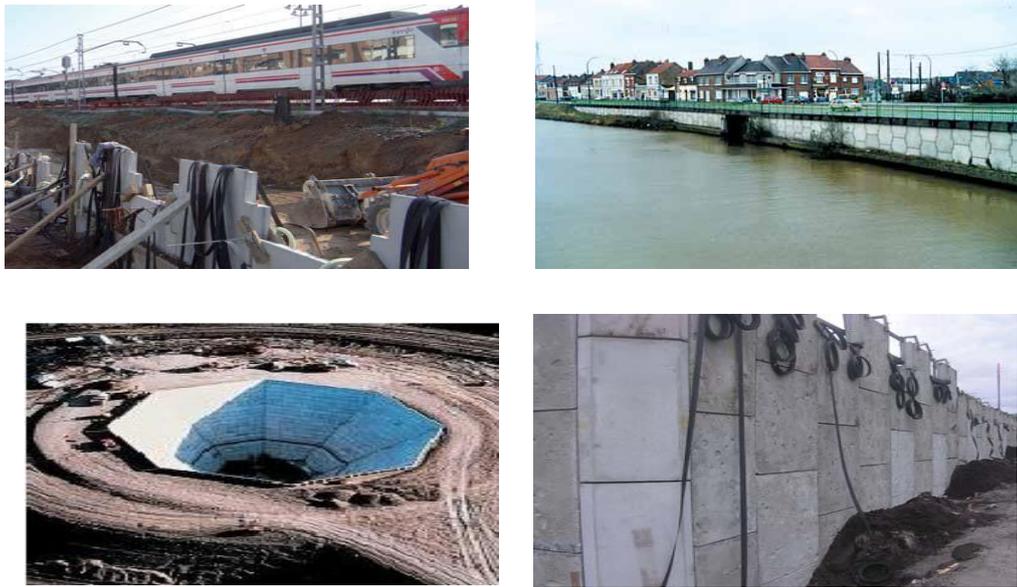


Fig.1 .24. Utilisation de la terre armée dans plusieurs domaines.

L'utilisation d'ouvrages en terre armée dans le domaine des travaux publics est en pleine progression en Algérie, ils sont essentiellement utilisés dans la réalisation des remblais d'accès à l'approche des ponts (Fig.1.25).



Fig.1 .25. Rampes d'accès de pont réalisées en Algérie.

1.8 CONCLUSION

Vu ce qui a été présenté dans ce chapitre, on constate que la technique des murs de soutènement en terre armée présente les avantages suivants :

- offre une variété de type de renforcement (extensible, peu extensible et inextensible) ;
- possibilité d'utiliser des parements flexibles ou rigides;
- le montage des éléments est facile et rapide ;
- insensibilité à la corrosion, pour les renforcements géosynthétiques ;
- offre une économie importante comparativement à une solution classique en béton armé et mur à contreforts ;
- ils sont, aujourd'hui, en pleine progression, surtout pour les travaux routiers (autoroutes, remblais d'accès) ;
- les défauts de désordre sont multiples, la technique de la terre armée offre la possibilité de mettre en ordre les ouvrages affectés ; mais il faut prendre soins surtout en présence des nappes d'eaux.

Chapitre 2 :

COMPORTEMENT DES MURS DE SOUTÈNEMENT EN SOLS RENFORCÉS SOUS ACTIONS STATIQUES

2.1 INTRODUCTION

L'analyse du comportement en service des massifs en sols renforcés provient d'études en modèles réduits, d'expérimentations d'ouvrages grandeur nature, d'essais de laboratoires (essai d'extraction, cisaillement direct) et de calculs numériques. Ces études menées essentiellement sur des ouvrages renforcés par des armatures métalliques ont permis de comprendre leur fonctionnement et de définir les méthodes de dimensionnement actuelles qui sont fondées sur la théorie de la poussée des terres et d'équilibre local (NF P94.270-2009, A.A.S.H.T.O-2007, BS-8006, F.H.W.A-2001).

L'étude des massifs en sol renforcé se fait en analysant la stabilité globale, externe, interne et mixte du massif :

La stabilité globale du site est considérée comme un problème de stabilité de pentes, la justification se fait par rapport au glissement.

La stabilité externe est traitée comme n'importe quelle stabilité de mur de soutènement (par exemple : mur poids). La poussée des terres se calcule sur l'écran fictif parallèle au parement, situé à l'arrière des armatures. La justification se fait par rapport au poinçonnement et au glissement à la base du mur sur le sol de fondation ainsi qu'au renversement du bloc.

La stabilité interne est vérifiée au niveau de chaque lit d'armatures ; les efforts de tractions générés dans les armatures doivent être inférieurs à la résistance au frottement d'interface sol/armature et à la résistance en traction de l'armature.

La stabilité mixte concerne la vérification de l'équilibre de toute surface de rupture potentielle recoupant les armatures à l'intérieur du massif renforcé.

2.2 PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT

2.2.1 Fonctionnement interne

Deux zones présentant un comportement différent peuvent être distinguées (Fig. 2.1) :

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

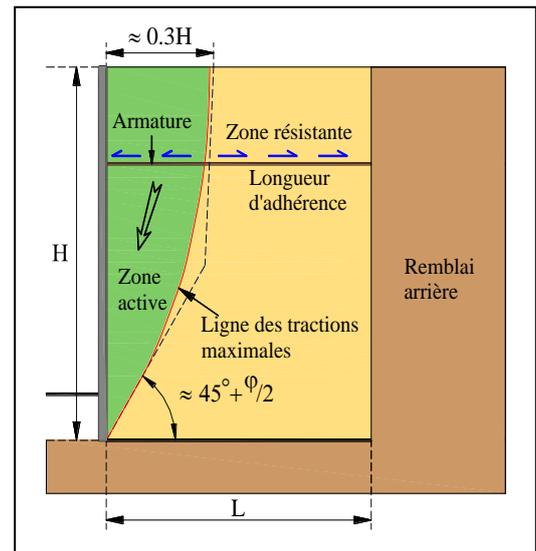


Fig.2.1. Stabilité interne.

2.2.2 Fonctionnement externe

Le fonctionnement externe des murs en remblai renforcé ne diffère pas de celui des ouvrages de soutènement les plus classiques, du type murs poids ou murs en béton armé (Fig.2.2).

Les efforts qui s'exercent sur ce massif par unité de longueur sont :

– La poussée des terres P sur la face arrière, cette poussée étant inclinée selon un angle δ . Les différentes expérimentations ont montré que cette poussée correspond à la poussée active du fait de la déformabilité du massif et que δ augmente avec l'élancement du mur H/L ;

– Le poids du massif W .

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

Les justifications concernent les points ci-après.

- le poinçonnement du sol de fondation ;
- la résistance au glissement ;
- le tassement de l'assise ;
- la stabilité générale.

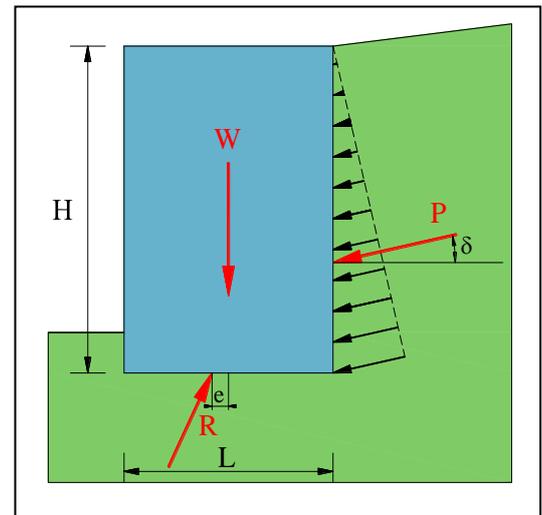


Fig.2. 2. Stabilité externe.

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

2.3 JUSTIFICATION DES MURS DE SOUTÈNEMENT EN SOLS RENFORCÉS SOUS CHARGEMENT STATIQUE (Application des normes NF P)

2.3.1 Analyse de la stabilité externe

2.3.1.1 Détermination des contraintes verticales

Les résultats des études expérimentales et numériques ont montré que le mur en sol renforcé se comporte comme un massif cohérent, souple et peut admettre sans désordre irréversible des tassements différentiels. Le mur en sol renforcé transmet au sol de fondation des contraintes quasi-linéaires dues à son propre poids (W) et aux effets des surcharges et des poussées latérales qui le sollicitent.

La contrainte de référence appliquée à la base nommée σ_v est calculée par la formule de Meyerhof (Fig.2.3) :

$$\sigma_v = \frac{R_v}{L - 2e} \quad (2.1)$$

Avec $e = \frac{M}{R_v}$

Où

R_v : résultante verticale par mètre longitudinal de parement au centre de la base du massif ;

L : longueur du mur correspondant à celle des armatures ;

M : moment résultant au centre de la base du mur par mètre de parement (voir NF P94-220).

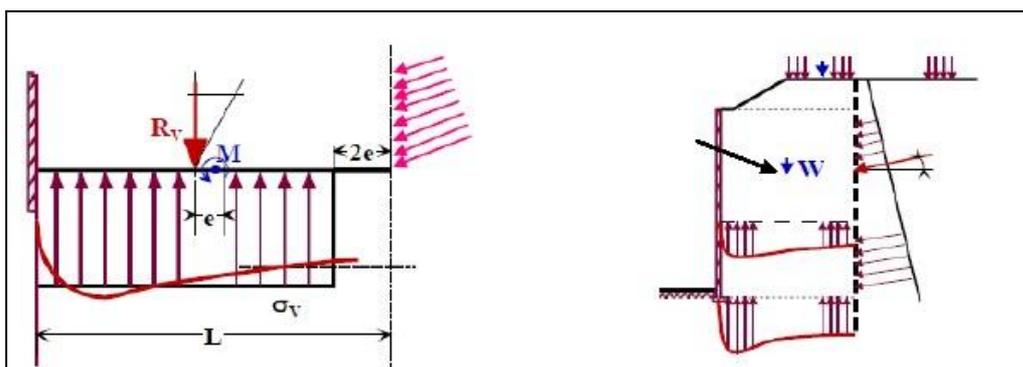


Fig.2.3. Répartition des contraintes dans le sol de fondation d'un mur en sol renforcé.

2.3.1.2 Calcul de la poussée à l'arrière d'un mur vertical simple

On rappelle en particulier que ces valeurs limites sont à déduire des coefficients de poussée et de butée des terres proposés par Caquot, Kérisel et Absi.

Quand le profil en travers du massif est rectangulaire, le sol à l'arrière du massif purement frottant et homogène et le terrain de fondation également homogène, la poussée des terres à l'arrière de l'ouvrage peut être calculée comme c'est illustré par (Fig.2.4).

On donne des exemples sur les cas très fréquemment rencontrés :

K_{2y} est le coefficient de poussée de la terre plein d'inclinaison ω

$$K_{2y} = \frac{\cos^2 \varphi_{2;d} / \cos \delta_y}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_{2;d} + \delta_y) \sin(\varphi_{2;d} - \omega)}{\cos \delta_x \cos \omega}} \right]^2} \quad (2.6)$$

Massifs rectangulaires et trapézoïdale

Les massifs rectangulaires qui ont au plus un élancement de 2 ($L/H_e \geq 0.5$) et elles s'adaptent aux massifs de forme "trapézoïdale," rétrécis au pied (Fig.2.5).

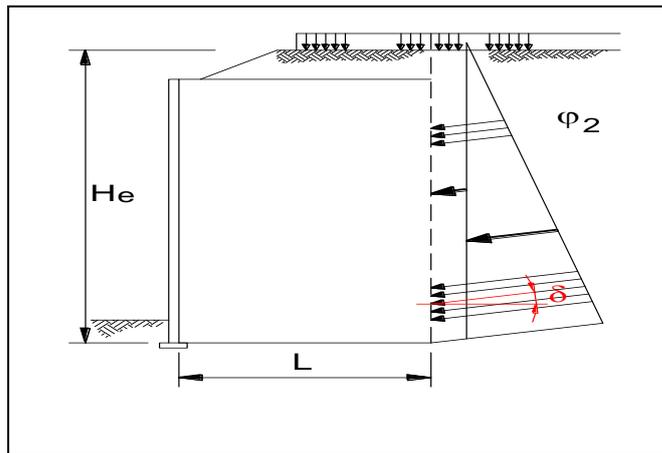


Fig.2.5. Massifs de forme "trapézoïdale," rétrécis au pied.

$$K_h = \frac{\cos^2 \varphi_2}{\left[1 + \sqrt{\sin(\varphi_2 + \delta) \sin \varphi_2 / \cos \delta} \right]^2} \quad (2.7)$$

Avec $\varphi_2 = \varphi_{rm}$

$$K_v = K_h \cdot \tan \delta$$

$$\delta = (1,2 - L/H_e) \varphi_2$$

2.3.2 Analyse de la stabilité interne

L'analyse du comportement interne et de la répartition des efforts de traction le long des armatures métalliques dans un massif en sol renforcé, a montré qu'un effort de traction maximum $T_M (t_m)$ est mesuré sur un point de l'armature. Ce point est éloigné du parement en haut du mur et proche du parement en profondeur (Fig.2.6). L'ensemble des points forment une courbe, appelée ligne des tractions maximales, séparant le massif en deux zones :

- zone active située près du parement dans laquelle la contrainte tangentielle (de cisaillement) τ exercée par le sol sur chaque face de l'armature est dirigée vers le parement ;

- zone résistante dans laquelle la contrainte tangentielle τ est dirigée vers l'intérieur et le sol à tendance à retenir les armatures.

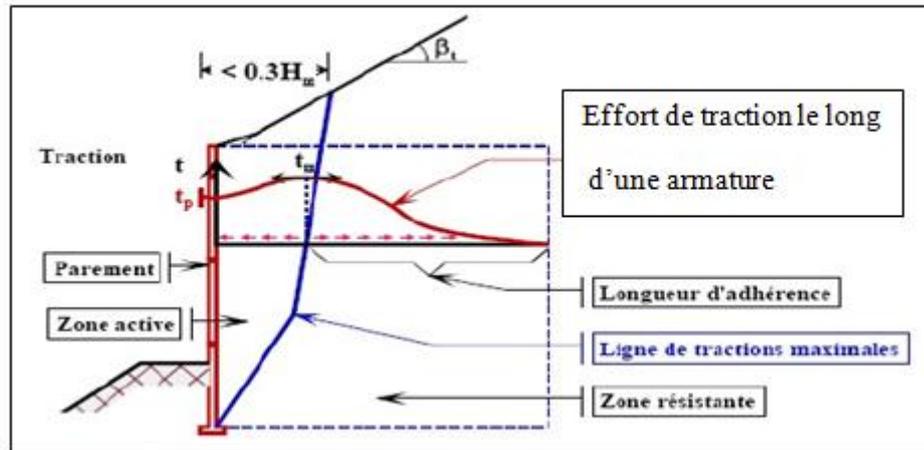


Fig.2.6. Répartition des tractions dans les armatures d'un mur en sol renforcé.

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

$$T_m < r_f ; T_m < r_c \text{ et } T_p < r_a \quad (2.8)$$

Avec :

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

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

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

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

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

La détermination de ces paramètres selon les normes NF P 94-220 et NF P 94-270 est présentée ci-dessous.

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

2.3.2.1 Détermination de l'effort de traction maximale

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

$$T_m = \sigma_h \cdot S_v \quad (2.9)$$

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

$$\sigma_h = K\sigma_v \quad (2.10)$$

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

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

$$\sigma_v(z) = \frac{R_v}{L(z) - 2e} \quad (2.11)$$

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

$$e = \frac{Md(z)}{Rv(z)} \quad (2.12)$$

Le coefficient K dépend de la profondeur z du lit de renforcement considéré. Dans les cas des renforcements métalliques, selon les normes françaises NF P-220, le coefficient K est donné comme suit :

$$K(z) = \begin{cases} K(z) = \Omega_1 K_a \left[1.6 \left(1 - \frac{z}{z_0} \right) + \frac{z}{z_0} \right] & \text{si } z \leq z_0 \\ K(z) = \Omega_1 K_a & \text{si } z > z_0 \end{cases} \quad (2.13)$$

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

$$K_{a(rr)} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_{rr}}{2} \right)$$

ΩI est un coefficient (≥ 1.0) lié au type de renforcement (voir Annexe E.2.3.3 (2) Pr NF P 94-270). Pour les armatures métalliques $\Omega I = 1$

2.3.2.2 Détermination des efforts au parement

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

$$T_p = K\alpha_i\sigma_v S_v \quad (2.14)$$

α_i varie suivant la flexibilité du parement (voir Annexe E.2.4 Pr NF P 94-270).

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

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

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

Pour les murs en sol renforcé avec des écaïlles en béton armé, α_i vaut 0,85 entre 0 et 0,6 Hm et évolue de 0.85 à 1 entre 0.6 Hm et la base du mur (Hm correspond à la hauteur totale du mur) (Fig.2.7)

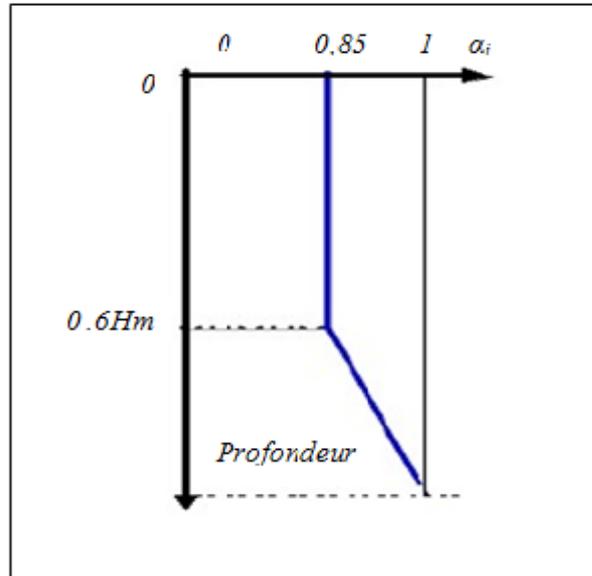


Fig.2.7. Variation de α_i en fonction de la profondeur (cas des écaïlles en béton).

2.3.2.3 Calcul du frottement mobilisable dans les lits de renforcement

L'effort de frottement r_f mobilisable par mètre de parement dans le lit de renforcement se calcule suivant la formule :

$$r_f = 2NbL_a f_{(z)}^* \sigma_v \quad (2.15)$$

Avec :

N : nombre d'armatures par mètre de parement ; b : largeur de l'armature ; L_a : longueur d'adhérence dans la zone résistante ; σ_v : valeur moyenne de la contrainte verticale sur le lit de renforcement ; f^* : coefficient de frottement apparent au niveau considéré.

Le paramètre f^* est très important dans l'étude et dans le dimensionnement des murs en sol renforcé. Il caractérise la résistance en frottement le long des armatures en prenant en compte la dilatance du sol.

Le coefficient de frottement apparent f^* diminue avec l'augmentation de la contrainte de confinement. Il varie entre f^*_0 en surface du massif renforcé et f^*_1 correspondant à une contrainte de confinement de 120 kPa (Fig.2.8).

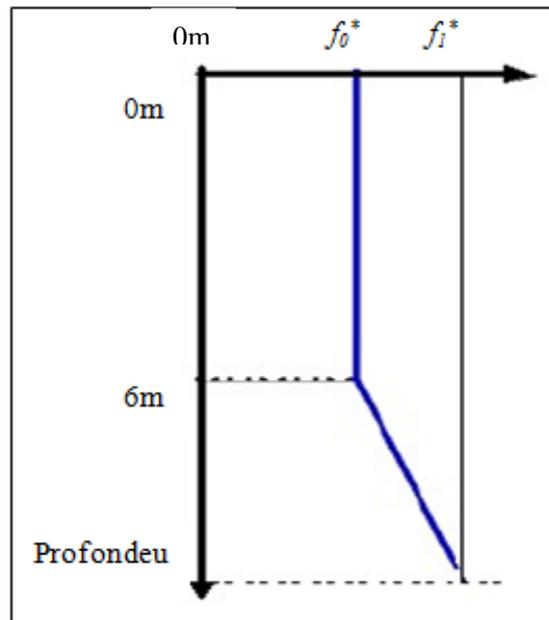


Fig.2.8. Variation du coefficient f^* dans un massif en sol renforcé, (NF P 94-270).

2.3.2.4 Détermination de la résistance caractéristique maximale de l'armature

Les résistances caractéristiques maximales de l'armature en section courante r_c et à l'accrochage au parement r_a sont calculées différemment pour les renforcements métalliques et synthétiques.

- Pour les armatures métalliques :

$$r_c = A_{cd} F_y \quad (2.16)$$

$$r_a = A_{ad} F_y$$

A_{cd} est la section de calcul du lit de renforcement par mètre longitudinal de parement en partie courante ; A_{ad} est la section de calcul du lit de renforcement par mètre longitudinal de parement à l'accrochage au parement ; F_y est la contrainte de rupture du matériau constitutif de l'élément de renforcement.

La vérification de la sécurité vis-à-vis d'une rupture des armatures se fait en tenant compte de la corrosion possible des armatures. Les sections A_{cd} et A_{ad} sont donc corrigées et ramenées à une section équivalente plus petite A_d où une épaisseur e_s est soustraite et réservée aux phénomènes de corrosion qui peuvent affecter l'armature (voir la norme NF P 94.270).

- Concernant les armatures synthétiques

La résistance caractéristique r_d est la même en section courante et au parement. Elle est définie en appliquant des coefficients de réduction de la dégradation de l'armature liée à la construction (ρ_{end}), aux conditions chimiques du milieu (ρ_{deg}) et au fluage (ρ_{flu}), ces coefficients sont définis dans les normes NF P 94.270.

Dans les deux cas (armature métallique et synthétique) un coefficient de sécurité liée aux incertitudes sur le comportement à long terme du matériau est appliqué dans le calcul de résistance caractéristique de l'armature (NF P 94.270).

2.4 PARAMÈTRES INFLUENÇANT LE COMPORTEMENT DES MURS DE SOUTÈNEMENT EN SOL RENFORCÉ SOUS ACTIONS STATIQUES

Plusieurs études se sont intéressées par l'influence de certains paramètres sur le comportement des massifs en sol renforcé. Les paramètres étudiés principalement sont : la déformabilité, la forme, l'orientation et la mise en place des armatures ainsi que les caractéristiques géotechniques du sol (cohésion, frottement, dilatance).

L'extensibilité des armatures est le point le plus étudié par différents auteurs, qui ont analysé la compatibilité des coefficients utilisés dans les méthodes de dimensionnement actuelles (ligne des tractions maximales, coefficient de poussée des terres interne au mur, frottement à l'interface, etc.) avec les renforcements géosynthétiques.

2.4.1 Influence de l'extensibilité des armatures

2.4.1.1 Le coefficient de poussée des terres interne à l'ouvrage K

Dans les recommandations des autoroutes fédérales américaines F.H.W.A, le coefficient de poussée des terres K est variable selon l'extensibilité du renforcement (Fig.2.9). Dans le cas des bandes géosynthétiques, ces normes proposent des coefficients K différents de ceux appliqués dans le cas des bandes métalliques. Les normes « NF P 94.270 » considèrent que ce coefficient est le même dans le cas des bandes géosynthétiques et métalliques est peut être calculé analytiquement par une formule empirique,

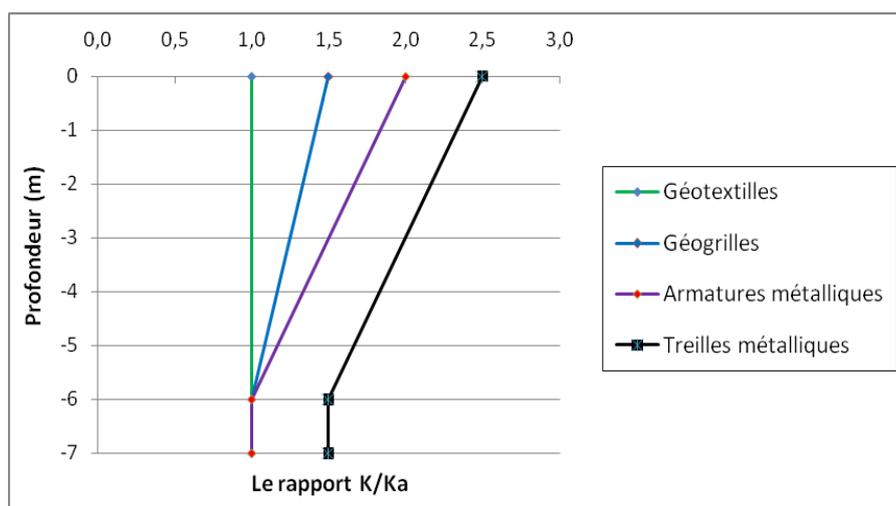


Fig.2.9. Variation du coefficient K suivant l'extensibilité du renforcement, (F.H.W.A).

Les normes BS8006 considèrent une solution graphique de la valeur de (K) pour tous les types de renforcements (Fig.2.10).

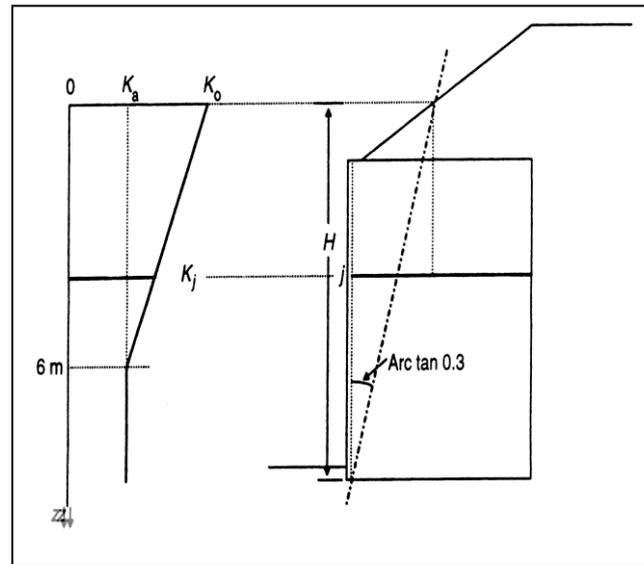
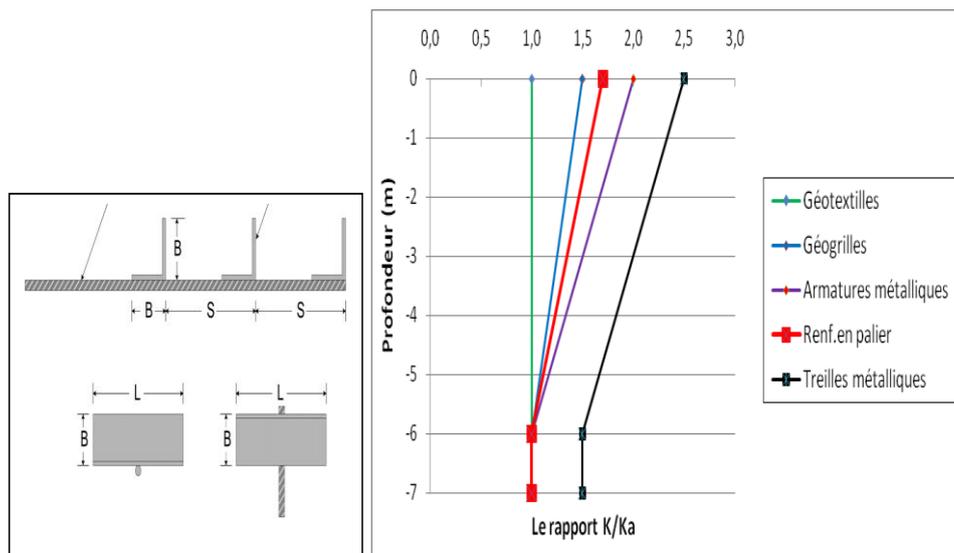


Fig.2.10. Variation du coefficient K , (BS.8006).

Suksun Horpibulsuk et al. (2011) ont présenté, à partir d'un test instrumenté, la performance d'un mur de soutènement en sols renforcés par palier (Fig.2.11.a), le renfort en palier est un renfort inextensible. Il est composé d'un membre longitudinal et des membres transversaux. Le membre longitudinal est une barre d'acier déformable et les membres transversaux sont des ensembles de cornières en acier égaux.



(a)

(b)

Fig.2.11. Renforcements en palier, (a) configuration de renforcements, (b) le rapport K/K_a , (S.Horpibulsuk et al. 2011).

Les résultats montrent que le rapport (K/K_a) des renforcements en palier ($K/K_a=1.7$) est inférieur de celui des treilles d'acier ($K/K_a=2.5$) et celui des bandes métalliques ($K/K_a=2$) (Fig.2.11.b), qui sont inextensibles et largement utilisés comme renforts, d'où l'efficacité de coût.

Note : Les renforcements en palier ne sont pas encore adoptés par les guides de la F.H.W.A.

2.4.1.2 La position de la ligne des tractions maximales

Les recommandations F.H.W.A considèrent que plus les renforcements seront extensibles plus la ligne des tractions maximales se rapprochera de la surface de rupture délimitée par le coin de Coulomb (Fig.2.12.a), donc ces recommandations proposent deux lignes de traction maximales (Fig.2.12).

Schlosser et al. (1993) montrent, à partir des résultats obtenus dans des murs renforcés par des bandes géosynthétiques instrumentées, que la ligne des tractions maximales n'est pas confondue avec le coin de Coulomb. Ils montrent qu'en raison de sa faible extensibilité, ce type de renforcement conduit à une ligne des tractions maximales plus proches de celle des renforcements métalliques. Donc, l'instrumentation d'un mur renforcé par des armatures géosynthétiques a montré que la ligne considérée par la F.H.W.A n'est pas adaptée à tous les renforcements géosynthétiques.

Les normes britanniques BS 8006 considèrent une seule ligne qui est proche des normes NF P (Fig.2.13).

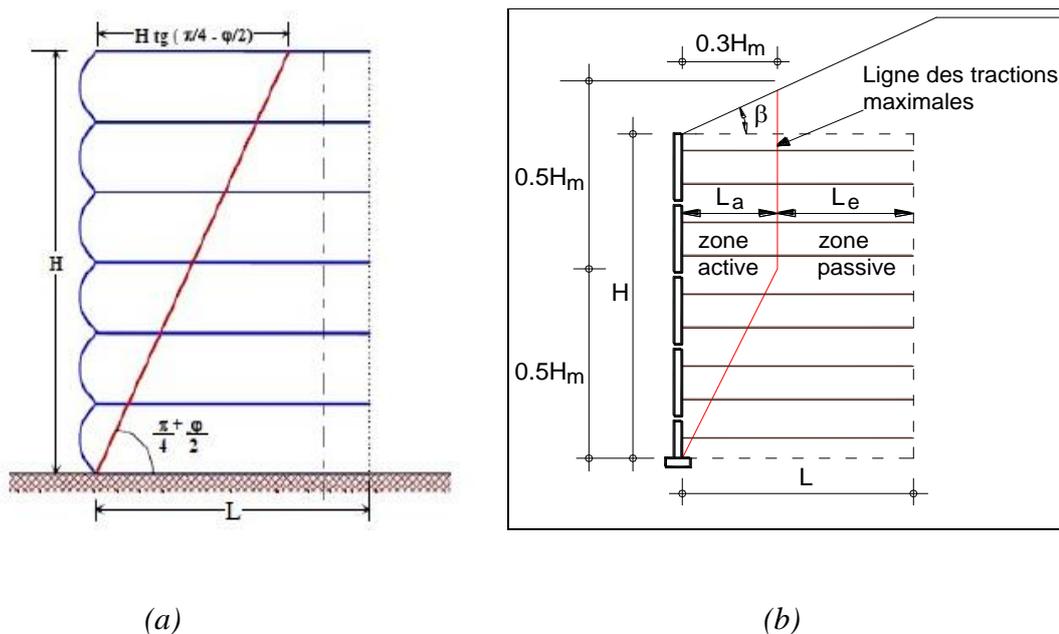


Fig.2.12. Détermination de la ligne des tractions maximales, (a) armatures extensibles, (b) armatures inextensibles, (FHWA .1990).

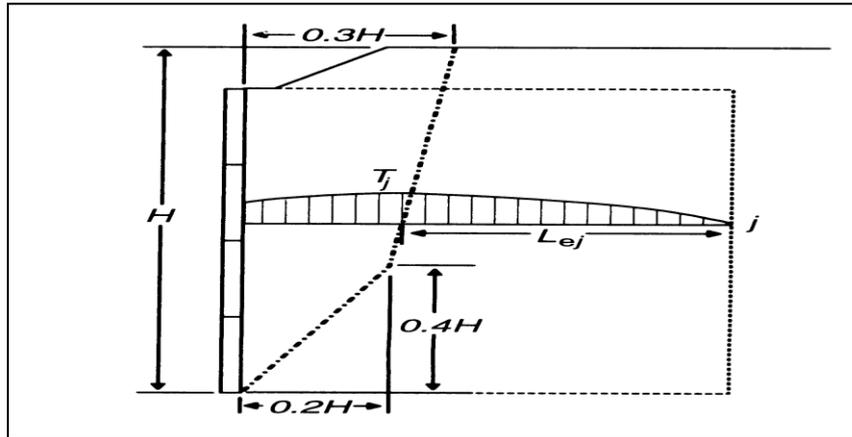


Fig.2.13. Détermination de la ligne des tractions maximales, (BS .8006).

2.4.1.3 La répartition des tractions

Les réactions en termes de contrainte-déformation et la répartition des tractions le long des renforcements extensibles sont différentes de celles des renforcements métalliques (Allen et al. 2001 ; Bathurst et al.2005). Lorsqu'une armature extensible est soumise à une traction en tête, le frottement est mobilisé progressivement de la tête vers la queue, contrairement à une armature inextensible, où le frottement est mobilisé instantanément sur toute sa longueur.

E.Guler et al. (2011) ont analysé des murs de soutènement en sols renforcés avec le logiciel Plaxis. La répartition des tractions maximales le long de la hauteur du mur à était linéaire pour les renforcements extensibles et inextensibles (Fig.2.14).

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

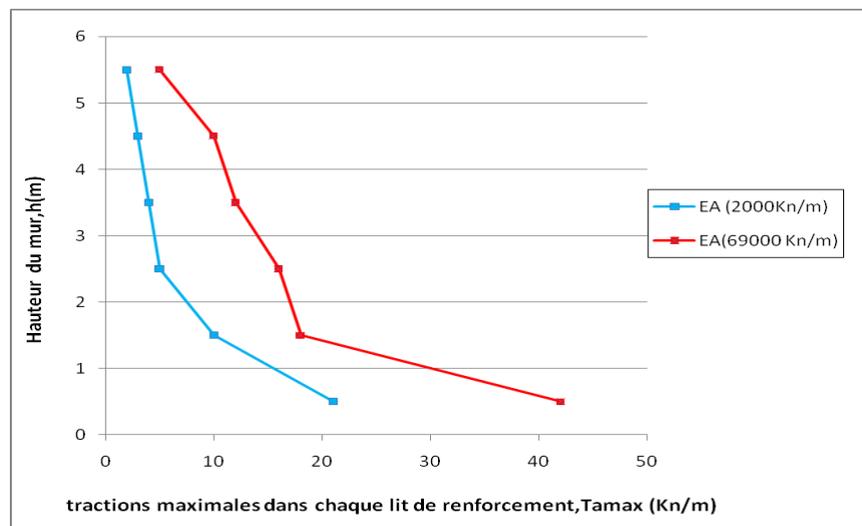


Fig.2.14. Répartition des tractions maximales en fin de construction, (E.Guler et al. 2011).

R.D.Holtz et W.F.Lee (2002) ont présenté leurs recherches sur la distribution de la force dans chaque lit de renforcement géosynthétique en fonction de la hauteur du mur, Allen et al. (2002,2003), et Bathurst et al. (2005) ont analysé différents murs renforcés par bandes géosynthétiques instrumentées. Ils ont observé que la répartition des efforts de traction le long des renforcements en fonction de la profondeur du mur est généralement de forme trapézoïdale et non pas linéaire telle que dans les méthodes simplifiées.

La figure 2.15.a montre que la force de traction dans les renforcements augmente de $0.2 T_{max}$ à la tête de mur, pour arriver à la traction maximale à une hauteur égale $0.6H$ de la base de mur, elle devient constante entre $0.6H$ et $0.2H$, ensuite elle diminue de T_{max} à $0.2 T_{max}$ à la base de mur.

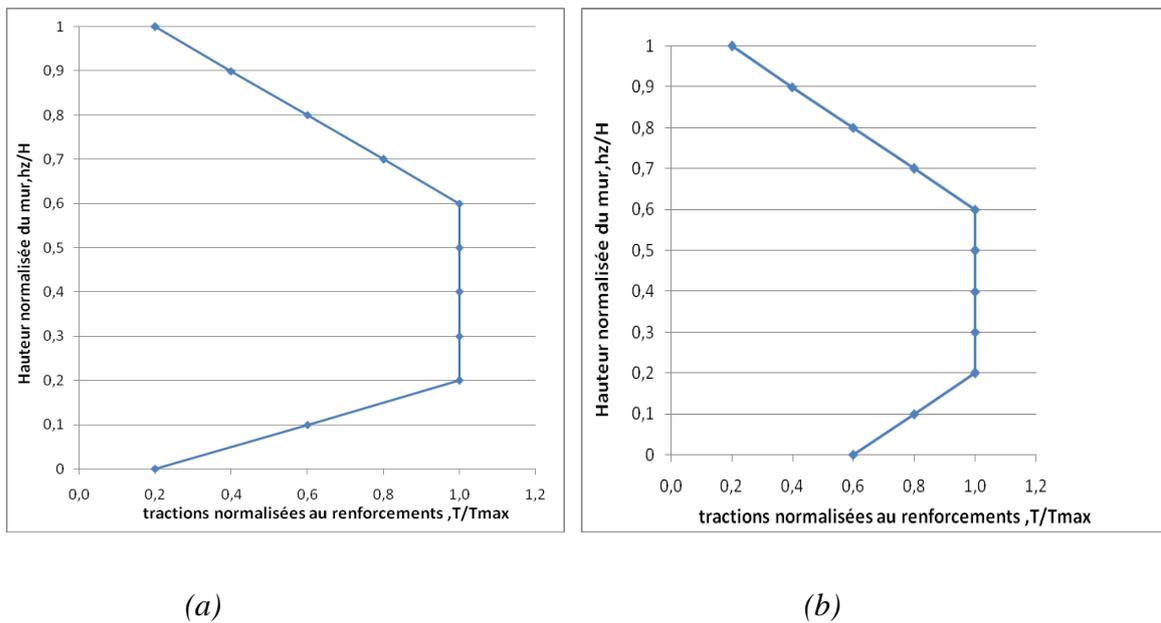


Fig.2.15. Répartition des tractions maximales dans le cas des géosynthétiques, (a) (R.D Holtz et W.Lee.2002), et (Allen et al.2003),(b) (Bathurst et al. 2008).

Bathurst et Al. (2008) ont révisé légèrement cette distribution, ils ont constaté que la traction à la base diminue à $0.6 T_{max}$ et non à $0.2 T_{max}$ (Fig.2.15.b).

Ces auteurs ont proposé une nouvelle théorie pour l'estimation des contraintes le long des renforcements géosynthétiques : « la méthode K-Stiffness ».

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

$$T_{max}^i = \frac{1}{2} k \gamma (H + S) S_v^i D_{tmax} \Phi_g \Phi_{local} \Phi_{fs} \Phi_{fb} \tag{2.17}$$

Où :

K est le coefficient de poussée des terres latérale calculé selon l'équation de Jacky ;
 $K = 1 - \sin \varphi$;

γ : le poids volumique du sol; H , la hauteur du mur;

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

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

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

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

Les paramètres de cette méthode empirique sont calés sur des mesures de déformations d'armatures géosynthétiques de murs instrumentés. Les valeurs de déformations obtenues sont converties en contraintes connaissant la valeur de la raideur du renforcement géosynthétique.

Celle-ci est déterminée par les auteurs en prenant en compte plusieurs paramètres : la contrainte de confinement, le niveau de déformation, d'éventuels chargements, le temps et la température. Cependant, ces paramètres sont déterminés statistiquement sur des ouvrages très différents, il semble nécessaire de vérifier leur validité sur plusieurs ouvrages du même type. D'autre part, ces paramètres sont supposés être constants le long de l'armature. En conséquence les contraintes déduites le long des armatures sont aussi des contraintes moyennes.

Allen et Al. (2004) ont proposé une distribution pour le cas des renforcements inextensibles en bandes métalliques (Fig.2.16), la force de traction au renforcement augmente de $0.1 T_{max}$ à la tête de mur, pour arriver à la traction maximale à une hauteur égale $0.4H$, elle devient constante jusqu'à la base de mur.

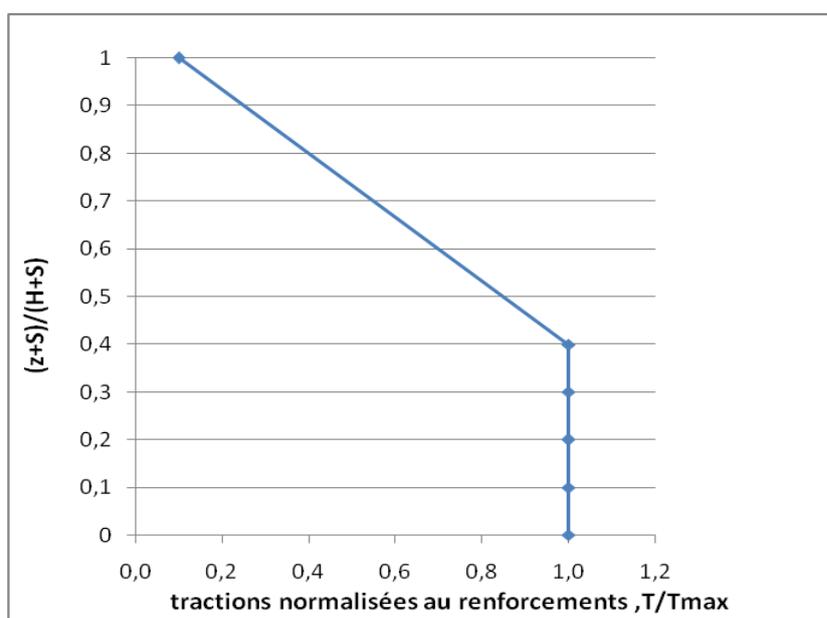


Fig.2.16. Répartition des tractions maximales dans les cas des renforcements métalliques, (Allen et al. 2004).

2.4.1.4 La déformation de mur

A.bdelouahab et al. (2011) ont modélisé, un mur de soutènement en sols renforcés, l'étude paramétrique (Logiciel CESAR- LCPC) permet de définir l'influence du module élastique des renforcements sur le comportement des murs en sols renforcés à parement flexible.

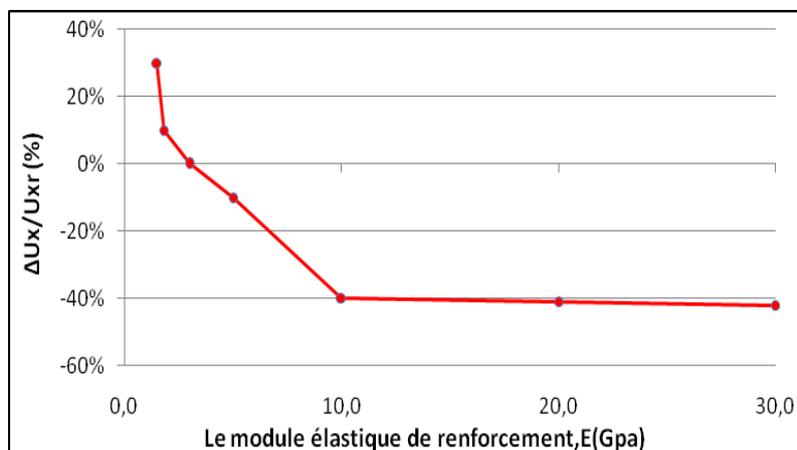


Fig.2.17. Influence du module élastique des renforcements sur la déformation du mur, (A.Abdelouaheb et al. 2011).

Une variation du module élastique de l'armature a été analysée. Ce paramètre présente une influence importante sur la déformation du mur, au de la de 10 Gpa, l'augmentation du module semble n'avoir aucune influence (Fig.2.17). L'augmentation de la déformation du mur est due à l'élongation des renforcements qui ont un faible module élastique.

2.4.2 Influence d'autres paramètres

2.4.2.1 La longueur minimale de renforcement

Ö. Bilgin (2009) a étudié les modes de ruptures qui régissent dans la détermination de la longueur minimale requise des renforcements et la possibilité de raccourcir la longueur minimale spécifiée d'armature.

Les résultats ont indiqué que les deux modes de rupture externe (glissement et renversement), et interne (l'arrachement) peuvent gouverner les critères de détermination de la longueur minimale nécessaire de renforcement, en plus, il peut être possible d'utiliser des longueurs de renforcement aussi bas que 50 % de la hauteur du mur, au lieu de 70 % tel que requis par de nombreux codes à travers le monde (Ex : F.H.W.A) (Fig.2.18).

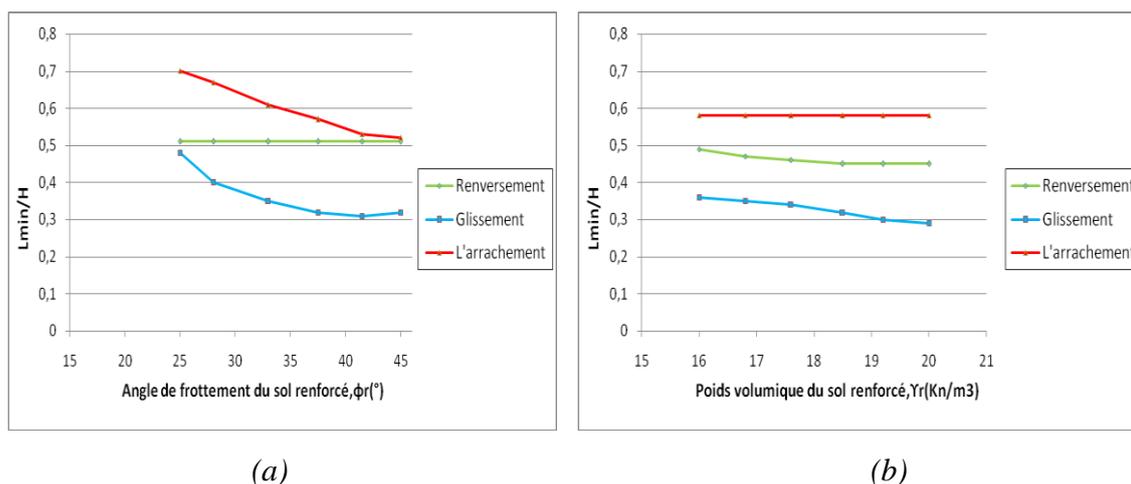


Fig.2.18. Effet des paramètres de sol renforcé sur la longueur minimale des renforcements, (a) effet de l'angle de frottement, (b) effet du poids volumique, (O.Bilgin.2009).

Ainsi, l'angle de frottement du remblai de la zone renforcée a le plus d'influence sur la longueur minimale de renfort que le poids volumique du sol renforcé ; en utilisant les sols avec un angle de frottement plus élevé dans la zone renforcée, il est possible de réduire les longueurs de renforcement jusqu'à 30 % pour certaines conditions (Fig.2.18).

2.4.2.2 La flexibilité de parement

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

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

A la fin de la construction les charges de tractions maximales dans les armatures du mur à parement flexible étaient environ trois fois plus grandes que pour un mur à parement rigide, et environ deux fois plus grandes, après la mise en place de la surcharge (Fig.2.19).

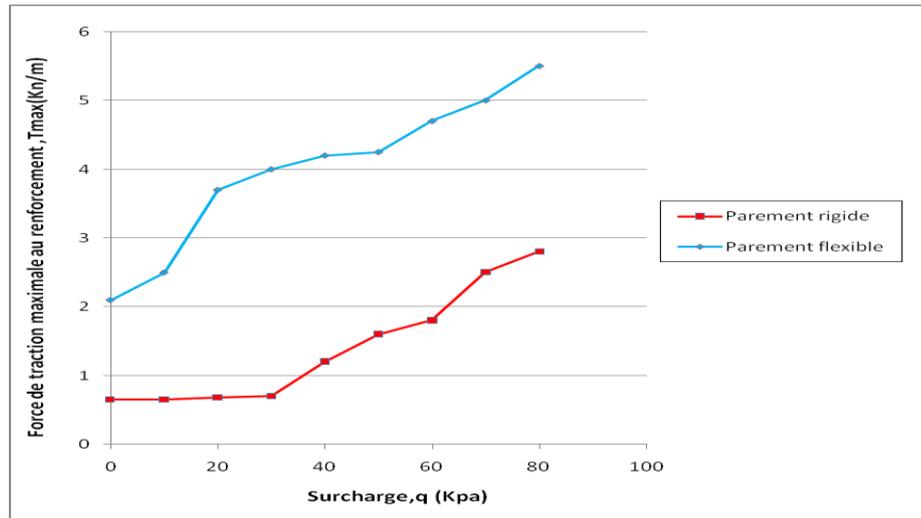


Fig.2.19. Effet de la rigidité de parement sur la force de traction maximale au renforcement, (R.J.Bathurst et al. 2006).

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

2.4.2.3 Paramètres liés au sol renforcé

L'étude paramétrique établie par A. Abdelouhab et al. (2011) (Logiciel CESAR- LCPC) a aussi permis de définir l'influence de l'angle de frottement et la cohésion du sol renforcé sur le comportement (en terme de déplacement horizontal) d'un mur de soutènement à parement flexible (en écailles de béton) de hauteur $H=6m$ renforcé par les géosynthétiques.

Une diminution de 16 % de l'angle de frottement (lorsque ϕ passe de 36° à 30°) conduit à une augmentation du déplacement de 45% (Fig.2.20.a).

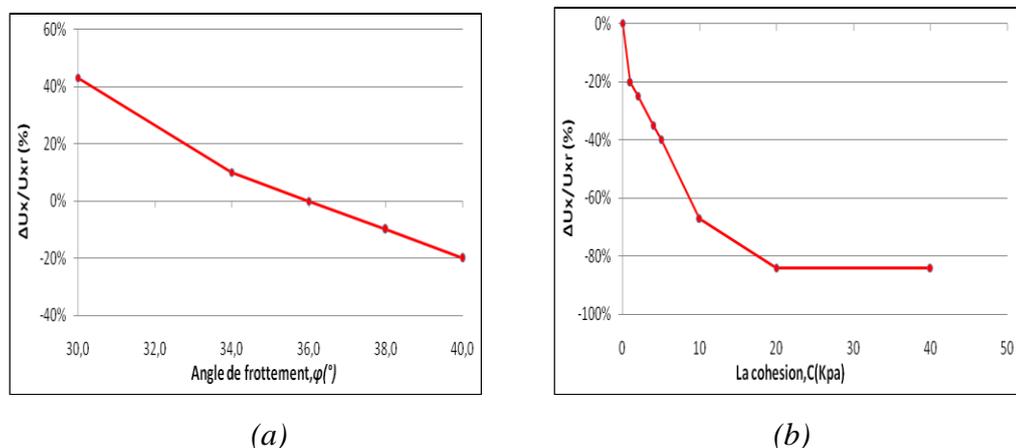


Fig.2.20. Influence des paramètres de sol renforcé sur le déplacement horizontal de mur (a) effet de l'angle de frottement, (b) effet de la cohésion, (A.Abdelouaheb et al.2011).

La déformation diminue de 84 % en passant d'une valeur de 0 à 20 kPa pour la cohésion. À partir de 20 kPa, la cohésion n'a plus d'influence (Fig.2.20.b).

2.4.3 Mode de rupture

Il est important de définir le mode de rupture des murs de soutènement en sols renforcés, d'après A.Abdelouaheb et al. (2011), le mode de rupture, dans le cas d'un mur de soutènement à parement flexible en sol renforcé par des bandes synthétiques, est lié au défaut d'adhérence entre le sol et le renforcement ; ce qui entraîne le glissement de la partie instable du sol (Fig.2.21.a).

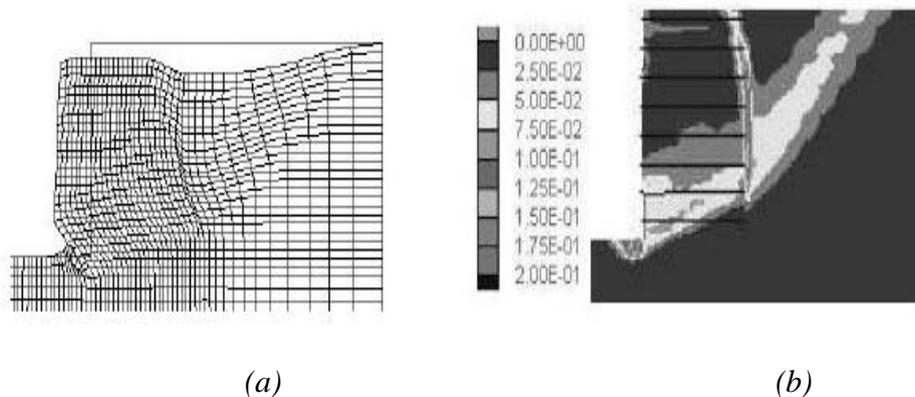


Fig.2.21. Mode de rupture d'un mur en sol renforcé, (a) mode de rupture, (b) zones de cisaillement maximal, (A.Abdelouaheb et al.2011).

Pour un modèle référence ($H=6\text{m}$), le cisaillement maximal est observé dans trois zones (Fig.2.21.b):

- La première zone est localisée en bas du remblai renforcé (entre le premier et troisième niveau de renforcement) et forme un angle de 30° par rapport à l'horizontale.
- La deuxième zone est la suite de la première dans le remblai général avec un angle plus important (45°).
- La troisième zone est localisée à l'extrémité des bandes, à l'interface entre le remblai renforcé et le remblai général.

Pour étudier l'influence de la hauteur du mur sur la surface critique de rupture, A.Abdelouaheb et al. (2011) ont modélisé un mur de 10.5 m de hauteur. L'analyse à la rupture montre que le comportement du mur de 10.5 m de hauteur est similaire à celui de 6m de hauteur, la rupture se produit par glissement de la zone instable (Fig.2.22.a).

La contrainte de cisaillement maximale est observée dans trois zones (Fig.2.22.b) comme le cas de mur de 6m.

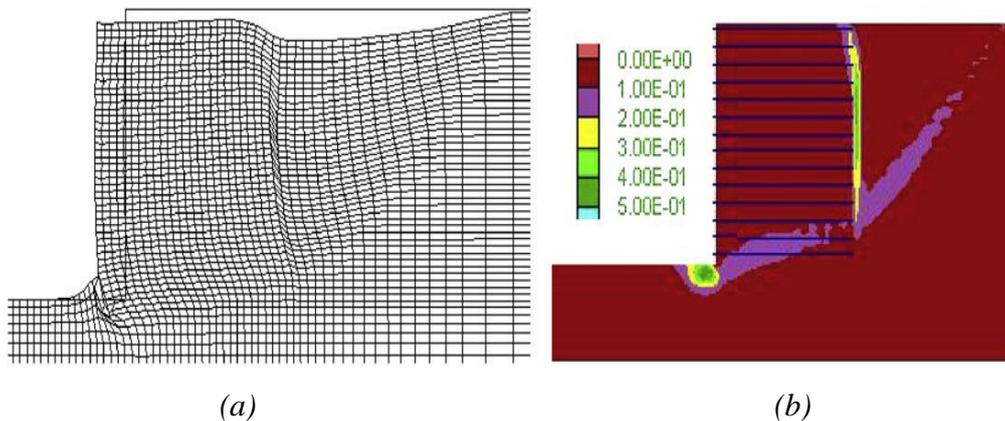


Fig.2.22. Surface de rupture d'un mur en sol renforcé (modèle avec $H=10.5$ mm), (A.Abdelouaheb et al. 2011).

Donc la hauteur de mur n'a pas d'influence sur le mode rupture.

2.5 CAS DES MURS DE REMBLAI D'ACCÈS DE PONT

Les remblais à l'approche des ponts (accès de pont) sont couramment réalisés avec deux murs de soutènement en sol renforcé à deux faces opposés (Fig.2.23). Toutefois, les directives de conception disponibles pour ce système de mur sont limitées.



Fig.2.23. Construction d'un remblai d'accès, (S.R.Lo, avant 1997).

2.5.1 V.Elias et B. R. Christopher (1997)

Elias, V. et Christopher, B.R. (1997) ont décrit dans les guides de l'administration américaine des autoroutes fédérales (F.H.W.A 1997), que la conception des murs à deux faces opposées est considérée comme situation particulière. Selon ces guides, la distance entre les deux parois opposées (D) est un paramètre clé pour l'analyse de ce type de mur. Dans ces guides de conception, une seule géométrie est adoptée et deux cas sont considérés, basés sur la distance entre les deux murs (Fig.2.24):

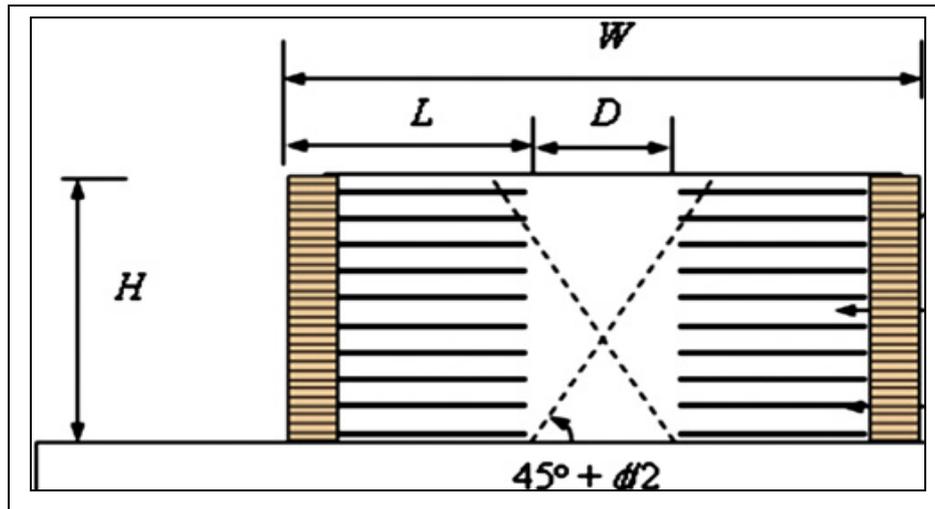


Fig.2.24. Conception des murs de soutènement en sols renforcés à deux faces opposées (F.H.W.A.1997).

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

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

2.5.2 R.R. Berg et al. (2009)

Berg, R.R. et al. (2009) ont décrit dans les guides de la F.H.W.A 2009, que ce type des murs de soutènement est à géométrie complexe, la pression des terres actives derrière la zone renforcée est modifiée et deux cas sont envisagés (Fig. 2.25):

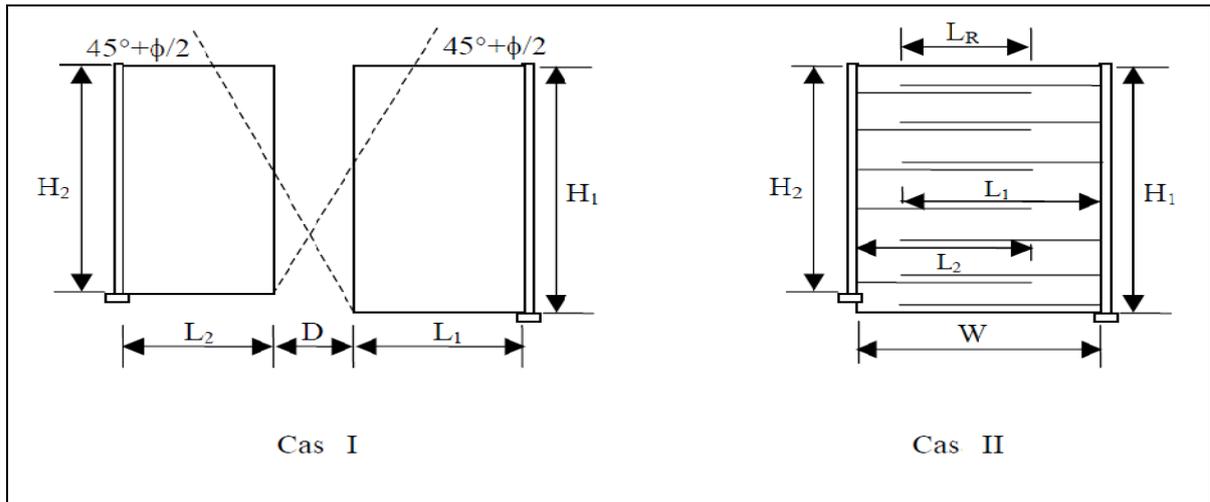


Fig. 2.25. Conception des murs à deux faces opposées, (F.H.W.A.2009.)

• **Cas I :**

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

Théoriquement, si la distance D entre les deux murs, est inférieure à D_i :

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

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

• **Cas II :**

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

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

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

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

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

Les directives décrites sont valables pour les conditions statiques, ainsi que pour les actions sismiques, où l'accélération horizontale au niveau de la fondation est moindre de 0.05g.

2.5.3 J.Han et D.Leshchinsky (2010)

La littérature n'est pas fortunée en ce qui concerne l'analyse du comportement des murs à deux faces opposées, on a tiré celle de J.Han et D.Leshchinsky (2010) (Fig.2.26), qui adoptent les méthodes numériques (avec le logiciel FLAC), pour étudier sous un chargement statique, l'effet du rapport de la largeur à la hauteur du mur (W/H) et la qualité des matériaux de remblai (l'angle de frottement ϕ) sur la surface critique de rupture, la force de traction maximale requise au renfort et la poussée active derrière la zone renforcée.

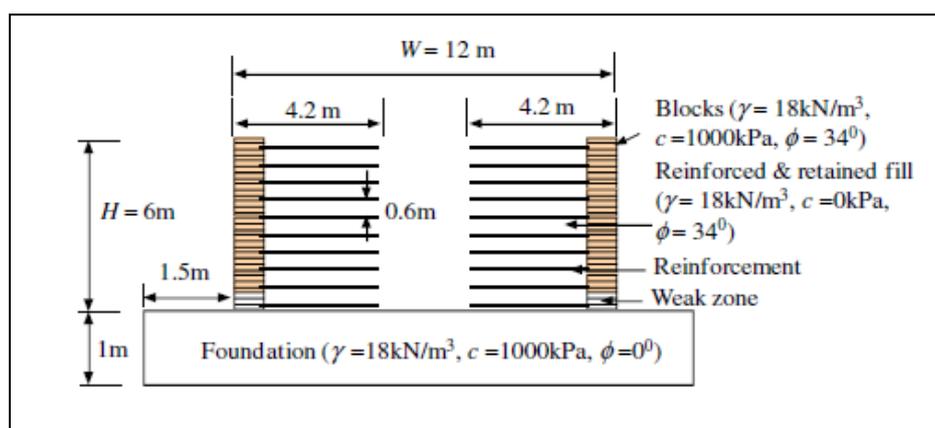


Fig.2.26. Modèle de base, $W/H=2$, (J.Han et D.Leshchinsky 2010).

Les résultats suivants ont été décrits :

-L'analyse de la surface de rupture (Fig.2.27), montre que les deux murs opposés sont effectués de façon indépendante lorsqu'ils sont éloignés ($W/H \geq 2$), ($D \geq 3.6$ m).

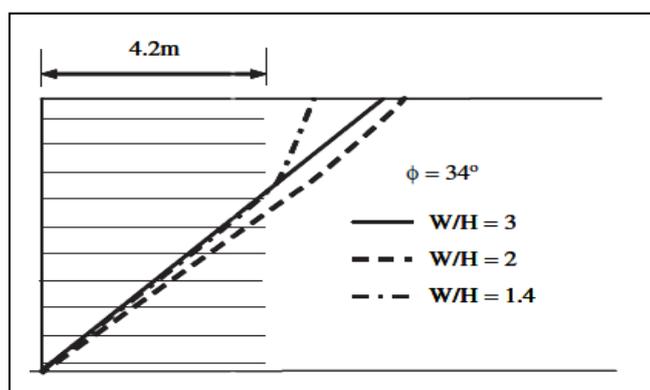


Fig.2.27. Surface de rupture, (J.Han et D.Leshchinsky .2010).

-Lorsque la distance entre les deux murs opposés devient très proche ($W/H=1.4$) ($D=0$ m), la pression latérale des terres derrière la zone renforcée est toujours existante (Fig.2.28.a). La force de traction maximale requise aux renforcements inextensibles diminue légèrement (Fig.2.28.b).

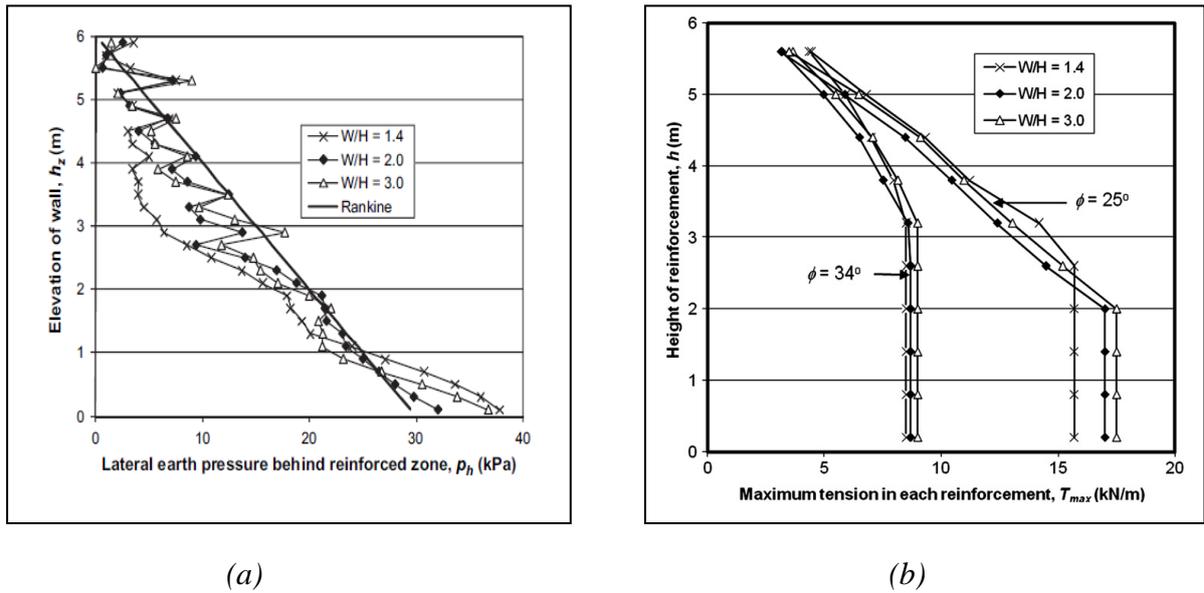


Fig.2.28. Effets de la distance D , (a)pression des terres actives, (b) tractions maximales, (J.Han et D.Leshchinsky .2010).

En outre, l'effet de la connexion des renforts au milieu, quand les murs opposés sont très proches, a également été étudié. La connexion des renforts au milieu réduit légèrement la force de la traction maximale requise au renfort (Fig.2.29).

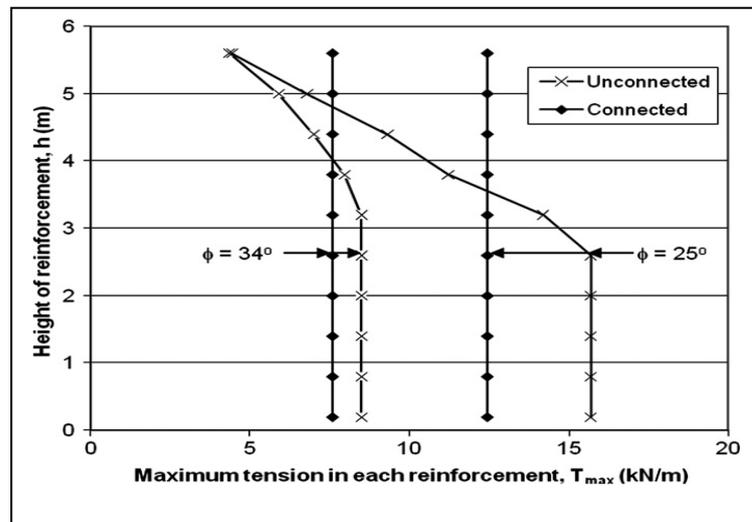


Fig.2.29. Effet de connexion des renforcements au milieu, (J.Han et D.Leshchinsky .2010.).

2.6 CONCLUSION

Après cette synthèse bibliographique sur le comportement des murs de soutènement en sols renforcés sous actions statiques, on peut conclure ce qui suit :

- le dimensionnement des murs de soutènement en sol renforcé selon la norme française NF P 94-270, repose sur la théorie de Meyerhof pour la détermination des contraintes dans le massif renforcé.
- la norme NF P propose une formule empirique pour déterminer la valeur du coefficient de poussée des terres internes à l'ouvrage K , par contre les deux normes américaine et britannique prévoient une solution graphique.
- les deux normes française et britannique adoptent une seule ligne des tractions maximales proche de parement que ce soit pour les renforcements extensibles ou inextensibles, la norme américaine prévoit pour les renforcements inextensibles une ligne des tractions maximales plus éloignée de parement et qui coïncide avec la surface de rupture de Rankine.
- pour la traction au parement, la norme française adopte une solution graphique en fonction de la hauteur de lit de renforcement et le type de parement, la norme américaine propose des coefficients empiriques.
- la distribution des forces des tractions maximales en fonction de la hauteur de mur sous chargement statique est linéaire.
- l'analyse de la rupture, des murs de soutènement à parement flexible renforcés par les géosynthétiques, montre que le cisaillement maximal est observé dans trois zones.
- les études récentes sont focalisées sur la détermination du coefficient de poussée interne K ; et le développement d'une nouvelle méthode « K -Stiffness » qui a permis de prévoir une distribution trapézoïdale, en cas de renforcement extensibles et inextensibles, qui elle n'est pas encore adoptée par les normes.
- le comportement sous chargement statique des murs opposés constituant un remblai d'accès de pont sous chargement statique est moins traité dans la littérature, la norme française ne donne aucune directive pour ce cas des murs ; le nouveau guide de la FHWA décrit ce cas comme à géométrie complexe, selon ce guide, la distance D entre les deux murs opposés est le paramètre clé pour le dimensionnement de ce type de mur, des études numériques en différences finies ont montrés l'influence de cette distance.

Ces conclusions seront très utiles pour la suite de la présente étude.

Chapitre 3 :

COMPORTEMENT DES MURS DE SOUTÈNEMENT EN SOLS RENFORCÉS SOUS ACTIONS SISMIQUES

3.1 INTRODUCTION

Après récents tremblements de terre d'intensité assez sévère, il a été observé que les murs de soutènement en sol renforcé s'adaptent très bien aux séismes. Le comportement flexible et la capacité d'absorption d'énergie sont les causes principales de leur résistance aux conséquences de ces séismes.

Les approches de calcul des pressions sismiques des terres actives agissant sur la paroi des murs de soutènement, les différentes justifications et les différents paramètres influençant le comportement des murs de soutènement en sol renforcé sous les actions sismiques sont présentées dans ce chapitre et à partir de cas historiques, nous citons la performance des ces murs vis-à-vis des récents tremblements des terres.

3.2 MÉTHODES DE CALCUL DES PRESSIONS ACTIVES DYNAMIQUES AGISSANT SUR LA PAROI D'UN MUR DE SOUTÈNEMENT

De nos jours, les méthodes utilisées pour calculer la pression dynamique de la terre sur les murs de soutènement peuvent être classées en trois principaux groupes:

- les analyses à l'état limite, dans lesquelles un mouvement relatif considérable se produit entre le mur et le sol pour mobiliser la force de cisaillement du sol.
- les analyses élastiques, dans lesquelles un mouvement relatif entre le sol et le mur est limité, par conséquent, le sol se comporte dans son domaine élastique linéaire. Le sol peut être considéré comme un matériau élastique linéaire.
- les analyses numériques, dans lesquelles le sol est modélisé avec un comportement réel non-linéaire.

Les analyses de l'état-limite ont été développés par Mononobe et Okabe (Mononobe et Matuo ,1929); Okabe ,1926). L'approche Mononobe-Okabe a plusieurs variantes (Ex : Seed et Whitman ,1970). Une partie de sol délimitée par la paroi est supposée se déplacer comme un bloc rigide, avec prescription d'une accélération horizontale et une accélération verticale.

Dans les analyses élastiques dans lesquelles la paroi est considérée comme étant fixée à la fois contre la déviation et la rotation à la base, les forces de pression calculées sur le mur sont de 2,5 à 3 fois plus grande que celles déterminées par l'approche Mononobe-Okabe, donc les solutions élastiques sont généralement considérées comme trop conservatrices et inappropriées pour une utilisation dans les applications de conception.

Le troisième groupe comprend l'analyse numérique non linéaire pour trouver les déformations des murs de soutènement induites par le tremblement de terre.

Les analyses numériques devraient être capables de prendre en compte le comportement élastique non linéaire du sol et des interfaces entre le sol et le mur, en utilisant les méthodes des différences finies ou des éléments finis.

3.2.1 L'analyse à l'état limite

3.2.1.1 Les approches pseudo-statiques

La stabilité sismique des structures de soutènement est habituellement analysée par l'approche pseudo-statique dans laquelle les effets de tremblements de terre sont exprimés par des accélérations horizontales et verticales constantes attachées à la masse.

La sollicitation sismique est de cette façon prise en compte sous la forme d'un chargement statique particulier, exprimé comme le produit d'un coefficient sismique K et le poids W de la masse.

La forme la plus courante de l'analyse pseudo- statique considère que les effets de tremblements de terre secouent par les accélérations pseudo-statiques produisent des forces d'inertie, F_h et F_v , qui agissent par l'intermédiaire du centroïde de la masse dans les directions horizontale et verticale respectivement. Les grandeurs des forces pseudo-statiques sont;

$$F_h = \frac{a_h}{g} W = K_h W \quad (3.1)$$

$$F_v = \frac{a_v}{g} W = K_v W$$

Où :

a_h et a_v : les accélérations pseudo-statiques horizontale et verticale .

K_h et K_v : les coefficients des accélérations pseudo-statiques verticale et horizontale.

W : le poids de la surface en rupture de sol.

L'analyse pseudo-statique est relativement simple et directe. Les expériences ont montré que l'analyse peut ne pas être fiable pour les sols qui s'accumulent de grandes pressions interstitielles. Okabe (1926), Mononobe et Matuo (1929) ont été les pionniers pour obtenir les coefficients de pression des terres actives et passives dans les conditions sismiques. C'était une extension de la méthode de Coulomb dans le cas statique pour la détermination des pressions des terres en tenant compte de l'équilibre d'un coin non triangulaire (Fig.3.1), la méthode est désormais connue sous le nom de la méthode Mononobe-Okabe.

L'approche Mononobe-Okabe est précieuse en fournissant une bonne évaluation de la magnitude de la force dynamique maximale agissant sur un mur de soutènement.

Cependant, la méthode est basée sur trois hypothèses fondamentales :

- Le mur a déjà suffisamment déformé vers l'extérieur pour générer le minimum de la pression active de la terre.
- Une partie du sol, avec une surface plane coulissante en cours d'exécution à travers la base de la paroi, est sur le point de défaillance avec une force maximale de cisaillement mobilisée le long de la longueur de la surface.
- Le sol derrière le mur se comporte comme un corps rigide de telle sorte que l'accélération peut être homogène tout au long du remblai à l'instant de la rupture.

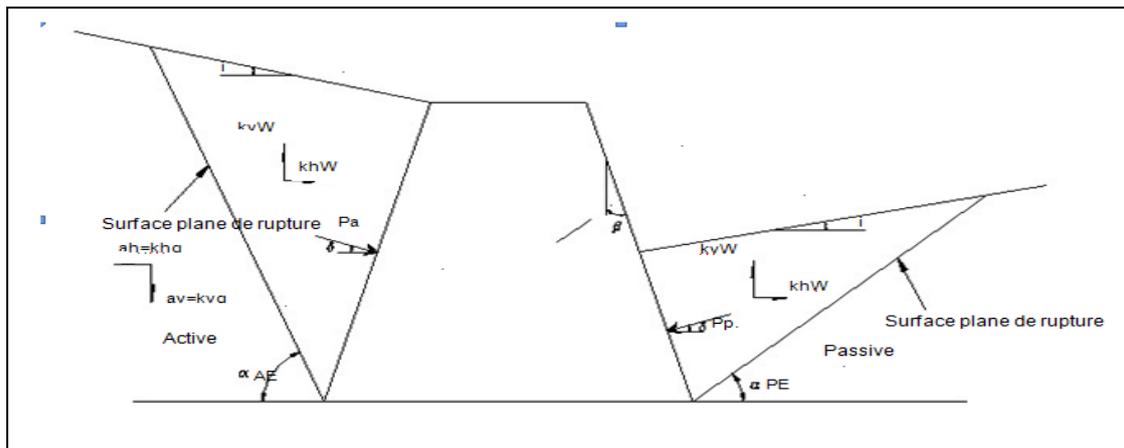


Fig.3.1. Surface de rupture et forces agissantes considérées par Mononobe et Okabe.

L'expression pour le calcul de la force sismique active, P_{ad} , est donnée par les équations de Mononobe-Okabe :

$$P_{ad} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm K_v) H^2 K_{ad} \quad (3.2)$$

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 \pm \left(\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - i - \theta)}{\cos(\delta + \beta + \theta) (\cos(i - \theta))} \right)^{0.5} \right]^2} \quad (3.3)$$

Où

γ : poids unitaire du sol.

H : hauteur verticale de la paroi.

K_{ad} : coefficient sismique de pression de la terre active.

φ : angle de frottement du sol.

δ : angle de frottement à la paroi.

β : inclinaison de mur par rapport à la verticale.

i : inclinaison de la chaussée par rapport à l'horizontale.

K_h : coefficient d'accélération sismique dans la direction horizontale.

K_v : coefficient d'accélération sismique dans la direction verticale.

θ : l'angle d'inclinaison de l'accélération apparente vaut :

$$\theta = \operatorname{tg}^{-1}\left(\frac{K_h}{1 - K_v}\right)$$

Seed et Whitman (1970) ont donné des solutions pratiques pour l'incrément de la force dynamique dans l'équation de Mononobé-Okabé pour une pression active, une accélération verticale prise égale à zéro, une paroi à remblai horizontale et un angle de frottement effectif d'environ 35°. Cette approximation peut être exprimée par la formule :

$$\frac{\Delta P_{ad}}{\gamma H^2} = \frac{3}{8} K_h \quad (3.4)$$

Dans l'analyse de Mononobe-Okabe, le point d'application de la force sismique totale de la terre est considéré comme étant à $H/3$ de la base du mur, mais les résultats expérimentaux montrent qu'il est légèrement au-dessus d' $H/3$ de la base du mur pour le cas d'activité sismique. Seed et Whitman (1970) ont recommandé que la composante dynamique à prendre soit à $0,6 H$.

3.2.1.2 Les approches Pseudo-dynamiques

Dans cette approche, l'avancement de progrès par rapport à la précédente approche, c'est que la nature dynamique de chargement de tremblement des terres est considérée d'une manière approximative et simple. La différence de phases et les effets d'amplification au sein de la masse du sol sont considérés le long des accélérations de l'inertie.

Steedman et Zeng (1990) considèrent une accélération horizontale harmonique d'amplitude a_h à la base du mur, en supposant pour la simplicité que $i = \beta = K_v = 0$ (Fig.3.2).

A des profondeurs supérieures de la surface du sol(z), l'accélération peut être exprimée comme suit:

$$a_h(z, t) = a_h \sin\left[\omega\left(t - \frac{H - z}{V_s}\right)\right] \quad (3.5)$$

Où

ω : la fréquence angulaire.

t : le temps écoulé.

V_s : vitesse de l'onde de cisaillement.

La surface de rupture plane, assumée inclinée d'un angle α par rapport à l'horizontale (Fig.3.2), est prise en considération le long de l'analyse avec la force sismique et le poids de bloc en rupture.

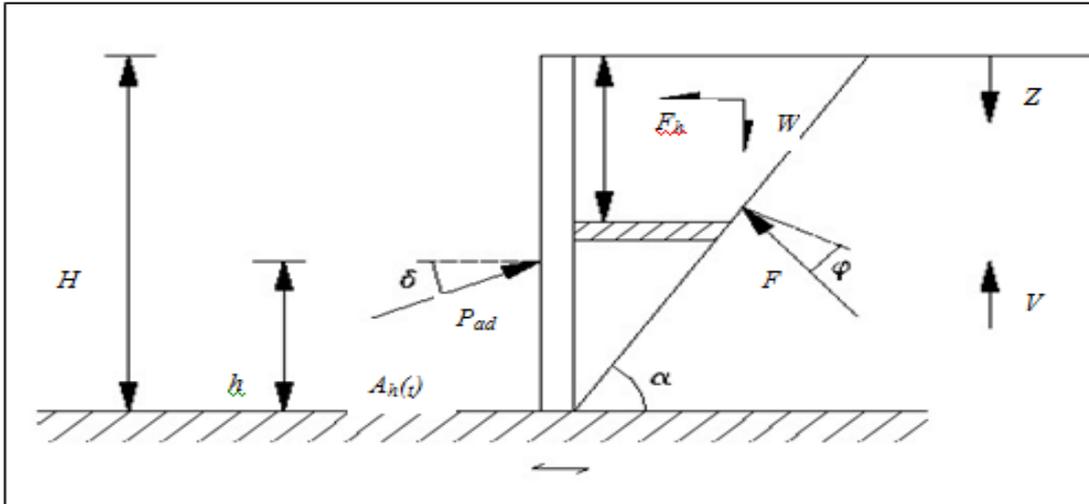


Fig.3.2. Système considéré par Steedman et zeng(1990) pour l'approche pseudo-dynamique.

La force active sismique sur la paroi est exprimée par :

$$P_{ad}(t) = \frac{F_h(t) \cos(\alpha - \varphi) + W \sin(\alpha - \varphi)}{\cos(\delta + \varphi - \alpha)} \quad (3.6)$$

$$\text{et } F_h(t) = \frac{\lambda \gamma a_h}{4\pi^2 g \tan \alpha} [2\pi H \cos \omega \xi + \lambda(\sin \omega \xi - \sin \omega t)]$$

$F_h(t)$: est La force horizontale totale d'inertie agissant sur le mur.

$$\text{Ou } \lambda = \frac{2\pi V_s}{\omega}$$

$$\text{et } \xi = 1 - \frac{H}{V_s}$$

Le point d'application de la force active sismique totale est h_d à partir de la base du mur, il est déterminé par la relation :

$$h_d = \frac{2\pi H^2 \cos \omega \xi + 2\pi \lambda H \sin \omega \xi - \lambda^2 (\cos \omega \xi - \cos \omega t)}{2\pi H \cos \omega \xi + \pi \lambda (\sin \omega \xi - \sin \omega t)} \quad (3.7)$$

Ce point d'application de la force sismique pour les mouvements de très basse fréquence (moins à H / λ , de sorte que le remblai se déplace essentiellement en phase) est $h_d = H / 3$. Pour les mouvements de fréquences plus élevées, h_d se déplace vers le haut de la base de mur. Cette solution représente la non-uniformité de l'accélération au sein de la masse du sol, mais ne tient pas compte de l'amplification dynamique.

3.2.2 L'analyse au déplacement

La paroi de mur de soutènement qui subi un mouvement sismique vibre avec le sol et peut-être facilement déplacé de sa position originale.

Richard et Elms (1979) ont recommandé que, l'action dynamique des pressions actives, puisse être calculée par la méthode de Mononobé-Okabé, elle est exprimée par la formule suivante :

$$P_{ad} = 0.5\gamma H^2 \frac{(1 \pm K_v) \cos^2(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 \pm \left(\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - i - \theta)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)} \right)^{0.5} \right]^2} \quad (3.8)$$

3.2.3 Comparaison entre les différentes approches

Il est important de comparer les valeurs de la pression des terres calculées en utilisant des approches différentes. Le tableau (Tab.3.1) montre les comparaisons pour des calculs effectués, où les données suivantes ont été utilisées:

$H=6\text{m}$, $c=0$, $\varphi=34^\circ$, $\delta=17^\circ$, $\gamma=17.3\text{kN/m}$, $k_h=0.3$, et $k_v=0.3$.

Tab. 3.1. Comparaison entre les différentes approches, (choudhury .2005.).

L'approche	Mononobe-Okabe	Steedman-Zeng	Richards et Elms
Pression sismique des terres actives P_{ad} (Kn /m)	145.16	141.24	100.92
Point d'application de P_{ad} à partir de la base (m)	2.72	2.0	2.33

Les valeurs obtenues par les différentes approches montrent que les forces dynamiques des pressions actives calculées par l'approche pseudo-dynamique (Steedman et Zeng) et par l'analyse de déplacement (Richards et Elms) sont moindres que celle de Mononobe-Okabe. Ce qui résulte que la méthode de Mononobé-Okabé est plus défavorable, mais la différence des valeurs obtenues n'est pas large. L'approche pseudo statique a l'avantage d'être plus facile pour l'application au mur de soutènement, c'est pour ça qu'elle a été adoptée par plusieurs codes pour le calcul des pressions actives dans les murs de soutènement en sols renforcés (Ex : A.A.S.H.T.O 2007).

3.3 JUSTIFICATION DES MURS DE SOUTÈNEMENT EN SOL RENFORCÉ SOUS SÉISMES

3.3.1 Poussée active sismique du terrain :

Sous séisme, les forces de poussée d'un sol sur un mur en sol renforcé peuvent être prises en compte sous la forme d'un chargement pseudo-statique en utilisant la méthode de Mononobe-Okabe.

Cette méthode consiste à prendre en compte l'action du séisme sous la forme d'une accélération horizontale et d'une accélération verticale qui se cumulent à l'accélération de la pesanteur.

Le poids volumique apparent du remblai devient :

- suivant la direction horizontale : $\gamma_h = \gamma K_h$
- suivant la direction verticale : $\gamma_v = \gamma K_v$

Avec K_h : coefficient sismique horizontal

K_v : coefficient sismique vertical

$$\theta = \arctan\left(\frac{K_h}{1 \pm K_v}\right)$$

La méthode de M.O consiste :

- à faire subir fictivement à l'ensemble ouvrage/sol une rotation d'angle θ , de façon à ce que l'accélération résultante g' coïncide avec la verticale (Fig.3.3) ;
- à remplacer l'intensité g du champ de pesanteur par l'intensité g' de l'accélération résultante ;
- à déterminer de manière classique le coefficient de poussée K_{ad} , en considérant la même inclinaison δ qu'en statique.

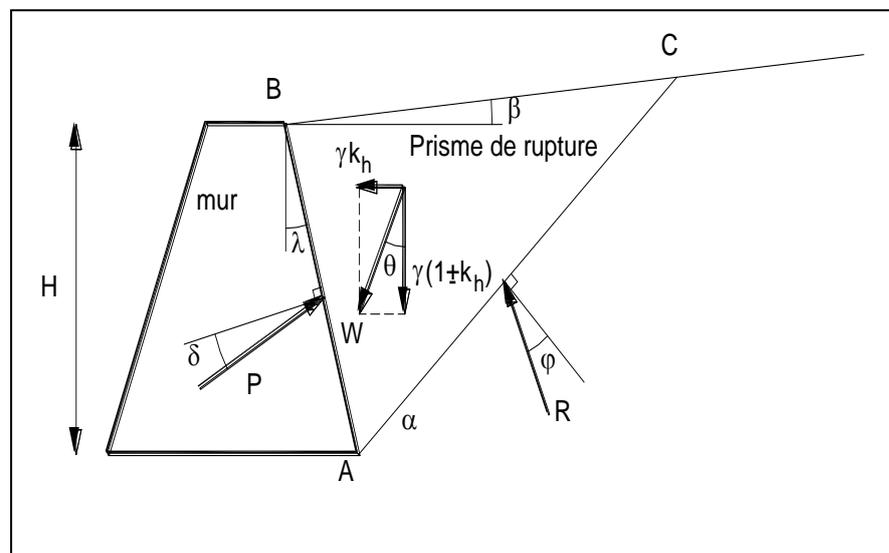


Fig.3.3. Les différents chargements pour la méthode de Mononobe-Okabe.

La force sismique de la pression active des terres :

$$P_{ad} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm K_v) H^2 K_{ad} \tag{3.9}$$

Avec :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \lambda - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \lambda \cos(\delta + \lambda + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \lambda + \theta) \cos(\beta - \lambda)}} \right]^2} \tag{3.10}$$

3.3.2 Superposition des actions statiques et dynamiques :

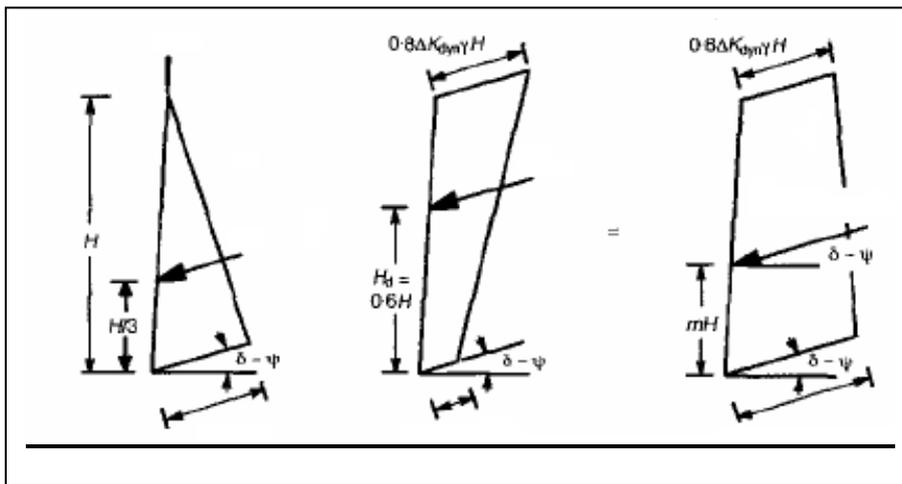


Fig. 3.4. Exemple de superposition des actions statiques et dynamiques, (Bathurst et Cai .1995).

Le calcul des pressions actives sismiques repose sur le principe de superposition des actions statiques et dynamiques (Fig.3.4). Bathurst et Cai (1995) ont proposé la formule de superposition suivante :

$$P_{ae} = P_A + \Delta P_{dyn} \quad \Delta P_{dyn} = K_h W \tag{3.11}$$

Où :

$$(1 \pm K_v) K_{ae} = K_A + \Delta K_{dyn}$$

Remarque :

La valeur de l'angle δ de frottement terrain-mur est plus faible en régime dynamique qu'en statique. Il conviendra de prendre des angles inférieurs à $\varphi/3$. Dans la pratique on adoptera le plus souvent $\delta = 0$.

3.3.3 Application des Normes Américaines « AASHTO »

3.3.3.1 Stabilité externe :

Ajouter aux forces statiques agissant sur la structure, 50% de la poussée sismique P_{AE} et la force totale d'inertie P_{IR} (Fig.3.5). La poussée sismique P_{AE} réduite est utilisée parce qu'il est peu susceptible faire un maximum de ces deux forces simultanément.

L'accélération maximale moyenne dans le massif est donnée par la formule :

$$A_m = (1.45 - A)A \tag{3.12}$$

Où :

A = coefficient d'accélération maximum de sol, A.A.S.H.T.O, Division 1A.

A_m = coefficient d'accélération maximum de mur au centre de surface de la masse de mur (centroïde).

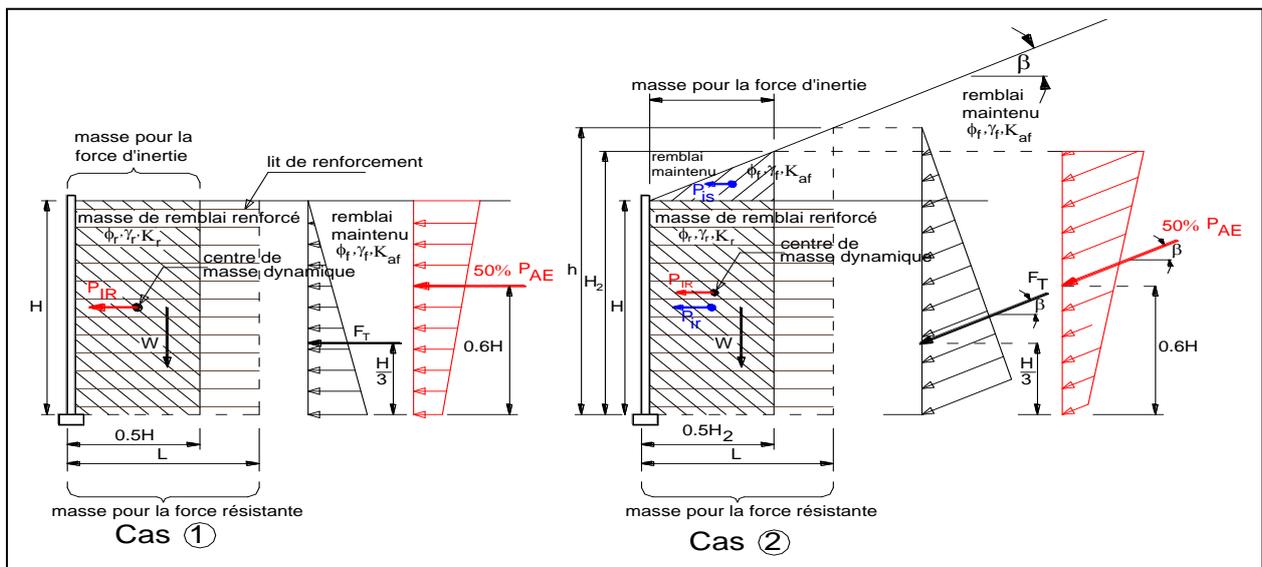


Fig. 3.5. Forces sismiques agissantes sur un mur de soutènement (stabilité externe), selon AASHTO.

Cas 1

$$\begin{aligned} P_{IR} &= 0.5A_m \gamma_r H^2 \\ P_{AE} &= 0.375A_m \gamma_r H^2 \end{aligned} \tag{3.13}$$

Cas 2

$$\begin{aligned} H_2 &= H \cdot \frac{\tan \beta \cdot 0.5H}{(1 - 0.5 \tan \beta)} \\ P_{IR} &= P_{ir} + P_{is} \\ P_{ir} &= 0.5A_m \gamma_f H_2 H \\ P_{is} &= 0.125A_m \gamma_f (H_2)^2 \tan \beta \\ P_{AE} &= 0.5\gamma_f (H_2)^2 \Delta K_{AE} \end{aligned}$$

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \xi - 90 + \theta)}{\cos \xi \cos^2(90 - \theta) \cos(I + 90 - \theta + \xi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi - I) \sin(\varphi - \xi - I)}{\cos(I + 90 - \theta + \xi) \cos(I - 90 + \theta)}} \right]^2} \quad (3.14)$$

Où :

$I = \beta$: angles (voir fig3.5)

$\xi = \arctan ((K_h / (1 - K_v)))$

φ : l'angle de frottement de sol

θ : angle (voir Fig.3.5)

3.3.3.2 Stabilité interne :

Les charges sismiques produisent une force d'inertie P_I agissant horizontalement, en plus de forces statiques existantes (Fig.3.6).

On suppose que l'endroit et la pente de la ligne maximum de force de traction ne change pas pendant le chargement sismique.

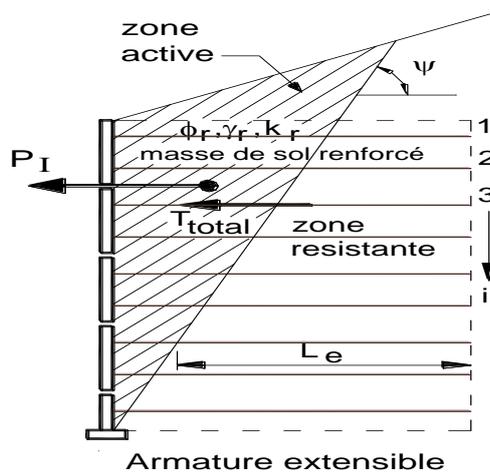


Fig.3.6. Stabilité interne sismique (renforcement extensible), selon les normes AASHTO.

Les étapes de calcul pour des analyses de stabilité interne en ce qui concerne le chargement sismique sont comme suit :

Calculer l'accélération maximum dans le mur et la force P_I par largeur d'unité agissant au-dessus de la base :

$$P_I = A_m W_A \quad (3.15)$$

où : W_A est le poids de la zone active (secteur ombragé sur la Fig.3.6) et A est le coefficient d'accélération d'emplacement d'AASHTO, où A_m peut être réduit à base sur le mouvement latéral admissible.

Calculer l'incrément dynamique T_{md} directement induit par la force d'inertie P_I dans les renforcements en distribuant P_I dans les différents renforcements proportionnellement à leur « secteur résistant » (L_{ei}) sur une charge par base de largeur de mur d'unité. Ceci mène à :

$$T_{md} = P_I \frac{L_{ei}}{\sum_{i=1}^n (L_{ei})} \quad (3.16)$$

Ce qui est la longueur résistante du renforcement au niveau i divisé par la somme des longueurs résistantes pour tous les niveaux de renforcement.

La force de traction maximum est :

$$T_{total} = T_{max} + T_{md} \quad (3.17)$$

Vérifier la stabilité de la rupture et l'arrachement du renforcement, avec des facteurs de résistance Φ séismiques, comme ci- après :

- Pour la rupture de renforcement géosynthétiques, il doit être conçu pour résister à la charge statique et au composant dynamique de la charge comme suit :

Pour le composant statique :

$$S_{rs} \geq \frac{T_{max} \cdot RF}{\Phi R_c} \quad (3.18)$$

Pour le composant dynamique, où la charge est appliquée pendant une courte période, la réduction de fluage n'est pas exigée et donc :

$$S_{rt} \geq \frac{T_{md} \cdot RF_D \cdot RF_{ID}}{\Phi R_c} \quad (3.19)$$

R_{FD} : coefficients de réduction des agressions chimiques dues à l'environnement dans lequel les renforcements se trouvent placés ;

RF_{ID} : coefficients de réduction des agressions mécaniques subies par les renforcements lors de leur mise en place dans l'ouvrage.

Par conséquent, la force finale du renforcement géosynthétiques exigée est :

$$T_{ult} = S_{rs} + S_{rt} \quad (3.20)$$

Où S_{rs} est la force de renforcement par largeur d'unité requise pour résister au composant statique de la charge et S_{rt} la force de renforcement requise pour résister au composant dynamique ou transitoire de la charge.

- Pour l'adhérence sous le chargement séismique, pour tous les renforcements, le coefficient F^* de frottement devrait être réduit à 80 % de la valeur statique, menant :

$$L_e \geq \frac{T_{total}}{\Phi (0.8F^* \alpha \sigma_v C R_c)} \quad (3.21)$$

Φ : facteur de résistance pour l'adhérence du renforcement = 1.20 ; Tableau 11.5.6-1 de AASHTO (2007). Pour α , C et R_c sont définies dans AASHTO 2007.

- Pour la connexion parement/renforcement sous chargement sismique, le parement doit être conçu pour résister à la charge statique et au composant dynamique de la charge comme suit :

Pour le composant statique :

$$S_{rs} \geq \frac{T_{\max} \cdot R_{FD}}{0.8\phi(CR_{cr})R_c} \quad (3.22)$$

Pour le composant dynamique :

$$S_{rt} \geq \frac{T_{md} \cdot R_{FD}}{0.8\phi(CR_u)R_c} \quad (3.23)$$

Φ : facteur de résistance pour l'adhérence du renforcement = 1.20 ; Tableau 11.5.6-1 de AASHTO (2007). Pour α , C et R_c sont définies dans AASHTO 2007.

R_{FD} : coefficients de réduction des agressions chimiques dues à l'environnement dans lequel les renforcements se trouvent placés.

CR_{cr} : facteur de réduction qui tient compte de la réduction de la résistance ultime de renforcement à long terme.

CR_u : facteur de réduction qui tient compte de la réduction de la résistance ultime de renforcement à court terme.

3.4 PERFORMANCE DES MURS DE SOUTÈNEMENT EN SOL RENFORCÉ VIS-A-VIS DES RECENTS SÉISMES (Cas historiques)

Le monde a vécu dans les dix dernières années du siècle passé des tremblements des terres de grandes magnitudes ($M_w > 6$), ces séismes ont causé plusieurs dégâts matériels et humaines. Plusieurs recherches ont été faites pour investir et évaluer la performance des structures en sols renforcés notamment les murs de soutènement, parmi lesquels on peut citer les cas historiques suivants :

3.4.1 Séisme de Kobe 1999

J.Koseki (2004) a évalué la performance des murs de soutènements en sols renforcés suite au séisme de Kobe (Japon) ($M_w = 6,9$) survenu le 17 janvier 1999, qui a causé des dommages destructifs aux ponts et à des colonnes en béton armé (Fig.3.7 et Fig.3.8).



Fig.3.7. Défaillance d'une colonne en béton armé, Viaduc Fukae.



Fig.3.8. Effondrement du viaduc de Fukae.

Un mur de soutènement cantilever appuyant une pente de remblai (Fig.3.9.a) a subi une inclinaison importante et des fissures sévères, cependant un mur de soutènement en sol renforcé avec un parement rigide (Fig.1.9.b) a présenté seulement une quantité limitée des déplacements résiduels, il pourrait être utilisé après le séisme avec des modifications mineures.

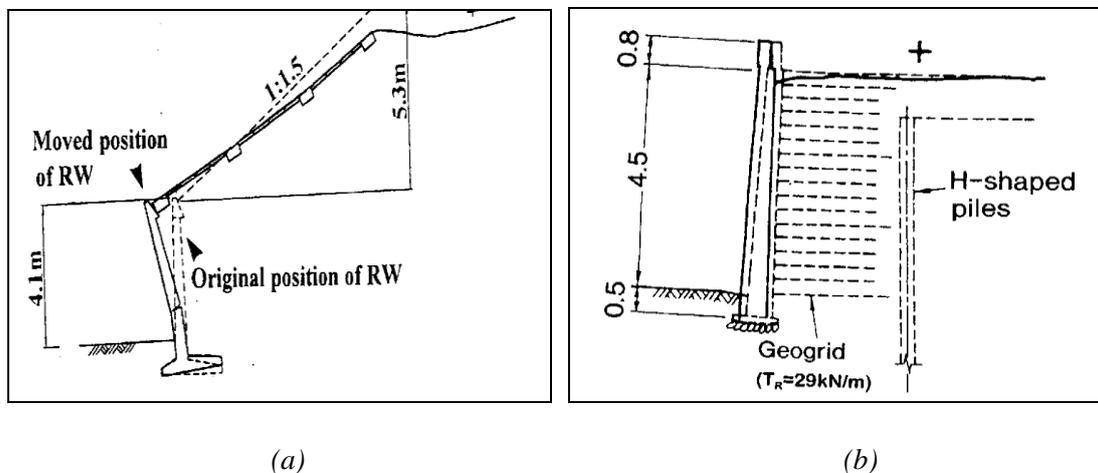


Fig.3.9. Comportement de deux murs de soutènement sous séismes de Kobé, (a) mur cantilever. (b) mur en sol renforcé, (J.Koseki .2004.).

3.4.2 Séisme de Kocaeli (Izmit) 1999

Le 19 août 1999, la Turquie a été frappée par un tremblement de terre destructeur qui est survenu sur le prolongement ouest de 1500 km le long du Nord de l'Anatolie (Fig.3.10), les conséquences de ce séisme ont fourni des données intéressantes sur les mouvements du sol.

Le séisme a frappé des Provinces urbaines et densément peuplées, à savoir Kocaeli et Sakarya, avec une magnitude de 7.4. Son impact sur les infrastructures de transport, ainsi que sur les zones urbaines très peuplées ont attiré l'attention de beaucoup d'ingénieurs et de chercheurs du monde entier.

A.Pamuk et al. (2004) ont établi une investigation sur un pont viaduc à Arifiye (Fig.3.10), effondré en raison des mouvements tectoniques le long de la zone de faille.

Au-delà de l'effondrement grave des tabliers de pont d'Arifiye, l'approche nord du pont (la rampe d'accès) qui a été construite avec un système de mur de soutènement en sols renforcés à deux parements opposés (Fig.3.11) a été légèrement endommagée (Fig.3.12).



Fig.3.10. Dommages au pont d'Arifiye.

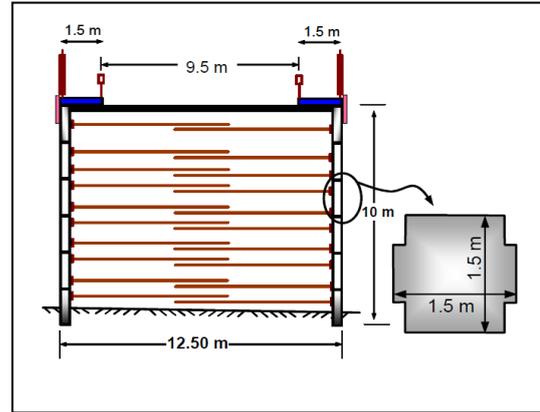
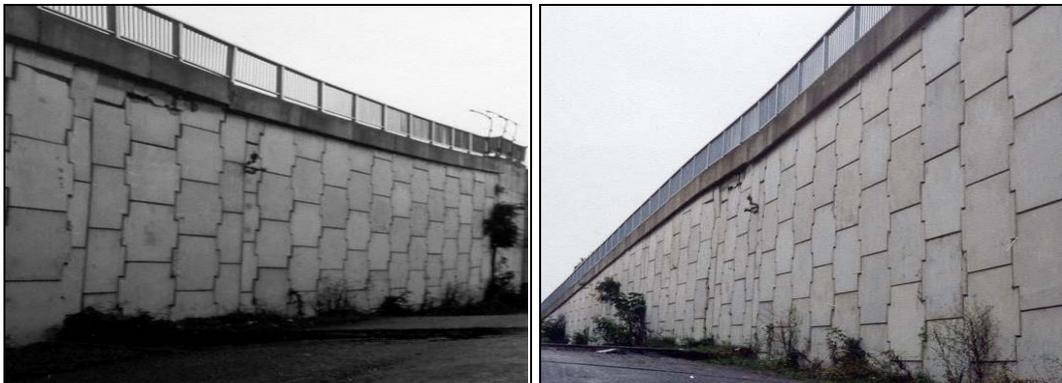


Fig.3.11. Schéma de l'approche de pont d'Arifiye, (A.Pamuk et al. 2004).



(a)

(b)

Fig.3.12. Dommages légers sur les deux faces de mur de soutènement de la rampe d'accès de pont à Arifiye, (a) vue du nord au sud. (b) vue du sud au nord.

La structure a fourni une échelle réelle et unique d'essai sur le terrain pour les structures en sols renforcés dans des conditions de chargement extrêmes. Autrement dit, le système de mur est le premier jamais soumis à un mouvement significatif de sol et des déformations.

La stabilité interne (l'arrachement, la traction des armatures et la rupture de connexion) et la stabilité externe (le glissement, le renversement et la stabilité de fondation d'assise) du système de mur ont été satisfaisantes, le système de mur a prouvé qu'il est flexible et peut soutenir de grandes déformations.

3.4.3 Séisme de Chi-Chi (JI-JI) 1999

Le séisme de Chi Chi (Ji-Ji) (Taiwan) ($M_w = 7.6$) est survenu le 21 septembre 1999, à la suite de la rupture de la faille Che-Long-Pu. La surface de rupture est survenue sur 70 km, plus de 2200 personnes ont été tués et des dommages dévastateurs ont été enregistrés (Fig.3.13 et Fig.3.14).



Fig.3.13. Effondrement de pont Wu-Shi (Taiwan).

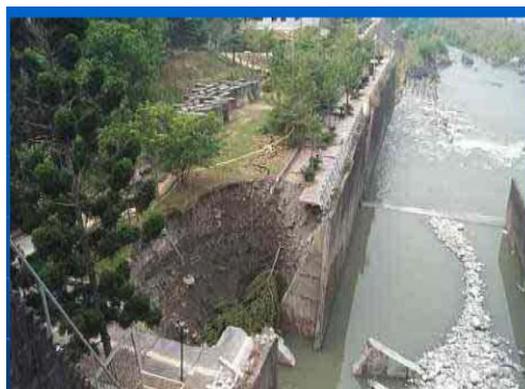


Fig.3.14. Dommages sur un mur de soutènement en sol non renforcé (Taiwan).

Hoe et al. (2001) ont constaté que malgré les conceptions parasismiques effectuées pour les bâtiments, les ponts et les structures géotechniques, plusieurs murs de soutènement en sols renforcés en géosynthétiques avec bloc modulaire ont été endommagés. Par contre, plusieurs sections des murs de soutènement en sols renforcés dans le même site ont bien résisté au tremblement des terres de Chi-Chi (Fig.3.15).



Fig.3.15. Sections d'un mur de soutènement en sols renforcés par géosynthétiques dans la route Ta Kung129 (Taiwan), (a) section endommagée, (b) section non endommagée.

Taiwan est situé dans une région sismiquement active, l'effondrement des murs de soutènement en sols renforcés avec une face en blocs modulaires pourrait être attribué à un manque de conception professionnelle avec un mélange des sections renforcées et des sections non renforcées au sein d'une même structure.

3.5 PARAMÈTRES INFLUENÇANT LE COMPORTEMENT DES MURS DE SOUTÈNEMENT EN SOL RENFORCÉ SOUS ACTIONS SISMIQUES

Suite aux performances signalées sur les murs de soutènement en sol renforcé durant les grands tremblements des terres, plusieurs chercheurs ont procédé à des investigations pour évaluer l'influence d'un certain nombre de paramètres sur leur comportement, en utilisant les différentes approches analytiques, les essais expérimentaux à échelles réelles ou réduites et les analyses numériques utilisant plusieurs codes ; où nous citons quelques-unes.

3.5.1 Les études analytiques

S. Shekarian et al. (2008) ont présenté la nouvelle méthode analytique dite « méthode de tranches horizontales » (*Horizontal slices method*) (Fig.3.16), pour déterminer l'influence des coefficients de l'accélération horizontale et verticale, sur le comportement d'un mur de soutènement de 7m de hauteur, renforcé par des géosynthétiques.

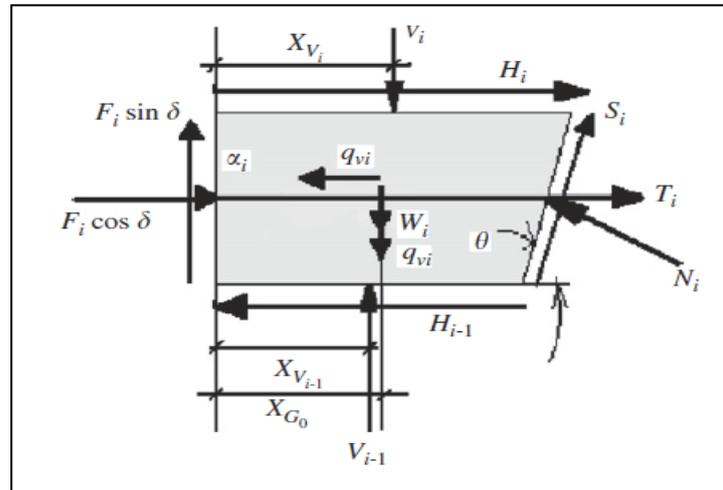


Fig.3.16 .Forces agissantes sur une tranche horizontale avec renforcement, (S .Shekarian et al. 2008)

Pour un coefficient d'accélération horizontale ($Kh=0.15$), la variation du coin de la surface critique de rupture en fonction de l'angle de frottement interne (Fig.3.17) montre que l'angle de coin de rupture obtenue analytiquement est inférieur à celui obtenue par les méthodes d'AASHTO et Rankine. L'angle de coin de rupture diminue avec la diminution de l'angle de frottement interne du sol renforcé.

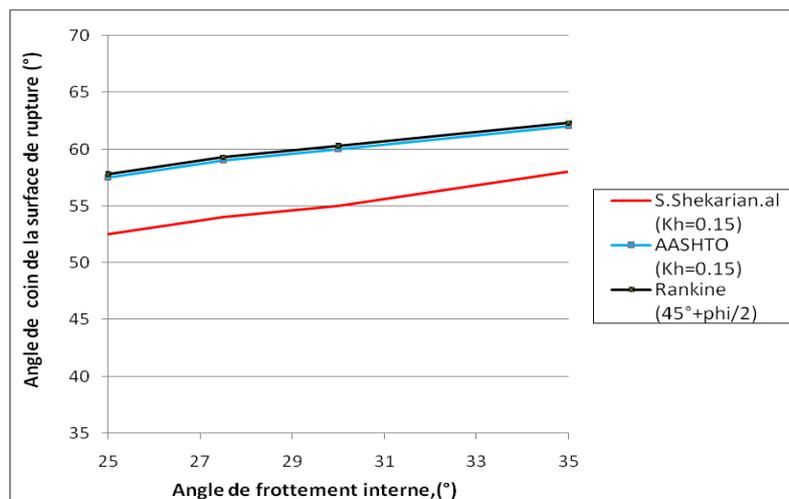
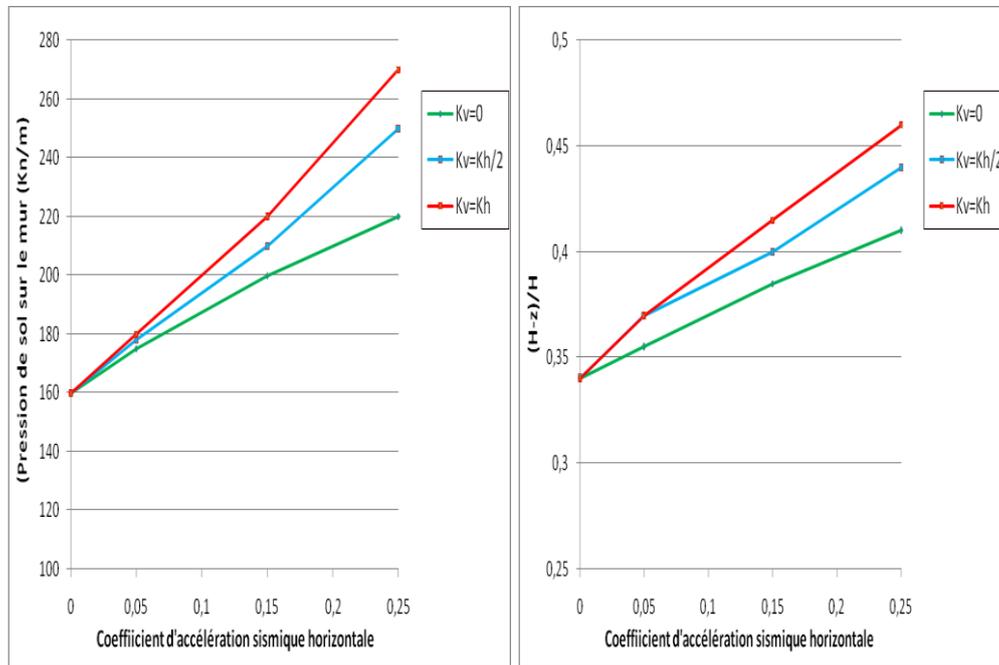


Fig.3.17 . Angle de coin de la surface de rupture, (S .Shekarian et al. 2008).

La résultante des pressions du sol renforcé sur la face du mur augmente avec l'augmentation des coefficients d'accélération horizontale et verticale (Fig.3.18.a).

La hauteur du point d'application de la résultante des pressions du sol renforcé ($\varphi=30^\circ$), augmente avec l'augmentation des coefficients d'accélération sismique horizontale et verticale (Fig3.18.b)



(a)

(b)

Fig.3.18. Pressions du sol renforcé sur le mur, (a) résultante, (b) point d'application pour $\varphi=30^\circ$, (S. Shekarian et al. 2008).

La distribution des forces des tractions le long de mur obtenue analytiquement a la tendance à être linéaire pour les nappes supérieures, cette linéarité est un peu déviée dans les nappes inférieures.

Cette distribution obtenue analytiquement est presque similaire à celle obtenue numériquement par le logiciel MSEW développé par A.A.S.H.T.O (Fig.3.19).

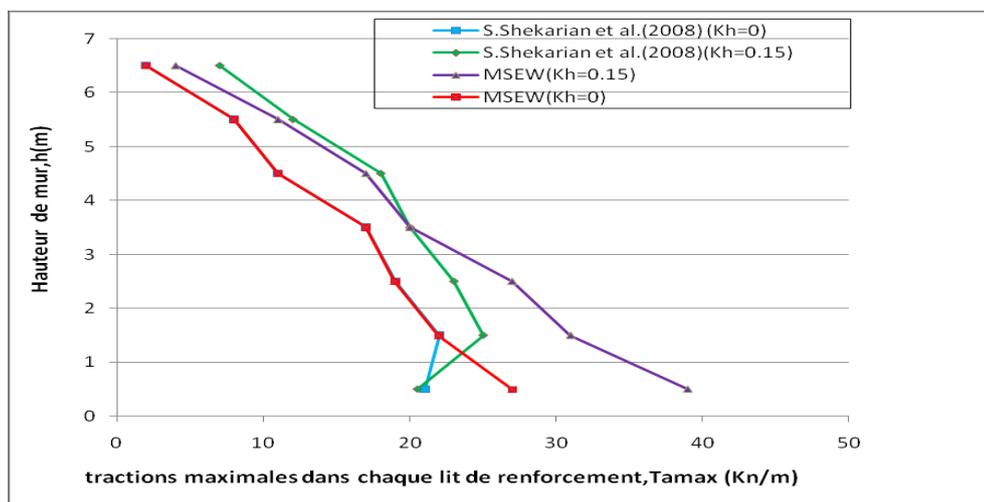


Fig.3.19 .Force maximale de traction dans les renforcements, (S .Shekarian et al. 2008.)

La force de traction maximale requise au renforcement augmente avec l'augmentation du coefficient d'accélération horizontale.

La force de traction maximale requise au renforcement sous chargement sismique est supérieure à celle sous chargement statique ($Kh=0$).

Donc les résultats analytiques par la méthode en progression dite « Méthode des tranches horizontales » montrent que l'angle de frottement interne du sol renforcé et les deux composantes verticale et horizontale de l'accélération sismique sont des coefficients essentiels pour le dimensionnement de la stabilité interne et externe des murs de soutènement en sols renforcés sous actions dynamiques.

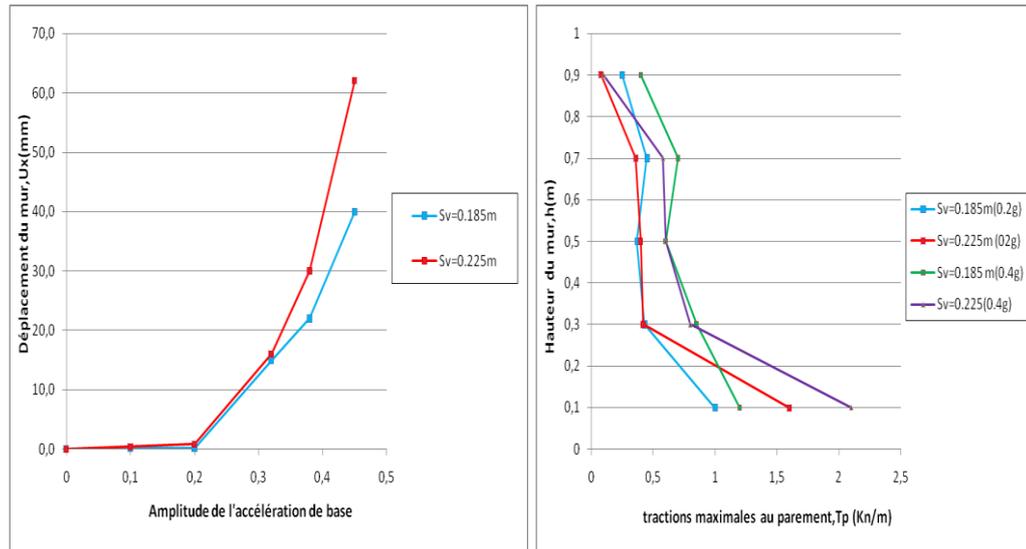
3.5.2 Les études expérimentales

3.5.2.1 M.M.El imam et R.J.Bathurst (2007)

M.M.El imam et R.J.Bathurst (2007) ont étudié l'influence de l'espacement vertical des renforcements sur la réponse des murs de soutènement renforcés aux séismes simulés en utilisant le modèle à échelle réduite d'un mur de 1m de hauteur avec essais sur une table à secousses.

Une série des modèles des murs instrumentés et chargés dynamiquement en utilisant une variation des amplitudes harmoniques enregistrées à la base.

Les résultats expérimentaux montrent que, l'amplitude des déplacements latéraux de la face de mur sous excitation de base, augmente avec l'augmentation de l'amplitude de l'accélération et la décroissance de l'espacement vertical de renforcement (Fig.3.20.a).



(a)

(b)

Fig.3.20. Effet de l'espacement vertical de renforcement, (a) sur le déplacement horizontal, (b) sur la force de traction maximale au parement, (M.El-Emam et J.R.Bathurst 2007).

La distribution de la force maximale dans les renforcements le long de la hauteur de mur est linéaire pour tous cas de chargement, la force de traction requise au renforcement augmente avec l'augmentation de l'espacement vertical de renforcement et de l'accélération horizontale de la base (Fig.20.b).

Donc les études expérimentales montrent que la répartition de la force de traction au renforcement sous chargement sismique est linéaire. L'espacement vertical de renforcement est un paramètre clé pour la stabilité externe et interne des murs de soutènement en sols renforcés sous les actions dynamiques.

3.5.2.2 G.Madhavi Latha et A.M. Krishna (2008)

G.Madhavi Latha et A.M. Krishna (2008) ont étudié l'influence de la densité relative du remblai renforcé sur la réponse des modèles des murs de soutènement sous chargement sismique d'une table à secousse (Fig.3.21).



Fig.3.21. Test d'un mur sur une table à secousse, (G.madhavi et A.M. Krishna .2008).

Des murs à faces flexibles en sols renforcés par des renforcements extensibles, construits à différentes densités, ont été testés pour une excitation relativement faible.

L'effet de la densité de remblai sur la performance sismique des murs de soutènement renforcés est prononcé uniquement pour une densité relative très faible et à une excitation de base plus élevée (Fig.3.22).

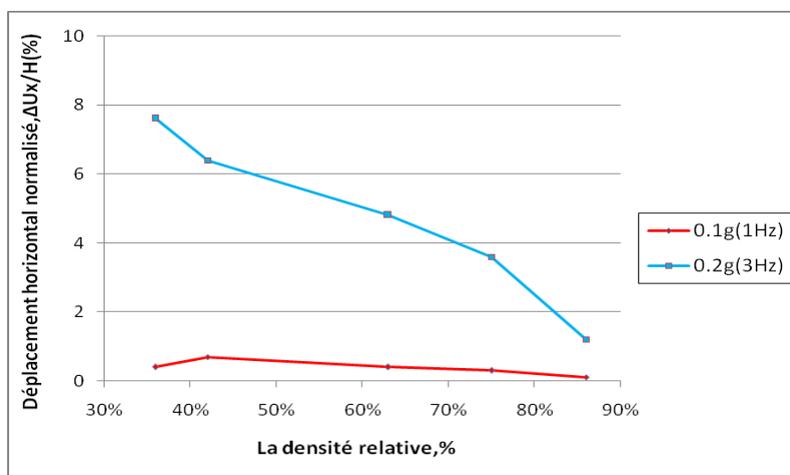


Fig.3.22. Effet de la densité relative du sol renforcé sur la réponse d'un mur avec parement flexible sous excitation sismique, (G.Madhavi Latha et A.M. Krishna .2008).

Lorsqu'ils sont testés à d'excitations de base plus élevées, les murs construits avec des plus grandes densités relatives de remblai ont montré des moindres déformations.

Lorsqu'ils sont testés par de petites excitations de la base, la réponse des murs de soutènement à face flexible n'est pas beaucoup affectée par la densité relative de remblai.

Donc la densité relative de sol renforcé est un paramètre à prendre en compte pour la conception des murs de soutènement en sols renforcés sous actions dynamiques.

3.5.3 Les études numériques

3.5.3.1 K.Hatami et J.R.Bathurst (2000)

K.Hatami et J.R.Bathurst (2000) ont présenté les résultats d'une étude numérique en différences finies (logiciel FLAC), pour étudier l'influence d'un certain nombre de paramètres de conception structurelle liés aux renforcements (la rigidité et la longueur de renforcement) sur la fréquence fondamentale de mur de soutènement en sols renforcés de 6 m de hauteur et 42 m de largeur, l'intensité du mouvement de sol caractérisé par l'accélération maximale du sol est également incluse dans l'étude comme un paramètre supplémentaire.

Pour les renforcements extensibles ($EA=500\text{Kn/m}$), les résultats numériques ne montrent aucune influence de la rigidité, la longueur de renforcement et l'accélération horizontale sur la fréquence fondamentale du mur (Fig.3.23.a).

Pour les renforcements non extensibles ($EA=10000\text{Kn/m}$), et pour des mêmes accélérations, la longueur de renforcement n'a pas d'influence sur la fréquence fondamentale du mur (Fig.3.23.b), L'augmentation de l'accélération horizontale induit une légère diminution de la fréquence fondamentale du mur (Fig.3.23.b).

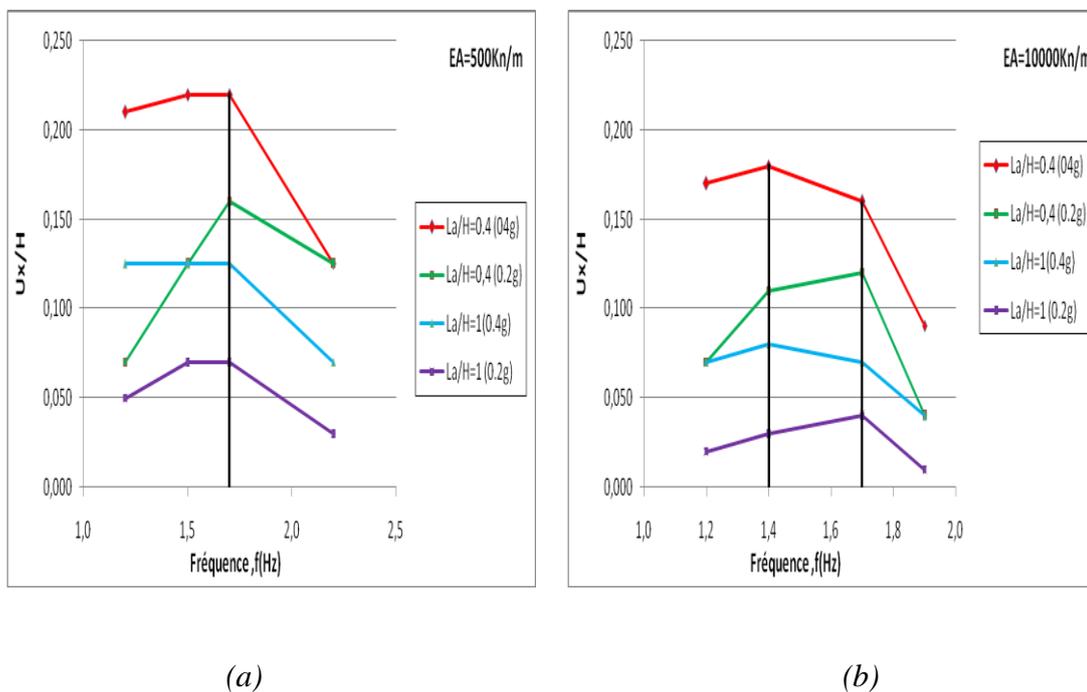


Fig.3.23. Effets de la rigidité de renforcement sur la fréquence fondamentale d'un mur de soutènement ($H=6\text{m}$, $W=42\text{m}$, (K.Hatami et J.R.Bathurst .2000).

Les résultats montrent aussi que la diminution de la rigidité de renforcement et de la longueur de renforcement induit une augmentation de déplacement horizontal maximum pour tous les cas de chargement dynamique étudiés.

L'augmentation de l'accélération horizontale induit une augmentation de déplacement horizontal maximum.

Donc les résultats numériques ne montrent qu'aucune influence des paramètres liés au renforcement (rigidité et longueur de renforcement) et l'accélération horizontale sur la fréquence fondamentale de mur, mais ces paramètres ont une grande influence sur le déplacement horizontal de mur.

3.5.3.2 H .liu et al. (2011)

H.liu et al. (2011) ont procédé à une analyse en éléments finis (le logiciel Abaqus), pour démontrer la réponse des murs de soutènement en blocs modulaires renforcés par des

géosynthétiques sous une excitation sismique (0.4g), les déformations des murs, les surfaces de rupture et les forces de traction au renforcement sont sélectionnées.

Les résultats suivants sont tirés :

Le déplacement horizontal augmente en élévation à partir de la base de mur est le maximum est obtenu en tête, la répartition de la force de traction maximale au renforcement est linéaire et la traction maximale requise au renforcement est dans la nappe inférieure (Fig.3.24 .a.b).

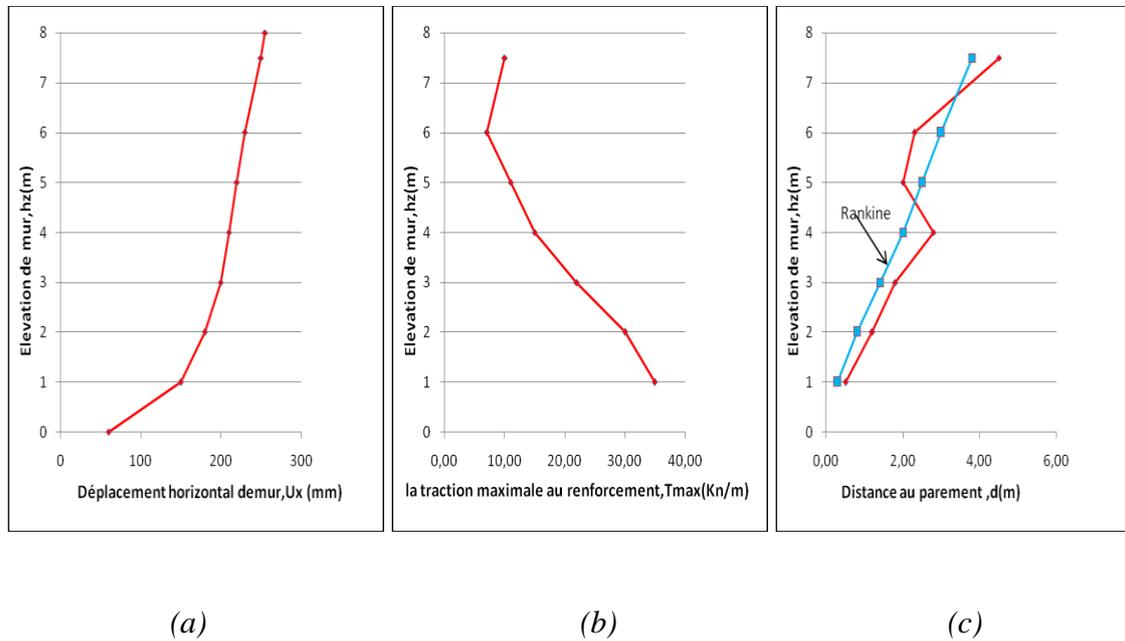


Fig.3.24. Comportement d'un mur de soutènement sous action dynamique, (a) déplacement de mur, (b) répartition des tractions, (c) lignes des tractions maximales, (H .liu et al. 2011).

Sous chargement dynamique, la ligne des tractions maximales (Fig3.24.c) se trouve légèrement derrière la ligne pratique de Rankine « FHWA ». La zone de rupture de sol est élargie en dehors de la zone de renforcement (Fig.3.25). H .liu et al. (2011) indiquent que la longueur des renforcements sera augmentée plus que celle de la conception statique pour prendre en compte la longueur d'adhérence (L_a) et la géométrie de la surface de rupture durant les grands événements sismiques.

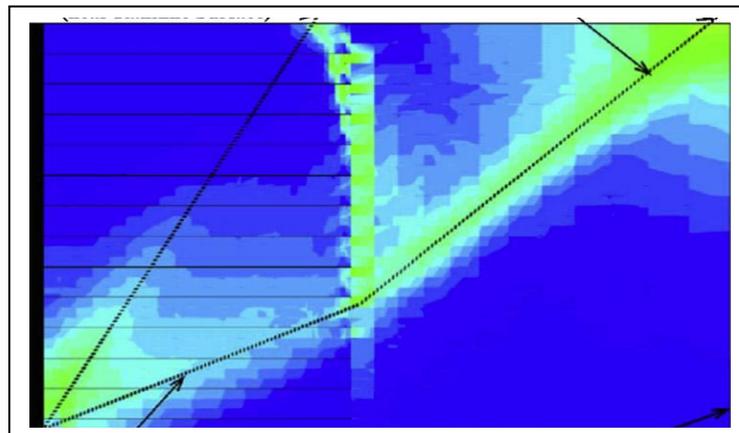


Fig.3.25 . Surface de rupture d'un mur de soutènement en sol renforcé à la fin d'un chargement dynamique, (H .Liu et al. 2011).

3.5.3.3 E .Guler et al. (2011)

E .Guler et al. (2011) ont procédé à une analyse en éléments finis (le logiciel Plaxis), pour étudier l'influence de certains paramètres liés au renforcement, au type de parement et au sol renforcé sur la conception d'un mur de soutènement en sols renforcés de hauteur 6 m sous chargement dynamique.

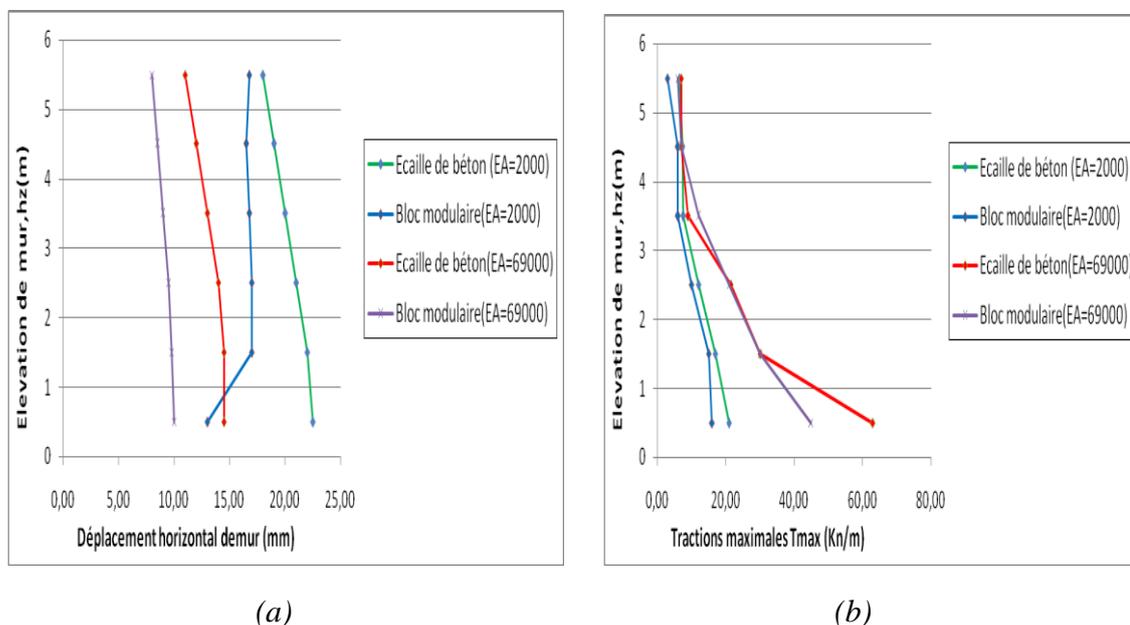


Fig.3.26. Effets de la rigidité de renforcement et le type de parement sur le comportement de mur, (a) Déplacement horizontal, (b) répartition des tractions maximales, (E .Guler et al. 2011).

Sous chargement dynamique, l'endroit de déplacement horizontal maximum n'est pas obligatoirement obtenu en tête de mur (Fig.3.26.a), il augmente avec la diminution de la rigidité. Les murs en écaille de béton subissent plus de maximum de déplacement horizontal que les murs en bloc modulaire.

La répartition de la force de traction dans les renforcements le long de la hauteur du mur est linéaire, la force maximale requise est obtenue pour les nappes inférieures (Fig.3.26.b).

La force de traction maximale requise aux renforcements extensibles (EA=2000Kn/m) est trouvée moindre à celle pour les renforcements inextensibles (EA=69000Kn/m).

La force de traction maximale requise pour un parement en bloc modulaire est moindre à celle obtenue pour un parement en écailles de béton.

Pour un parement en écaille de béton, l'utilisation des sols granulaires induit une augmentation de déplacement maximum du mur (Fig.3.27).

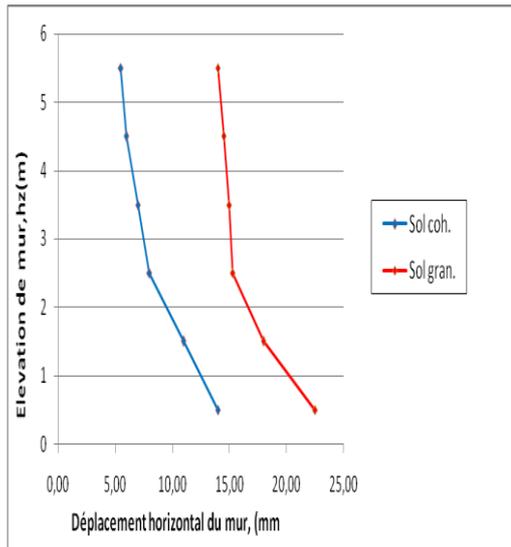


Fig.3.27. Effet du type de sol renforcé, (E .Guler et al. 2011).

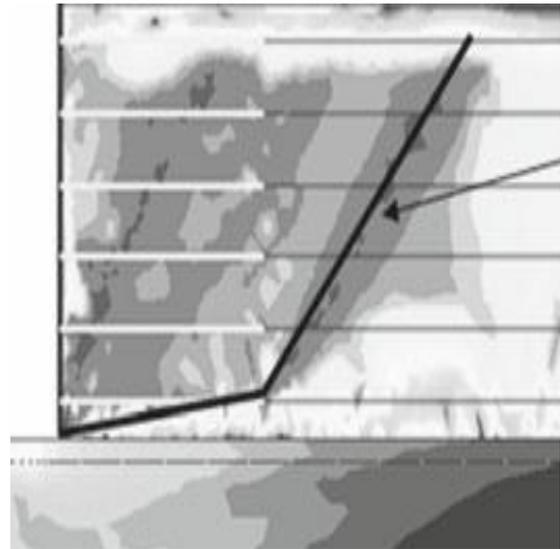


Fig.3.28. Surface de rupture sous actions sismiques, (E .Guler et al. 2011).

La zone de rupture de sol sous actions sismiques est expansée en dehors de la zone de renforcement (Fig.3.28).

Donc les études numériques en élément finis (plaxis et Abaqus) ont montré que les paramètres liés au renforcement, le type de parement et la cohésion de sol doivent être pris en considération dans la conception des murs de soutènement en sols renforcés sous actions dynamiques.

3.6 CAS DES MURS DE REMBLAI D'ACCÈS DE PONT

Lors de la conception sismique, les guides américaines F.H.W.A donnent un simple commentaire sur le comportement des murs à deux faces opposées couramment utilisés pour les rampes d'accès, les recherches pour ce cas de murs sont limitées, où on peut citer le cas suivant fournis par la littérature.

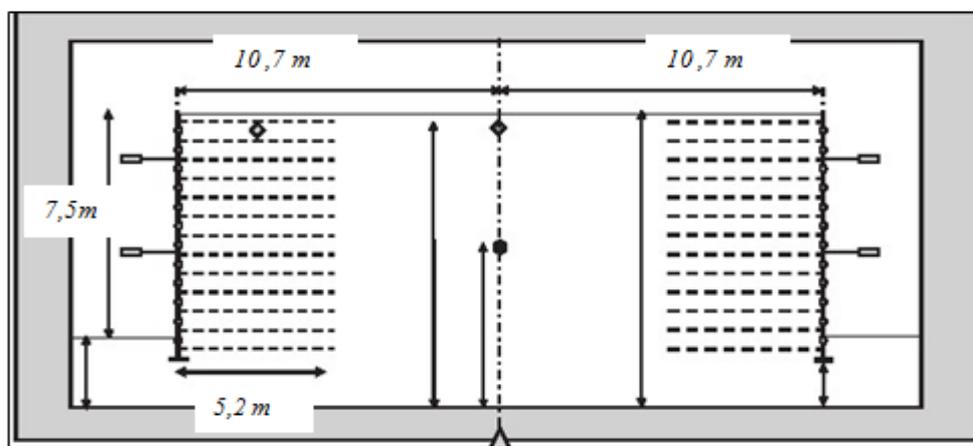


Fig.3.29. Modèle à échelle réelle d'un mur de soutènement à deux faces opposées sous table à secousses, (Anastasopoulos et al. (2010).

Anastasopoulos et al. (2010) ont étudié expérimentalement et numériquement (Abaqus), la performance sismique des murs de soutènement à deux faces opposées renforcés avec nappes de barre (Fig.3.29).

Le modèle de I.Anastasopoulos (2010) est conçu avec un rapport W/H très élevé ($W/H = 2,85$ soit une distance entre les deux murs $D=11\text{m}$), vu que cette distance est supérieure à $D_i \approx 0.5H = 3.75\text{m}$ recommandée par les guides de la F.H.W.A, pour laquelle les deux murs ne peuvent pas être conçu d'une manière indépendante sous chargement statique, alors l'interaction entre les deux murs n'a pas été étudiée.

3.7 CONCLUSION

Après cette synthèse bibliographique sur le comportement sous séismes des murs de soutènement en sols renforcés, on peut conclure ce qui suit :

- l'approche pseudostatique de Mononobe-Okabe est trouvée facile, elle est adoptée par plusieurs normes (Ex : la norme américaine AASHTO).
- selon les normes américaines, la pression dynamique des terres actives est prise égale à moitié de sa valeur exacte.
- les études analytiques, expérimentales (sous tables à secousses) et numériques nous ont fourni une bonne compréhension du comportement des murs de soutènement sous actions dynamiques.
- les paramètres liés aux séismes, aux renforcements, au sol renforcé (cohésion) et la flexibilité de parement ont tous une influence sur la stabilité externe et interne des murs.
- sous un chargement dynamique, la distribution des forces des tractions maximales, la ligne des tractions maximales et la surface de rupture sont similaires à celles sous un chargement statique.
- la synthèse bibliographique a montré que le cas de remblai d'accès de pont couramment réalisé avec deux murs opposés n'est pas traité.

Ces conclusions seront utiles comme références à la suite de la présente étude.

PARTIE II : SIMULATION NUMÉRIQUE

Chapitre 4 :

PRÉSENTATION DES OUTILS DE SIMULATION NUMÉRIQUE

4.1 INTRODUCTION

La méthode des éléments finis (MEF) consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage.

Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité du déplacement réel de la structure en tant qu'objet continu. La MEF est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées. Elle nécessite un grand nombre de calculs qui cause de leur nature répétitive qui s'adaptent parfaitement à la programmation numérique.

Un calcul par éléments finis (le code Plaxis) fournit une masse imposante de résultats, des résultats directement utiles au projeteur : déplacements, contraintes, pressions interstitielles à un stade donné du chargement et des résultats plus mathématiques concernant le déroulement du processus de calcul proprement dit. L'ensemble de ces résultats est accessible, selon que l'on est intéressé par l'un ou l'autre aspect ; c'est également un système de menu arborescent qui permet de sélectionner les informations souhaitées.

4.2 PRÉSENTATION DU LOGICIEL PLAXIS

Conçu par des géotechniciens numériques, le code en éléments finis Plaxis représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique et de l'analyse dynamique. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto plasticité non standard, avec prise en compte des pressions interstitielles (et même la consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable

sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récente (méthode de longueur d'arc). Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné.

4.2.1 Modèles de comportement des sols

Le code PlaxisV8 utilise plusieurs lois de comportement de sol à savoir : le modèle élastique linéaire, modèle de Mohr-Coulomb, modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model. H.S.M), modèle pour sols « mous » (Soft Soil Model. S.S.M), modèle pour sols «mous» avec effet du temps (Soft Soil Creep Model.S.S.C.M), le modèle pour les roches fracturées (Jointed Rock model) et le modèle défini par l'utilisateur.

4.2.1.1 Modèle élastique linéaire

Ce modèle représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope.

Le modèle élastique utilisé dans Plaxis est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement G et le coefficient de poisson ν . L'avantage de G est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ($G_u = G'$), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module de Young non drainé est supérieur au module de Young drainé. Il aurait pu sembler logique, si G est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser K comme second paramètre. D'une part K_u est infini (correspondant à $\nu_u = 0.5$) et il est moins courant d'emploi. G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques. On passe de G à E par la relation :

$$E = 2G(1 + \nu)$$

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

4.2.1.2 Le modèle de Mohr-Coulomb

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Ce modèle comporte cinq paramètres : le module d'Young, E , le coefficient de Poisson, ν , la cohésion, c , l'angle de frottement, φ , et l'angle de dilatance ψ (Fig.4.1).

Fig.4.1. Paramètres de modèle Mohr-Coulomb.

a) Le module de Young

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il paraît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au G_{max} mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module « moyen », par exemple celui correspondant à un niveau de 50% du déviateur de rupture (Fig.4.2).

L'utilisateur doit rester conscient de l'importance du choix du module qu'il prendra en compte. Il n'y a là rien d'étonnant et la même question se retrouve par exemple dans tout calcul classique de fondation, par exemple.

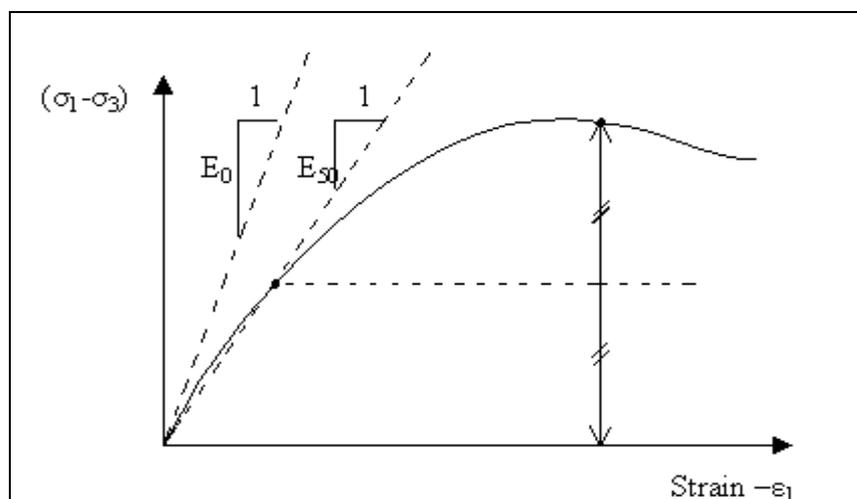


Fig.4.2. Définition du module à 50% de la rupture.

Dans les boîtes de dialogues, on peut aussi rentrer un gradient donnant la variation du module avec la profondeur.

b) Le coefficient de poisson

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

Dans certains cas, comme des problèmes de déchargement particuliers, il peut être réaliste d'employer une valeur initiale aussi faible, mais en général, pour le modèle de Mohr-Coulomb, l'utilisation d'une valeur plus élevée est recommandée. Le choix d'une valeur pour le coefficient de Poisson est particulièrement simple dans le cas du modèle élastique ou du modèle de Mohr-Coulomb avec un chargement gravitaire (accroissement de $\Sigma Mweight$ de 0 à 1 au cours du calcul plastique). Dans ces types de chargement, Plaxis devrait fournir des valeurs réalistes pour le rapport $K_0 = \sigma_h / \sigma_v$. Comme les deux modèles donneront le rapport bien connu de $\sigma_h / \sigma_v = \nu / (1 - \nu)$.

c) L'angle de frottement

Plaxis ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est, soit l'angle de frottement « de pic », soit l'angle de frottement de palier.

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

Le temps de calcul varie exponentiellement avec l'angle de frottement. Par conséquent, les angles de frottement élevés devraient être évités lors des calculs préliminaires pour un projet. Le temps de calcul deviendra important si des angles de frottement supérieurs à 35° sont utilisés.

d) La cohésion

La cohésion a la dimension d'une contrainte. Plaxis peut manipuler des sables sans cohésion ($c = 0$), mais certaines options ne fonctionneront pas bien. Pour éviter les complications, il est conseillé aux utilisateurs peu expérimentés d'entrer au moins une valeur faible (prendre $c > 0.2$ kPa). Plaxis propose une option spéciale pour les couches dans lesquelles la cohésion croît avec la profondeur. Dans notre étude, la cohésion est prise égale à 0.2 kPa.

e) L'angle de dilatance

Le dernier paramètre est l'angle de « dilatance » noté Ψ ; c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$$\Psi = \varphi - 40^\circ \text{ pour } \varphi > 40^\circ$$

$$\Psi = 0^\circ \text{ pour } \varphi < 40^\circ$$

Les cas où $\Psi < 0$ correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). La valeur $\Psi = 0$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est

souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faible ou moyenne sous contraintes assez fortes. Dans la présente étude l'angle ψ est nul.

f) Autres paramètres de raideur

De plus de module d'Young, Plaxis permet la définition d'autres modules de raideur, tels que le module de cisaillement, G , et le module oedométrique, E_{oed} . Ces modules sont en relation avec le module d'Young selon la loi de l'élasticité isotrope de Hooke, ce qui implique l'utilisation du coefficient de Poisson ν .

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

$$E_{oed} = \frac{(1-\nu)}{(1-2\nu)(1+\nu)} E$$

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

4.3 PROCÉDURE DE SIMULATION NUMÉRIQUE DES ÉLÉMENTS DE MUR DE SOUTÈNEMENT EN SOL RENFORCÉ

4.3.1 Les géosynthétiques

Les géosynthétiques sont des éléments élançés possédant une rigidité normale mais aucune rigidité de flexion. Les géosynthétiques ne peuvent résister qu'à des efforts de traction et non à des efforts de compression. Ces éléments sont principalement utilisés pour modéliser des renforcements de sol.

Les nappes géosynthétiques sont modélisées par un élément de structure appelé "geogrid". Cet élément est régi par un comportement parfaitement élastique sans aucune limitation de la tension interne, l'élément est seulement caractérisé par sa rigidité axiale EA , c'est-à-dire le module de rigidité J de géosynthétiques.

L'aire est calculée comme aire équivalente par largeur d'unité du parement et le module d'élasticité est égal au module de traction de géosynthétiques (Kn/m).

4.3.2 Les interfaces

Les interfaces sont utilisées pour modéliser les interactions entre les structures et le sol. Les interfaces sont composées d'éléments "Interface". La figure 4.3 montre comment les éléments d'interface sont connectés aux éléments du sol. Si les éléments de sol à six nœuds sont utilisés, les éléments d'interface correspondant sont définis par trois paires de nœuds, alors que pour les éléments de sols à 15 nœuds, les éléments d'interface sont définis par cinq paires de nœuds. Sur la figure 4.3, les éléments d'interface sont montrés avec une épaisseur finie, mais dans la formulation des éléments finis, les coordonnées de chaque paire de nœuds sont identiques, ce qui signifie que les éléments ont une épaisseur nulle.

Chaque interface à une "épaisseur virtuelle" qui lui est assignée ; c'est une dimension imaginaire utilisée pour obtenir les propriétés du matériau de l'interface. Cette épaisseur virtuelle est définie comme le produit du facteur d'épaisseur virtuelle (*Virtual thickness factor*) par la taille moyenne de l'élément. La taille moyenne de l'élément est déterminée par le réglage de la précision du maillage. La valeur par défaut de *Virtual thickness factor* est de 0.1.

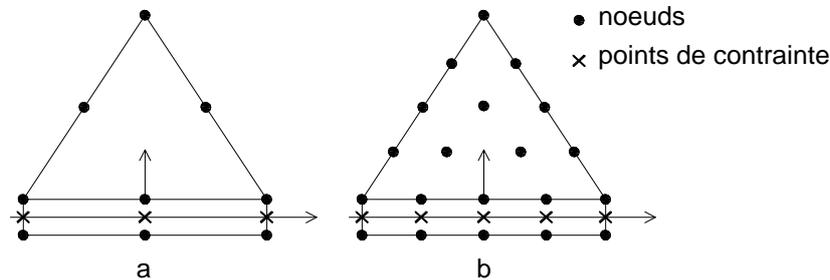


Fig. 4.3. Distribution des nœuds et des points de contrainte dans les éléments d'interface et jonction avec les éléments du sol.

Résistance d'interface (R_{inter})

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

$$\begin{cases} c_i = R_{inter} \cdot c_{sol} \\ \tan\varphi_i = R_{inter} \cdot \tan\varphi_i \end{cases}$$

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

Si la résistance d'interface est régie par l'option Manuel, la valeur de R_{inter} peut être entrée manuellement. Dans l'absence d'informations plus détaillées, il est classique de prendre un R_{inter} d'environ 2/3. Cette valeur est prise pour notre étude.

4.3.3 Les Panneaux de revêtement

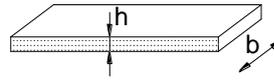
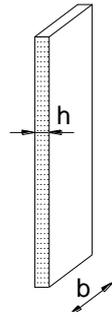
Afin de modéliser les panneaux de revêtement sur Plaxis nous utilisons ce que le programme appelle des « Plats » (poutres). Les éléments « Plats » sont les objets structuraux utilisés pour modéliser les structures minces dans la terre avec une rigidité de flexion significative (rigidité à la flexion) et une rigidité normale. Les paramètres les plus importants sont la rigidité à la flexion, EI, et la rigidité axiale, EA.

Donc, les données demandées par le logiciel pour la modélisation des poutres sont les suivantes:

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

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

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



b=1 m en déformations planes

b=1 m les modèles axisymétriques

– la valeur w (poids surfacique) égale au produit du poids volumique γ et de la hauteur équivalente de la poutre,

$$w = (\gamma_{\text{béton}} - \gamma_{\text{sol}}) \cdot d_{\text{réel}}$$

– la valeur ν , le coefficient de Poisson du matériau constitutif de la poutre.

Afin d'empêcher le contact direct et les dommages possibles des panneaux de revêtement de béton comme ils s'appuient les uns sur les autres, les éléments joints qui habituellement s'appellent plots sont installés entre eux. Les plots sont modélisés comme une articulation est un raccordement de poutre qui tient compte d'une rotation discontinue au point de raccordement (joint). Ceci signifie que les extrémités de poutre peuvent tourner librement les uns sur les autres. Cependant, cette option ne reflète pas la compressibilité qui se développe entre les panneaux due à la présence des caoutchoucs.

Pour créer une articulation, l'option *Hinge and rotation spring* peut être sélectionnée, lorsque cette option est choisie (Fig.4.4), la fenêtre des articulations (*Hinge and rotation spring*) apparaît, présentant une vue détaillée de la liaison avec toutes les poutres qui y aboutissent. Pour chaque extrémité de poutre, on indique si la liaison est une articulation ou un encastrement. Pour notre étude, les liaisons sont des articulations.

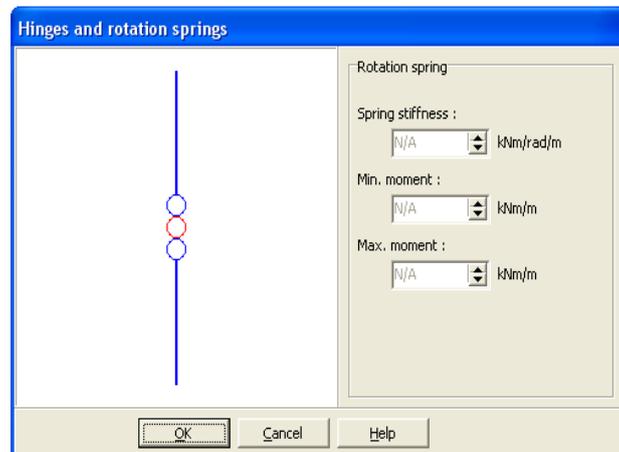


Fig. 4.4. Exemple de point de jonction dans la fenêtre *Hinges and rotation springs*.

4.3.4 Longrine de mise à niveau

La longrine de mise à niveau est typiquement en béton non-armé et son but est de servir de guide à la construction de panneaux de revêtement. Dans notre étude la longrine est simulée avec l'élément « plat » comme les panneaux.

4.3.5 Maillage

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

4.3.6 Conditions aux limites

En sélectionnant les blocages standards (*Standard fixities*) depuis le menu des charges (*Loads*) ou en cliquant sur le bouton correspondant dans la barre d'outils, Plaxis impose automatiquement un réglage standard des conditions aux limites générales du modèle géométrique. Ces conditions aux limites sont générées suivant les règles suivantes :

-Les lignes géométriques verticales pour lesquelles l'abscisse x est égale à la plus petite et à la plus grande des abscisses x du modèle, sont bloquées horizontalement ($U_x = 0$).

-Les lignes géométriques pour lesquelles l'ordonnée y est égale à la plus petite ordonnée y du modèle sont entièrement bloquées ($U_x = U_y = 0$).

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

Les conditions imposées aux limites pour cette étude sont des conditions en déplacement « standard fixities », les nœuds situés sur la limite horizontale inférieure sont bloqués.

4.3.7 Phasage des calculs

L'administration fédérale de route (Federal Highway Administration FHWA, 2007) du Département des Transports des États-Unis a recommandé une méthodologie de modélisation pour le mur en sol renforcé. Le modèle numérique doit être actualisé en ajoutant le sol et la couche renforcée jusqu'aux étapes finales, qui représentent l'ordre de construction du mur réel. L'ordre de modélisation comprend les étapes suivantes :

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

Étape 2 : Installation d'un panneau de revêtement.

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

Étape 4 : Appliquer les contraintes de compactage.

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

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

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

4.4 MODÉLISATION DE SÉISME

4.4.1 Le module dynamique de Plaxis

Le code Plaxis nous permet d'étudier un problème dynamique. La charge dynamique est généralement appliquée le long du substratum de la structure. Cette action peut être représentée par une force, vitesse, ou une accélération variable en fonction du temps.

Le code Plaxis offre deux types d'analyse aux chargements séismiques :

- une analyse pseudo-statique (de plus de la gravité normale, l'utilisateur peut prescrire une accélération indépendante pour modéliser des efforts dynamiques dans une analyse pseudo-statique).
- une analyse dynamique (par exemple à partir d'accélérogrammes appliqués à la base du modèle) qui est une option de module dynamique complémentaire.

4.4.2 Equation de base du comportement dynamique en Plaxis

L'équation de base du mouvement de déplacement d'un volume sous l'influence du chargement dynamique c'est :

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = F$$

M : Matrice de masse.

C : Matrice d'amortissement.

K : Matrice de rigidité.

u : Vecteur de déplacement.

\dot{u} : La vitesse.

\ddot{u} : L'accélération.

La matrice M est une matrice de masse qui prend en considération le sol, l'eau et toutes les constructions.

La matrice C représente l'amortissement des matériaux, dans la réalité cet amortissement dû au frottement ou dû à la déformation irréversible (plasticité ou viscosité). Plus la viscosité augmente plus l'énergie de vibration est dissipée.

Pour déterminer la matrice d'amortissement d'autres paramètres sont demandés. Généralement la matrice d'amortissement est formulée à partir de la matrice de masse et la matrice de rigidité d'après la formule de Rayleigh

$$C = \alpha_R M + \beta_R K$$

Si la contribution de M est dominante par ex ($\alpha_R = 10^{-2}$ et $\beta_R = 10^{-3}$) plus les basses fréquences sont amorties.

Si la contribution de M est dominante par ex ($\alpha_R = 10^{-3}$ et $\beta_R = 10^{-2}$) plus les hautes fréquences sont amorties.

4.4.3 Procédure d'analyse dynamique

Le procédé pour exécuter une analyse dynamique avec Plaxis est de façon ou d'autre semblable à celui pour l'analyse statique. Ceci nécessite la création de la géométrie d'un modèle, génération de maillage, génération des contraintes initiales, définissant et exécutant le calcul et l'évaluation des résultats.

L'amortissement physique dans l'ouvrage et le sol est simulé au moyen d'amortissement de Rayleigh. Le tremblement de terre est modélisé en imposant un déplacement à la frontière inférieure avec l'unité standard de la longueur utilisée dans Plaxis [m].

➤ *Le Programme d'entrée de Données (Input)*

Dans le programme Input, il faut spécifier quel est le système de chargement qu'on va choisir, pour représenter l'action dynamique par l'option (*set dynamic load system*).

Dans la présente partie, la fonctionnalité pour une analyse dynamique par Plaxis est suivie dans l'explication ci-après :

- La fenêtre des réglages généraux (General settings)
- Charges et Conditions aux Limites (Loads and Boundary conditions)
- Déplacements Imposés (Prescribed displacements)
- Paramètres élastiques (Elastic parameters)
- Amortissement matériel (Material damping)
- Les bandes absorbantes (Absorbent boundaries)

Les bandes absorbent les incréments des contraintes sur les parois de la surface modélisée pour éviter le phénomène de la réflexion des charges dynamiques.

On peut activer cette option par le choix du (*standard absorbent bondaries*) du menu charge (Fig. 4.5).

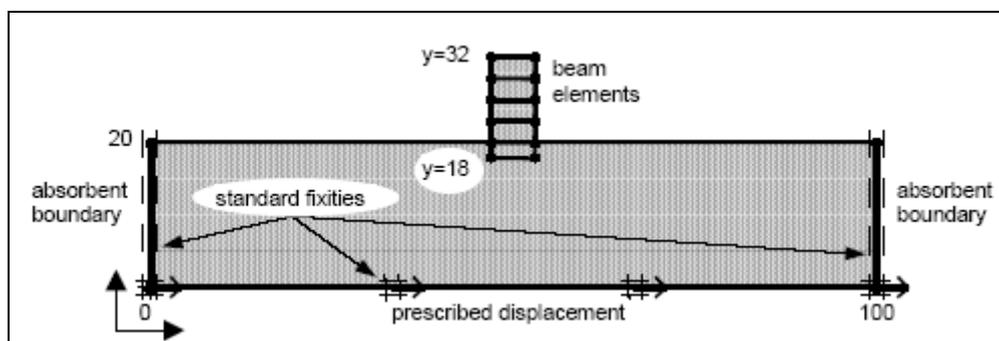


Fig.4.5. Exemple qui montre les conditions aux limites.

Dans des cas de tremblement de terre la source de chargement dynamique est habituellement appliquée le long du fond du modèle résultant aux ondes de cisaillement qui propagent vers le haut. Ce type de problèmes est généralement simulé avec un modèle de déformation plane. À noter qu'un modèle de déformation plane n'inclut pas l'amortissement géométrique. Par

conséquent il peut être nécessaire d'inclure l'amortissement matériel pour obtenir des résultats réalistes.

- Amortissement matériel (Rayleigh alpha et beta)

La matrice C représente l'amortissement matériel. En réalité, l'amortissement de matériel est provoqué par frottement ou par des déformations irréversibles (plasticité ou viscosité). Plus de viscosité ou plus de plasticité, plus d'énergie de vibration peut être absorbée ; il est difficile de déterminer à partir des essais. Dans des formulations d'élément finis, C est souvent formulée en fonction des matrices de la masse et de rigidité (Amortissement de Rayleigh):

$$C = \alpha_R M + \beta_R K$$

Avec K : matrice de rigidité
 M : matrice de masse

Les coefficients d'amortissement de Rayleigh α et β peut être déterminés au moins de deux donnés des constantes d'amortissement ξ_i qui correspondent à deux fréquences de vibration ω_i . Le rapport entre α , β , ξ_i et ω_i peut être présenté comme :

$$\alpha + \beta \omega_i^2 = 2 \omega_i \xi_i$$

Si, plus de deux paires de données sont disponibles, des quantités moyennes doivent être faites pour produire deux équations.

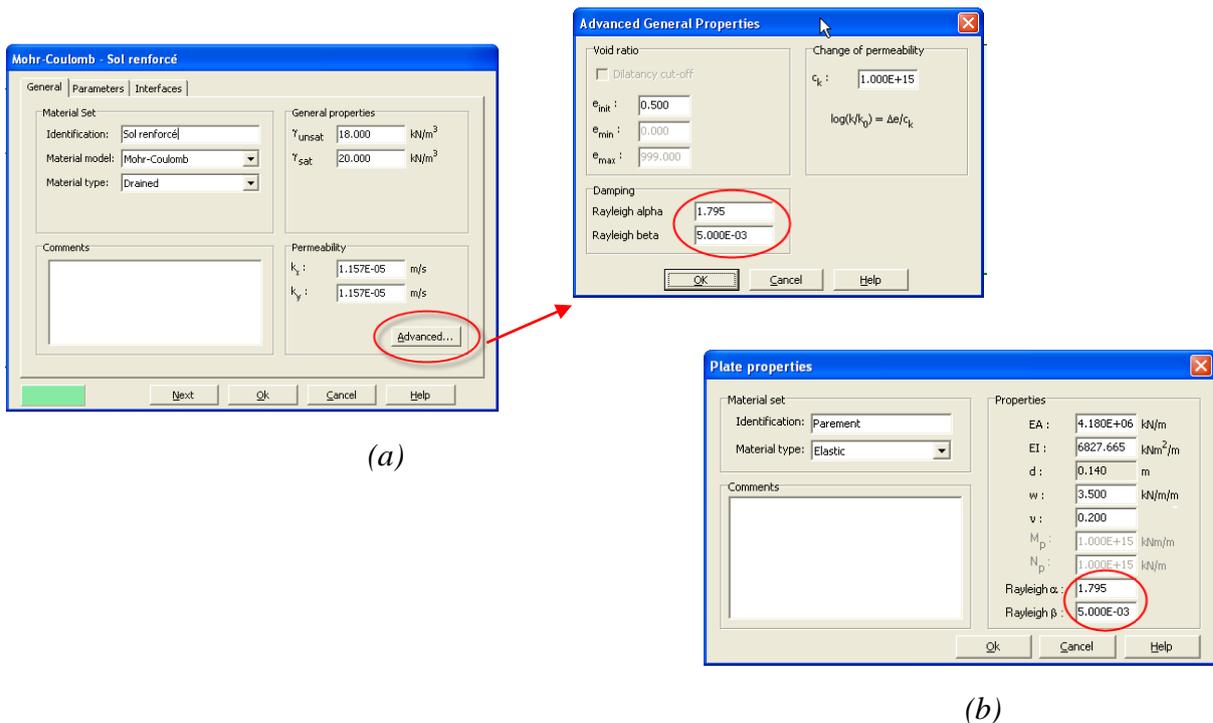


Fig.4.6. Fenêtres d'entrée des coefficients d'amortissement de Rayleigh α et β .
 (a) sols et interfaces
 (b) éléments Plate

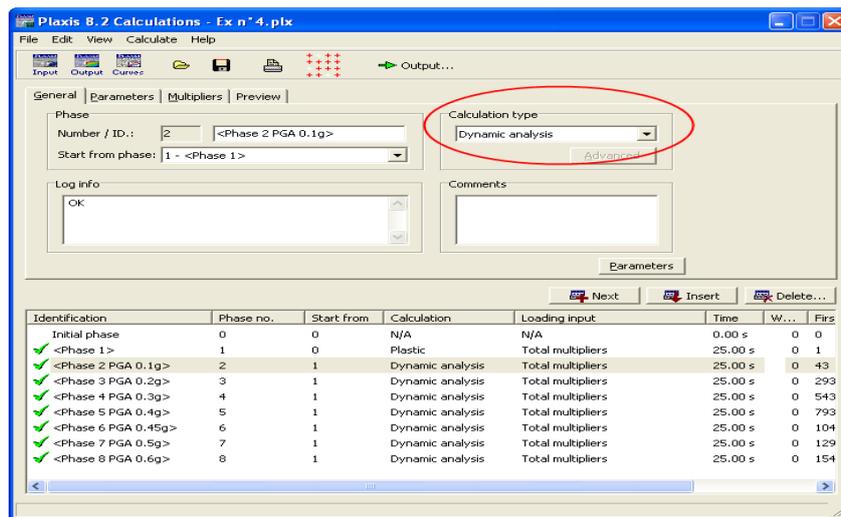
➤ **Le Programme de Calcul (Calculations):**

Dans le programme de calcul on peut traiter la charge dynamique de plusieurs façons un chargement harmonique, ou un chargement arbitraire ; et on peut même modéliser un séisme réel.

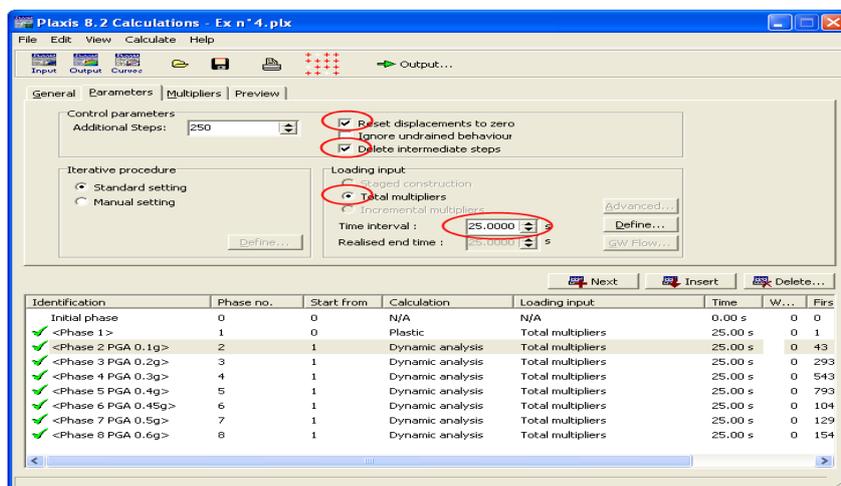
Dans la présente partie, la fonctionnalité pour une analyse dynamique par Plaxis est suivie dans l'explication ci-après:

- Choississant l'analyse dynamique
- Paramètres
- Multiplicateurs

- Choississant l'analyse dynamique (General)



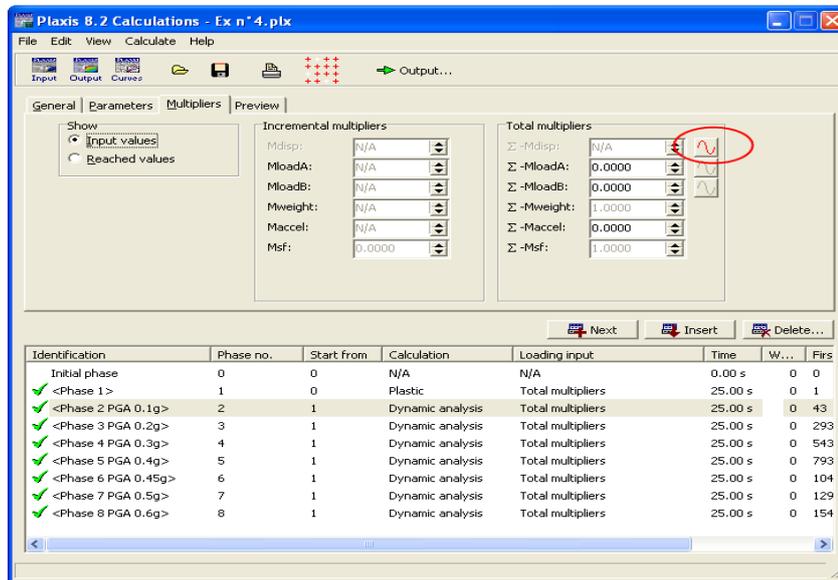
- Paramètres



Reset displacement to zero (Remise à zéro des déplacements) : la phase de calcul en cours commence alors avec un champ de déplacements vierge pour suivre bien le comportement de mur sous sollicitation séismique unique.

– *Delete intermediate steps* (Suppression des pas intermédiaires) : pour préserver de l'espace libre sur le disque.

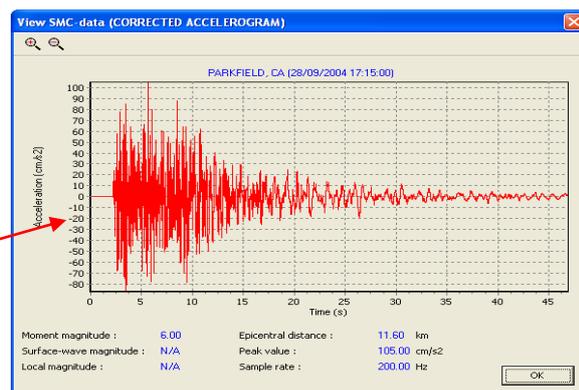
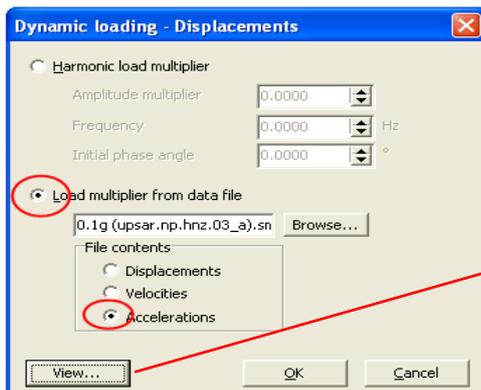
■ Multiplicateurs



Dans le programme de calcul, des multiplicateurs sont utilisés pour activer les charges dynamiques. Quand l'option analyse dynamique est choisie, vous pouvez cliquer  à la droite des multiplicateurs ΣMdisp, ΣMloadA et ΣMloadB, le schéma ci-dessus définit les paramètres pour une charge harmonique. Cette option est seulement disponible si la charge correspondante est placée en tant que charge dynamique dans le menu de charges du programme d'entrée.

La charge active qui est employée dans un calcul dynamique est le produit de la valeur d'entrée de la charge, comme spécifique dans le programme d'entrée, et le multiplicateur dynamique correspondant de charge :

$$Active\ load = Dynamic\ multiplier * Input\ value$$



4.4.4 Chargement dynamique

Dans Plaxis, la charge dynamique peut être introduite de trois manières :

✓ *A partir d'un chargement harmonique*

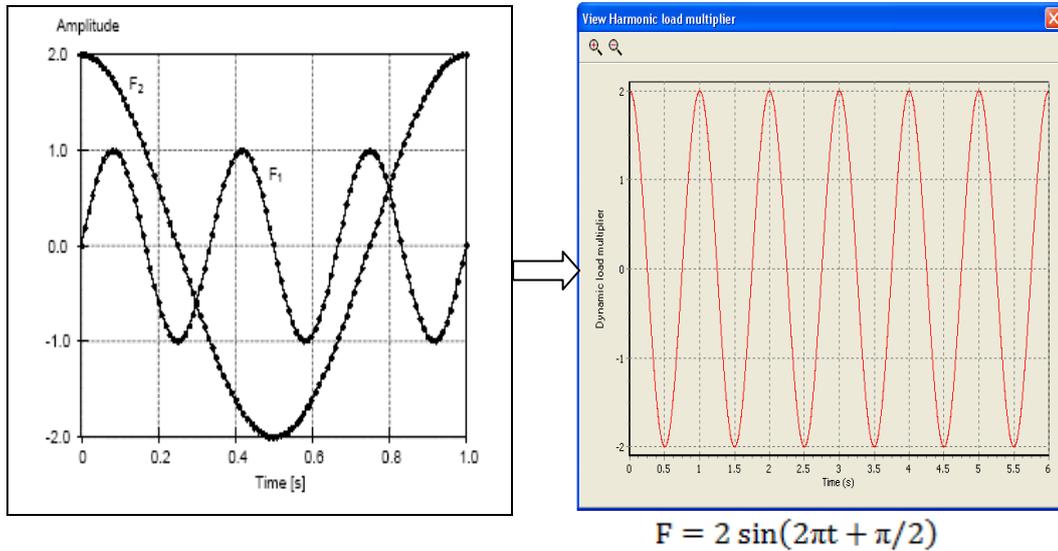


Fig.4.7. Chargement harmonique, $F_1 = \sin(6\pi t)$, $F_2 = 2 \sin(2\pi t + \pi/2)$.

Comme on voit sur la figure 4.8, on peut modifier les caractéristiques du mouvement de vibration harmonique.

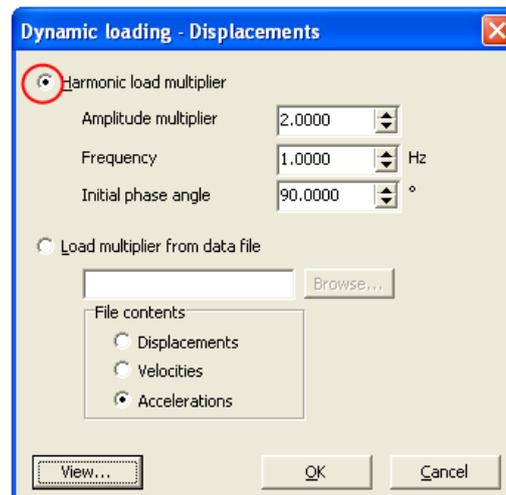


Fig4.8. Fenêtre de commande d'une excitation harmonique.

✓ *A partir d'un chargement arbitraire*

Le code Plaxis nous donne la main de simuler n'importe quel séisme par l'utilisation du fichier SMC (Strong Motion CD-ROM), ce programme est utilisé par (U.S Geological Survey National Strong-motion Program) ; et il est possible de porter plus de 200 valeurs par seconde. Ce programme porte toutes les informations d'un séisme ou d'une vibration (la date, le site, la station, l'amplitude, la fréquence, la magnitude) (Fig.4.9 et Fig.4.10).

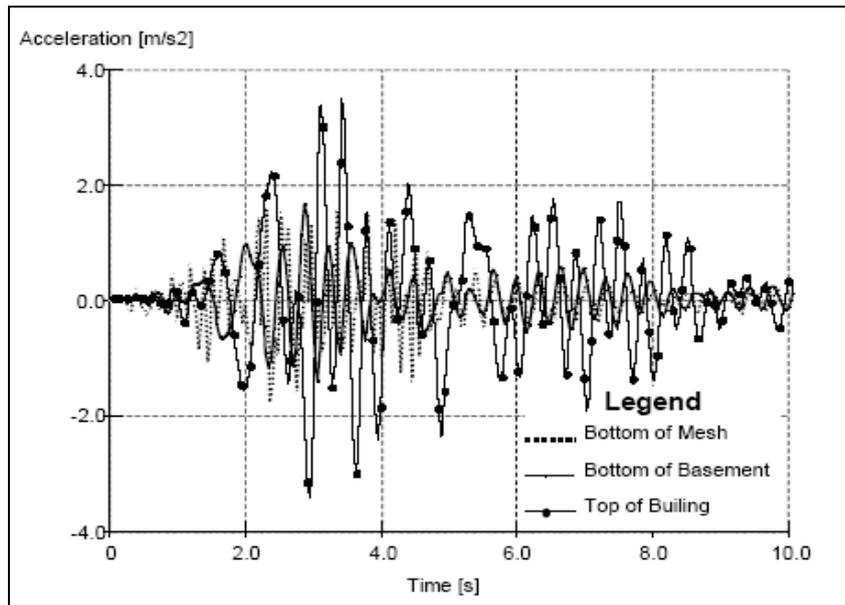


Fig.4.9. Exemple d'un accélérogramme arbitraire.

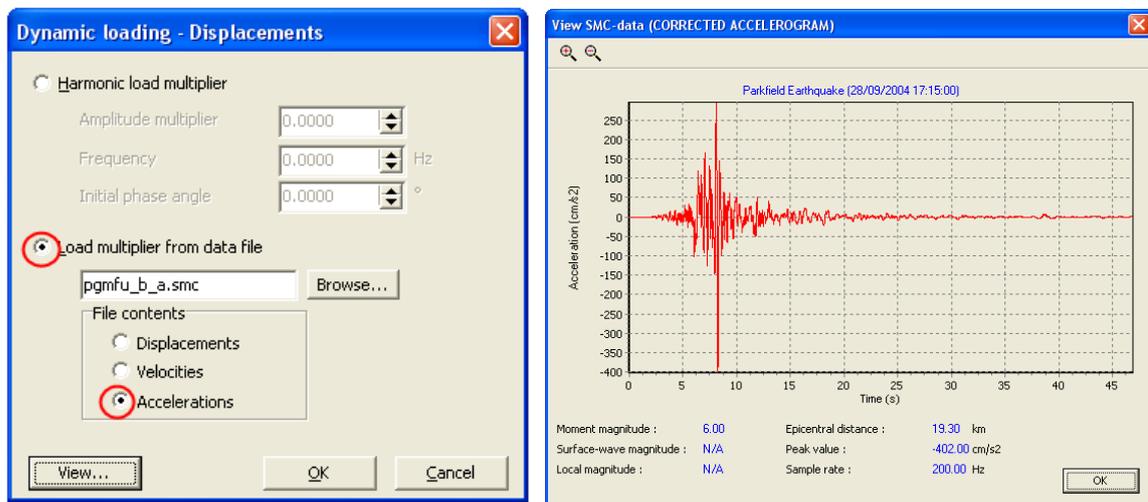


Fig.4.10. Fenêtre d'insertion d'un fichier accélérogramme (S.M.C).

✓ **A partir d'un fichier Fichier ASCII**

Ce dossier est un fichier ASCII qui peut être créé par l'utilisateur avec n'importe quel éditeur de texte. Dans chaque ligne par paires de valeurs (temps réel et multiplicateur correspondant dans deux colonnes) est défini, laissant au moins un espace entre elles. Le temps devrait augmenter dans chaque nouvelle ligne. Il n'est pas nécessaire d'utiliser des intervalles de temps constants.

- quand on utilise [m] comme unité de longueur, on impose un déplacement à la frontière inférieure ($u_x=0.01m$ et $u_y=0.00 m$).

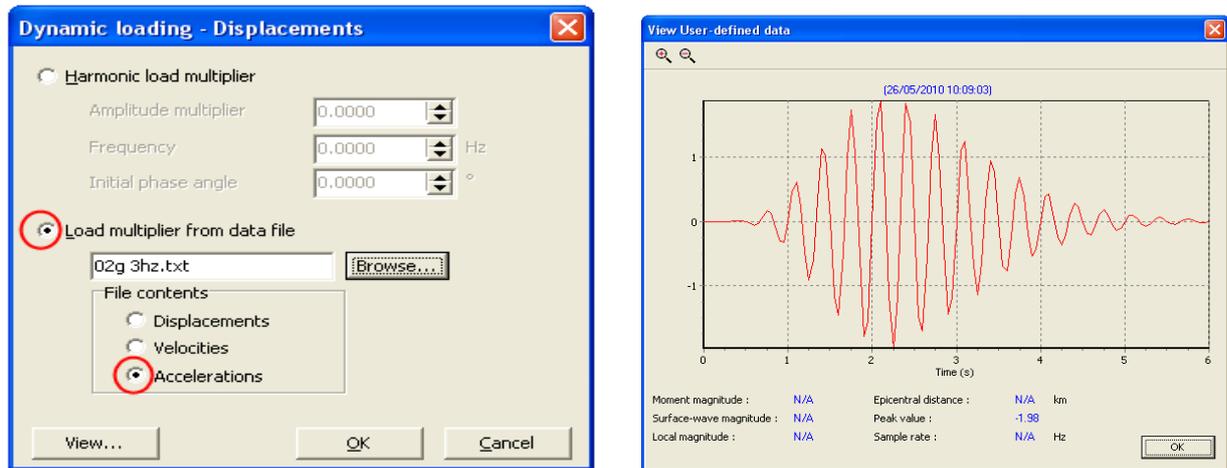


Fig.4.11. Fenêtre d'insertion d'un fichier accélérogramme ASCII.

4.5 CONCLUSION

Plaxis V8 est un logiciel facile d'utilisation, il permet l'analyse des problèmes géotechniques en 2D. La barre d'outils contient les icônes pour les actions relatives à la création du modèle géométrique.

Il est caractérisé par la fonction « *Standard construction* » qui permet de simuler le phasage de construction; et grâce à la fonction « *loading input* », il est possible de changer la géométrie, le chargement, les couches de sol et les éléments de structure.

Plaxis nous permet aussi de lire les résultats numériques (soit sous forme de tableaux soit sous formes graphiques) nécessaires pour le dimensionnement des murs de soutènement en sols renforcés (déplacement de mur, pression des terres actives derrière la zone renforcée et les forces des tractions dans les renforcements).

Grace à son module dynamique, Plaxis nous permet de simuler les séismes sous forme des chargements harmoniques, où il est facile de changer les paramètres de l'action sismique induite.

Pour cela que nous avons choisis Plaxis pour la présente étude.

Chapitre 5 :

MODÉLISATION NUMÉRIQUE DES REMBLAIS D'ACCÈS DE PONT

5.1 INTRODUCTION

Les remblais d'accès à l'approche du pont sont couramment construits avec deux murs de soutènement en sols renforcés avec deux faces opposées.

D'après les guides de la F.H.W.A (2009), ce type des murs de soutènement est à géométrie complexe, la pression des terres derrière la zone renforcée est modifiée, deux cas sont envisagés (voir chapitre 2 section 2.5.2).

Dans l'objectif de se familiariser avec le logiciel Plaxis et d'avoir une bonne compréhension du comportement des remblais d'accès de pont construits avec deux murs en sol renforcé par des géosynthétiques sous les actions statiques et dynamiques, trois applications numériques sont présentées :

- La première et la deuxième concernent le comportement des remblais d'accès de pont construits par deux murs parallèles sous les actions statiques, où deux cas sont étudiés:
- ✓ Cas I: Un remblai d'accès avec des renforcements qui se rencontrent au milieu, s'intéressant sur l'effet de deux paramètres, la distance D entre les deux murs et l'angle de frottement interne du sol renforcé φ , sur la stabilité externe et interne des murs du remblai d'accès de pont.

L'effet de connexion des renforcements au milieu sous chargement statique est étudié.

- ✓ Cas II : Un remblai d'accès avec des renforcements qui se chevauchent, s'intéressant particulièrement par l'effet de la longueur de chevauchement L_R sur la stabilité externe et interne des murs du remblai.
- La troisième application concerne le comportement sous chargement sismique harmonique d'un remblai d'accès avec des renforcements qui se rencontrent au milieu s'intéressant sur l'influence des paramètres du séisme (l'accélération horizontale et la fréquence) et la distance D entre les deux murs du remblai.

L'effet de connexion des renforcements au milieu sous chargement dynamique est aussi étudié.

5.2 ANALYSE NUMÉRIQUE D'UN REMBLAI D'ACCÈS DE PONT SOUS DES CHARGES STATIQUES AVEC DES RENFORCEMENTS QUI SE RENCONTRENT AU MILIEU

5.2.1 Modèle de base

5.2.1.1 Géométrie du remblai d'accès de pont

Dans le modèle de base de cette étude, le remblai d'accès de pont est construit avec deux murs opposés de même hauteur, $H_1=H_2=H=6\text{m}$, la largeur du remblai $W=12\text{m}$, qui correspond à un rapport $W/H=2$, la longueur de renforcement est prise égale à $L=4.2\text{m}$ (soit $0.7H$) typiquement aux normes A.A.S.H.T.O (Fig.5.1).

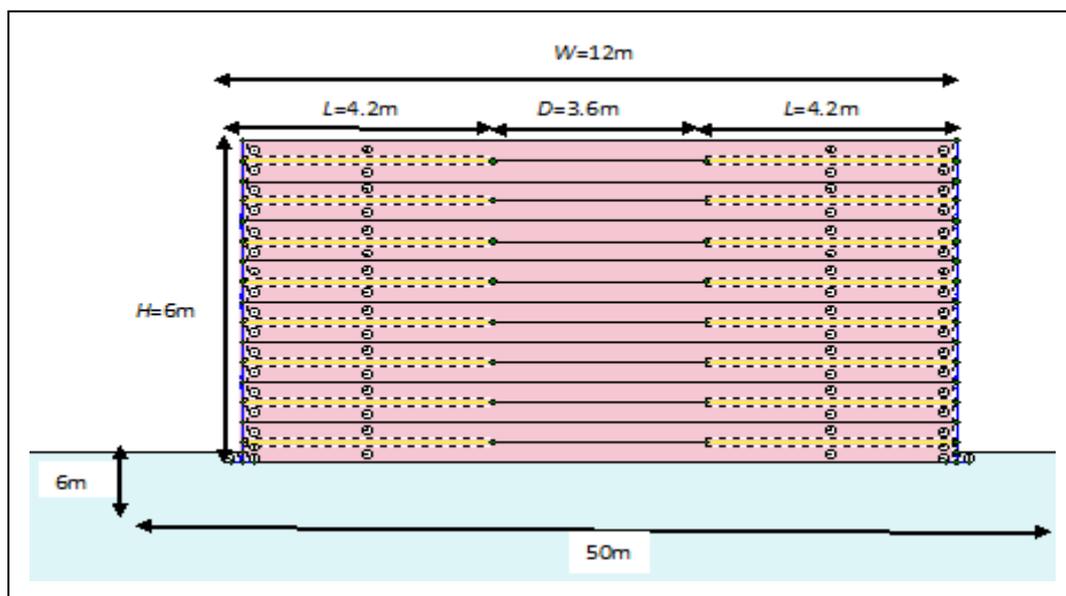


Fig.5.1. Géométrie du Modèle de base ($W/H=2$).

Pour $W=12\text{m}$ et $L=4.2\text{m}$, la distance entre les deux murs $D=3.6\text{m}$. Cette distance est légèrement supérieure à $D_i=H \tan(45-\phi/2) \approx 0.5H=3\text{m}$ exigée par les guides de la F.H.W.A(2009) pour que la conception d'un mur de soutènement à une seule face peut être adoptée.

Cette géométrie est similaire à celle de J.Han et D.Leshchinsky (2010) adoptée lors d'une analyse en différences finies (Logiciel FLAC) du comportement d'un remblai d'accès (voir chapitre 2 section 2.5.3).

5.2.1.2 Caractéristiques des éléments des murs

Dans le modèle de base défini par J.Han et D.Leshchinsky (2010), les renforcements sont inextensibles et le parement est rigide. Dans notre étude nous attribuons des caractéristiques qui sont proches à la pratique des murs en sols renforcés par des géosynthétiques avec des parements en écailles de béton.

▪ Le sol renforcé et sol de fondation

Les caractéristiques de sol de fondation et de sol renforcé sont montrées sur le tableau Tab5.1

Tab.5.1. Paramètres de données de sol pour le modèle de base.

Mohr-Coulomb		Sol de fondation	Sol renforcé
Type		Drained	Drained
γ_{unsat}	[kN/m ³]	22.00	16.00
γ_{sat}	[kN/m ³]	22.00	16.00
k_x	[m/day]	1.000	1.000
k_y	[m/day]	1.000	1.000
E_{ref}	[kN/m ²]	50000.000	40000.000
ν	[-]	0.300	0.300
ϕ	[°]	30.00	34.00
C_{ref}	[kN/m ²]	10.00	0.2
ψ	[°]	0.00	0.00
$R_{\text{inter.}}$	[-]	0.67	0.67

▪ Le parement

Les deux parements des murs de remblai sont construits en écailles de béton (1.50m*1.50m) avec un module de Young $E=15 \cdot 10^3$ Mpa, d'épaisseur $d=0.15$ m et un poids volumique $\rho=2500$ kg/m³. Le nombre d'écailles pour chaque mur est quatre (04) pour réaliser un mur de six mètres (6m) de hauteur.

Les paramètres essentiels pour les écailles sont la rigidité axiale et la rigidité flexionnelle ;

$EA=15 \cdot 10^6 \cdot (0.15 \cdot 1)=2.25 \cdot 10^6$ kn, m (pour 1ml de calcul).

$EI=15 \cdot 10^6 \cdot (0.15^3 \cdot 1)/12=4220$ kn/ m², m (pour 1ml de calcul).

$W= \rho \cdot d=25 \cdot 0.15=3.75$ kn/m,m.

Les écailles sont modélisées par des poutres, les poutres sont reliées verticalement par des rotules afin de reproduire la flexibilité d'un mur réel.

De plus dans la structure réelle, des joints élastomères sont insérés entre les panneaux afin d'assurer le bon espacement, ils empêchent les panneaux d'avoir des points de contact et d'éviter l'effritement de béton, ce joint élastomère est pris en compte dans la modélisation numérique en réduisant artificiellement la section de la poutre, mais en conservant son moment d'inertie réel.

Donc les caractéristiques suivantes sont introduites dans la modélisation des parements des murs (Tab.5.2) :

Tab.5.2. Caractéristiques de parement.

Identification	EA [kN/m]	EI [kNm ² /m]	w [kN/m/m]	v [-]
Parement	2.2502E3	4220	3.750	0.20

▪ Les renforcements

Les renforcements simulés dans le calcul correspondent aux bandes géosynthétiques dont les caractéristiques données sur le tableau 5.3, ces renforcements sont placés en huit (8) lits espacés verticalement de 0.75m.

Tab.5.3. Caractéristiques des renforcements.

Géosynthétiques		Valeurs
Elastique linéaire		
Module élastique (E)	[Mpa]	6.25*10 ³
Largeur	[m]	0.1
Epaisseur	[mm]	3
Résistance à la traction	[Kn]	100
Résistance à la compression	[Kn]	0.0
Déformation avant la rupture	[%]	12
EA	[Kn,m]	2500

Dans les murs réels, les armatures géosynthétiques sont mises en place en paire de bande de 50 mm de large (2*50). Dans le modèle numérique, ces bandes sont simplifiées et considérées comme des bandes continues dont la rigidité axiale est calculée comme la rigidité équivalente sur une largeur de calcul, chaque écaille de largeur 1.5 m est considérée comme largeur de calcul, deux bandes sont mises en place pour chaque panneau, la rigidité équivalente vaut :

$$E*A=6.25*10^3*(100*3)*2/(1.5*1000)=2500 \text{ kn,m}$$

La longueur des renforcements est égale à 4.2 m (0.7 H).

▪ Longrines de niveau

Les longrines de niveau sont modélisées par des poutres de 40 cm de largeur encastrées à 20 cm dans le sol de fondation, dont les caractéristiques sont les mêmes pour le parement en écailles de béton.

▪ Les interfaces

Les interfaces parement /sol renforcé sont sur un seul côté, pour les renforcements le sont sur les deux parties (les parties supérieures et inférieures des géosynthétiques).

5.2.2 Présentation de l'étude

Deux paramètres importants sont sélectionnés pour l'étude du comportement du remblai d'accès, la distance D entre les deux murs (le rapport W/H) et la qualité du remblai (l'angle de frottement interne du sol renforcé φ).

En plus du modèle $W/H=2$ ($D=3.6$ m) pris par la suite comme référence, deux autres rapports sont sélectionnés pour l'étude paramétrique, $W/H=1.4$ ($D=0$ m) et $W/H=3$ ($D=9.6$ m), en variant l'angle de frottement du sol renforcé φ de 34° à 25° .

Les poussées des terres actives obtenues numériquement sont comparées avec celle de Rankine, les forces des tractions maximales dans les renforcements sont comparées avec les résultats analytiques des normes NF P94-270 basés sur la théorie de Meyerhof, les lignes des tractions maximales sont comparées avec les lignes pratiques des normes NF P et F.H.W.A.

L'effet de connexion des renforcements au milieu est abordé à la fin de cette étude.

5.2.3 Résultats de l'étude

5.2.3.1 Surface critique de rupture et distance d'interaction

Les surfaces critiques de rupture (localisation des zones de cisaillement maximal), pour le remblai d'accès de référence $W/H=2$, sont présentées (Fig.5.2).

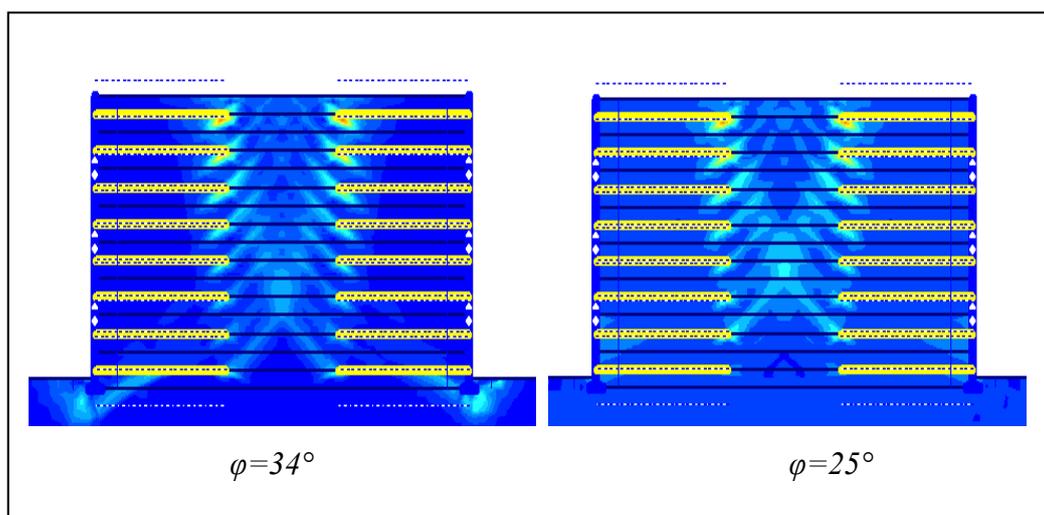


Fig.5.2. Surface de rupture pour $W/H=2$.

Le cisaillement maximal pour chaque mur de remblai est observé dans trois zones (Fig.5.2):

- la première zone est localisée en bas du sol renforcé (entre l'encastrement et le premier lit de renforcement) et forme un angle d'environ 40° par rapport à l'horizontale.

- la deuxième zone est la suite de la première dans le remblai général avec un angle plus grand que le premier, elle a l'allure de la surface de rupture de Coulomb.
- la troisième zone est localisée en tête des renforcements, à l'interface entre le sol renforcé et le remblai général.

La figure 5.2 montre aussi qu'il y a une intersection de deux zones de cisaillement derrière les renforcements, mais elles ne se propagent pas dans la zone renforcée de l'autre face opposée, elles sont arrêtées à l'approche du dernier lit.

Dans ce cas, pour une distance $D \geq 3.6$ m qui est légèrement supérieure à $D_i \approx 0.5H = 3$ m, les deux murs peuvent être conçus d'une manière indépendante, cela est conforme à l'in-équation des guides de la F.H.W.A (2009) (voir chapitre 2 section 2.5.2).

À noter que cette distance est aussi prouvée dans l'étude établie en différences finies par J.Han et D.Leshchinsky (2010).

Pour qu'on puisse vérifier cette distance d'interaction, deux autres modèles sont étudiés, $W/H=3 (D=9m > D_i)$ et $W/H=1.4 (D=0m < D_i)$.

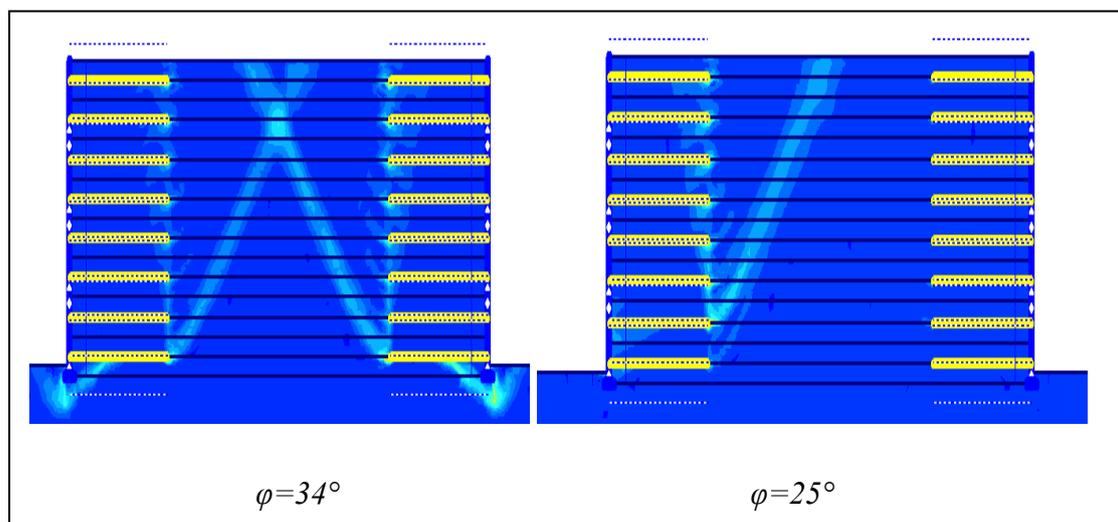


Fig.5.3. Surface de rupture pour $W/H=3$.

Pour le modèle avec un rapport $W/H=3$, la figure 5.3 montre que le cisaillement maximal est observé dans trois zones identiquement au modèle $W/H=2$, il y a une intersection entre les deux zones de cisaillement derrière la zone renforcée, mais les zones de cisaillement maximal sont très lointaines de la zone renforcée du côté opposé, donc les deux murs sont conçus d'une manière indépendante.

Notons, pour $\varphi=25^\circ$, la surface de rupture derrière la zone renforcée n'est pas développée, ce qui résulte que les deux murs n'ont pas subi la rupture en même temps.

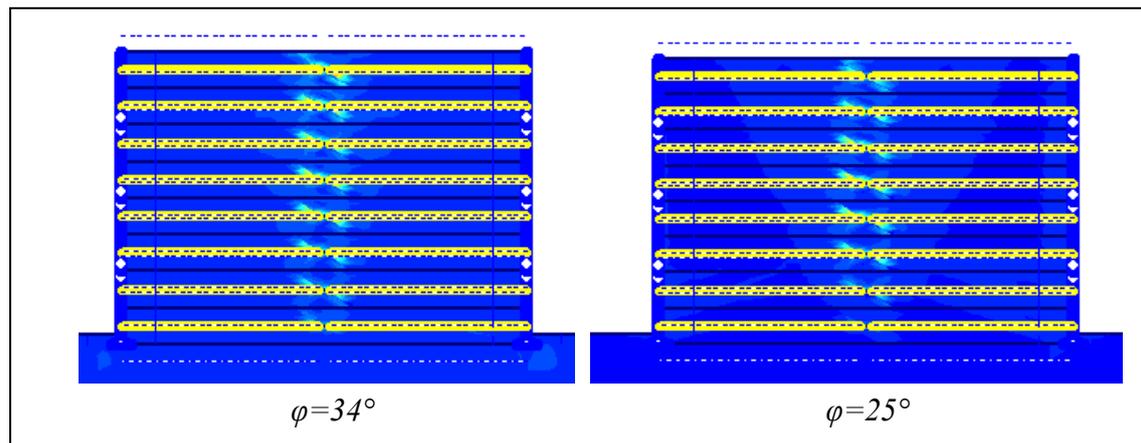


Fig.5.4. Surface de rupture pour $W/H=1.4$.

Lorsque les murs sont très proches (le cas $W/H=1.4$) (Fig.5.4), la zone de rupture derrière les renforcements ne peut pas être développée, le cisaillement maximal est localisé uniquement en tête des renforcements ; dans ce cas il y a une interaction entre les deux murs du remblai d'accès, donc ils ne sont pas conçus d'une manière indépendante l'un par rapport à l'autre.

5.2.3.2 Mode de rupture

Les mécanismes de rupture développés numériquement à l'aide de logiciel Plaxis (Fig.5.5) tendent vers un mode de glissement dans deux directions opposées d'un mur par rapport à l'autre pour tous les modèles étudiés, alors l'interaction entre les deux murs n'a pas d'influence sur leur mode de rupture.

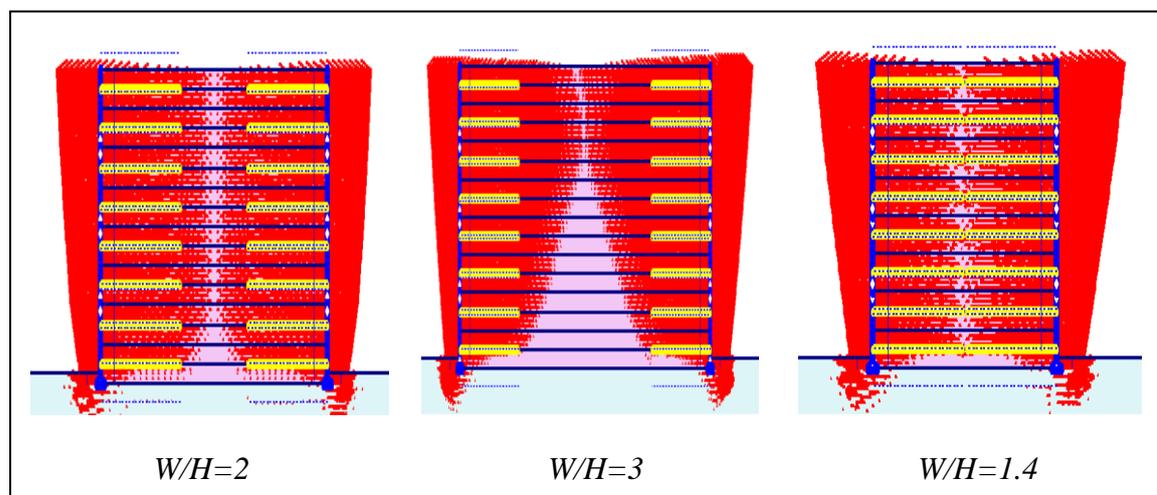


Fig.5.5. Déplacements horizontaux à la rupture pour $\varphi=34^\circ$.

5.2.3.3 Pression des terres actives derrière la zone renforcée

La pression des terres actives derrière la zone renforcée est primordiale pour le dimensionnement de la stabilité externe, alors les courbes de variation des pressions sont tracées (Fig.5.6), ces pressions sont comparées avec les résultats analytiques basés sur la théorie de Rankine.

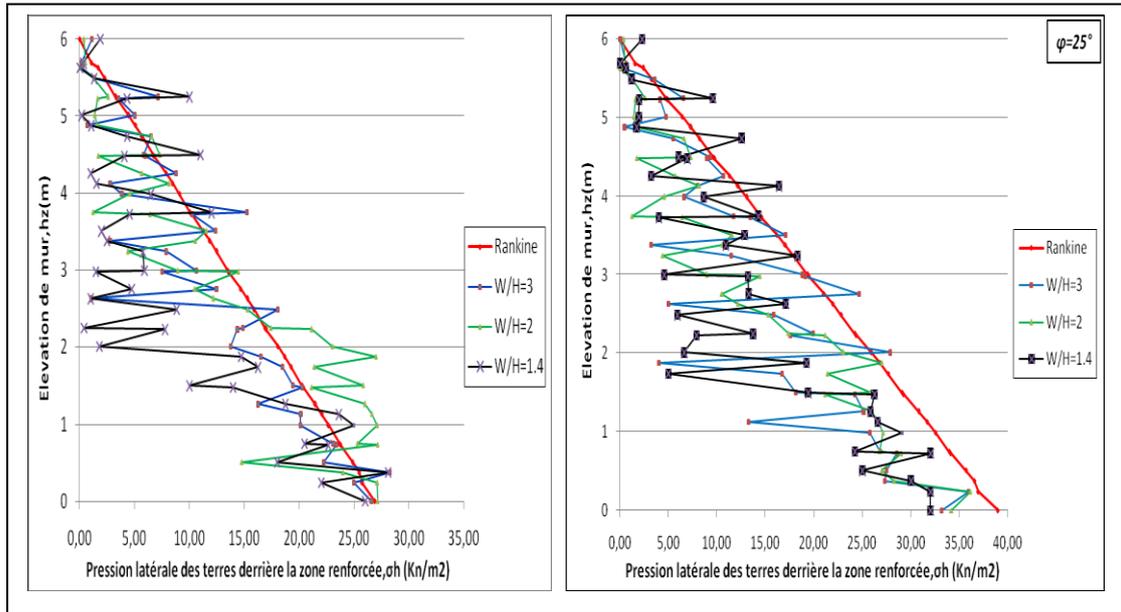


Fig.5.6. Distribution des pressions des terres derrière la zone renforcée.

D’après (Fig.5.6), la pression des terres est toujours existante lorsque les deux murs opposés sont très proches (le cas $W/H=1.4$), elle diminue sous l’effet de leur interaction, cela est conforme aux nouveaux guides de la F.H.W.A(2009) et les résultats obtenus par le calcul en différences finies présentés par J.Han et D.Leshchinsky (2010).

Les résultantes des pressions latérales derrière la zone renforcée (F_a) données par le logiciel Plaxis sont arrangées dans la tableau suivant (Tab.5.4) :

Tab.5.4. Valeurs numériques des résultantes des pressions latérales.

	$\varphi=34^\circ$			$\varphi=25^\circ$		
W/H	2	3	1.4	2	3	1.4
F_a (kn /m)	72.01	72.74	53.92	84.13	85.13	48.88
$\Delta F_a/F_a$ (%)	---	+1	-25	---	+1	-42

F_a : Résultante des pressions latérales pour le modèle de référence ($W/H=2$).

ΔF_a : Différence calculée entre le modèle de référence et les autres rapports de W/H .

Pour des rapports $W/H \geq 2$ ($D \geq 3.6$ m), l’effet de la géométrie du remblai sur la pression des terres n’est pas prononcé, puisqu’il n’y a pas d’interaction entre les deux murs de remblai.

L’interaction entre les deux murs ($W/H=1.4$) induit une diminution de la résultante des pressions latérales d’environ 25 % (pour $\varphi =34^\circ$) et 42 % (pour $\varphi =25^\circ$).

Concernant l’angle de frottement, une diminution de 26 % (en passant de 34° à 25°) conduit à une augmentation de la résultante des pressions latérales de 16 % (le cas $W/H=2$) et 09 % (le cas $W/H=1.4$).

La comparaison des résultantes des pressions latérales (F_a) avec celle de Rankine (F_h) (Fig.5.7) montre que le calcul théorique est plus sécuritaire vu la non-linéarité des distributions des pressions obtenues numériquement (Voir Fig.5.6).

À titre d'exemple, pour le cas $W/H=1.4$ et un angle $\varphi=34^\circ$, la valeur de la résultante obtenue numériquement est d'environ 65 % de celle de Rankine (Fig.5.7).

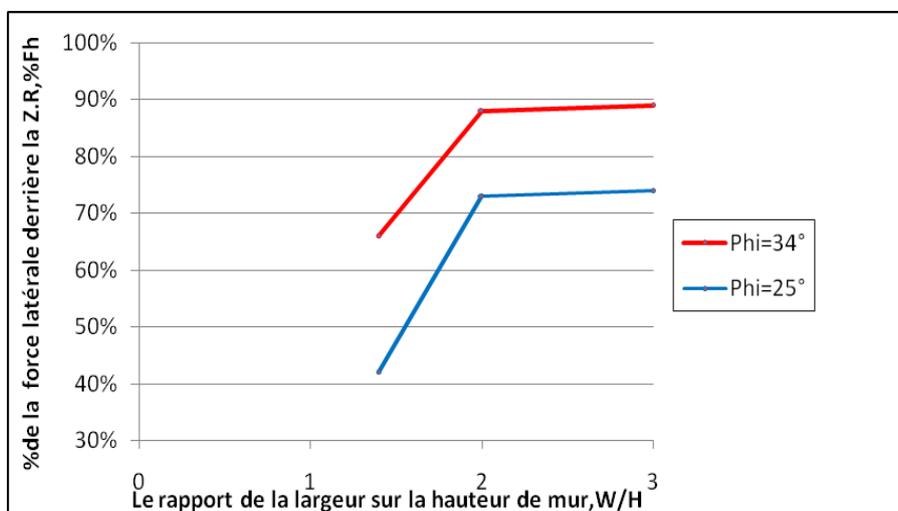


Fig.5.7. Pourcentage de la force résultante numérique (F_a) par rapport à celle Rankine (F_h).

Le point d'application de la force résultante des pressions des terres actives derrière la zone renforcée se trouve légèrement au-dessous de celle de Rankine pour tous les rapports (W/H) étudiés (Tab.5.5), il est légèrement influencé par la distance entre les deux murs de remblai et l'angle de frottement φ , donc la distribution de la force de Rankine (F_h) est plus conservatrice lorsqu'il s'agit de calcul du moment de renversement induit par la force de pression latérale des terres actives.

Tab.5.5. Point d'application de la résultante de F_a .

Angle de frottement	$\varphi=34^\circ$			$\varphi=25^\circ$		
W/H	2	3	1.4	2	3	1.40
Point d'application de F_a (m)	1.63	1.91	1.26	1.96	1.94	1.55

5.2.3.4 Déplacements horizontaux des murs

L'analyse des courbes des déplacements horizontaux montre que l'influence de la distance D n'est pas prononcée pour les rapports $W/H \geq 2$ ($D \geq 3.6$ m) (Fig.5.8), ce qui résulte qu'il n'y a pas d'interaction entre les deux murs du remblai d'accès.

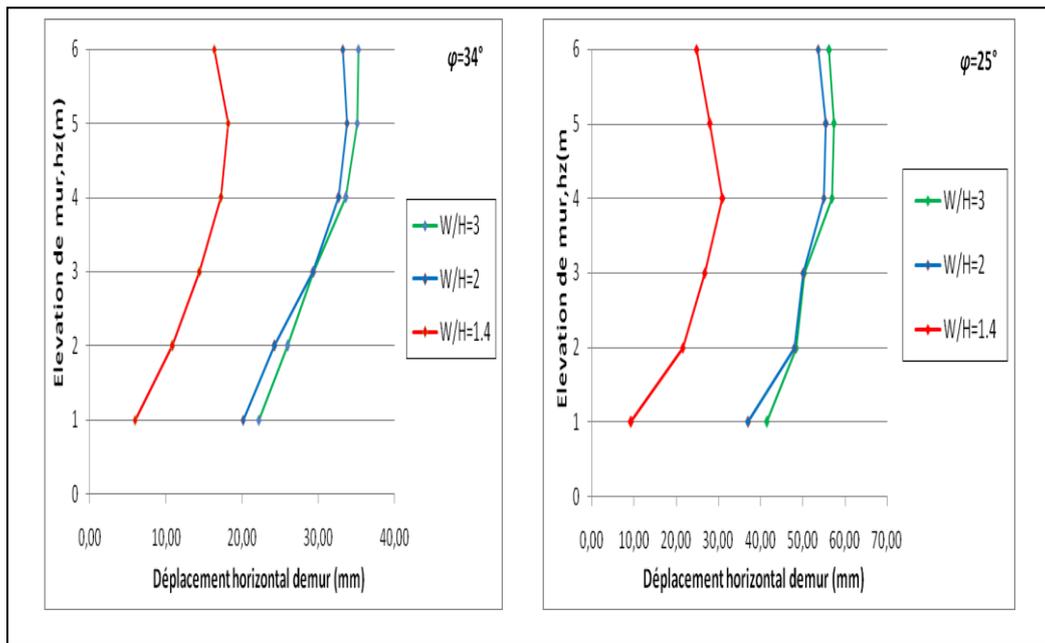
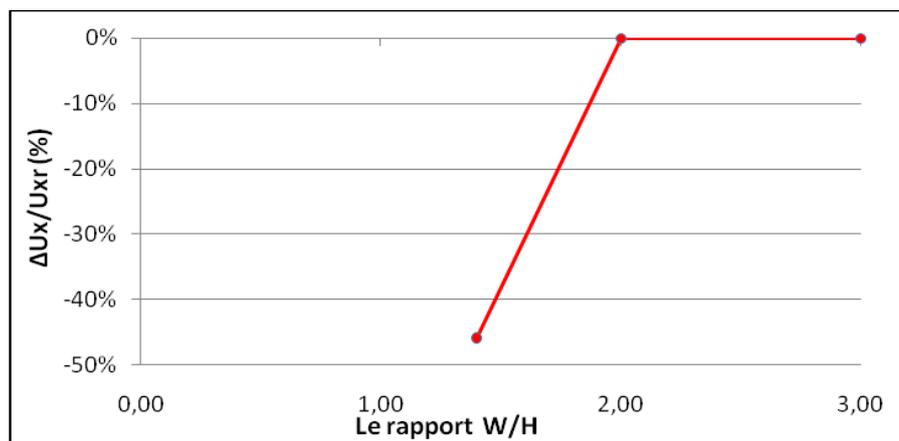


Fig.5.8. Déplacement horizontal de parement des murs à la fin de construction.

L'interaction entre les deux murs (le cas $W/H=1.4$) induit une diminution de déplacement horizontal maximal et le maximum se produit à $3/4H$ à partir de la base du mur (Fig.5.8).

La courbe de variation des déplacements horizontaux maximaux est tracée, l'interaction de deux murs induit une diminution de déplacement maximum d'environ 45 % (Fig.5.9).



U_{xr} : Déplacement horizontal maximal dans le modèle de référence ($W/H=2$).
 ΔU_x : Différence calculée entre le modèle de référence et les autres rapports de W/H .

Fig. 5.9. Influence du rapport W/H sur le déplacement horizontal des murs.

Concernant l'angle de frottement φ , une diminution de 26 % (lorsque φ passe de 34° à 25°) conduit à une augmentation du déplacement horizontal maximal d'environ 40 %, cette augmentation n'est pas proportionnelle avec la variation de l'angle φ (Tab.5.6).

Tab.5.6. Variation de déplacement horizontal maximal en fonction de φ .

W/H		2	3	1.4
$\varphi=34^\circ$	U_x	33.50	33.61	18.14
$\varphi=25^\circ$	U_x	55.53	57.39	31.17
$\Delta U_x/U_x$ (%)		+40	+41	+42

ΔU_x : Différence de U_x calculée entre l'angle de frottement 34° et 25°

5.2.3.5 Coefficient de sécurité

Le coefficient de sécurité est calculé par la méthode Phi/c réduction, pour cette approche, les paramètres de résistance de sol (frottement et cohésion) sont progressivement réduits jusqu'à la rupture de la structure, le coefficient de sécurité est alors le rapport de la résistance initiale sur la résistance à la rupture. À titre d'exemple, la figure 5.10 montre l'allure de la courbe du facteur de sécurité donnée par Plaxis pour le modèle de référence ($W/H=2$, $\varphi=34^\circ$).

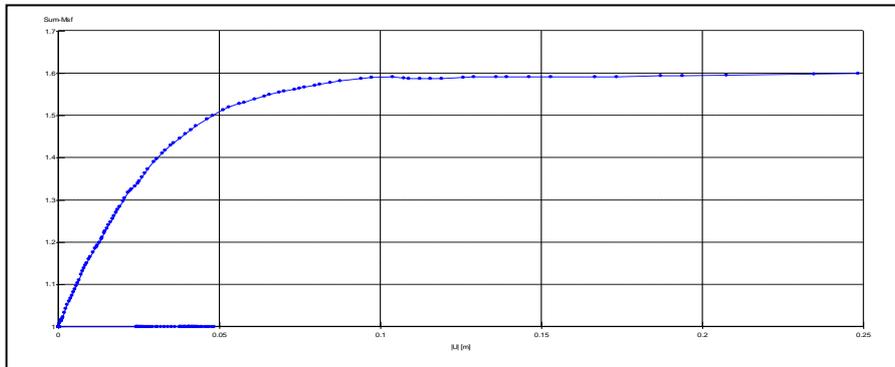


Fig.5.10. Coefficient de sécurité F_s pour $W/H=2$, $\varphi=34^\circ$.

À des rapports $W/H \geq 2$ ($D \geq 3.6$ m) (Fig.5.11), L'influence de la distance D n'est pas prononcée, ce qui résulte que les deux murs de remblai sont conçus d'une manière indépendante l'un par rapport à l'autre.

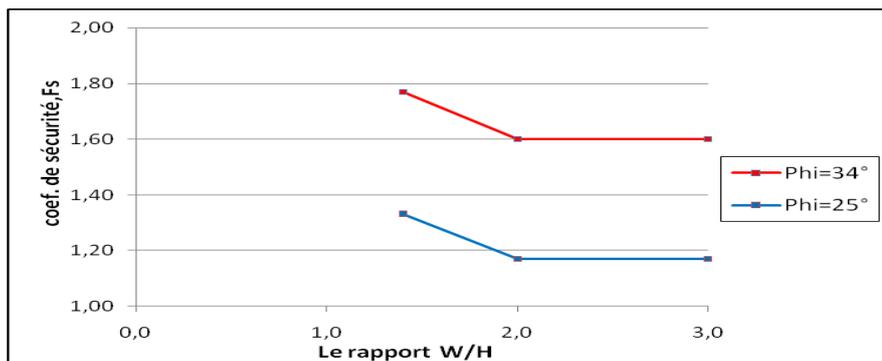
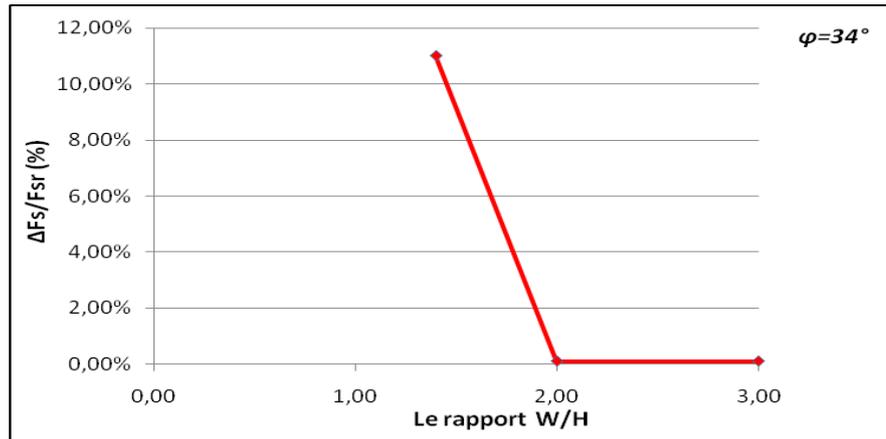


Fig.5.11. Coefficient de sécurité F_s .

L'interaction entre les deux murs (le cas $W/H=1.4$) induit une diminution du coefficient de sécurité d'environ 11 % (pour $\varphi = 34^\circ$) (Fig5.12.).



F_{sr} : Coefficient de sécurité de modèle de référence ($W/H=2$).

ΔF_x : Différence calculée entre le modèle de référence et les autres rapports.

Fig.5.12. Variation du coefficient sécurité FS.

Concernant l'angle de frottement φ , une diminution de 26 % conduit à une diminution du coefficient de sécurité d'environ 25 %, on peut dire que la variation de Fs est proportionnelle à la variation de φ (Tab.5.7).

Tab.5.7. Variation du coefficient de sécurité Fs en fonction de φ .

W/H		2	3	1.4
$\varphi=34^\circ$	Fs	1.60	1.60	1.77
$\varphi=25^\circ$	Fs	1.17	1.17	1.33
$\Delta F_s / F_s$ (%)		-27	-27	-25

ΔF_s : Différence de Fs calculée entre les angles de frottement $\varphi=34^\circ$ et $\varphi=25^\circ$.

5.2.3.6 Force de tractions maximales dans les renforcements

La distribution des forces de tractions maximales dans les renforcements le long de la hauteur des murs de remblai (Fig.5.13) est linéaire pour tous les cas étudiés conformément au calcul analytique classique de Meyerhof, où la géométrie du mur et l'angle de frottement φ n'ont pas d'influence sur cette distribution.

D'après l'étude établie par J.Han et D.Leshchinsky (2010), la répartition est trapézoïdale, c'est la méthode de K-Stifness qui a été employé (voir chapitre 2 section 5.2.3).

La différence entre le calcul numérique et analytique dans le lit inférieur (lit 1) est attribuée à l'effet d'encastrement des murs négligé par les méthodes analytiques.

La figure 5.13 montre aussi que la norme NF P94-270 est plus sécuritaire que le calcul numérique.

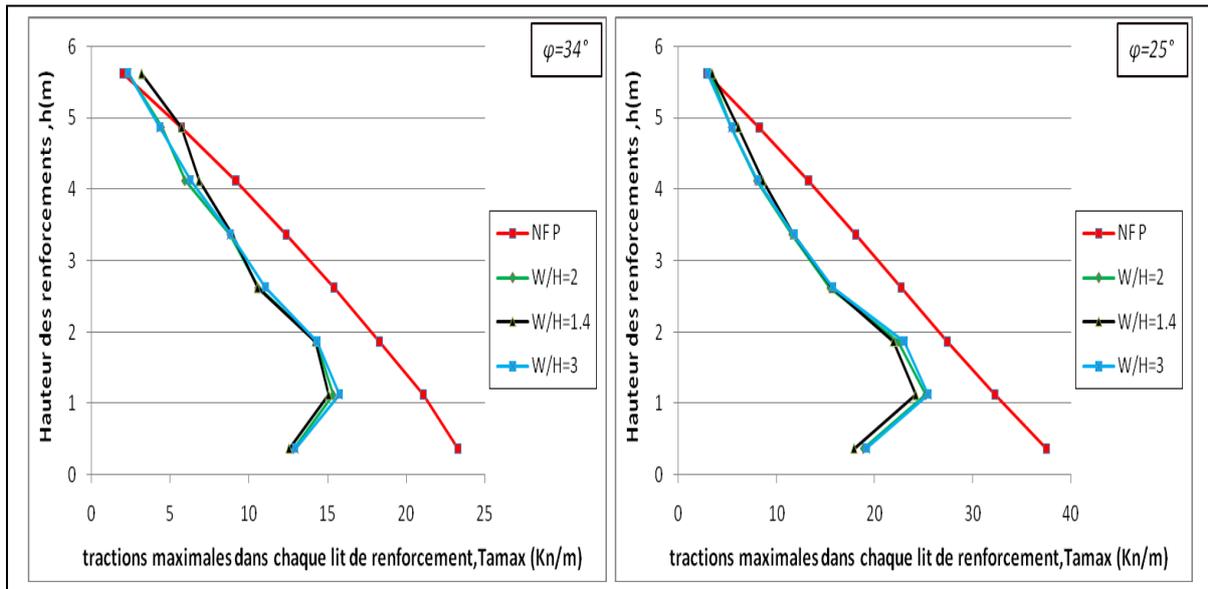


Fig.5.13. Distribution des tractions maximales dans chaque lit de renforcement.

Le calcul numérique a montré une légère influence de l'interaction de deux murs de remblai d'accès sur la force de traction maximale requise aux renforcements qui pourra être négligée (Fig.5.13), cela est conforme au calcul analytique (Meyerhof) d'un mur de soutènement avec une seule paroi qui ne tient pas en compte le sol retenu derrière la zone renforcée pour le dimensionnement de la stabilité interne.

L'angle de frottement est très influent sur la stabilité interne (Fig.5.14), ainsi une diminution de l'angle de frottement de 26 %, induit une augmentation de la force la traction maximale requise aux renforcements d'environ 60 % (numériquement) et de 53 % (analytiquement), cela est conforme avec les calculs analytiques, où l'angle de frottement de sol renforcé est un paramètre clé pour le calcul de la valeur du coefficient des pressions internes dans l'ouvrage (K).

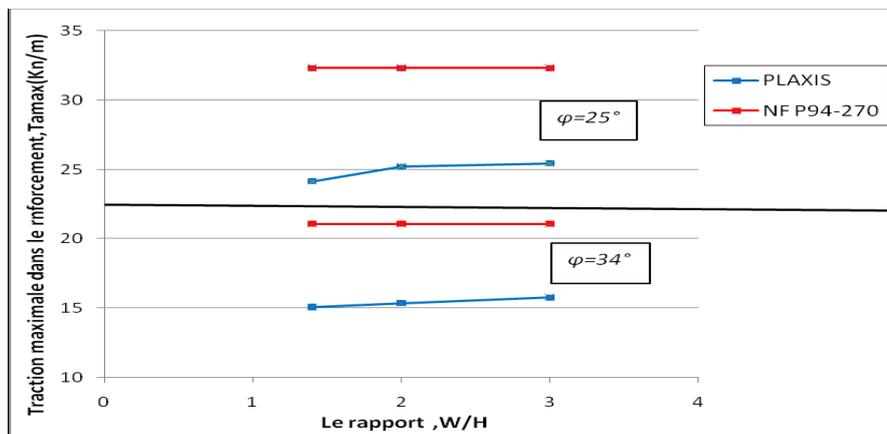


Fig.5.14. Variation des tractions maximales requises aux renforcements (Lit 2).

5.2.3.7 Lignes des tractions maximales

La géométrie du remblai et l'angle de frottement φ n'ont pas d'influence sur les lignes des tractions maximales obtenues numériquement et ces lignes sont plus proches des normes NF P (Fig.5.15).

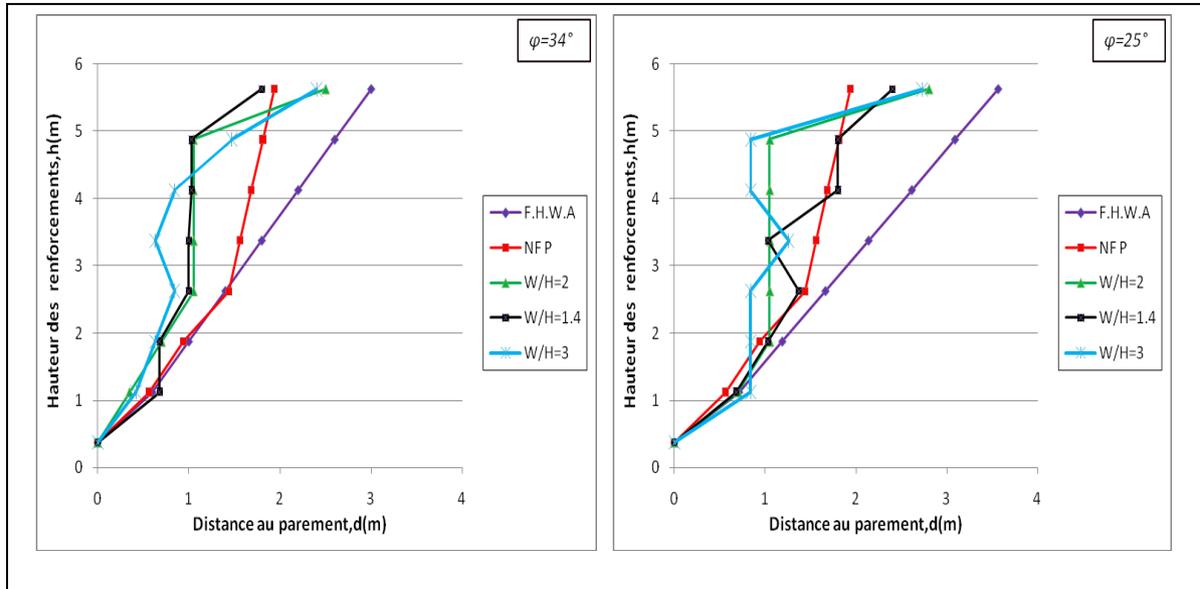


Fig.5.15. Lignes des tractions maximales.

5.2.3.8 Tractions aux parements

L'effort de traction dans les parements (T_p) à l'endroit de chaque lit de renforcement le long de la hauteur des murs est montré sur la figure 5.16.

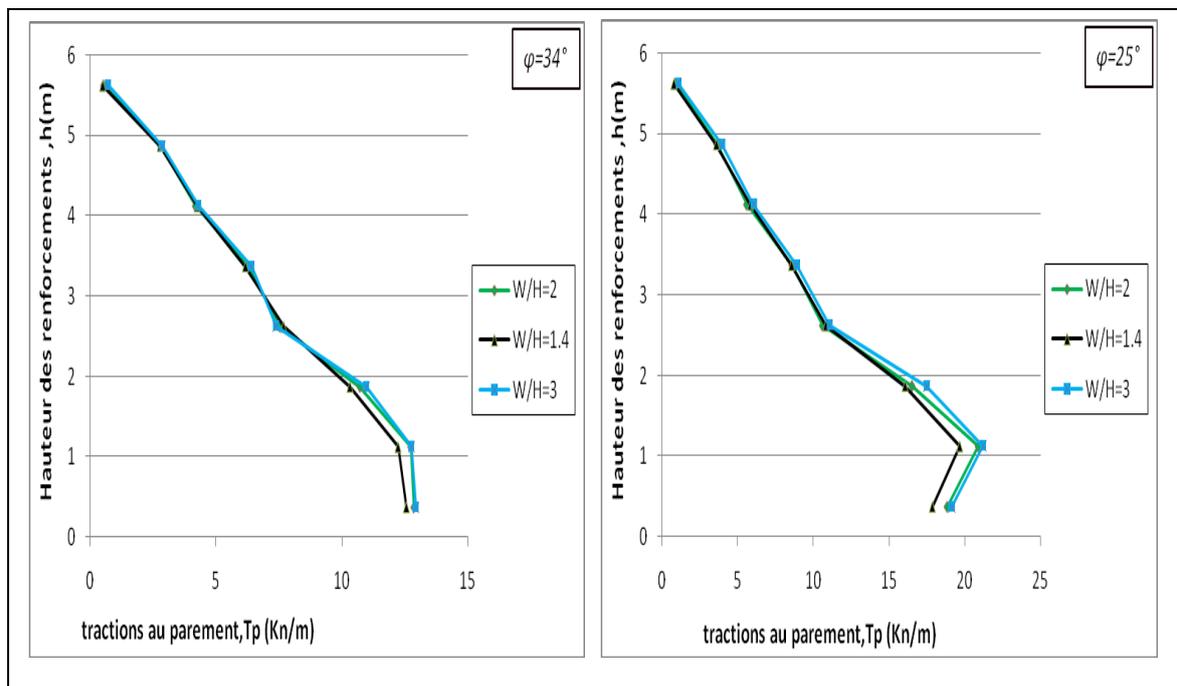


Fig.5.16. Répartition des tractions au parement le long de la hauteur de mur.

L'interaction entre les deux murs de remblai (le cas $W/H=1.4$) (Fig.5.16) présente une légère influence sur la traction au parement (elle peut être négligée), identiquement pour la force de traction maximale requise au renforcement.

Concernant l'angle de frottement, une diminution de l'angle de frottement de 26 % (en passant de 34° à 25°), conduit à une augmentation de la traction au parement d'environ 60 % au niveau du lit 2 (identiquement pour la force de traction maximale requise au renforcement).

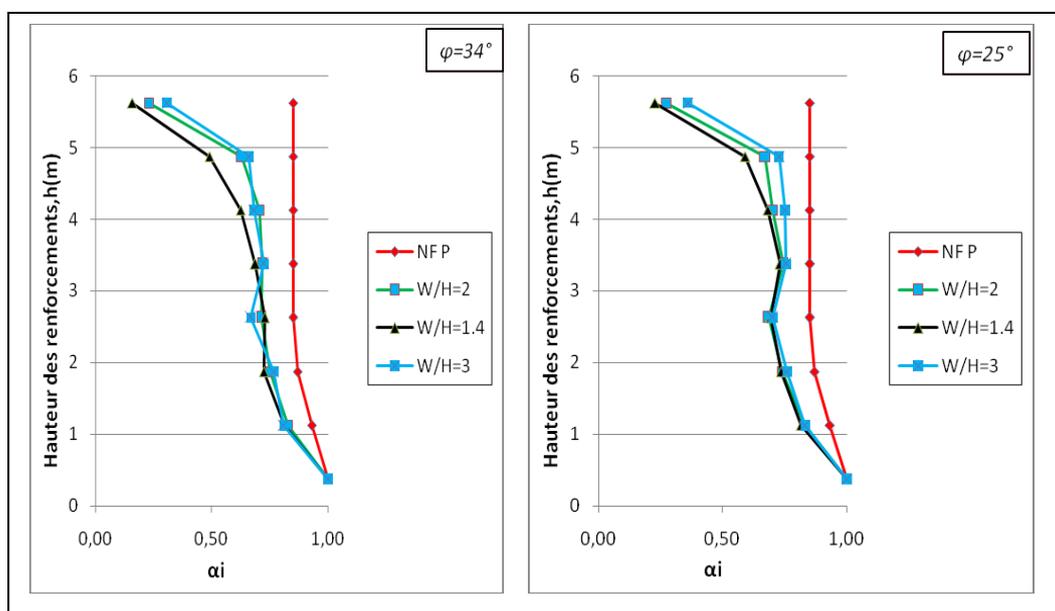


Fig.5.17. Variation du coefficient α_i en fonction de l'élévation du mur.

La figure 5.17 représente la courbe de variation du coefficient α_i pour chaque lit de renforcement (α_i est le rapport entre les tractions au parement (T_p) et les tractions maximales aux renforcements T_m , $\alpha_i = T_p/T_m$). Il est clair que les courbes de variation de α_i déterminées par un calcul numérique sont très proches à celles de la norme NF P94-270, une légère différence est observée pour les lits supérieurs et le calcul analytique est plus conservatif.

La figure 5.17 montre aussi que la géométrie du remblai d'accès et l'angle de frottement ϕ n'ont aucune influence sur l'allure de la courbe de α_i , cela est conforme au calcul théorique où α_i dépend seulement du type de parement.

5.2.3.9 Récapitulatif des résultats numériques

Le tableau 5.8 est dressé pour présenter l'influence des paramètres étudiés (l'effet de la distance d'interaction entre les deux murs D et l'angle de frottement ϕ) sur la stabilité externe et interne du remblai d'accès de pont pour les renforcements qui se rencontrent au milieu, en passant d'un rapport W/H de 2 ($D=3.6m$) à $W/H=1.4$ ($D=0m$), et d'un angle de frottement de $\phi=34^\circ$ à $\phi=25^\circ$.

Tab.5.8. Influence de W/H et φ sur le calcul de la stabilité des murs de remblai.

Paramètres	Stabilité externe			Stabilité interne	
	ΔFa	ΔU_x	ΔFs	ΔTa	ΔTp
W/H	-25% à -42% (selon φ)	-45%	+14%	-3%	-3%
φ	+9% à -16% (selon φ)	+42%	-25%	+60%	+60%

Le tableau 5.8 montre clairement que la distance entre les deux murs n'a pas d'influence sur la stabilité interne du remblai d'accès de pont.

5.2.3.10 Effet de connexion des renforcements au milieu

Lorsque la distance entre les deux murs, D , égale à zéro, certains concepteurs tentent d'utiliser pour chaque lit de renforcement une seule bande de renforcement connectée dans les deux parements des murs, dans ce cas on dit que les renforcements sont connectés au milieu.

Afin d'étudier l'effet de connexion des renforcements au milieu, un modèle pour un rapport $W/H=1.4$ et avec un angle de frottement $\varphi=34^\circ$ est modélisé.

a. Surface critique de rupture

La surface critique de rupture commence à partir du coin d'encastrement, mais elle n'est pas totalement développée dans le massif renforcé, des zones de cisaillement maximal sont localisées au niveau du parement (liaison renforcement/parement) (Fig.5.18.a).

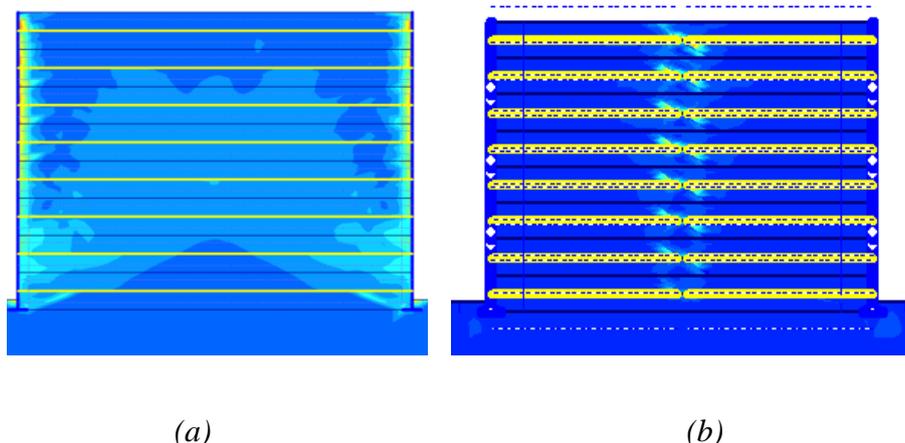
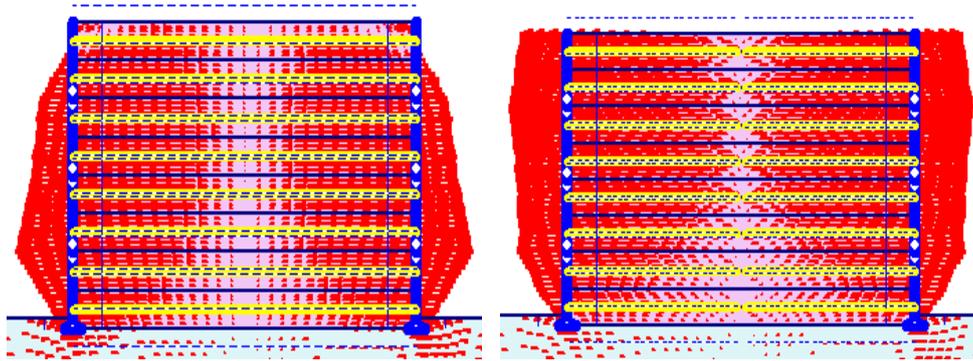


Fig.5.18. Surface critique de rupture, (a) cas des renforcements connectés au milieu, (b) cas des renforcements non connectés au milieu.

b. Flexibilité du parement

L'allure de déplacement horizontal de mur à la fin de la construction (Fig.5.19), lorsque les renforcements sont connectés au milieu, montre une inflexibilité du parement en haut du mur, les

vecteurs des déplacements changent de direction ; cela est conforme aux guides de la F.H.W.A (2009), qui indiquent que la conception des murs avec la connexion des renforcements au milieu engendre une inflexibilité de la structure de haut en bas de mur.



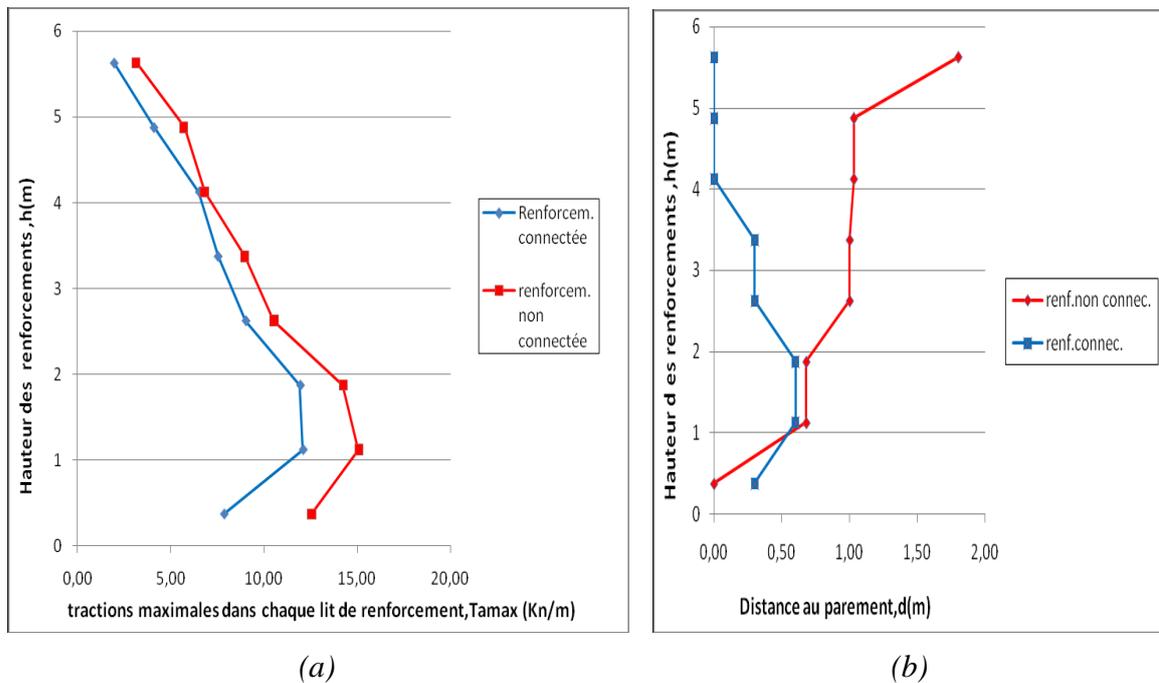
(a)

(b)

Fig.5.19. Déplacement horizontal de mur en fin de construction, (a) renforcements connectés au milieu, (b) renforcements non connectés au milieu.

c. Force de tractions maximales dans les renforcements

Les courbes de la répartition de la force de tractions maximales et la ligne des tractions maximales en fonction de l'élévation de mur sont tracées (Fig.5.20).



(a)

(b)

Fig.5.20. Traction maximales dans les lits de renforcement, (a) répartition des tractions maximales, (b) lignes des tractions maximales.

La courbe d'évolution de tractions maximales (Fig.5.20.a) est toujours linéaire, la connexion des renforcements au milieu a induit une diminution de la traction maximale requise d'environ 20 % (pour le lit 2), ce résultat est adéquat au résultat obtenu par J.Han et D.Leshchinsky (2010) (voir chapitre 2 section 5.2.3).

La figure 5.20.b, montre que la ligne des tractions maximales dans les lits supérieurs est plus proche du parement, cela est justifié par la zone de cisaillement maximal obtenue au niveau du parement, où l'arrachement en tête des renforcements devient impossible.

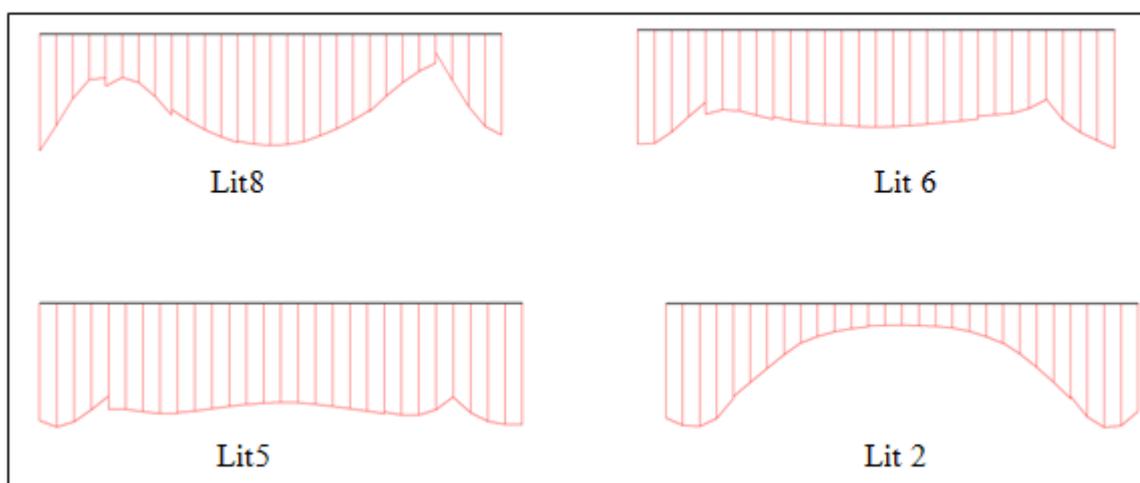


Fig.5.21. Répartition de la force la traction sur la longueur des renforcements connectés au milieu.

Concernant la répartition de la force de traction sur la longueur du lit de renforcement, la connexion des renforcements induit la mobilisation de toute la longueur des lits supérieurs (Fig.5.21) conformément aux indications de J.Han et D.Leshchinsky (2010) (voir chapitre 2 section 5.2.3).

On peut conclure que la connexion de renforcement au milieu induit une inflexibilité du parement en haut du mur, des zones de cisaillement maximal au niveau du parement où la ligne des tractions maximales est proche de parement, une diminution de la force de traction requise au renforcement et la mobilisation de toute la longueur des renforcements dans les lits supérieurs.

Les guides de la F.H.W.A (2009) indiquent que la pratique de connexion des renforcements au milieu n'est pas recommandée, parce qu'il est difficile de connecter les renforcements au milieu (par exemple pour les murs non tangents).

5.2.4 Conclusion

L'étude de comportement de remblais d'accès de pont construit avec deux murs de soutènement renforcés par des géosynthétiques qui se rencontrent au milieu sous chargement statique a permis de conclure ce qui suit:

- pour cette étude, où les deux murs ont une même hauteur $H=6\text{m}$, la distance $D \geq 3.6\text{m} \approx 0.5H$, est nécessaire pour que les deux murs soient conçus d'une manière indépendante l'un par rapport à l'autre, cette distance est légèrement supérieure à la distance d'interaction décrite par la F.H.W.A ($D_i \approx 0.3 H = 3 \text{ m}$).
- si les deux murs de remblai sont très proches ($D=0\text{m}$), il y a interaction entre les deux murs, la surface de rupture n'est pas développée derrière la zone renforcée, c'est plutôt des zones de cisaillement maximal en tête des renforcements.
- si les murs sont très proches ($D=0\text{m}$), la pression des terres derrière la zone renforcée est toujours existante.
- l'interaction entre les deux murs induit : une diminution de la pression des terres derrière la zone renforcée, une diminution du déplacement horizontal maximal et une augmentation du coefficient de sécurité.
- lorsque les deux murs de remblai sont très proches, le calcul analytique classique de mur de soutènement en sol renforcé se trouve trop sécuritaire pour le dimensionnement de la stabilité externe.
- la géométrie du remblai d'accès (l'interaction entre les deux murs) n'a pas d'influence sur la traction maximale requise aux renforcements, la répartition des forces des tractions aux renforcements est toujours linéaire ; donc le calcul analytique classique de mur de soutènement en sol renforcé peut être utilisé pour le dimensionnement de la stabilité interne des murs de remblai d'accès sans tenir compte de l'interaction entre les deux murs, le calcul analytique est un peu plus sécuritaire par rapport au calcul numérique.
- la connexion des renforcements au milieu a induit une inflexibilité en haut du mur, les zones de cisaillement maximal sont localisées sur le parement et les lignes des tractions maximales deviennent très proches de parement ; la connexion des renforcements au milieu a induit aussi une diminution de la force de traction maximale requise au renforcement et la mobilisation de toute la longueur de lit de renforcement.
- l'utilisation d'un sol renforcé d'une mauvaise qualité induit une augmentation de : la pression des terres actives derrière la zone renforcée, de déplacement horizontal maximum, une diminution du coefficient de sécurité et une augmentation de la force de traction maximale requise au renforcement et au parement.

5.3 ANALYSE NUMÉRIQUE SOUS DES CHARGES STATIQUES D'UN REMBLAI D'ACCÈS DE PONT AVEC DES RENFORCEMENTS QUI SE CHEVAUCHENT

5.3.1 Modèle de base et présentation de l'étude

Afin d'étudier l'effet de chevauchement des renforcements sur le comportement de remblai d'accès de pont, un modèle de base est sélectionné avec une largeur $W=6.6$ m, une hauteur $H_1=H_2=6$ m ($W/H=1.1$), un chevauchement $L_R=1.8$ m ($L_R/H=0.3$) et une longueur des renforcements $L=4.2$ m ($0.7H$) (Fig.5.22). Cette géométrie rétorque aux exigences des directives de la F.H.W.A 2009 (voir chapitre 2 section. 2.5.2).

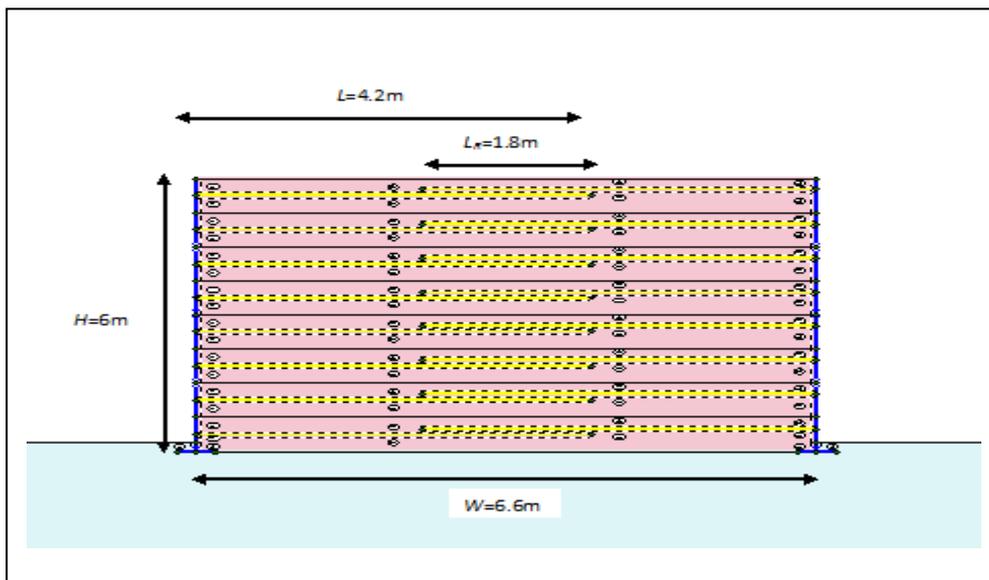


Fig.5.22. Géométrie d' modèle avec un chevauchement des renforcements, ($W/H=1.1, L_R/H=0.3$).

Les caractéristiques physiques des sols, des renforcements et du parement sont tenus les mêmes que l'étude précédente.

La stabilité du remblai d'accès de pont sous les actions statiques s'intéressant par l'effet de la longueur de chevauchement caractérisée par le rapport L_R/H est étudiée.

5.3.2 Résultats de l'étude

5.3.2.1 Zone de cisaillement

La figure 5.23 montre que le rapport L_R/H a une influence sur la localisation des zones de cisaillement, pour $L_R/H=0.4$ le cisaillement est localisé en tête des renforcements, pour $L_R/H=0.1$ une zone de cisaillement tend à recouvrir toute la longueur de chevauchement.

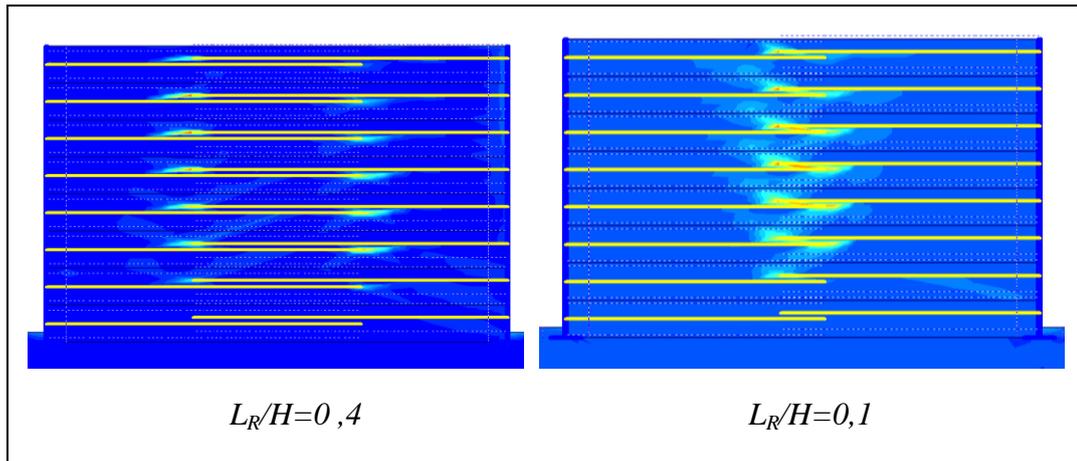


Fig.5.23. Surface de rupture pour différents rapports de L_R/H .

5.3.2.2 Coefficient de sécurité

Le coefficient de sécurité est très influé par le rapport L_R/H (Fig5.24), cette influence est beaucoup prononcée avec des rapports $L_R/H < 0.3$, le passage d'un rapport $L_R/H = 0.3$ à 0.1 induit une diminution de F_s d'environ 33 %.

Les rapports $L_R/H \geq 0.3$ conduits à une bonne sécurité de l'ouvrage ($F_s > 3$).

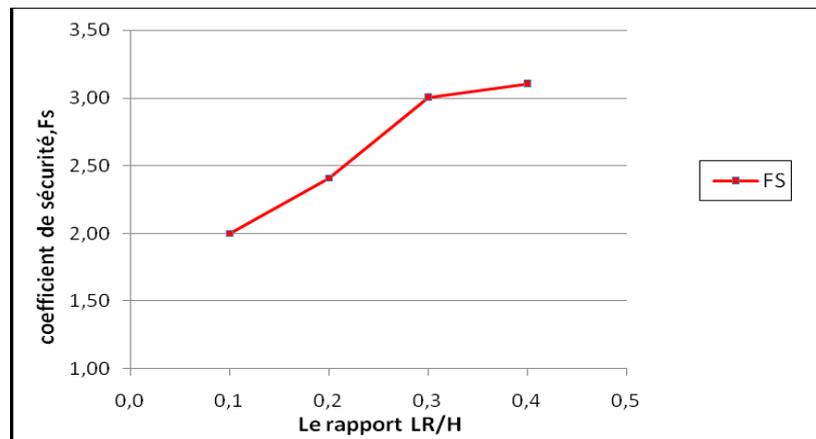


Fig.5.24. Influence du rapport L_R/H sur le coefficient de sécurité F_s .

5.3.2.3 Déplacements horizontaux des murs

Le chevauchement des renforcements induit un changement de l'endroit de déplacement maximal (Fig5.25), il se produit à $2/3 H$ à partir de la base du mur pour tous les rapports L_R/H étudiés.

L'amplitude du maximum augmente avec la diminution de L_R/H (par exemple : une diminution du rapport L_R/H de 0.3 à 0.1 induit une augmentation de déplacement maximal d'environ 12 % (Tab.5.9.).

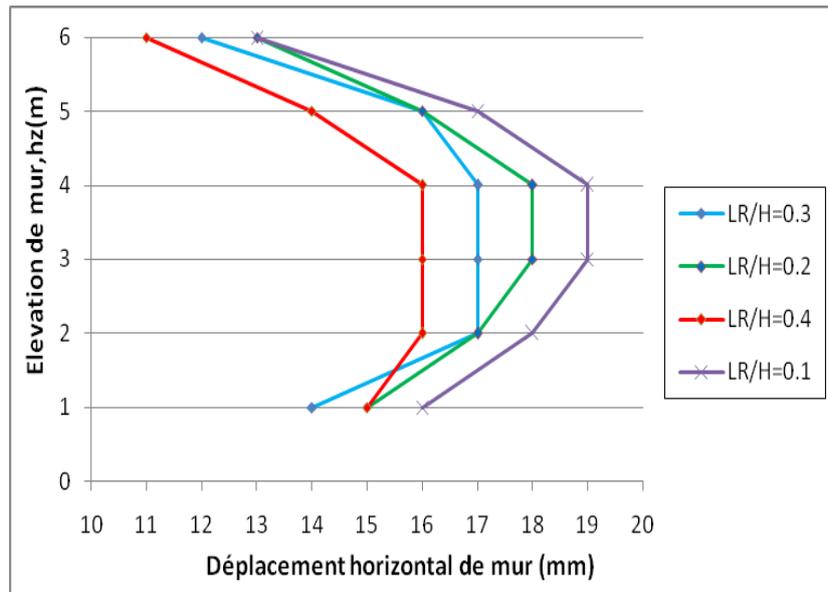


Fig.5.25. Déplacement horizontal en fonction du rapport L_R/H .

Tab.5.9. Influence du rapport L_R/H sur le déplacement horizontal maximal.

L_R/H	0.1	0.2	0.3	0.4
Ux (mm)	19.2	18.2	17.2	16
$\Delta U_x/U_{xR}$ (%)	+12	+6	---	-7

Ux : Déplacement horizontal maximal.

ΔF_x : Différence calculée entre le modèle de référence ($L_R/H=0.3$) et les autres modèles étudiés.

On peut conclure que la longueur de chevauchement a une légère influence sur le déplacement maximal des murs de remblai d'accès de pont.

5.3.2.4 Force de tractions maximales dans les renforcements

On étudie l'effet de chevauchement des renforcements sur la distribution de la force des tractions maximales pour un rapport optimal $L_R/H=0.3$ ($L=4.2m$) ; la distribution de la force des tractions maximales aux renforcements en fonction de la profondeur des murs est linéaire et les normes NF P sont plus sécuritaires (Fig.5.26).

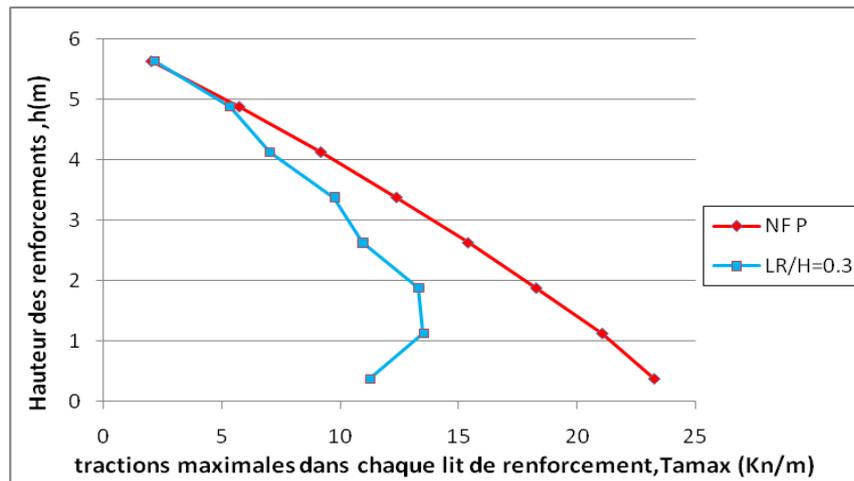


Fig.5.26. Courbes de variation des tractions maximales, $L_R/H=0.3$.

Remarque : vu que les longueurs de renforcements se changent avec le changement du rapport L_R/H , alors l'influence de chevauchement sur la traction maximale requise aux renforcements ne pourra pas être étudiée.

5.3.2.5 Lignes des tractions maximales et tractions aux parements

La ligne des tractions maximales pour un rapport $L_R/H=0.3$ est tracée est comparée avec les lignes pratiques (Fig.5.27.a), cette ligne se trouve très proche de celle de la F.H.W.A .

La courbe de variation de coefficient α_i est proche de celle des normes NF P94-270 (Fig.5.27.b) pour le cas d'un parement en écailles de béton .

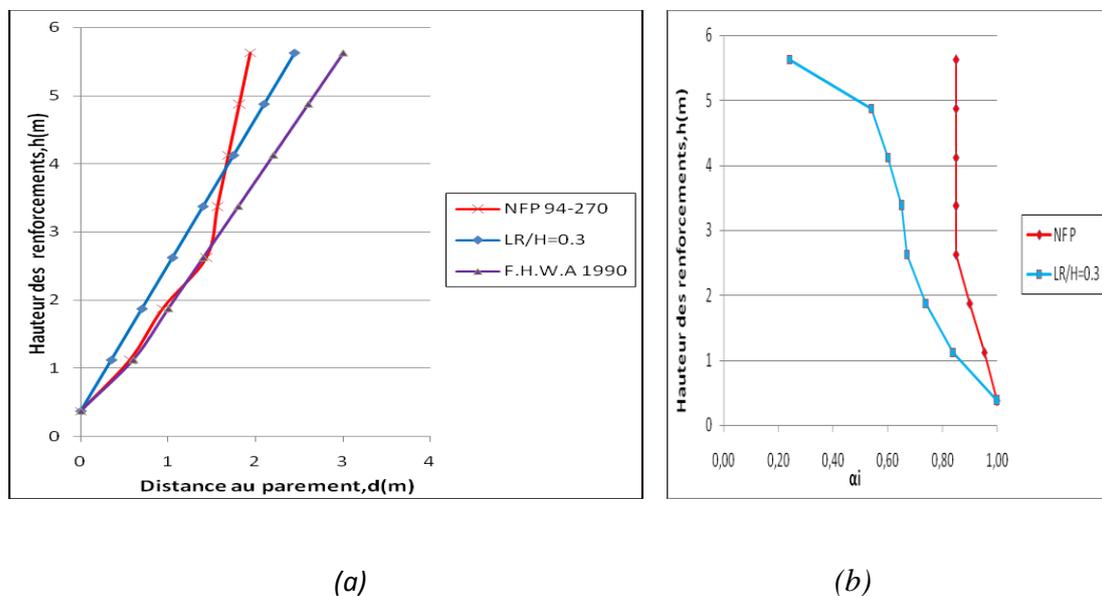


Fig.5.27. Tractions aux renforcements, (a) Lignes des tractions maximales, (b) le coefficient α_i .

5.3.3 Conclusion

L'étude de comportement sous chargement statique des remblais d'accès de pont construits avec deux murs à faces opposées renforcés par les géosynthétiques qui se chevauchent nous a permis de conclure ce qui suit :

- la diminution de la longueur de chevauchement des renforcements (L_R) induit une augmentation de déplacement horizontal maximal avec une diminution du coefficient de sécurité.
- l'effet de la longueur de chevauchement, pour $L_R \geq 0.3H$, n'est pas prononcé sur le coefficient de sécurité qui atteint des valeurs impressionnantes ($F_s > 3$).
- le calcul théorique classique mène à un calcul trop sécuritaire, il faut donc prendre compte l'effet de chevauchement des renforcements pour le dimensionnement de la stabilité externe des remblais d'accès de pont.
- le chevauchement des renforcements n'a pas d'influence sur la stabilité interne, donc le calcul analytique classique de la stabilité interne de mur de soutènement peut être utilisé pour dimensionner les murs des remblais d'accès de pont.
- le chevauchement des renforcements permet de diminuer la longueur requise de renforcement jusqu'à $0.5H$ (le cas $L_R/H=0.1$).

5.4 ANALYSE NUMÉRIQUE D'UN REMBLAI D'ACCÈS DE PONT SOUS DES CHARGES SISMQUES AVEC DES RENFORCEMENTS QUI SE RENCONTRENT AU MILIEU

5.4.1 Présentation du cas étudié

Dans l'intention de voir la réponse sismique des remblais d'accès réalisés avec deux murs de soutènement en sols renforcés opposés à l'aide du logiciel PLAXIS, nous avons retenu le même modèle géométrique de l'analyse statique ($W=12\text{m}$ et $H=6\text{m}$, $W/H=2$), les mêmes caractéristiques physiques et mécaniques de sol retenu, de sol de fondation, de parement et les renforcements utilisés dans le calcul statique ; pour les conditions aux limites on a choisi l'option « Standard absorbent boundaries ». À noter qu'on a démontré dans l'étude statique qu'une distance $D \geq 3.6\text{m}$ est nécessaire pour laquelle les deux murs de remblai peuvent être conçus d'une manière indépendante.

Cette application est focalisée en premier lieu sur l'étude de l'influence de paramètres de séisme (la fréquence et l'accélération maximale) sur le comportement de remblai d'accès de pont en soutènement renforcé par les géosynthétiques ; et en deuxième lieu sur l'influence de la distance entre les deux murs de remblai d'accès de pont.

L'effet de connexion des renforcements au milieu sous chargement sismique est aussi étudié.

Un calcul de construction par étapes a été retenu qui simule le processus réel de construction sur terrain. Le remblai d'accès est construit couche par couche. À chaque couche, l'élément du parement, la couche de remblai et la nappe de géosynthétiques sont activées. Cette procédure est répétée jusqu'à l'achèvement des murs. Après la simulation de la construction des murs, une excitation sismique est appliquée à la base du mur (Fig.5.28). Les flèches montrent l'endroit de l'excitation de séisme.

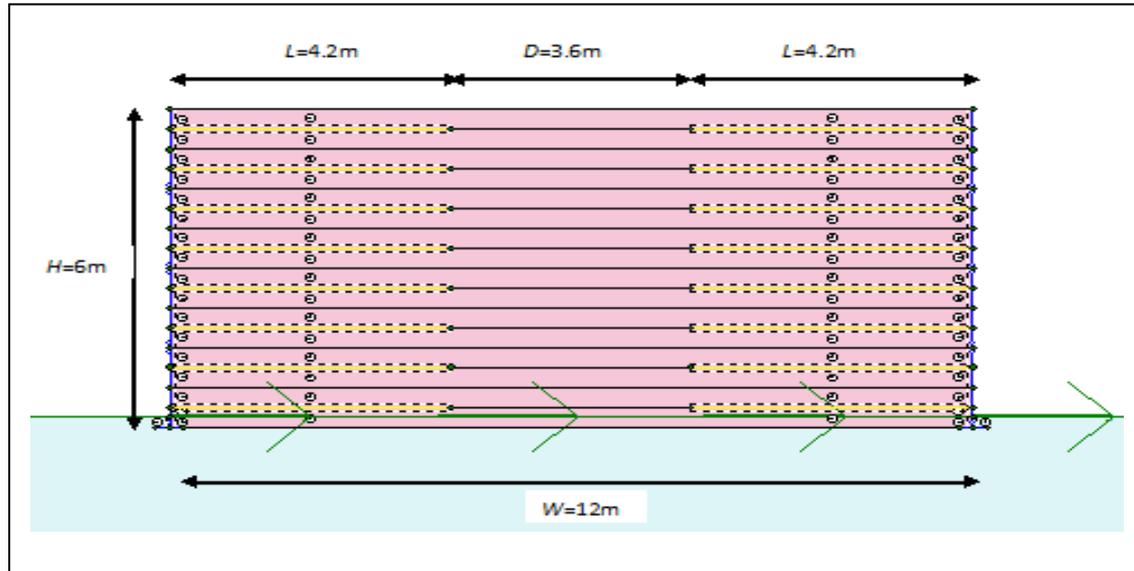


Fig.5.28. Géométrie du modèle de référence $W/H=2$, pour l'étude sous chargement harmonique d'un remblai d'accès en sol renforcé par les géosynthétiques.

5.4.2 Données du chargement sismique

L'excitation sismique utilisée est un mouvement harmonique d'amplitude variable à intervalles de temps constants de 0.05 secondes pendant un temps total de six (6) secondes. Les données d'accélération sont définies par la formule suivante :

$$\ddot{U}(t) = \sqrt{\beta \cdot e^{-\alpha t} \cdot t^\xi} \sin(2 \cdot \pi \cdot f \cdot t) \quad (5.1)$$

Où $\alpha=5.5$, $\beta=55$ et $\xi=12$ sont des coefficients pour amplitude d'accélération maximale de 0.2 g et $\alpha=5.5$, $\beta=100$ et $\xi=13$ pour amplitude d'accélération maximale de 0.4 g.

f est la fréquence, dans la présente étude paramétrique la fréquence f est variée à 1.5Hz et 3Hz, pour étudier l'influence de la fréquence de la charge sismique sur la réponse du remblai d'accès.

Ce chargement a été utilisé dans des études ultérieures en différences finies (R.J. Bathurt et Z.Cai. 1998) et en éléments finis (E .Guler et al.2011).

Dans cette analyse une constante d'amortissement de 10 % est utilisée. L'amortissement dynamique est exprimé en utilisant les coefficients de Rayleigh α et β . Ces coefficients sont proportionnels à la rigidité et la masse du système.

Coefficients de Rayleigh α et β :

$$\zeta_1(\%) = \zeta_2(\%) = \boxed{10}$$

$$\alpha = \boxed{1.795}$$

$$\beta = \boxed{0.005}$$

La figure 5.29 visualise quelques accélérogrammes obtenus par la formule 5.1.

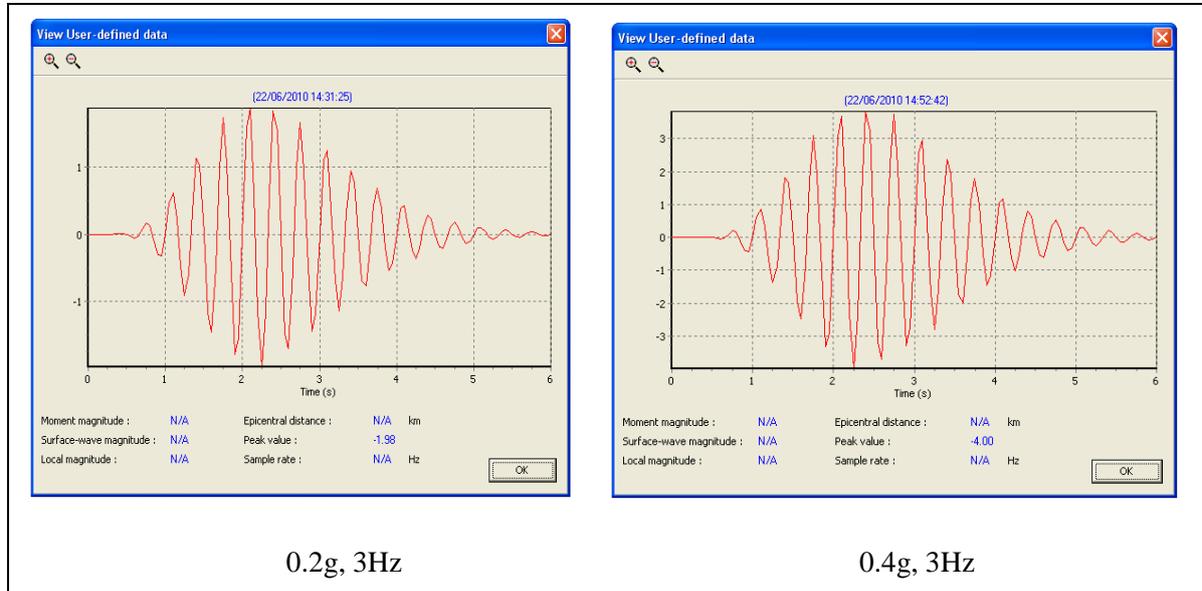


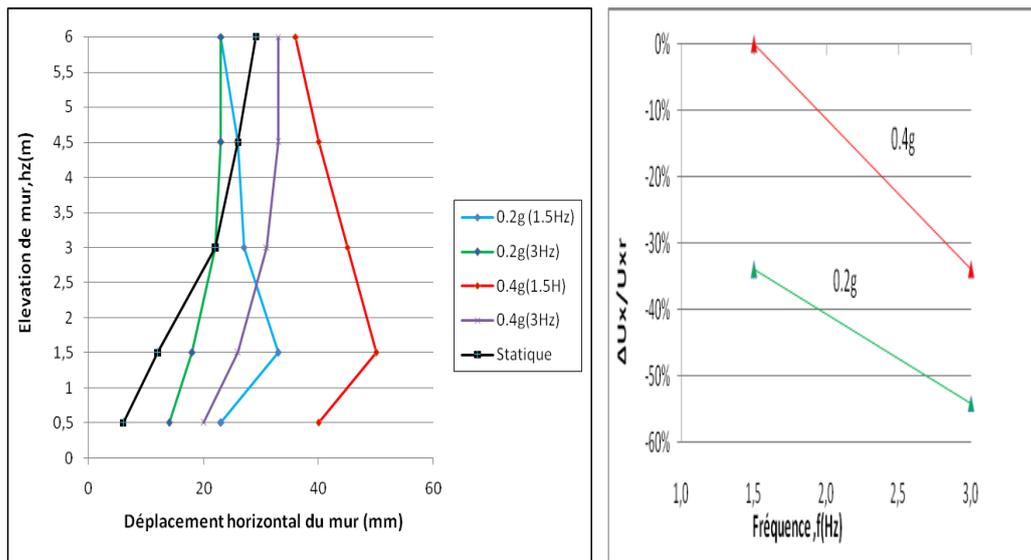
Fig.5.29. Les accélérogrammes pour une fréquence de 3Hz.

5.4.3 Effet des paramètres de séisme

5.4.3.1 Déplacements horizontaux des murs

Pour étudier l'influence de la fréquence et l'accélération horizontale maximale d'une charge sismique sur la réponse des murs de remblai d'accès de pont, des simulations numériques en éléments finis à l'aide du logiciel Plaxis ont été conduites sur le modèle de référence $W/H=2$. Les résultats sont évalués en matière de déplacements horizontaux des murs au niveau des articulations de parement après que le chargement sismique soit fini. Les valeurs de déplacement présentées sont celles provoquées seulement par le chargement sismique. Ces déplacements sont comparés aux déplacements obtenus en fin de construction (statique) sous les mêmes conditions aux limites.

Les déplacements horizontaux des murs à la fin de la construction et après les excitations sismiques le long de la hauteur des murs de remblai sont montrés sur la figure 5.30.a.



(a)

(b)

Fig.5.30. Influence des paramètres de séisme sur le déplacement horizontal des murs, (a) courbe de déplacements horizontaux, (b) variation de déplacements maximaux.

On observe que le déplacement horizontal maximal issu de la force sismique est généralement supérieur à celui obtenu en fin de construction, résultant que le calcul dynamique est nécessaire pour le dimensionnement de la stabilité externe des murs de soutènement en sols renforcés composant un remblai d'accès de pont.

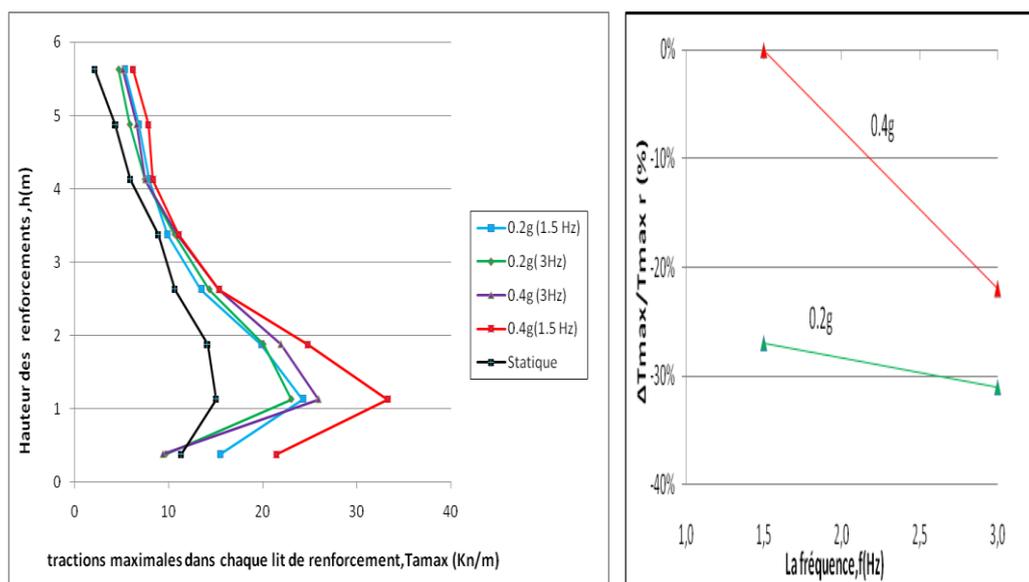
L'allure des courbes de déplacement horizontal est conforme à celle obtenue par E.Guler et al. (2011) lors des simulations numériques des murs de soutènement en sol renforcé sous actions sismiques, où les maximums ne sont pas obtenus en tête des murs.

Suite à des hautes fréquences (Ex : 3 Hz), le déplacement maximum se produit en tête du mur, sous des basses fréquences (Ex : 1,5 Hz), le maximum se produit au niveau de la première articulation du parement (soit à $1/4H$ de la base de mur).

La figure 5.30.b, où le modèle de référence est celui qui correspond au déplacement horizontal maximal (0.4g, 1.5Hz), montre que le maximum amoindrit avec la diminution de l'accélération horizontale et accroît avec la diminution de la fréquence.

5.4.3.2 Force des tractions maximales dans les renforcements

Les forces des tractions maximales dans les renforcements à la fin de la charge sismique harmonique en fonction des accélérations horizontales et des fréquences sont montrées sur la figure 5.31.a. Ces valeurs sont les forces des tractions maximales enregistrées le long de chaque nappe de renforcement, elles sont comparées avec celles obtenues en fin de construction sous les mêmes conditions aux limites.



(a)

(b)

Fig.5.31. Influence des paramètres de séisme sur les tractions aux renforcements, (a) Distribution des forces des tractions maximales, (b) variation de la traction maximale requise.

Les forces des tractions maximales requises aux renforcements issues par la force sismique sont plus grandes que celles obtenues à la fin de la construction, résultent que le calcul dynamique est nécessaire pour le dimensionnement de la stabilité interne des murs de soutènement en sols renforcés composant le remblai d'accès de pont.

La distribution des forces des tractions maximales en fonction de la hauteur de mur est linéaire pour tous les chargements harmoniques testés, elle est similaire aux distributions des forces de traction obtenues par Guler et al. (2011) lors d'un calcul en éléments finis.

La diminution de la force de traction maximale dans le premier lit est due à l'encastrement des murs de remblai.

La figure 5.32.b, où le modèle de référence est celui qui correspond au déplacement horizontal maximum (0.4g, 1.5Hz), montre que la force de traction maximale requise au renforcement diminue avec la diminution de l'accélération horizontale et augmente avec la diminution de la fréquence.

5.4.3.3 Lignes des tractions maximales

La ligne des tractions maximales obtenue après l'excitation sismique d'un chargement harmonique (0.4g, 1.5 Hz) (Fig.5.32) est proche des celles des normes NF P et F.H.W.A et aussi à celle obtenue en fin de construction dans les lits inférieurs, cette ligne s'éloigne de celle des normes NF P et du cas statique, pour les lits supérieurs elle s'approche de celle de la norme F.H.W.A.

Il faut noter que les deux normes NF P et F.H.W.A admettent les mêmes lignes des tractions maximales pour les actions statiques et dynamiques.

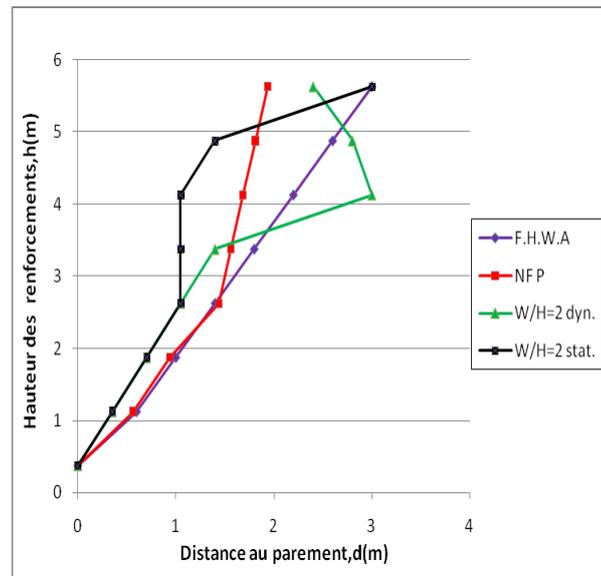


Fig.5.32. Les lignes des tractions maximales le long de la hauteur de mur à la fin de construction(Statique) et en fin de l'excitation sismique.

5.4.4 Effets de la géométrie du remblai d'accès

Dans l'objectif d'étudier l'influence de la géométrie du remblai d'accès de pont, on a modélisé deux autres modèles, $W/H=3$ et $W/H=1.4$, soumis à une excitation sismique harmonique à la base ($0.4g$, $1.5Hz$) (cette excitation est trouvée la plus défavorable dans l'étude du modèle de référence $W/H=2$).

5.4.4.1 Déplacements horizontaux des murs

À la fin de l'excitation sismique, les maillages déformés des modèles étudiés sont montrés sur la figure 5.33, il est clair que les deux murs de remblai d'accès déplacent dans deux directions opposées l'un par rapport à l'autre.

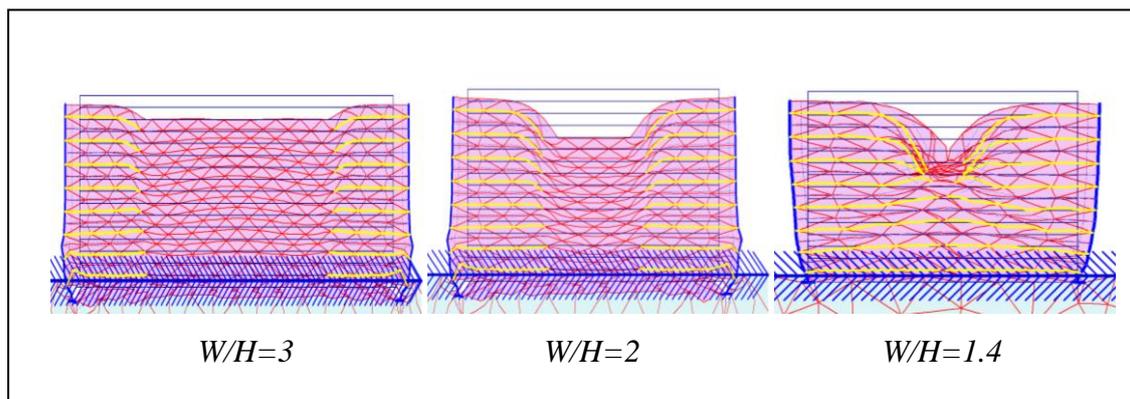


Fig.5.33. Maillages déformés en fin de l'excitation sismique.

Les courbes des déplacements horizontaux des murs à la fin de l'excitation sismique au niveau des articulations le long de la hauteur des murs sont présentées sur la figure 5.34.a.

Lorsque les murs sont lointains ($W/H \geq 2$) (où statiquement les deux murs sont conçus d'une manière indépendante), le déplacement maximum se produit au niveau de la première articulation du parement (soit à $1/4H$ à partir de la base du mur).

Lorsque les deux murs sont très proches ($W/H=1.4$), le déplacement horizontal maximum est obtenu en tête des murs.

Le cas $W/H=2$ est pris comme référence, alors la courbe de variation du déplacement horizontal maximum est tracée en fonction du rapport W/H (Fig.5.34.b).

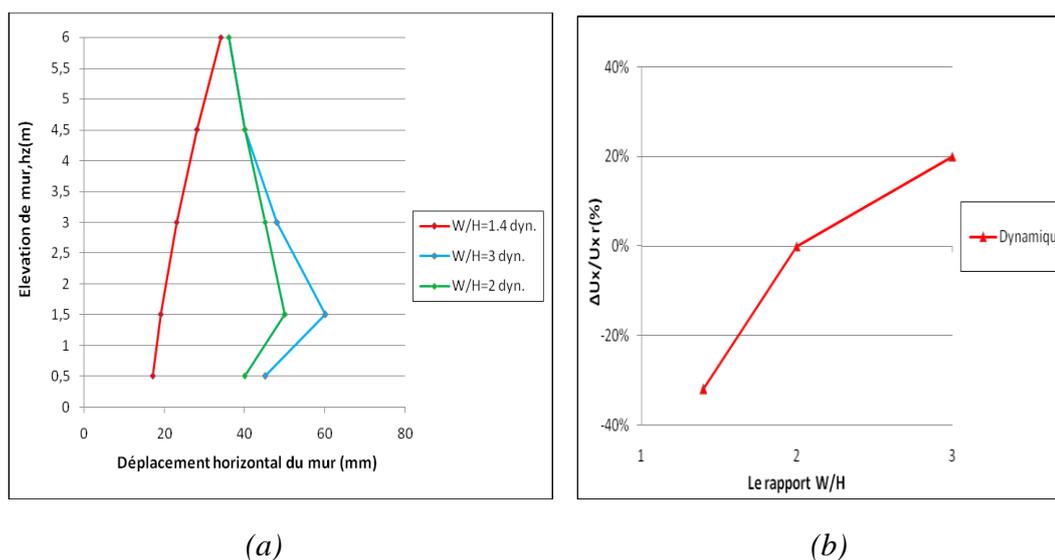


Fig.5.34. Déplacement horizontal des murs, (a) les courbes de déplacements horizontaux des murs en fin de l'excitation sismique, (b) variation du déplacement maximum.

Contrairement à la réponse sous chargement statique, sous les actions sismiques la distance D influence le déplacement horizontal maximal même si les deux murs sont lointains ($W/H \geq 2$), cette influence est très prononcée pour des rapports $W/H < 2$ (Fig.5.34.b).

Le déplacement horizontal maximal des murs diminue avec la diminution de la distance D , lorsqu'on passe d'un rapport $W/H=2$ à $W/H=1.4$, le déplacement horizontal maximum diminue de 32 %, si on passe de 2 à 3, le déplacement horizontal maximum augmente de 20 % (Fig.5.34.b), où on peut conclure que, la variation de déplacement horizontal maximum, n'est pas proportionnelle avec la distance entre les deux murs de remblai d'accès.

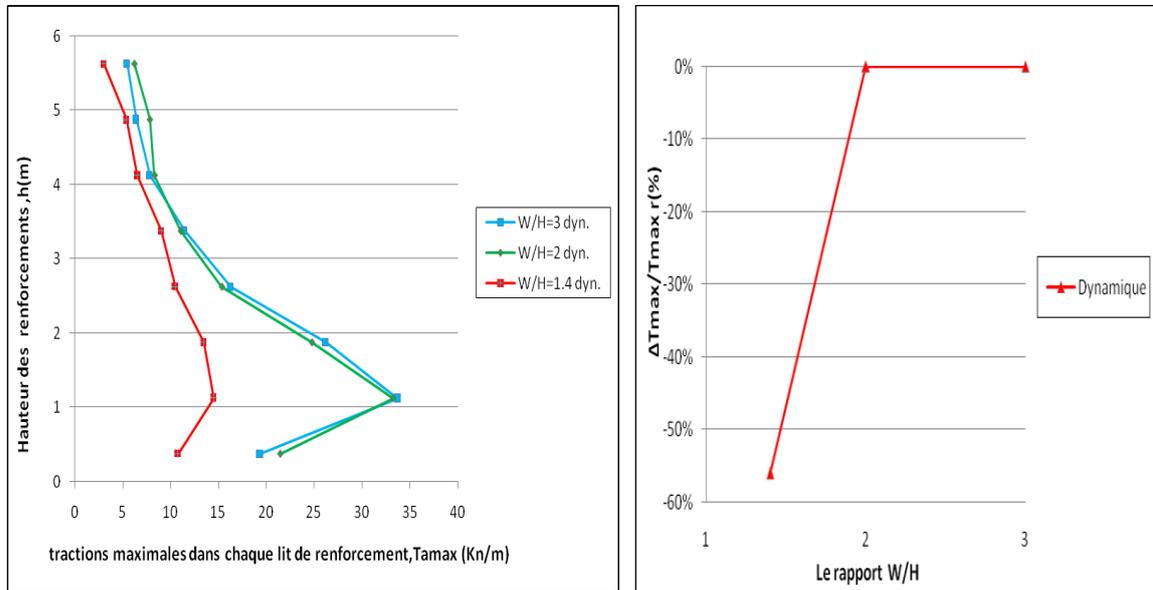
5.4.4.2 Force des tractions maximales dans les renforcements

La distribution et la variation des forces des tractions maximales, le long de la hauteur des murs, obtenues à la fin de l'excitation sismique sont tracées sur la figure 5.35.

L'effet de la géométrie du remblai n'est pas prononcé pour les murs lointains ($W/H \geq 2$).

Lorsque les murs sont très proches (le cas $W/H=1.4$), la force des tractions maximales dans les renforcements diminue (Fig.5.35.a) contrairement au calcul statique. Le passage du rapport W/H de 2 à 1.4 induit une diminution d'environ 56 % de la force de traction maximale requise au renforcement dans le lit 2 (Fig5.35.b).

À noter ici que, pour tous les modèles étudiés sous les actions dynamiques, la répartition est toujours linéaire.



(a)

(b)

Fig.5.35. Influence de W/H sur la traction maximale au renforcement, (a) Distribution de la traction, (b) variation de la traction.

5.4.4.3 Lignes des tractions maximales

Les lignes des tractions maximales sous chargement dynamique pour les différents rapports W/H sont tracées et comparées avec les lignes pratiques (Fig.5.36).

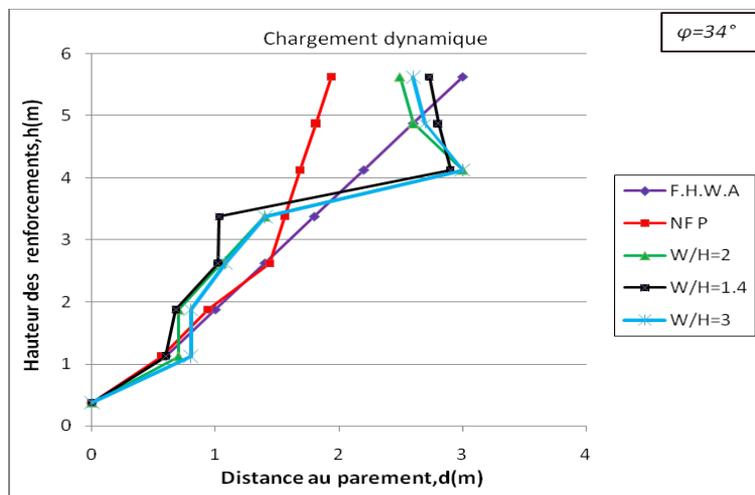


Fig. 5.36. Influence du rapport W/H sur la Ligne des tractions maximales sous chargement dynamique.

Sous les chargements dynamiques, la géométrie du remblai n'influe pas sur les lignes des tractions maximales (Fig.5.36), ces lignes sont plus proches de celle de la F.H.W.A.

5.4.4.4 Récapitulatif

Le tableau 5.10 est dressé pour présenter l'influence, sous actions sismiques, de la géométrie du remblai d'accès sur le déplacement horizontal maximal des murs et la force de traction maximale requise aux renforcements, pour le cas des renforcements qui se rencontrent au milieu.

Tab.5.10. Influence de la géométrie de remblai d'accès sous séisme.

W/H	$W/H=2$	$W/H=3$	$W/H=1.4$
$\Delta U_x/U_{xr}(\%)$	---	+20	-32
$\Delta T_m/T_{mr}(\%)$	---	00	-56

U_{xr} : Déplacement horizontal maximal de référence ($W/H=2$).

T_{mr} : Force de traction maximale requise aux renforcements ($W/H=2$).

5.4.5 Effet de connexion des renforcements au milieu

Afin d'analyser, sous séisme, l'effet de connexion des renforcements au milieu lorsque les murs sont très proches ($W/H=1.4$), on a simulé le remblai d'accès envers différents chargements dynamiques.

a. Maillage déformé

L'analyse du maillage montre qu'un chargement dynamique caractérisé par des basses fréquences induit un mauvais comportement des murs, les grandes fréquences aboutissent à une inflexibilité en haut des murs (Fig.5.37).

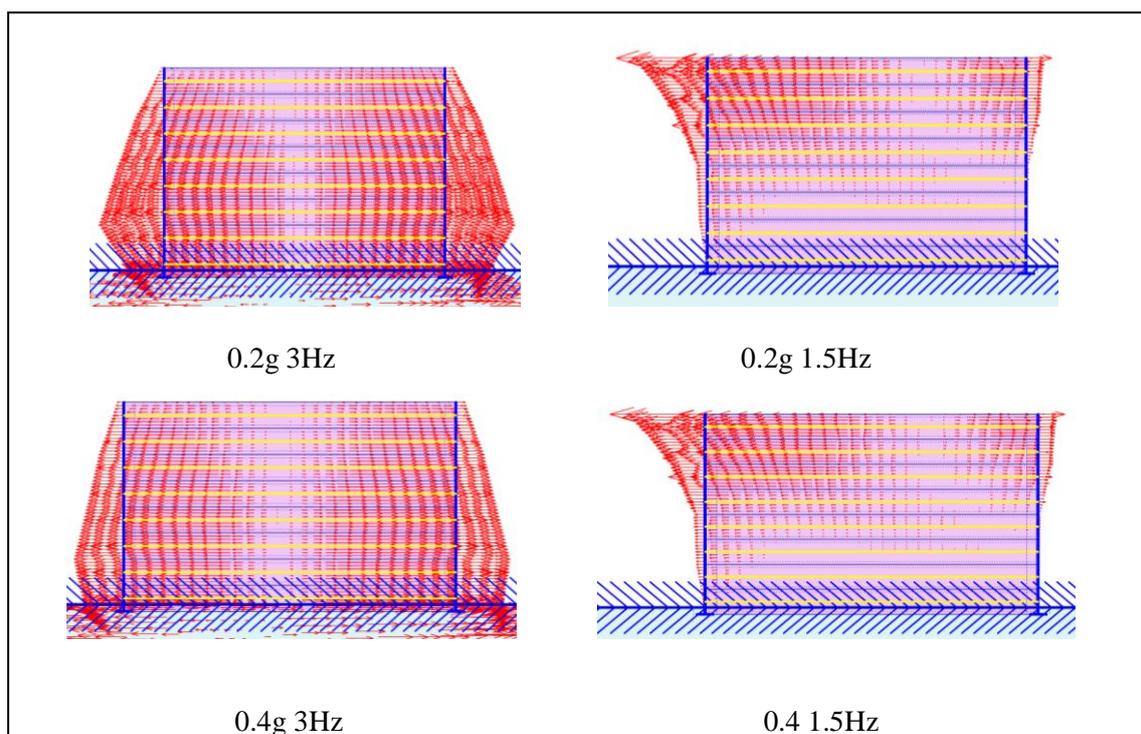


Fig.5.37. Vecteurs déplacements pour des renforcements connectés au milieu.

Par la suite, on présente l'effet de connexion des renforcements au milieu sous un chargement sismique caractérisé par une grande accélération et une grande fréquence (0.4 g ,3Hz).

b. Déplacement horizontaux des murs

Les courbes des déplacements horizontaux tracées au niveau des articulations sont montrées sur la figure 5.38.

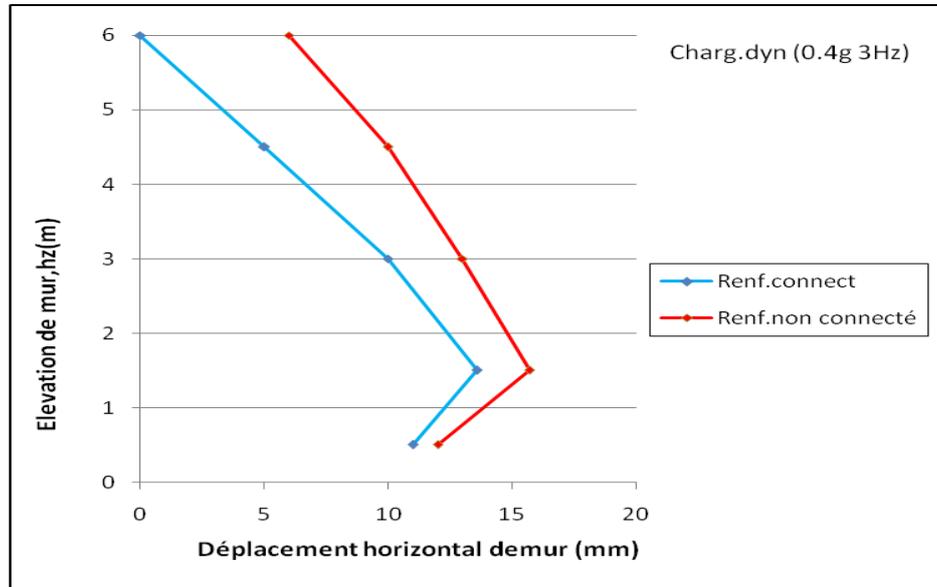


Fig.5.38. Effet de connexion des renforcements au milieu sur le déplacement horizontal des murs.

La connexion des renforcements au milieu a une légère influence sur le déplacement horizontal, elle induit une diminution de déplacement maximum de 13 %. Notons que pour le cas des renforcements connectés, le déplacement maximum est obtenu à $1/4 H$ à partir de la base des murs, identiquement au cas des renforcements non connectés.

c. Force de tractions maximales dans les renforcements

Les courbes de la distribution des tractions maximales en fonction de la hauteur de mur sont montrées sur la figure 5.39.

La connexion des renforcements au milieu a une légère influence sur la force de traction maximale dans les renforcements (surtout pour les nappes supérieures), elle induit une augmentation seulement de 0.3 % dans la force de traction requise aux renforcements (lit 2), qui peut être négligée dans le calcul de la stabilité interne ; notons que l'évolution des tractions maximales est toujours linéaire.

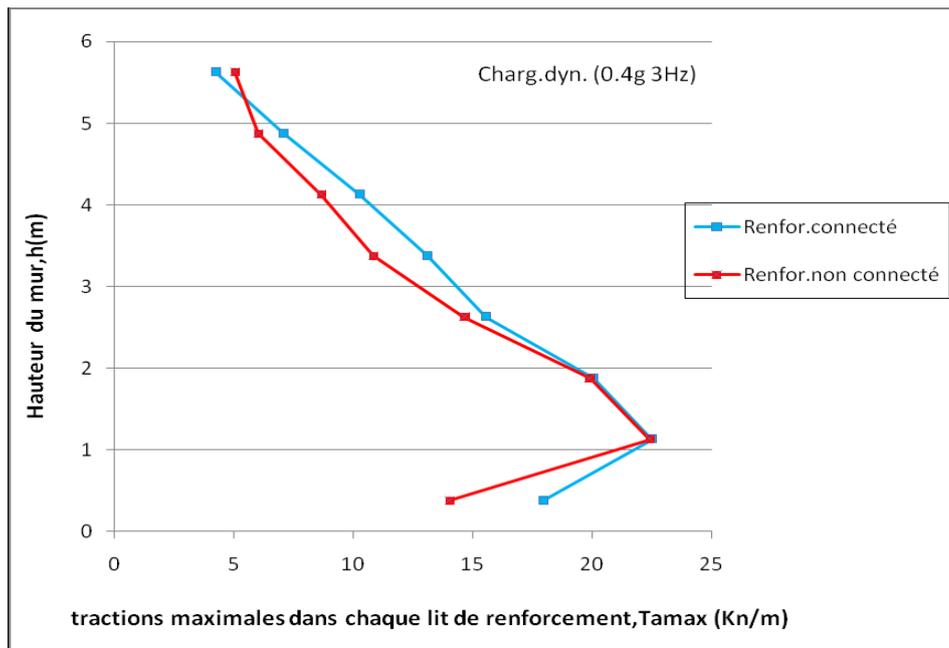


Fig.5.39. Effet de connexion des renforcements sur les tractions horizontales maximales des murs.

La répartition des tractions sur la longueur de chaque lit des renforcements (5.40) est identique au cas des renforcements non connectés pour tous les lits.

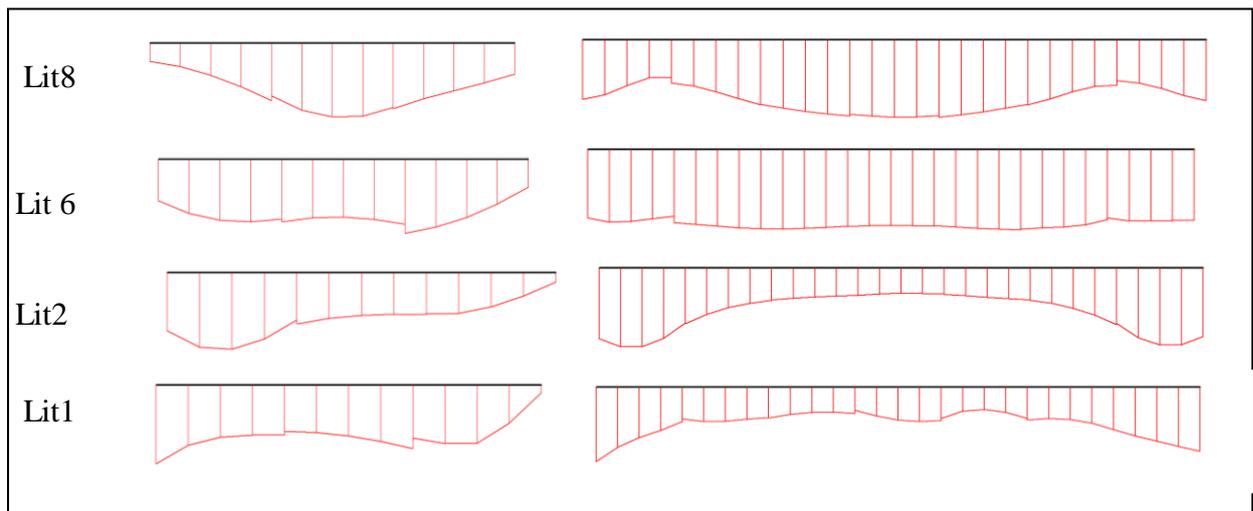


Fig.5.40. Effet de connexion du renforcement sur la répartition des tractions au niveau de lits.

On peut conclure que, sous une action sismique caractérisée par des grandes accélérations et des hautes fréquences, la connexion des renforcements a induit qu'une légère diminution de déplacement horizontal maximal.

5.4.6 Conclusion

La variation des paramètres de séisme et de la distance entre les deux murs de remblai d'accès de pont a permis d'examiner leurs influences sur le comportement des remblais d'accès de pont et les conclusions suivantes sont tirées :

- la justification de la stabilité externe et interne des murs de remblai, vis-à-vis des séismes, est indispensable.
- sous des hautes fréquences (3 Hz) d'un chargement sismique, le déplacement maximum se produit en tête des murs de remblai d'accès ; à des basses fréquences (1,5 Hz), le maximum se produit à $1/4 H$ à partir de la base des murs.
- le déplacement horizontal maximal des murs et la force de traction requise aux renforcements augmentent avec l'augmentation de l'accélération horizontale et la diminution de la fréquence.
- la distribution des forces des tractions, le long de la hauteur des murs, est linéaire pour toutes les actions sismiques étudiées, elle est similaire au cas statique.
- la ligne des tractions maximales sous les actions sismiques et similaire à celle obtenue sous l'action statique, elle est légèrement proche de la ligne pratique de la F.H.W.A.
- même pour les murs lointains, la distance D entre les deux murs de remblai, est très influente sur le déplacement horizontal maximal contrairement au chargement statique, la diminution de la distance D induit une diminution du déplacement horizontal maximal.
- lorsque les murs sont lointains ($D \geq 3.6$ m), la distance D n'a pas d'influence sur la force de traction maximale requise aux renforcements, identiquement au cas statique.
- l'interaction entre les deux murs très proches ($D=0$) induit une diminution de la force de traction maximale requise aux renforcements.
- la connexion des renforcements au milieu sous des basses fréquences conduit à un mauvais comportement des murs ; sous les grandes accélérations elle induit une inflexibilité des parements des murs.
- sous un chargement sismique caractérisé par des grandes accélérations et des hautes fréquences, la connexion des renforcements au milieu n'a induit qu'une légère diminution de déplacement horizontal maximal.

CONCLUSION GÉNÉRALE

L'étude présentée dans ce travail du mémoire a pour finalité d'analyser le comportement des remblais d'accès de pont réalisés avec deux murs de soutènement opposés en sols renforcés par des géosynthétiques. La synthèse bibliographique qui rassemble plusieurs connaissances sur le comportement des murs de soutènement en sol renforcé nous permet de comprendre leurs comportements sous les sollicitations statiques et dynamiques, ces connaissances sont très utiles pour cette étude et elles le seraient encore pour des futures études. Afin de se familiariser avec le logiciel Plaxis et d'avoir une bonne compréhension du comportement statique et dynamique des murs des remblais d'accès de pont, trois applications numériques ont été présentées :

La première et la deuxième application sur le comportement des remblais d'accès de pont en sol renforcé par les géosynthétiques sous les actions statiques s'intéressant particulièrement par l'effet de la géométrie de remblai, de la connexion des renforcements au milieu et le chevauchement de renforcement.

La troisième application est consacrée à l'analyse de comportement des remblais de pont sous les actions sismiques s'intéressant par l'effet des paramètres de l'action sismique, de la géométrie de remblai et l'effet de connexion des renforcements au milieu ; et les conclusions suivantes ont été tirées :

❖ pour l'étude statique :

- notre étude, où les deux murs de remblai d'accès ont la même hauteur six mètres (6 m), montre qu'une distance, $D \geq 3.6 \text{ m} \approx 0.5H$, est nécessaire pour qu'il n'y ait pas d'interaction entre les deux murs de remblai, ils seront conçus de façon indépendante l'un par rapport à l'autre.
- lorsque les murs de remblais sont très proches ($D=0$), il y a une interaction entre les deux murs, la pression des terres derrière la zone renforcée toujours existante, mais elle est démunie ; cette interaction a une grande influence sur la stabilité externe des murs de remblai d'accès de pont, où le calcul analytique classique pour la stabilité externe des murs de soutènement en sols renforcés nous mène au cas le plus défavorable.

- la géométrie de remblai d'accès de pont (l'interaction entre les deux murs) n'a pas d'influence sur la stabilité interne, où le calcul théorique classique des murs de soutènement en sols renforcés peut être utilisé pour le dimensionnement de la stabilité interne de remblai d'accès sans tenir compte de sa géométrie.
- la connexion des renforcements au milieu induit une inflexibilité en haut des murs et les zones de cisaillement maximal sont localisées sur le parement ; la connexion des renforcements au milieu induit une diminution de la force de tractions maximales requises aux renforcements, la mobilisation de toute la longueur de renforcement et les lignes des tractions maximales deviennent très proches de parement.
- la diminution de la longueur de chevauchement de renforcement a une influence sur la stabilité externe des murs de remblai d'accès de pont.
- pour des rapports $L_R/H \geq 0.3$, l'effet de la longueur de chevauchement n'est pas prononcé sur le coefficient de sécurité ; lorsque les renforcements se chevauchent le calcul théorique classique de la stabilité externe devient trop sécuritaire.
- le chevauchement des renforcements n'a pas d'influence sur la stabilité interne ; le calcul théorique classique d'un mur de soutènement peut être utilisé sans tenir compte de la longueur de chevauchement des renforcements ; le chevauchement des renforcements a permis aussi d'utiliser des longueurs de renforcement égalent à $0.5H < 0.7H$.
- il faut être prudent pour le choix de sol constituant le remblai d'accès de pont.

❖ **pour l'étude dynamique :**

- le déplacement horizontal maximal des murs de remblai d'accès et la force de tractions dans les renforcements dépendent non seulement de l'accélération horizontale mais également de la fréquence, ils sont amplifiés avec l'augmentation de l'accélération horizontale et la diminution de la fréquence de l'excitation sismique.

- sous certaines excitations sismiques, l'endroit du déplacement horizontal maximum ne se trouve pas en tête des murs.
- la distribution de force des tractions, le long de la hauteur des murs, est linéaire pour toutes les actions sismiques étudiées, elle est similaire au cas statique.
- la ligne des tractions maximales, sous actions dynamiques, est similaire à celle obtenue sous l'action statique et elle est proche de la ligne pratique de la F.H.W.A.
- lorsque les murs de remblai sont lointains, le déplacement horizontal maximum est obtenu à $1/4 H$ de la base de mur ; lorsque les murs sont très proches, le maximum est en tête ; la diminution de la distance entre les deux murs induit une diminution du déplacement horizontal maximal.
- contrairement à l'analyse statique, lorsque les murs sont très proches, la distance D a une influence sur la force de tractions aux renforcements.
- sous des basses fréquences de l'action dynamique, la connexion des renforcements au milieu a induit un mauvais comportement des murs ; pour une étude avec des hautes fréquences, la connexion des renforcements au milieu induit qu'une légère diminution de déplacement horizontal maximal.

❖ **Recommandations :**

✚ Les apports les plus significatifs de ce travail peuvent être résumés comme suit :

- ✓ lors du dimensionnement des murs de remblai d'accès de pont, on peut adopter les calculs analytiques classiques pour un mur de soutènement à une seule face ; lorsque les murs sont très proches, il est mieux de se référer au calcul numérique.
- ✓ sous chargement statique, l'effet de la distance D entre les deux murs opposés n'est seulement significatif que pour la stabilité externe.

- ✓ lorsque les renforcements se chevauchent, on peut diminuer la longueur de renforcement jusqu'à $0.5 H$.
- ✓ sous actions dynamiques, l'effet de la distance D est significatif pour la stabilité externe et interne.
- ✓ les deux murs opposés de remblai d'accès de pont se comportent de manière symétrique sous différents chargements statiques et dynamiques.
- ✓ il faut mieux éviter la connexion des renforcements au milieu, surtout pour les murs tangents, où il est difficile de connecter les renforcements.

 Suggestions pour des études ultérieures :

- l'étude de l'effet de la différence de hauteur entre les deux murs opposés (les murs ne sont pas tangents) paraît intéressante.
- la recherche de lois de variation des pressions des terres derrière la zone renforcée en fonction de la distance d'interaction entre les deux murs peut être traitée ultérieurement.
- pour les remblais d'accès de pont, ces résultats (surtout sous l'effet du chargement dynamique) peuvent être vérifiés en utilisant par exemple des codes aux différences finies.
- la détermination de la fréquence fondamentale des murs de remblais d'accès de pont peut faire l'objet des futures recherches.
- sous actions sismiques, le cas de remblai d'accès avec chevauchement de renforcement peut être analysé ultérieurement.
- l'influence d'autres paramètres peut être aussi étudiée (par ex : la rigidité de renforcement, la cohésion de sol renforcé, la flexibilité de parement et la hauteur des murs)

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

A.A.S.H.T.O (American Association of State Highway and Transportation Officials). (2007). Load and Resistance Factor Design, Design Specifications, 4th Ed.

Abdelouaheb,A. Comportement des murs en terre armée, modélisation physique, analytique et numérique des renforcements extensibles. Thèse de doctorat, INSA Lyon, 2010,195 p.

Abdelouaheb,A., Dias,D., Freitag,N.(2011). Numerical analysis of the behaviour of mechanically stabilized earth walls reinforced with different types of strips.Géotextiles and Géomembranes, 29:116-129.

Allen,T.M., Bathurst,R.J., Holtz,R.D., Walters,D.L., Lee,W.F.(2003). A new working stress method for prediction of reinforcement loads in geosynthetic walls.Ca.Geotech.J,40(5):976-994.

Anastasopoulos,I., Georgarakos,T., Georgiannou,V., Drosos,V., Kourkoulis,R.(2010). Seismic performance of bar-mat reinforced-soil retaining wall: Shaking table testing versus numerical analysis with modified kinematic hardening constitutive model. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 30:1089–1105.

Bathurst,R.J., and Cai,Z.(1995). Pseudo-Static seismic analysis of geosynthetic-reinforced segmental retaining walls. Geosynthetics international journal, Vol 2:787-830.

Bathurst,R.J., Allen,T.M., Walters,D.L.(2005). Reinforcement loads in geosynthetic walls and the case for a new working stress design method. Geotextiles and Geomembranes, 23:287-322.

Bathurst,R.J., Nerheim,A., and Allen,T.M. (2009). Predicted Loads in Steel Reinforced Soil Walls Using the AASHTO Simplified Method. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, February 2009.

Berg,R.R., Chistopher,B., Samtani,N.C.(2009). Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines V1.FHWA Publication no.FHWA-NHI-10-024,Federal Highway Administration.

Bilgin,O.(2009). Failure mechanisms governing reinforcement length of geogrid reinforced soil retaining walls . Engineering Structures ,31:1967-1975.

Brinkgreve,R.B., Vermeer,J.(2002). Finite element code for soil and rock analyses, Dynamics Manual.Delft University of Technology & PLAXIS bv, The Netherlands.

BrinkgreveR.B., Vermeer,J.(2003). Finite element code for soil and rock analyses,Tutoriel manual,Delft University of Technology & PLAXIS bv, The Netherlands.

B.S.I.(British Standard Institution) (BS8006).(1995). Code of Practice for Stenghtened/Reinforced Soils and Other Fills.

Choudhury,D., Nimbalkar,S.(2005). Seismic passive resistance by pseudo-dynamic method. *J.Ge´otechnique* 55, No. 9 :699–702

El-Emam,M.M., Bathurts,R.J., and Hatami,K.(2004). Numerical modeling of reinforced soil retaining walls subjected to base acceleration. 13th World Conference on Earthquake Engineering. Vancouver, B.C., Canada, August 2004.

El-Emam,M.M., Bathurts,R.J.(2007). Influence of reinforcement parameters on the seismic response of reduced-scale reinforced soil retaining walls. *Geotextiles and Geomembranes*, 25:33-49.

Elias,V., Christopher,B, Berg,R.R.(2001). Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines. FHWA Publication no.FHWA-NHI-00-43,Federal Highway Administration.

Guler,E., Cicek,E., Demirkan,M.M., Hamderi,M.(2011). Numerical analysis of reinforced soil walls with granular and cohesive backfills under cyclic loads. Springer, Published online, October 2011.

Han,J., Leshchinsky,D.(2010). Analysis of back-to-back mechanically stabilized earth walls. *Geotextiles and Geomembranes*, 28:262-367.

Hatami,K., Bathurst,R.J.(2000). Effect of structural design on fundamental frequency of reinforced-soil retaining walls. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*,19:137-157.

Hatami,K., Bathurts,R.J., El-Emam, M.M.(2005). Acceleration amplification in backfill of reinforced soil walls with different heights.Taylor and Francis Group,London:725-731.

Holtz,R.D., Lee,W.F. (2002). Internal stability analyses of geosynthetic reinforced retaining walls. Research Report, Agreement No.T9903, Task 95, Geosynthetic Reinforcement III, 379 P.

Horpibulsik,S., Suksiripattanapong,C., Niramitkornburee,A., Chinkulkijniwat,A., Tangsutthinon, T.(2011). Performance of an earth wall stabilized with bearing reinforcements. *Geotextiles and Geomembranes*, 29:514-524.

Jacquelin,M. (2006) . Conception et calcul des murs de soutènement en terre armée, Ed .Institut supérieur du bâtiment et des travaux publics.

LCPC.(2003). Des ouvrages de soutènement en remblais renforcé par des éléments géosynthétiques.French technical guide, Ed.LCPC.

LCPC.(2003). Des ouvrages de soutènement en remblais renforcé par des éléments métalliques.French technical guide, Ed.LCPC.

Ling,H.I., Leshchinsky,D.,Chou Nelson,N.S.(2001). Post-earthquake investigation on several geosynthetic-reinforced soil retaining walls and slopes during the Ji-Ji earthquake of Taiwan. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* ,21:297-313.

Liu,H., Wang,X., Sang,E.(2011). Reinforcement load and deformation mode of geosynthetic-reinforced soil walls subject to seismic loading during service life. *Geotextiles and Geomembranes*, 29:1-16.

Madhavi,L.G., Murali,K.A.(2008). Seismic response of reinforced soil retaining wall models: Influence of backfill relative density. *Geotextiles and Geomembranes*, 26 :335-349.

Mononobe, N., and Matuo,H.(1929). On the determination of earth pressures during earthquakes. *Proc. World Engrg, Congr., Tokyo, Japan*, vol.9, paper no.388.

NF P 94-270.(2009). Renforcement des sols. Ouvrages en sol rapporté renforcé par armatures ou nappes extensibles et souples.Dimenssionnement,Ed. AFNOR.

Okabe, S.(1924). General theory of earth pressure and seismic stability of retaining wall and dam. *J.Japan Soc. Civ Engrs, Tokyo, Japan*, 12(1).

Pamuk,A., Ling,H.I., Leshchinsky,D., Kalkan,E., Adalier,K.(2004). Behavior of reinforced wall system during the 1999 KOCAELI (Izmit), Turkey, earthquake. Fifth international conference on case histories in geotechnical engineering .New York, April 2004.

Pathmanathan,R. Numerical modeling of seismic behavior of earth-retaining walls. Master Thesis. *Universita degli studi di pavia*,2006,110 p.

Richard,R., and Elms,D.G.(1979). Seismic behavior of gravity retaining walls. *J.Geotec Engrg., ASCE*, 105 (GT4).

Seed, H.B., and Whitman, R.V.(1970) . Design of earth retaining structures for dynamic loads. *ASCE Spec.Conf. Lateral Stresses in the ground and design of retaining structures,Cornell* : 103-147.

Steedman,R.S., and Zeng,X.(1990). The influence of phase on the calculation of pseudo-static earth pressure on a retaining wall. *Geotechnique*, 40 (1):103-112.

Sites internet

La société Terre Armée en France. Disponible sur <http://www.terre-armée.com>, consulté durant le mois de janvier 2012.

Le système national de documentations en ligne. Disponible sur <http://www.sndl.cerist.dz>, consulté durant les mois de janvier et février 2012.

Les guides de la FHWA. Disponible sur <http://www.vulcanhammer.net> , consulté durant le mois de septembre 2011.