

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



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

Thèse présentée en vue de l'obtention
du diplôme de
Doctorat en sciences en : Génie Civil
Option : Géotechnique

**Analyse numérique du comportement dynamique des remblais
d'accès en sol renforcé**

Présentée par :

DJABRI Mohamed

Soutenue publiquement le **19/11/2017**

Devant le jury composé de :

Pr. BELOUNAR Lamine	Professeur	Président	Université de Biskra
Pr. BENMEBAREK Sadok	Professeur	Rapporteur	Université de Biskra
Pr. ABBECHÉ Khelifa	Professeur	Examineur	Université de Batna
Dr. DEMAGH Rafik	MCA	Examineur	Université de Batna
Dr. REMADNA Mohamed Saddek	MCA	Examineur	Université de Biskra
Dr. HOUHOU Mohamed Nabil	MCA	Examineur	Université de Biskra

Remerciements

Au terme de mon travail de thèse, je tiens à exprimer toute ma reconnaissance en premier en Dieu le tout-puissant et miséricordieux pour tout.

Ma sincère gratitude et ma profonde reconnaissance vont à mon directeur de thèse le Professeur BENMEBAREK Sadok qui a rendu cette thèse possible, mais aussi, il m'a apporté tout au long des années de recherche en post-graduation, de précieux conseils et un regard critique sur mon travail. Il a toujours répondu présent à chacune de mes sollicitations. Il m'a poussé à faire preuve d'une grande organisation et à être efficace pour l'élaboration de cette thèse.

Je remercie vivement le Professeur BELOUNAR Lamine de l'université de Biskra pour m'avoir fait un grand honneur en acceptant de présider le jury de cette thèse.

Je remercie également le Professeur ABBECHE Khelifa (université de Batna) et les Docteurs DEMAGH Rafik (université de Batna), REMADNA Mohamed Saddek et HOUHOU Mohamed Nabil (université de Biskra), d'abord pour m'avoir fait honneur en acceptant de participer au jury de cette thèse, et aussi pour le temps et l'intérêt qu'ils ont porté à cette recherche en qualité d'examineurs.

Je n'oublie pas de remercier aussi l'ensemble du corps enseignant et administratif du département de Génie Civil et d'Hydraulique et de la faculté des Sciences et de la Technologie de l'université de Biskra, plus particulièrement ceux du laboratoire MN2I2S. Merci pour leur accueil.

Mes pensées vont à ma femme, qui m'a aidé, soutenu et encouragé dans cette période. Ses encouragements m'ont été d'une grande valeur. Qu'elle trouve ici l'expression de ma grande reconnaissance.

Que soit associé à ces remerciements Mr. BOUHARA Lyes, ex cadre technique à la DSA de la wilaya de Tébessa, pour ses appuis dans la rédaction de ce manuscrit.

Enfin, je dédie ce travail à toute ma famille pour m'avoir soutenu durant ces années de préparation de cette thèse, mon père, ma mère, ma femme, mes frères et sœurs.

RÉSUMÉ

Depuis 1980, de nombreux procédés de construction de murs de soutènement en sol renforcé par les géosynthétiques ont été développés avec un succès remarquable. De nos jours, les murs à double parement opposés en sol renforcé par les géosynthétiques sont utilisés dans les systèmes de protection contre les chutes de blocs rocheux, les barrages en terre, les digues, les barrières acoustiques, les constructions ferroviaires et les remblais d'accès de pont. L'utilisation croissante et l'acceptation de ces murs en sol renforcés par géosynthétiques ont été déclenchées par un certain nombre de facteurs, à savoir l'économie, l'esthétique et les techniques de construction simples et rapides. De plus, sur la base d'observations sur des zones sismiques, ces structures ont confirmé de bonnes performances par rapport aux murs de soutènement rigide.

L'expérience acquise au cours de ces quatre dernières décennies a permis de mettre à la disposition des bureaux d'études des normes et des guides d'utilisation dans l'objectif de cerner les méthodes de dimensionnement. Cependant, l'interaction des murs à double parement en sol renforcé par géosynthétique est très complexe, elle fait intervenir certains facteurs importants tels que le phasage de construction, les données géométriques de l'ouvrage, les propriétés des sols et matériaux de renforcement et de leur interaction.

La complexité de ce phénomène limite l'utilisation des calculs basés sur les méthodes d'équilibre limite retenus par l'ensemble des normes et guides techniques. Il est à noter que le comportement statique et sismique, lorsque les parements opposés de ces murs interagissent, sont rarement abordés par les études. L'instrumentation en grandeur nature et l'utilisation des méthodes numériques par des logiciels professionnels permettant une meilleure représentation de la géométrie, du phasage de construction et de diverses charges extérieures trouvent dans ces types de construction un domaine très favorable.

Dans ce contexte, le présent sujet de recherche s'intéresse à la modélisation numérique à l'aide du logiciel PLAXIS spécialisé en géotechnique, de l'interaction des murs à double parement en sol renforcé par géosynthétique sous chargement statique et dynamique. Des investigations numériques sous chargement statique ont été effectuées en étudiant l'effet de la réduction de la distance (paramètre clé) entre les parements opposés et la longueur de chevauchement des renforcements sur la surface critique de rupture, la pression latérale des terres, le facteur de sécurité, le déplacement horizontal des murs et la résistance à la traction requise au renforcement. Le comportement dynamique sous chargement harmonique cyclique a été également cerné en variant la distance entre les parements du mur, l'accélération et la fréquence du chargement dynamique. De plus, l'effet de la connexion des renforcements au milieu, lorsque les murs sont très proches, a été également investi. Les résultats ont été évalués en termes de déplacement horizontal des murs, de la résistance à la traction requise dans les nappes de renforcement et de la ligne des tractions maximales.

Mots clés : murs à double parement, géosynthétiques, modélisation numérique, approches de pont, chargement cyclique, stabilité.

ABSTRACT

Since 1980, several processes of construction of geosynthetic reinforced soil retaining walls have been developed with remarkable success. Nowadays, back-to-back geosynthetic reinforced soil walls are encountered in bridge rockfall protection systems, earthen dams, levees, noise barriers, railway construction and embankments approaching bridges. The increasing use and acceptance of these structures have been triggered by a number of factors, including cost effectiveness, aesthetics and simple and fast construction techniques. Also, based on observations in seismically active zones, these structures have demonstrated a good seismic performance compared with rigid retaining walls.

The experience gained over the last four decades has made it possible to provide the consulting firms with standards and user guides with the aim of identifying design methods. However, the interaction of back-to-back mechanically stabilized earth walls is very complex, involving some important factors such as construction phasing, geometric data on the structure, soil properties, reinforcing materials and their interaction.

The complexity of this phenomenon limits the use of calculations based on the limit equilibrium methods adopted by the set of standards and technical guides. It should be noted that static and seismic behavior, when the opposing facings of these walls perform interaction, are rarely addressed in studies. Full-scale instrumentation and the use of numerical methods by professional software allowing better representation of geometry, construction phasing and various external loads find in these types of construction a very favorable field.

In this context, the present research interested the numerical modeling, using PLAXIS software specialized in geotechnics, of the interaction of back-to-back geosynthetic reinforced soil under dynamic and static loading. Numerical investigations under static loading were carried out by studying the effect of reduction of the distance (key parameter) between opposing walls and the overlap length of reinforcements on the critical failure surface, lateral earth pressure, factor of safety, horizontal wall displacements and the required tensile strength of reinforcement. The dynamic behavior under cyclic harmonic loading was also surrounded by varying the distance between opposing walls, the acceleration and the frequency of dynamic loading. In addition, the effect of the connection of reinforcements in the middle, when back-to-back walls are close, was also investigated. The results were evaluated in terms of the horizontal walls displacement, the required tensile strength in the reinforcement layers and the maximum tensile forces line.

Key words: back-to-back walls, geosynthetic, numerical modeling, bridge approaches, cyclic load, stability.

ملخص

منذ سنة 1980، تم تطوير العديد من طرق بناء الجدران الاستنادية ذات التربة المدعمة بالجيوسينثيتيك بنجاح ملحوظ. في الوقت الحاضر، أنجزت الجدران المزودة المسلحة بالجيوسينثيتيك في أنظمة الحماية من انهيار الصخور، السدود الترابية، بناءات السكك الحديدية وكذا الردم القريب من مداخل الجسور. إن الاستخدام المتزايد لهذه الهياكل وقبولها يعود إلى عدد من العوامل، منها التكلفة، الجمال وتقنيات البناء البسيطة والسريعة. إضافة إلى ذلك، واستنادا على معاينتها في مناطق النشاط الزلزالي، فقد أثبتت هذه الهياكل أداءا زلزاليا جيدا مقارنة مع جدران الاستناد الصلبة.

وقد وضعت الخبرة المكتسبة خلال العقود الأربعة الماضية في متناول مكاتب الدراسات المعايير والدلائل التقنية بهدف تحديد أساليب التصميم ومع ذلك فإن التفاعل بين الجدران المزودة المسلحة بالجيوسينثيتيك معقد للغاية ينطوي على بعض العوامل الهامة مثل مراحل البناء، المعطيات الهندسية، خصائص التربة ومواد التسليح وتفاعلها.

وتجدر الإشارة إلى أن السلوك الساكن والزلزالي، عندما يتفاعل الجدارين مع بعضهما البعض، نادرا ما يتم تناوله في الدراسات. إن تعقيد هذه الظاهرة يحد من استخدام الحساب التحليلي المستوحى من المعايير والدلائل التقنية. إن أجهزة القياس في الحجم الحقيقي و استخدام الطرق الرقمية من قبل البرامج المهنية لتمثيل أفضل للهندسة ومراحل البناء و مختلف الأحمال الخارجية تجد في هذه الأنواع من البناءات مجال مواتي للغاية.

في هذا السياق، فإن موضوع البحث الحالي يتعلق بالنمذجة الرقمية، باستخدام برنامج PLAXIS المتخصص في الجيوتقنية، لتفاعل جدران الاستناد المزودة المدعمة بالجيوسينثيتيك تحت الحمولات الساكنة والديناميكية. أجريت التحريات العددية تحت الأحمال الساكنة من خلال دراسة تأثير تقليص المسافة (المعيار الرئيسي) بين الجدارين المتقابلين وطول تراكب التسليح على سطح الانهيارالخرج، ضغط الأرض الجانبي، معامل الأمان، الحركة الأفقية للجدران وقوة الشد اللازمة للتسليح. كما تم تحديد السلوك الديناميكي تحت التحميل التوافقي الدوري من خلال تغيير المسافة بين الجدارين المتقابلين، التسارع وتواتر التحميل الديناميكي. بالإضافة إلى ذلك، تم أيضا دراسة تأثير ربط التسليح في الوسط عندما يكون الجدارين قريبين جدا من بعضهما البعض. تم تقييم النتائج من حيث الانتقال الأفقي للجدران، وقوة الشد المطلوبة في طبقات التسليح وخط قوى الشد القصوى.

الكلمات المفتاح: الجدران المتقابلة، الجيوسينثيتيك، النمذجة الرقمية، مداخل الجسور، حمولة دورية، الإستقرار.

Sommaire

INTRODUCTION GÉNÉRALE	1
Partie I : SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE	
Chapitre 1 : GÉNÉRALITÉS SUR LES MURS DE SOUTÈNEMENT EN SOLS RENFORCÉS	
1.1. Introduction.....	5
1.2. Renforcement des sols.....	6
1.2.1. Aperçu historique sur le renforcement des sols.....	6
1.2.2. Principe de base de renforcement des sols.....	9
1.2.3. Type de renforcements et leur comportement.....	10
1.2.4. Systèmes de renforcement.....	11
1.3. Les produits géosynthétiques et leurs propriétés.....	12
1.3.1. Types des produits géosynthétiques.....	12
1.3.2. Développement de l'application des géosynthétiques.....	14
1.3.3. Principaux rôles des géosynthétiques.....	15
1.4. La Terre Armée.....	20
1.4.1. Définition de la Terre Armée.....	20
1.4.2. Systèmes de panneaux de revêtement.....	21
1.4.3. Mise en œuvre de la Terre Armée.....	23
1.5. Autres systèmes des murs en sol renforcé.....	29
1.5.1. Le système Terramesh.....	29
1.5.2. Les murs de soutènement en sol renforcé par les géosynthétiques.....	31
1.5.3. Les murs de soutènement en sol renforcé par des renforcements mixtes	31
1.5.4. Les murs de soutènement en sol renforcé à parement cellulaire.....	32
1.6. Avantages et inconvénients des murs de soutènement en sol renforcé	33
1.6.1. Les avantages des murs en sol renforcé.....	33
1.6.2. Les inconvénients des murs de soutènement en Terre Armée.....	36
1.6.3. Mode de réparation des murs en sol renforcé.....	38
1.7. Conclusion.....	39

Chapitre 2: COMPORTEMENT DES MURS DE SOUTÈNEMENT EN SOLS RENFORCÉS SOUS ACTIONS STATIQUES

2.1. Introduction.....	40
2.2. Modes de reprise de la poussée des terres.....	40
2.2.1. Cas où la poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement.....	41
2.2.2. Cas où la poussée est reprise par l'encastrement.....	41
2.2.3. Cas où la poussée est reprise des ancrages.....	41
2.3. Modes de rupture des murs de soutènement.....	42
2.4. Méthodes de calcul des pressions des terres derrière les écrans de soutènement.....	43
2.4.1. Méthode de Coulomb (1776).....	43
2.4.2. Méthode de Rankine (1857).....	45
2.4.3. Méthode de Boussinesq (1882).....	46
2.5. Méthodes d'analyse des ouvrages en sols renforcés.....	48
2.5.1. Introduction.....	48
2.5.2. Stabilité des murs de soutènement en sol renforcé.....	48
2.6. Dimensionnement selon la norme française N FP 94-270.....	51
2.6.1. Analyse de la stabilité externe.....	51
2.6.2. Analyse de la stabilité interne.....	52
2.7. Les guides américains FHWA 2009.....	58
2.7.1. Évaluation de la stabilité externe.....	58
2.7.2. Évaluation de la stabilité interne.....	59
2.8. Études sur la stabilité des murs de soutènement en sols renforcés.....	61
2.8.1. Le mode de rupture.....	61
2.8.2. Le coefficient des pressions des terres.....	62
2.8.3. La longueur minimale des renforcements.....	65
2.8.4. La répartition des tractions.....	65
2.8.5. La flexibilité du parement.....	68
2.8.6. Le module élastique des renforcements.....	69
2.8.7. Les paramètres liés au sol renforcé.....	70
2.9. Les modes de rupture des murs de soutènement en sols renforcés.....	70
2.9.1. Cas de parement en écailles de béton.....	70
2.9.2. Cas de parement en blocs modulaires en béton.....	71
2.10. Conclusion.....	72

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

3.1. Introduction.....	74
3.2. Les méthodes de calcul des pressions actives dynamiques.....	75
3.2.1. L'analyse d'états limites par l'approche pseudo-statique.....	76
3.2.2. L'analyse d'états limites par les approches pseudo-dynamiques.....	84
3.2.3. L'analyse au déplacement.....	88
3.2.4. Comparaison entre les différentes approches.....	89
3.2.5. Les méthodes numériques.....	89
3.3. Justification des murs de soutènement sous séismes selon les guides FHWA 2009....	92
3.3.1. Stabilité externe.....	92
3.3.2. Stabilité interne.....	94
3.4. Performances des murs de soutènement vis-à-vis des séismes (cas historiques).....	96
3.4.1. Séisme de Gemona (Italie) 1976.....	97
3.4.2. Séisme de l'AKITA (Japon) 1983.....	97
3.4.3. Séisme de San Francisco (USA) 1989.....	98
3.4.4. Séisme de Kobe (Japon) 1999.....	99
3.4.5. Séisme d'Izmit (Turquie) 1999.....	99
3.4.6. Séisme de Chi-Chi (Taiwan) 1999.....	100
3.5. Études sur le comportement des murs en sol renforcé sous actions sismiques.....	101
3.5.1. Les études analytiques.....	101
3.5.2. Les études expérimentales.....	103
3.5.3. Les études numériques.....	105
3.6. Conclusion.....	109

Partie II : SIMULATION NUMÉRIQUE DES REMBLAIS D'ACCÈS DE PONT

Chapitre 4: PRÉSENTATION DE LOGICIEL EN ÉLÉMENTS FINIS PLAXIS

4.1. Introduction.....	110
4.2. Technique de base de la méthode des éléments finis (MEF).....	111
4.2.1. Description de la MEF.....	111
4.2.2. Signalisation d'un élément fini.....	111
4.3. Le code PLAXIS.....	112

4.3.1. Originalité du PLAXIS.....	112
4.3.2. Les points forts du code PLAXIS.....	112
4.3.3. Les éléments fournis par le code PLAXIS.....	113
4.3.4. Les équations de base dans PLAXIS.....	114
4.3.5. Fonctionnalités de PLAXIS.....	114
4.3.6. Types de calcul dans PLAXIS.....	116
4.4. Présentation des modèles de matériaux dans PLAXIS.....	116
4.4.1. Modèle pour les roches fracturées « Jointed Rock model ».....	117
4.4.2. Modèle de sol avec écouissage « Hardening soil model ».....	117
4.4.3. Modèle des sols mous « Soft soil model »	117
4.4.4. Modèle des sols mous avec fluage « Soft Soil Creep model »	117
4.4.5. Modèle élasticité isotrope linéaire.....	118
4.4.6. Modèle Mohr-Coulomb.....	118
4.5. Procédure de simulation numérique des éléments de mur en sol renforcé.....	122
4.5.1. Les géosynthétiques.....	122
4.5.2. Les interfaces.....	123
4.5.3. Les panneaux de revêtement.....	124
4.5.4. Points de jonction entre les panneaux.....	125
4.5.5. Longrine de mise à niveau.....	125
4.5.6. Le maillage.....	126
4.5.7. Les conditions aux limites sous séisme.....	126
4.5.8. Phasage des calculs.....	126
4.6. Modélisation de séisme.....	127
4.6.1. Le module dynamique de PLAXIS.....	127
4.6.2. Équation de base du comportement dynamique.....	127
4.6.3. Procédure d'analyse dynamique.....	128
4.6.4. Le programme d'entrée de données « Input »	128
4.6.5. Les bandes absorbantes	128
4.6.6. Amortissement matériel (Rayleigh alpha et beta).....	128
4.6.7. Le programme de calcul « Calculation »	130
4.6.8. Méthodes d'introduction d'un chargement dynamique.....	132
4.7. Conclusion.....	134

Chapitre 5: ANALYSE NUMÉRIQUE DU COMPORTEMENT STATIQUE DES REMBLAIS D'ACCÈS DE PONT

5.1. Introduction.....	135
5.2. Historique sur le comportement statique des remblais d'accès de pont	136
5.2.1. Elias <i>et</i> Christopher (1997).....	136
5.2.2. Berg <i>et al.</i> (2009).....	137
5.2.3. Han <i>et</i> Leshchinsky (2010).....	138
5.2.4. El-Sherbiny <i>et al.</i> (2013).....	140
5.2.5. Mouli <i>et al.</i> (2016).....	142
5.2.6. Benmebarek <i>et al.</i> (2016).....	143
5.3. Présentation des études sous condition statique (poids propre)	146
5.4. Comportement d'un remblai d'accès de pont sous poids propre (Cas I).....	146
5.4.1. Géométrie du remblai d'accès de pont (modèle de base).....	146
5.4.2. Caractéristiques des éléments des murs du remblai.....	146
5.4.3. Présentation et validation de l'étude.....	149
5.4.4. Discussion des résultats de l'étude statique pour le Cas I.....	149
5.5. Analyse d'un remblai d'accès avec chevauchement des renforcements (Cas II).....	159
5.5.1. Introduction.....	159
5.5.2. Géométrie de base.....	159
5.5.3. Caractéristiques des matériaux et limitation de l'étude.....	160
5.5.4. Effets de la longueur de chevauchement.....	160
5.5.5. Influence de la longueur et de la largeur du remblai d'accès de pont	165
5.6. Conclusion.....	166

Chapitre 6: ANALYSE NUMÉRIQUE DU COMPORTEMENT DYNAMIQUE DES REMBLAIS D'ACCÈS DE PONT

6.1. Introduction.....	169
6.2. Synthèse sur le comportement dynamique des remblais d'accès de pont	170
6.2.1. Anastasopoulos <i>et al.</i> (2010).....	170
6.2.2. Öztürk (2014).....	171
6.3. Études sur la réponse dynamique des remblais d'accès de pont	172
6.3.1. Présentation du cas étudié et choix de paramètres des matériaux.....	172
6.3.2. Données du chargement sismique.....	173
6.4. Présentation et discussion des résultats de l'étude dynamique	175
6.4.1. Effets de la géométrie sur le comportement du remblai d'accès.....	175

6.4.2. Influence des paramètres de l'action sismique.....	180
6.4.3. Cas de connexion des renforcements au milieu.....	183
6.5. Conclusion.....	186
CONCLUSION GÉNÉRALE.....	188
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	192

Liste des Figures

Désignation de la Figure	Page
Figure 1.1 Construction d'adobe en Irak	6
Figure 1.2 La ziggurat d'Aqar Quf en Irak	6
Figure 1.3 Éléments de construction de la grande muraille de Chine	7
Figure 1.4 Vue actuelle de la grande muraille de Chine	7
Figure 1.5 Mur d'endiguement sur une route romaine en France	7
Figure 1.6 Rue à côté du temple de la lune au Pérou	8
Figure 1.7 Progression des ouvrages en terre armée	8
Figure 1.8 Principe de base de renforcement du sol	10
Figure 1.9 Les renforcements : (a) extensibles, (b) inextensibles	10
Figure 1.10 Renforcement par ancrage	12
Figure 1.11 Géométrie de l'armature à haute adhérence	12
Figure 1.12 Type de renforcement géotextiles : (a) tissés, (b) non-tissés	13
Figure 1.13 Les renforcement géogrilles : (a) extrudées, (b) tissées et (c) collées	14
Figure 1.14 Principaux rôles des géotextiles	16
Figure 1.15 Des exemples de séparation par des géosynthétiques	16
Figure 1.16 Géotextile de filtration sous enrochement	17
Figure 1.17 Géocomposite de drainage d'une chaussée	17
Figure 1.18 Exemple de rôle protection par des géomembranes	18
Figure 1.19 Géotextiles en protection avant recouvrement de la terre végétale	19
Figure 1.20 Exemple de renforcement par des géosynthétiques	19
Figure 1.21 Éléments d'un mur de soutènement en terre armée	20
Figure 1.22 Construction des murs en terre armée au Brésil en 2016	21
Figure 1.23 Systèmes de flexibilité du parement	21
Figure 1.24 Exemples de panneaux en écailles cruciformes	22
Figure 1.25 Parement en blocs préfabriqués et en grillage d'acier	23
Figure 1.26 Excavation pour un mur en terre armée	23
Figure 1.27 Semelle de réglage horizontal	24
Figure 1.28 Déchargement et stockage des panneaux	24
Figure 1.29 Installation et pose des deux premières écailles	25
Figure 1.30 Installation et pose de la troisième écaille	25
Figure 1.31 Nivellement de troisième et quatrième écailles	26
Figure 1.32 Installation des serre-joints sur les écailles	26
Figure 1.33 Remblaiement et compactage	26
Figure 1.34 Pose du premier lit d'armature	27
Figure 1.35 Dispositif de fixation d'une armature métallique	27
Figure 1.36 Dispositifs de connexion des renforcements géosynthétiques	28
Figure 1.37 Encrage de la structure	28
Figure 1.38 Plots d'appuis	29
Figure 1.39 Filtre géotextile	29
Figure 1.40 Le système « <i>Terramesh</i> »	30
Figure 1.41 Processus de construction d'un mur « <i>Terramesh</i> »	30
Figure 1.42 Murs de soutènement en sol renforcé par : (a) des géotextiles, (b) des géogrilles	31

Figure 1.43 Détails de construction du parement d'un mur de soutènement en sol renforcé par des géogrilles	31
Figure 1.44 Structure en renforcement mixte : (a) illustration de la construction, (b) détail d'installation des géogrilles	32
Figure 1.45 Mur de soutènement cellulaire : (a) illustration de mur, (b) murs construits	32
Figure 1.46 Liaison entre les blocs cellulaires et les renforcements par : (a) frottement, (b) des peignes	33
Figure 1.47 Coût de murs en terre armée	34
Figure 1.48 Utilisation de la terre armée dans plusieurs domaines	35
Figure 1.49 Rampes d'accès des ponts réalisés en Algérie	35
Figure 1.50 Corrosion des renforcements métalliques	36
Figure 1.51 Pose des témoins de durabilité de renforcements métalliques et géosynthétiques	37
Figure 1.52 Mouvement d'écailles dû à un tassement différentiel, sans et avec fracturation du parement	37
Figure 1.53 Rupture d'un mur en terre armée (présence d'une nappe d'eaux), et système de drainage	38
Figure 1.54 Dégradation du béton d'une écaille par réaction sulfurique externe et défaut d'entretien	38
Figure 1.55 Renforcement par remblai de butée, ou avec un mur de soutènement	38
Figure 1.56 Renforcement par clouage des écailles, ou par des tirants au pied du mur	39
Figure 2.1 Modes de rupture des ouvrages de soutènement	42
Figure 2.2 Théorie de Coulomb à l'état actif : (a) coin actif de Coulomb limité par la surface du remblai, la surface de rupture et le mur, (b) polygone des forces du coin actif de Coulomb	44
Figure 2.3 Distribution des pressions passives pour différents remblais : (a) remblai sans cohésion, (b) remblai sans frottement, (c) remblai avec frottement et cohésion	46
Figure 2.4 Équilibre de Boussinesq et de Rankine	47
Figure 2.5 Rupture d'un massif renforcé	49
Figure 2.6 Stabilité interne d'un mur de soutènement en terre armée [LCPC, 2003]	50
Figure 2.7 Stabilité externe d'un mur de soutènement en terre armée [LCPC, 2003]	51
Figure 2.8 Répartition des contraintes dans le sol de fondation d'un mur en sol renforcé [Abdelouhab, 2010]	52
Figure 2.9 Répartition des tractions dans les armatures d'un mur en sol renforcé [Abdelouhab, 2010]	53
Figure 2.10 Variation de α_i en fonction de la profondeur, cas des écailles en béton [Abdelouhab, 2010]	55
Figure 2.11 Phénomène de la dilatance empêchée	56
Figure 2.12 Influence de l'état de surface sur f^* dans un essai d'extraction [Schlosser et Guilloux, 1981]	57
Figure 2.13 Influence des poids des terres sur f^* dans un essai d'extraction [Schlosser et Guilloux, 1981]	57
Figure 2.14 Variation du coefficient f^* dans un massif en sol renforcé [NF P94-270, 2009]	57
Figure 2.15 Mécanismes de rupture externe [Berg et al. 2009]	59
Figure 2.16 Surface critique de rupture d'après les guides FHWA2009: (a) armatures inextensibles, (b) armatures extensibles [Berg et al. 2009]	60
Figure 2.17 Surface de rupture d'un mur en sol renforcé : (a) modèle pour $H=6m$, (b) modèle pour $H=10.5m$ [Abdelouhab et al., 2011]	62
Figure 2.18 Variation du coefficient K suivant l'extensibilité du renforcement [Berg et al. 2009]	63
Figure 2.19 Calcul de la contrainte verticale pour les conditions de la stabilité interne d'un remblai en pente	64

Figure 2.20 Renforcements en palier : (a) la configuration des renforcements, (b) le rapport K/K_a [Horpibulsuk <i>et al.</i> , 2011]	64
Figure 2.21 Effet des paramètres de sol renforcé sur la longueur minimale des renforcements : (a) l'angle de frottement, (b) le poids volumique [Bilgin., 2009]	65
Figure 2.22 Répartition des tractions maximales à la fin de la construction [Guler <i>et al.</i> , 2012]	66
Figure 2.23 Répartition des tractions maximales dans le cas des géosynthétiques : (a) d'après [Holtz <i>et Lee</i> , 2002 ; Bathurst <i>et al.</i> , 2005], (b) d'après [Bathurst <i>et al.</i> , 2008]	67
Figure 2.24 Répartition des tractions maximales dans les cas des renforcements métalliques [Allen <i>et al.</i> , 2004]	68
Figure 2.25 Effet de la rigidité de parement sur la force de traction maximale au renforcement [Bathurst <i>et al.</i> , 2006]	69
Figure 2.26 Influence du module élastique des renforcements sur la déformation du mur [Abdelouhab <i>et al.</i> 2011]	69
Figure 2.27 Influence des paramètres de sol renforcé sur le déplacement horizontal du mur : (a) l'angle de frottement, (b) la cohésion [Abdelouhab <i>et al.</i> 2011]	70
Figure 2.28 Modes de ruine des murs en sol renforcé avec des écailles en béton	71
Figure 2.29 Mode de rupture des murs de soutènement en sols renforcés en sol renforcé avec des blocs modulaires : stabilité externe : a), b), c) ; stabilité interne : d), e), f) ; stabilité du parement : g), h), i)	72
Figure 3.1 Surface de rupture et forces agissantes considérées par Mononobé-Okabé dans le cas actif	77
Figure 3.2 Surface de rupture et forces agissantes considérées par Mononobé-Okabé dans le cas passif	78
Figure 3.3 Principe de superposition des actions statiques et dynamiques [Bathurst <i>et Cai</i> , 1995]	79
Figure 3.4 Force de pression active statique et dynamique incrémentale pour un remblai sec [Ebeling <i>et Morrison</i> , 1992]	81
Figure 3.5 Poussée sur les murs cantilevers : (a) remblai incliné sous conditions statiques, (b) remblai horizontal sous conditions statique et sismique [Evangelista <i>et al.</i> 2010]	83
Figure 3.6 État de contrainte dans un semi-espace horizontal dans le cas actif et dans la présence des actions pseudo-statiques avec $K_h \neq 0$ et $K_v = 0$ [Evangelista <i>et al.</i> 2010]	83
Figure 3.7 Système considéré pour l'approche pseudo-dynamique [Steedman <i>et Zeng</i> , 1990]	85
Figure 3.8 Localisation de la poussée dynamique à l'instant du moment de renversement maximale pour $K_h=0.2$ [Steedman <i>et Zeng</i> , 1990]	86
Figure 3.9 Modèle considéré pour le calcul de l'action sismique [Choudhury <i>et Nimbalkar</i> , 2005]	86
Figure 3.10 Modèle du mur pour le calcul de la pression passive pseudo-dynamique des terres adaptée et modifiée [Choudhury <i>et Nimbalkar</i> , 2008]	87
Figure 3.11 Mur poids soumis à des accélérations pseudo-statique et de pesanteur [Richards <i>et Elms</i> , 1979]	88
Figure 3.12 Les expressions actives et passives de Mononobe-Okabe (remblai souple), expression de Wood (remblai rigide), et FLAC (continu) [Green <i>et Ebeling</i> , 2003]	91
Figure 3.13 Forces sismiques agissantes sur un mur de soutènement (stabilité externe) selon FHWA 2009 [Berg <i>et al.</i> , 2009]	93
Figure 3.14 Stabilité sismique interne selon les guides FHWA 2009 [Berg <i>et al.</i> , 2009]	94
Figure 3.15 Photos d'une maison en ruine à Gemona et d'un massif de soutènement à parement métallique près de Gorizia	97
Figure 3.16 Photos d'un mur en terre armée dans la péninsule d'Oga et de l'aire de circulation et de stockage sérieusement endommagée sur le port d'Akita	98
Figure 3.17 Photos de maisons écroulées dans le quartier des Marinas à San Francisco et d'un mur en terre armée à Richmond	98

Figure 3.18 Effondrement du viaduc de Fukae [Koseki, 2002]	99
Figure 3.19 Comportement de deux murs de soutènement sous séismes de Kobé : (a) mur cantilever, (b) mur en sol renforcé [Koseki, 2002]	99
Figure 3.20 Dommages suite au séisme d'Izmit : (a) pont viaduc à Arifiye endommagé, (b) les deux faces de mur de soutènement de la rampe d'accès de pont à Arifiye [Pamuk <i>et al.</i> , 2004]	100
Figure 3.21 Séisme de Chi-Chi : (a) effondrement de pont Wu-Shi, (b) section non endommagée d'un mur de soutènement en sol renforcé [Hoe <i>et al.</i> , 2001]	101
Figure 3.22 Forces agissantes sur une tranche horizontale avec renforcement [Shekarian <i>et al.</i> , 2008]	101
Figure 3.23 Angle de coin de la surface de rupture [Shekarian <i>et al.</i> , 2008]	102
Figure 3.24 Pressions du sol renforcé sur le mur pour $\varphi=30^\circ$: (a) résultante, (b) point d'application [Shekarian <i>et al.</i> , 2008]	102
Figure 3.25 Force maximale de traction au renforcement [Shekarian <i>et al.</i> , 2008]	103
Figure 3.26 Effet de l'espacement vertical de renforcement sur le comportement du mur de soutènement sur : le déplacement horizontal, (b) la force de traction maximale au parement [El imam <i>et Bathurst</i> , 2007]	104
Figure 3.27 Test d'un mur sur table à secousse [Madhavi Latha <i>et Krishna</i> , 2008]	104
Figure 3.28 Effet de la densité relative du sol renforcé sur la réponse d'un mur avec parement flexible sous excitation sismique [Madhavi Latha <i>et Krishna</i> , 2008]	105
Figure 3.29 Effets de la longueur du renforcement sur la fréquence fondamentale pour un mur de soutènement ($H=6m$, $W=42m$) [Hatami <i>et Bathurst</i> , 2000]	106
Figure 3.30 Comportement d'un mur de soutènement sous action dynamique : (a) déplacement de mur, (b) répartition des tractions, (c) lignes des tractions maximales [Liu <i>et al.</i> , 2011]	107
Figure 3.31 Surface de rupture d'un mur de soutènement en sol renforcé à la fin d'un chargement dynamique [Liu <i>et al.</i> , 2011]	107
Figure 3.32 Effets de la rigidité de renforcement et le type de parement sur le comportement de mur : (a) déplacement horizontal, (b) répartition des tractions maximales [Guler <i>et al.</i> , 2012]	108
Figure 3.33 Réponse d'un mur de soutènement sous chargement sismique : (a) effet de type de sol renforcé, (b) surface de rupture [Guler <i>et al.</i> , 2012]	108
Figure 4.1 Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol [Brinkgreve <i>et al.</i> , 2006]	113
Figure 4.2 L'élément à 15 nœuds utilisé dans PLAXIS avec deux d.d.l et les forces nodales	113
Figure 4.3 Fenêtre principale du programme d'entrée [Brinkgreve <i>et al.</i> , 2006]	115
Figure 4.4 Les fonctions de rendement de Mohr-Coulomb formant un cône hexagonal [Brinkgreve <i>et al.</i> , 2006]	119
Figure 4.5 Le critère de rupture de Mohr-Coulomb en deux dimensions (Murthy, 2003)	119
Figure 4.6 Exemple d'entrée des paramètres de sol dans le modèle M.C	120
Figure 4.7 Définition du module à 50% de la rupture	120
Figure 4.8 Comportement simplifié d'un renforcement géosynthétique	123
Figure 4.9 Distribution des nœuds et des points de contrainte dans les éléments d'interface et jonction avec les éléments du sol [Brinkgreve <i>et al.</i> , 2006]	124
Figure 4.10 Exemple de point de jonction dans la fenêtre « <i>Hinges and rotation springs</i> »	125
Figure 4.11 Fenêtres d'entrée des coefficients d'amortissement de Rayleigh α et β : (a) sols et interfaces, (b) éléments « <i>Plats</i> »	129
Figure 4.12 Fenêtres de choix de l'analyse dynamique	130
Figure 4.13 Fenêtres de paramètre de l'analyse dynamique	131
Figure 4.14 Fenêtres des multiplicateurs dans un calcul dynamique	131
Figure 4.15 Charge active employée dans le calcul dynamique	131

Figure 4.16 Exemple d'un chargement harmonique	132
Figure 4.17 Fenêtre de changement d'une excitation harmonique	132
Figure 4.18 Exemple d'un accélérogramme arbitraire	133
Figure 4.19 Fenêtre d'insertion d'un fichier accélérogramme (S.M.C)	133
Figure 4.20 Fenêtre d'insertion d'un fichier accélérogramme (ASCII)	133
Figure 5.1 Construction d'un remblai d'accès avec un mur à double parement	136
Figure 5.2 Conception et définitions des murs de soutènement en sols renforcés à double parement [Elias et Christopher, 1997]	137
Figure 5.3 Conception des murs à double parement [Berg et al., 2009]	138
Figure 5.4 Modèle de base pour le cas $W/H=2$ [Han et Leshchinsky, 2010]	138
Figure 5.5 Surface de rupture [Han et Leshchinsky, 2010]	139
Figure 5.6 Effet de la distance entre les parois opposées sur : (a) la pression des terres actives, (b) la répartition des tractions maximales [Han et Leshchinsky, 2010]	139
Figure 5.7 Effet de connexion des renforcements au milieu [Han et Leshchinsky, 2010]	139
Figure 5.8 Résultats de simulation numérique [El-Sherbiny et al., 2013]	140
Figure 5.9 Variation de la pression latérale des terres [El-Sherbiny et al., 2013]	141
Figure 5.10 Effet de la longueur de renforcement sur : (a) la traction maximale, (b) le déplacement horizontal [El-Sherbiny et al., 2013]	141
Figure 5.11 Schéma de modélisation d'un mur à double parement [Mouli et al., 2016]	142
Figure 5.12 Profil des forces des tractions maximales pour les cas des renforcements connectés et non reliés ($W/H=1.4$) [Mouli et al., 2016]	142
Figure 5.13 Profil des forces des tractions maximales pour le cas $W/H=2$ [Mouli et al., 2016]	143
Figure 5.14 Dimensions et paramètres des modèles étudiés [Benmebarek et al., 2016]	143
Figure 5.15 Distribution de la pression latérale [Benmebarek et al., 2016]	144
Figure 5.16 Traction maximale dans les renforcements [Benmebarek et al., 2016]	145
Figure 5.17 Effet de la cohésion du sol sur : (a) la traction maximale, (b) la pression latérale [Benmebarek et al., 2016]	145
Figure 5.18 Géométrie du modèle de base ($W/H=2$)	147
Figure 5.19 Zone d'interaction pour le modèle $W/H=3$	150
Figure 5.20 Zone d'interaction pour le modèle $W/H=2$	150
Figure 5.21 Zone d'interaction pour le modèle $W/H=1.4$	151
Figure 5.22 Mode de rupture du modèle $W/H=2$	151
Figure 5.23 Distribution des pressions des terres actives derrière la zone renforcée	152
Figure 5.24 Pourcentage de la force résultante numérique (F_a) par rapport à celle de Rankine (F_h)	153
Figure 5.25 Déplacement horizontal du parement de mur à la fin de la construction	154
Figure 5.26 Allure de la courbe du coefficient de sécurité F_s pour $W/H=2$	154
Figure 5.27 Distribution des tractions maximales dans chaque lit de renforcement	155
Figure 5.28 Variation des tractions maximales requises aux renforcements (Lit 2)	156
Figure 5.29 Lignes des tractions maximales sous condition statique	157
Figure 5.30 Répartition des tractions au parement le long de la hauteur du mur	158
Figure 5.31 Variation du coefficient α_i en fonction de l'élévation du mur	158
Figure 5.32 Géométrie du modèle avec un chevauchement de renforcement ($W/H=1.1$, $L_R/H=0.3$)	160
Figure 5.33 Localisation de la zone de cisaillement : (a) $L_R/H=0.1$, (b) $L_R/H=0.2$, (c) $L_R/H=0.3$, (d) $L_R/H=0.4$	161
Figure 5.34 Le facteur de sécurité en cas de chevauchement de renforcement ($L_R/H=0.3$)	161
Figure 5.35 Effet de la longueur de chevauchement sur le facteur de sécurité	162

Figure 5.36 Influence de la longueur de chevauchement des renforcements sur le déplacement du mur	163
Figure 5.37 Effet de la longueur de chevauchement des renforcements sur la traction maximale dans les géosynthétiques	164
Figure 5.38 Localisation de la ligne des tractions maximales	164
Figure 5.39 Distribution de la traction maximale pour différentes hauteurs des murs	166
Figure 6.1 Modèle numérique à échelle réelle d'un mur de soutènement à double parement sous table à secousses [Anastasopoulos <i>et al.</i> (2010)]	170
Figure 6.2 Déformation d'un modèle sous table à secousses [Anastasopoulos <i>et al.</i> (2010)]	170
Figure 6.3 Déformation du modèle en éléments finis [Öztürk, 2014]	171
Figure 6.4 Déplacement de mur à l'égard de la hauteur avec $S_v=0.75m$ et $L/H=0.7$: (a) blocs modulaires, (b) les écaillés en béton [Öztürk, 2014]	172
Figure 6.5 Traction maximale dans les renforcements en fonction de la hauteur des murs avec $S_v=0.8m$ et $L/H=0.7-1$ [Öztürk, 2014]	172
Figure 6.6 Géométrie du modèle de référence $W/H=2$ pour l'étude sous chargement cyclique	173
Figure 6.7 Accélérogramme après l'entrée du fichier ASCII (PGA=0.4g, $f=1.5Hz$)	174
Figure 6.8 Maillage déformé des modèles étudiés à la fin de l'excitation sismique : (a) $W/H=2$, (b) $W/H=1.4$, (c) $W/H=3$	176
Figure 6.9 Courbe du déplacement horizontal des murs à la fin de l'excitation cyclique	176
Figure 6.10 Variation du déplacement horizontal maximale en fonction de la géométrie de la structure	177
Figure 6.11 Profil des tractions maximales aux renforcements sous chargement harmonique	177
Figure 6.12 Influence du rapport W/H sur la traction maximale au renforcement	178
Figure 6.13 Ligne des tractions maximales sous chargement cyclique harmonique	178
Figure 6.14 Effet de la variation de la hauteur du mur sur la réponse sismique de la structure : (a) déplacement horizontal, (b) tractions maximales	179
Figure 6.15 Le déplacement horizontal du mur à l'égard de différent charges sismiques	180
Figure 6.16 Variation du déplacement permanent avec les paramètres du chargement cyclique	181
Figure 6.17 Influence des composants du séisme sur l'allure des tractions maximales	182
Figure 6.18 Variation des tractions maximales avec les paramètres du séisme	183
Figure 6.19 Les lignes des tractions maximales le long de la hauteur du mur à la fin de la construction (poids-propre) et à la fin de l'excitation cyclique	183
Figure 6.20 Vecteurs déplacements à la fin des excitations harmoniques pour le cas de renforcements connectées au milieu	184
Figure 6.21 Conséquence de la connexion des renforcements sur le déplacement du mur	184
Figure 6.22 Effet de connexion des renforcements sur la courbe des tractions maximales	185
Figure 6.23 Effet de connexion des renforcements sur la répartition des tractions au niveau des lits d'armatures	185

Liste des Tableaux

Désignation de Tableau	Page
Tableau 2.1 Facteur de résistance pour la stabilité externe [Berg <i>et al.</i> 2009]	59
Tableau 2.2 Longueur typique minimale de renforcement L/H selon FHWA 2009 [Berg <i>et al.</i> 2009]	60
Tableau 3.1 Comparaison entre les coefficients sismiques de poussée pour $\phi = 40^\circ$, $\varepsilon = 5^\circ$ et différentes valeurs de $K_h \neq 0$ et $K_v = 0$ [Evangelista <i>et al.</i> 2010]	84
Tableau 3.2 Comparaison du point d'application de la résistance passive totale (h) obtenu avec des méthodes disponibles pour $H=10$ m, $\phi=34$, $\delta=17$, $\gamma= 17.3$ kN/m ³ , $K_h = K_v =0$ [Nimbalkar <i>et Choudhury</i> , 2008]	88
Tableau 3.3 Comparaison entre les différentes approches [Nimbalkar <i>et Choudhury</i> , 2006]	89
Tableau 5.1 Paramètres de données du sol [Guler <i>et al.</i> , 2012]	147
Tableau 5.2 Caractéristiques du parement de mur	148
Tableau 5.3 Caractéristiques des renforcements géosynthétiques	148
Tableau 5.4 Valeurs numériques des résultantes des pressions latérales	152
Tableau 5.5 Point d'application de la résultante de F_a	153
Tableau 5.6 Variation du déplacement horizontal maximal en fonction de W/H	154
Tableau 5.7 Valeurs du coefficient de sécurité F_s pour différents rapports W/H	155
Tableau 5.8 Effet de la variation du rapport W/H sur le comportement de la structure	159
Tableau 5.9 Résultats numériques des déplacements horizontaux pour différents rapports L_R/H	163
Tableau 5.10 Géométrie des murs testés	165
Tableau 5.11 Résultats numériques pour les différents murs testés	165
Tableau 5.12 Résultats numériques et analytiques de la traction maximale	166
Tableau 6.1 Détails du calcul de l'analyse en éléments finis sous charges cycliques	175
Tableau 6.2 Influence de la géométrie du remblai d'accès sous séisme	179

Liste des notations et abréviations

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
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 un 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_{max}	Effort de traction maximale dans les renforcements
T_{maxr}	Effort de traction maximale pour un modèle de référence
T_p	Effort de traction maximal dans chaque lit d'armatures au niveau du parement
U_x	Déplacement horizontal maximal calculé dans le massif renforcé
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

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 chaussés.

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Depuis les temps préhistoriques, l'homme a utilisé les techniques d'amélioration et de renforcement des sols pour bâtir. Les habitations dans la dynastie de l'ancien empire de Babylone, les ouvrages de défense et la grande muraille de Chine ainsi que la construction des endiguements dans les ères Romaines ont été réalisés selon ces techniques

Dans le domaine de la géotechnique, le renforcement des sols est une technique récente et particulière de l'amélioration des sols. Dans la plupart des applications pratiques, les sols sont renforcés en incorporant des inclusions continues de renforcement (par exemple, bande, barre, feuille, tapis ou filet) dans une classe du sol et dans un schéma défini.

Les mécanismes de renforcement du sol ont été expliqués sous différentes formes dans les études depuis le concept de sol renforcé utilisé pour la première fois par Henri Vidal. Dans le cadre de la technique de la Terre Armée qu'il a inventée et développée au début des années 60, ce concept s'est, depuis, étendu à des techniques variées telles que : les micro pieux, les colonnes ballastées, les colonnes en sol stabilisé, le clouage des sols, etc...

Le système Terre Armée consiste en l'association d'un matériau granulaire frottant et d'armatures (inclusions) linéaires flexibles de grande résistance à la traction. La résistance du sol peut être améliorée de façon significative. Le parement extérieur de l'ouvrage est relativement mince et souple ; il est généralement constitué de panneaux en béton. Pour limiter la déformation de la structure, on utilise des armatures en acier relativement inextensibles vis-à-vis du sol de remblai et qui sont galvanisées pour empêcher la corrosion essentiellement autoportante. Ces renforcements métalliques inextensibles sont remplacés par des renforcements synthétiques (géo synthétiques) extensibles de nature chimique à base de polymères.

Depuis 1980, l'utilisation du géotextile dans les sols renforcés a considérablement augmenté. Aujourd'hui, ces renforts sont couramment utilisés pour une grande variété de structures et de types de murs, ainsi que le renforcement des pentes, les culées de pont, pour les murs en sol renforcé ayant une face rigide à pleine hauteur ainsi que sur les routes à faible volume.

L'utilisation du géotextile dans les murs de soutènement a commencé après que son effet bénéfique ait été observé dans les remblais d'autoroutes sur couches faibles. Les principales raisons de l'utilisation de ces structures sont qu'elles offrent une alternative économique et efficace par rapport aux structures traditionnelles du type gravité pour la plupart des hauteurs et des applications.

L'un des plus grands avantages des murs de soutènement en sol renforcé par des géosynthétiques est leur flexibilité. En outre, sur la base d'observations sur des zones sismiques actives, ces structures ont démontré une résistance plus élevée au chargement sismique que les structures en béton rigide. De nombreuses recherches numériques et de laboratoire ont été effectuées pour montrer leur grande stabilité dans des conditions de tremblement de terre.

Les méthodes de conception de base considèrent ces ouvrages comme des géométries simples avec des nappes de renforcement de la même longueur, supportant soit un remblai horizontal, soit une inclinaison supplémentaire. Bien que la plupart des murs de soutènement en sol renforcé appartiennent à cette catégorie, les structures avec des géométries plus complexes ou des charges externes significatives sont pratiques et nécessitent une attention particulière. Comme c'est le cas pour les culées de pont, les murs superposés, etc. En outre, pour les structures complexes ou composées, il est toujours difficile de séparer la stabilité interne de la stabilité externe, car la surface de défaillance la plus critique peut traverser les sections renforcées et non renforcées de la structure. Pour cette raison, une analyse de stabilité globale est généralement requise pour ce type d'ouvrage. Une estimation approximative du facteur global de sécurité pourrait être effectuée à l'aide de surfaces de rupture ; cependant, la meilleure méthode est d'utiliser une approche numérique de la stabilité globale.

Le mur de soutènement en sol renforcé à double parement (murs opposés) « *Back-to-back* » est inclus dans cette gamme de structures complexes. Selon le dernier rapport des lignes directrices américaines des routes et autoroutes fédérales (FHWA 2009), ce type de structure est utilisé pour les systèmes de protection contre les chutes de roche, les barrages en terre et les remblais d'approches de pont pour augmenter l'élévation. D'après ces guides, la distance entre les deux parois opposées est un paramètre clé utilisé pour déterminer les méthodes d'analyse et 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.

Pour analyser le comportement des remblais d'accès de pont couramment construits avec des murs de soutènement à double parement, une équipe de recherche est installée au sein du laboratoire Modélisation Numérique de l'Interaction Sol-Structure (MN2I2S) de l'université de Biskra. Les premières recherches de cette équipe sont publiées en 2016 où la méthode des éléments finis incorporée dans le code numérique PLAXIS est utilisée pour simuler ce type de structure. Son objectif étant l'étude de l'effet de la distance et la cohésion du sol sur la stabilité interne et externe sous le poids propre de l'ouvrage. Il a été démontré que les deux murs opposés du remblai d'accès fonctionnent de manière indépendante lorsqu'ils sont éloignés et interagissent l'un avec l'autre, lorsqu'ils sont proches.

Par ailleurs, sous le chargement sismique, il n'y a pas de consensus général sur les procédures d'analyse et de conception. Par exemple, le code britannique (BS 8006) n'inclut pas de conceptions sismiques. Dans les directives FHWA 2009, ces structures dans les zones sismiques devraient être conçues en fonction d'une analyse plus détaillée qui comprend les effets d'une répartition non-uniforme possible des forces sismiques et d'inertie dans le mur.

Quelques chercheurs ont présenté des études expérimentales et numériques à partir desquelles ils ont essayé d'analyser le comportement de ce type de structure à géométrie complexe. En raison de la grande distance entre les parements, l'interaction entre eux ne peut pas être étudiée. Ainsi, les méthodologies de conception existantes ne fournissent pas une réponse claire et justifiée sur la façon dont la stabilité interne et externe change sous le chargement sismique.

À nos jours, aucune étude n'a été menée pour apprécier l'effet de la réduction de la distance entre les deux murs opposés sur le comportement dynamique de ces ouvrages. Par conséquent, des analyses sont nécessaires pour évaluer la stabilité interne et externe des murs de soutènement en sols renforcés à double parement, couramment utilisés pour les remblais d'approche de pont, sous condition sismique.

Donc, notre travail consiste à étudier le comportement des remblais d'accès de pont sous des conditions statique et dynamique. Les analyses numériques ont été effectuées en utilisant le logiciel PLAXIS 2D version 8 avec son module dynamique, un code qui adopte la technique des éléments finis progressivement élargie dans le domaine de génie civil et de géotechnique.

Pour arriver à nos objectifs, la thèse est articulée sur deux parties de six chapitres, cernée par une introduction générale et une conclusion générale.

Le manuscrit est entamé par une introduction générale où nous présentons la motivation et les objectifs de travail réalisés dans le cadre de cette thèse.

La première partie est une synthèse bibliographique comportant trois chapitres :

- **le premier chapitre** est consacré aux généralités sur le renforcement des sols et les ouvrages en terre armée (aperçu historique sur les techniques de l'amélioration des sols, les types d'ouvrage de soutènement en sol renforcé, les renforcements géosynthétiques, les types de parement, la mise en œuvre, etc.).
- **le deuxième chapitre** rappelle le comportement des murs de soutènement en sol renforcé sous actions statiques. Tout d'abord, les méthodes de calcul des pressions des terres derrière les murs sont exposées. Ensuite, on présente la norme française NFP 94-270 et le guide américain FHWA 2009 de dimensionnement des ouvrages en sol renforcé. À la fin du chapitre, nous exposons une revue des études antérieures sur les paramètres influant sur le comportement de ces structures sous condition statique.
- **le troisième chapitre** porte sur le comportement de murs de soutènement en sol renforcé sous actions sismiques où les approches de calcul des pressions des terres derrière les parois de soutènement sont exposées. Ensuite, nous présentons les méthodes de dimensionnement des murs de soutènement en sol renforcé sous séisme selon le guide FHWA 2009. Nous concluons ce chapitre par une synthèse sur les paramètres affectant le comportement de ces ouvrages et des cas historiques montrant leurs performances lors des récents tremblements de terre.

La deuxième partie de la thèse traite, par la voie numérique, l'analyse de comportement des remblais d'accès en sol renforcé sous chargement statique et dynamique.

- Dans **le quatrième chapitre**, nous présentons la méthode des éléments finis (MEF) pour le calcul géotechnique. Ensuite, nous exposons l'ensemble de fonctionnalités du code PLAXIS, adopté pour l'actuelle thèse, nécessaire pour la modélisation des murs de soutènement en sol renforcé dans les deux cas de chargement statique et dynamique.

- **le cinquième chapitre** comporte notre première contribution dans la présente thèse où nous définissons, en premier temps, les remblais d'accès de pont classés à géométrie complexe. Une synthèse sur les études antérieures sur le comportement des murs de soutènement en sol renforcé à double parement sous conditions statiques est exposée. Ensuite, nous évoquons deux applications numériques :
 - ✓ la première application aborde le comportement d'un remblai d'accès d'approche de pont en sol renforcé par les géosynthétiques sous conditions statiques (poids propre seulement). L'objectif de cette application est l'évaluation de l'effet de la distance entre les parements de l'ouvrage dans le cas où les renforcements qui se rencontrent au milieu.
 - ✓ la deuxième application est une investigation numérique d'un remblai d'accès de pont dans le cas où les renforcements se chevauchent. Nous examinons les effets de la longueur de chevauchement de renforcement et la géométrie du remblai (hauteur et largeur des murs) sur la stabilité interne et externe de l'ouvrage.
- **le sixième chapitre** est réservé à l'étude de la réponse dynamique d'un remblai d'approche de pont. Tout d'abord, nous exposons une synthèse bibliographique sur le comportement des murs de soutènement en sol renforcé à double parement sous conditions sismiques. Par la suite, nous effectuons une application numérique qui traite le comportement des remblais d'accès de pont en sol renforcé par les géosynthétiques sous séisme. Le module dynamique de PLAXIS version 8 est utilisé pour modéliser une charge harmonique cyclique appliquée à la base de la structure. L'étude dynamique fait ressortir l'influence des paramètres du chargement sismique et la distance entre les murs opposés sur le comportement sismique de remblais d'accès. À la fin de l'application numérique, nous abordons l'effet de connexion des renforcements au milieu, lorsque les parements de remblai sont très proches.

Nous complétons le manuscrit par une conclusion générale résumant les résultats ainsi obtenus.

PARTIE I : SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE

Chapitre 1 :

GÉNÉRALITÉS SUR LES MURS DE SOUTÈNEMENT EN SOLS RENFORCÉS

1.1. Introduction

Les méthodes d'amélioration des sols sont l'un des outils dont dispose l'ingénieur pour résoudre les problèmes de stabilité ou de déformations lors de l'élaboration d'un projet. De nombreuses techniques ont été développées par les ingénieurs géotechniciens au cours du vingtième siècle. Elles permettent l'amélioration des caractéristiques géotechniques et les propriétés mécaniques des terrains, et elles sont jugées efficaces. Certaines de ces méthodes sont très anciennes, comme le battage de pieux de bois dans les sols de faible portance, d'autres sont plus récentes, comme les méthodes de renforcement des sols.

Le renforcement des sols consiste, dans son principe, à associer un sol à des éléments résistants de manière à former un matériau composite. Il recouvre des techniques qui consistent à placer des inclusions résistantes au sein du sol. Les inclusions utilisées pour le renforcement des sols sont des éléments résistants en général linéaires ou plans. En conséquence, les principaux efforts mobilisés dans les inclusions peuvent être de quatre sortes : traction, compression, flexion et cisaillement.

Bien que l'utilisation des inclusions de traction dans le sol remonte à plusieurs milliers d'années pour la construction de structures religieuses dans l'ancienne Babylone, il y a seulement trois décennies qu'Henri Vidal, un architecte Français, pionnier des techniques modernes de renforcement de sol inventa en 1963 la Terre Armée. Cette technique consiste en l'association d'un matériau granulaire frottant et d'armatures linéaires flexibles de grande résistance à la traction. Le parement extérieur de l'ouvrage est relativement mince et souple, il est généralement constitué de panneaux en béton. Pour limiter la déformation de la structure, on utilise des armatures en acier relativement inextensibles vis-à-vis du sol de remblai et qui sont galvanisées pour empêcher la corrosion.

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

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

1.2. Renforcement des sols

1.2.1. Aperçu historique sur le renforcement des sols

L'utilisation de matériaux naturels comme éléments de renforcement du sol était une pratique courante plusieurs années avant Jésus-Christ. Suite à un ordre chronologique, les anciens Babyloniens (3000 avant J.C.) utilisaient les matières fibreuses dans la construction de leurs habitations ([Figure 1.1](#)).



Figure 1.1 Construction d'adobe en Irak

D'autres exemples sont les ziggurats, également construits par ce peuple mésopotamien (3000 avant J.C.). La ziggurat située à Aqar Quf (Ouest de Bagdad), où existait autrefois le Dur Karigalzu, selon certains historiens, les ruines d'une ancienne ziggurat seraient la célèbre Tour de Babel ([Figure 1.2](#)).



Figure 1.2 La ziggurat d'Aqar Quf en Irak

La Grande Muraille de Chine (2000 avant J.C), dont la construction remonte à plus de 40 siècles, les empereurs de plus de 20 dynasties ont construit la plus grande ligne de défense dans le monde pour protéger leurs domaines contre les envahisseurs. Pour cela, ils ont utilisé dans sa construction le principe de sol renforcé.

Les premiers murs ont été construits au cours du VII^{ème} siècle avant J.C, où les petits états dans lesquels la Chine a été divisée, commencent à soulever de courtes sections de mur pour protéger et délimiter ses frontières. Le premier empereur de la Chine, Qin (221-207 avant J.C), a commandé pendant sa dynastie, la restauration et l'assemblage des sections isolées pour avoir un mur défensif unique (Figure 1.3). Dans la dynastie de Ming (1368-1644), les Chinois reconstruisent la muraille, qui a acquis l'aspect actuel avec ses murs et tours crénelées (Figure 1.4).

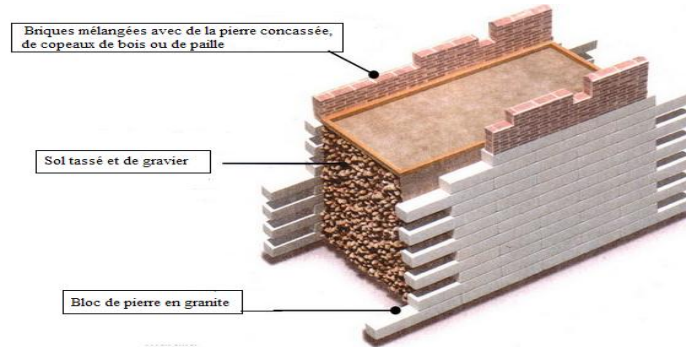


Figure 1.3 Éléments de construction de la grande muraille de Chine



Figure 1.4 Vue actuelle de la grande muraille de Chine

Les anciens Romains utilisaient des troncs immergés dans différents types de sols pour la construction des murs d'endiguement (Figure 1.5). Des matières végétales différentes, en fibres résistantes ont été utilisées dans les travaux de l'empire romain. Parmi ces matériaux, on peut citer : les roseaux, bambou, des troncs d'arbre, de la paille, etc...



Figure 1.5 Mur d'endiguement sur une route romaine en France

Un autre exemple intéressant est une application de la laine de lama mélangée avec le sol dans la construction des rues par les Incas dans le Temple de la Lune (1400) au Pérou (Figure 1.6). En outre, dans d'autres civilisations indigènes d'Amérique latine, ont été utilisées des applications de feuilles et de branches sur un sol mou pour renforcer les digues.



Figure 1.6 Rue à côté du temple de la lune au Pérou

Dans les années soixante, l'ingénieur français Henri Vidal a breveté le système "Terre Armée", qui implique l'utilisation de bandes d'acier galvanisé comme renfort [Vidal, 1969]. En 1972, cette procédure s'est généralisée dans le monde entier. Des ouvrages ont été construits dans trente-deux pays.

Par la suite, l'utilisation de la terre armée s'est rapidement développée et a été adoptée par tous les grands pays industriels (Figure 1.7). 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.

De 1978 jusqu'à l'an 2000, le nombre d'ouvrages construits dans le monde, dont un peu moins de la moitié est réalisé en France, concorde à 1 500 000 m² de surface des parements ; en 2014, le cap des 50 millions est franchi. La plupart de ces ouvrages sont des murs de soutènement d'approches et des culées de pont.

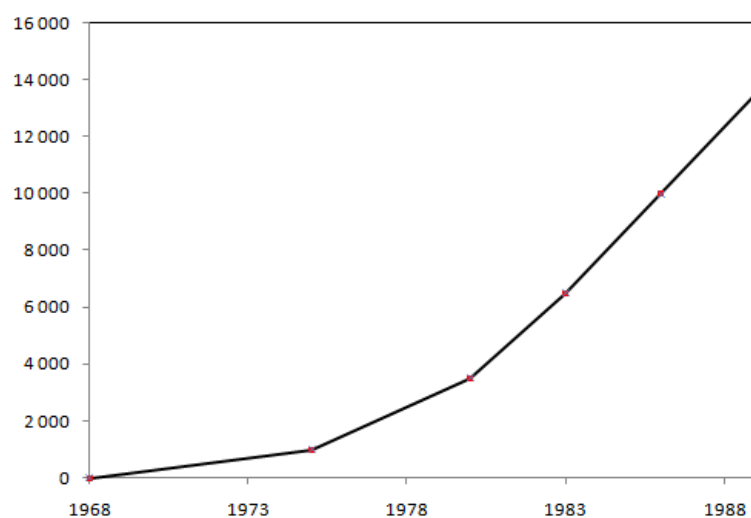


Figure 1.7 Progression des ouvrages en terre armée

Un cadre initial pour l'utilisation des géosynthétiques a été l'utilisation de couvertures de coton comme renforcement des chaussées en asphalte dans le département des routes de la Caroline du Sud (U.S.A.) en 1926.

L'utilisation des géosynthétiques est devenue plus répandue au début des années quarante avec la fabrication de polymères synthétiques, associée au développement des techniques de production des géotextiles tissés (début des années cinquante) et non-tissés, avec la montée de l'industrie pétrochimique et par conséquent, le développement du tissé géotextile. De là, les technologies et les applications des géosynthétiques augmentaient de jour en jour et sa pratique s'intensifiait de plus en plus sur les marchés mondiaux.

Au Brésil, l'utilisation des géosynthétiques a commencé en 1971 avec la fabrication du premier géotextile non-tissé. Depuis lors, l'utilisation des géosynthétiques pour les travaux de renforcement de fondation a été progressivement généralisée dans ce pays ; il convient de noter qu'il est le seul pays latino-américain qui fabrique actuellement les géosynthétiques.

Au début des années soixante-dix, les premiers arguments utilisant les géotextiles ont été construits [Mitchell et Villet, 1987]. Dans le même temps, sont apparues les premières applications de géogrilles pour la stabilisation de talus au Japon [Jones, 1996].

En 1979, en Malaisie, avait été créé le système "Terramesh" qui utilise comme renfort des mailles métalliques hexagonales en double torsion, le même système est utilisé dans la fabrication de gabions.

Au cours des dernières années, il a été mis en évidence des systèmes mixtes, qui combinent des matériaux différents, pour augmenter les stabilités interne et externe de la structure.

Aujourd'hui, les renforts géosynthétiques sont couramment utilisés pour une grande variété de structures et de types de mur, ainsi que pour le renfort des pentes en sols dépassées [Keller et al., 2011], le support de culées des ponts [Adams et al., 2011], les murs en sols renforcés par géosynthétiques [Tatsuoka et al., 2016] et sur les routes à faible volume [Keller, 2016]. Cette technique a tellement évolué, qu'il y a aujourd'hui des murs en sol renforcé avec des hauteurs de plus de 30 mètres.

1.2.2. Principe de base de renforcement des sols

Une structure en sol renforcé consiste en l'introduction d'éléments résistants à la traction correctement orientés, ce qui augmente la résistance du sol et diminue la déformation du massif. Dans cette méthode, le comportement global du massif est amélioré par la transformation des efforts aux éléments résistants (renforts).

Les sols ont généralement une haute résistance à la compression, mais une faible résistance à des contraintes de traction. Quand une masse de sol est chargée à la verticale, elle subit une déformation de compression et une déformation latérale verticale (traction).

Avec tout ce qui précède, si la masse de terre a été renforcée, les mouvements latéraux seront limités par la raideur du renfort. Cette restriction de déformation est obtenue par la résistance à la traction des éléments de renforcement (Figure 1.8).

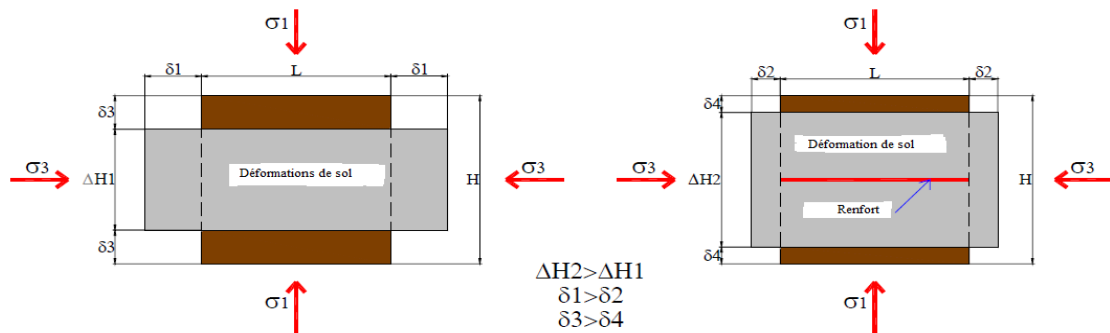


Figure 1.8 Principe de base de renforcement du sol

1.2.3. Type de renforcements et leur comportement

1.2.3.1. Selon l'extensibilité

Actuellement, il existe plusieurs matériaux utilisés dans les ouvrages de renforcement du sol, indépendamment de ce grand nombre, ces matériaux sont divisés en deux groupes, qui diffèrent les uns des autres, par la rigidité (comportement à la traction/déformation) et les renforts qui les composent. Alors, il existe deux classes d'extensibilité des renforcements par rapport à l'extensibilité de sol :

A) Les renforcements inextensibles

La déformation des renforcements à la rupture est beaucoup moins par rapport à la déformation du sol. Ils sont caractérisés par un module de rigidité élevé, à savoir la résistance à la traction maximale est mobilisée par une petite déformation, d'environ 2% à 3%. Cette fonction est généralement présentée par des renforts métalliques tels que les bandes en acier utilisées dans la construction de murs de soutènement avec sol renforcé connu sous le nom "Terre Armée" (Figure 1.9.a).

B) Les renforcements extensibles

La déformation des renforcements à la rupture est comparable ou même supérieure à la déformation du sol. Ils sont caractérisés par leur rigidité largement inférieure par rapport à celle des renforts inextensibles. À savoir, la résistance à la traction maximale est mobilisée par une déformation supérieure à 4%. Cette caractéristique est normalement présentée dans les géogrilles, les géotextiles et les géosynthétiques (Figure 1.9.b).

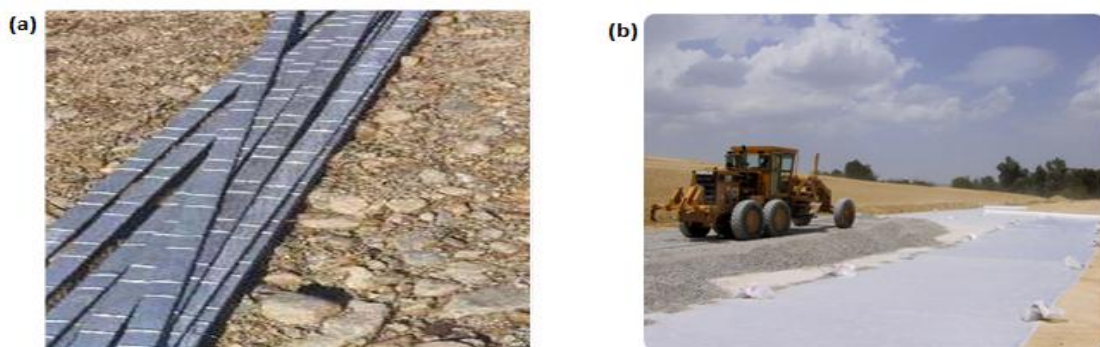


Figure 1.9 Les renforcements : (a) extensibles, (b) inextensibles

Le renforcement des sols par des armatures extensibles 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.

1.2.3.2. Selon la géométrie

Il existe une très grande variété d'éléments de renforcement utilisés dans la pratique et que l'on classe suivant leur forme géométrique en trois groupes :

A) Unidirectionnel linéaire

Bandes, y compris les bandes d'acier lisses ou nervurées, ou des bandes géosynthétiques revêtues sur une fibre porteuse.

B) Unidirectionnel composite

Grilles ou tapis de barre caractérisés par un espacement des grilles supérieur à 150 mm.

C) Bidirectionnel plane

Feuilles continues de géosynthétiques, treillis soudé et tissé. Le maillage est caractérisé par un espacement des éléments de moins de 150 mm.

1.2.4. Systèmes de renforcement

Il existe diverses variétés de systèmes de renforcement des sols, on peut en citer quelques-unes :

1.2.4.1. Le renforcement par grillages ou par treillis métalliques

Le renforcement par treillis métalliques a l'avantage d'être utilisable avec des sols contenant de très gros éléments. Cette technique consiste à mettre en œuvre des grillages sur lesquels le sol est compacté, c'est le système « *Terramesh* » dont le parement est en gabions. On peut noter que pour le remplissage des gabions, les gros éléments issus de l'écrêtage des matériaux de torrent pourraient être utilisés, à condition qu'ils soient eux-mêmes écrêtés pour supprimer les très gros éléments.

1.2.4.2. Le renforcement par ancrages

Il s'agit de renforcer le sol par des barres métalliques au bout desquelles sont placés des blocs d'ancrage (Figure 1.10).

Le renforcement est ainsi assuré par frottement ainsi que par contre butée. Les barres ont une section ronde pour réduire la surface soumise à la corrosion et sont liées au parement composé d'écaillés en béton.

Les armatures en acier galvanisé à haute adhérence (Figure 1.11) sont les plus utilisées pour la réalisation de ces ouvrages.

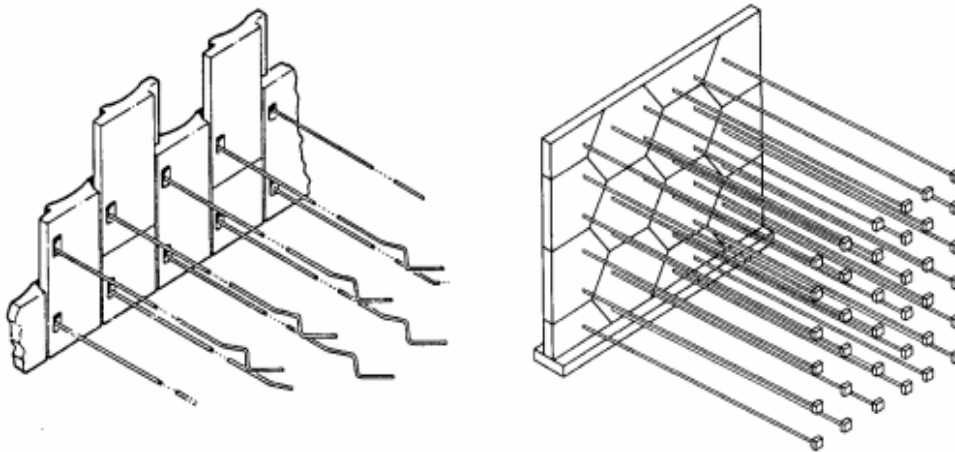


Figure 1.10 Renforcement par ancrage

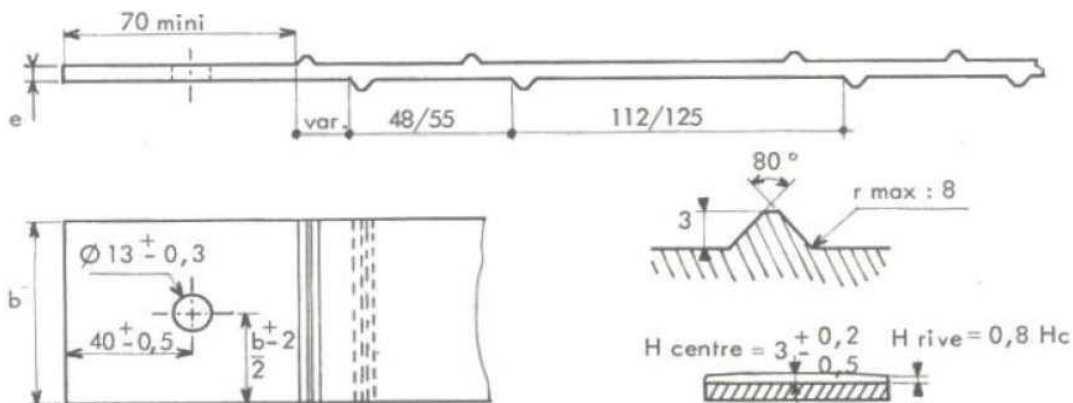


Figure 1.11 Géométrie de l'armature à haute adhérence

1.2.4.3. Le renforcement par les géosynthétiques

Les géotextiles sont des produits textiles à bases de fibres polymères utilisés au contact du sol dans le cadre d'applications dans le domaine de la géotechnique et du génie civil. Leurs domaines d'utilisations sont très vastes et concernent aussi bien la géotechnique routière, les centres de stockage de déchets, les aménagements hydrauliques, la stabilisation des sols que le renforcement des fondations.

1.3. Les produits géosynthétiques et leurs propriétés

1.3.1. Types des produits géosynthétiques

Les géosynthétiques sont définis comme étant des produits synthétiques sur la base de divers polymères provenant de l'industrie chimique, utilisés en relation avec les sols et les roches dans plusieurs domaines. Des centaines de produits géosynthétiques, existants actuellement sur le marché, peuvent être classés en six groupes, d'après les matières premières utilisées, les modes de fabrication et les domaines d'utilisation :

- les géotextiles,
- les géogrilles,
- les géofilets,

- les géomembranes,
- les géocomposites,
- les "géodivers" ou géoautres.

1.3.1.1. Les géotextiles

Qui forment le groupe de géosynthétiques le plus important, sont des textiles au sens propre du mot, constitués surtout de fibres synthétiques, plutôt que de fibres naturelles comme le coton.

Les fibres synthétiques sont transformées en un tissu flexible et poreux, par tissage, par tricotage et par liaison de voile ou de nappes de fibres. Les géotextiles sont flexibles et perméables, divisés en deux groupes :

A) Les géotextiles tissés

Ils sont produits par l'entrecroisement, généralement par des angles droits, des gaines ou faisceaux de fils de polypropylène dans deux directions principales, entremêlés (horizontales) et le cadre (verticale) (Figure 1.12.a). Ces matériaux possèdent une résistance à la traction variant de 15 kN/m à 70 kN/m, puis ils sont fabriqués par le polypropylène qui est un polymère avec des performances supportables contre le phénomène de fluage.

B) Les géotextiles non-tissés

Produits par l'entrecroisement de fibres de polypropylène ou de polyester disposés aléatoirement et reliés entre eux par des procédés mécaniques, thermiques ou chimiques (Figure 1.12.b). Les géotextiles non-tissés possèdent une résistance à la traction qui varie de 7 kN/m à 35 kN/m, quand ils sont fabriqués par le polypropylène.

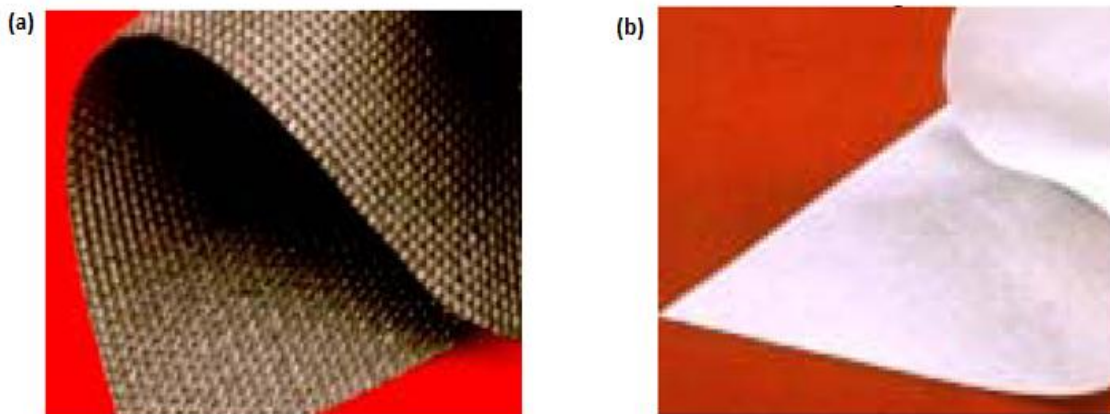


Figure 1.12 Type de renforcement géotextiles : (a) tissés, (b) non-tissés

1.3.1.2. Les géogrilles

La structure plane est un réseau rectangulaire (grilles) formée par des éléments longitudinaux et transversaux à travers un procédé d'extrusion, de soudage et d'entrelacement (Figure 1.13). Comme les géotextiles, les géogrilles sont aussi divisées en groupes en accord avec le procédé de fabrication.

A) Les géogrilles extrudées

Produites par un procédé d'extrusion, généralement de polyéthylène de haute densité, puis soumises à une précontrainte qui définit sa résistance à la traction qui varie de 50 kN/m à 180 kN/m.

B) Les géogrilles tissées

Obtenues par l'entrecroisement en angles droits de faisceaux de filaments, généralement en polyester et revêtus d'une couche protectrice de polymère. La résistance de ce type de renforcement variant de 20 kN/m à 200 kN/m.

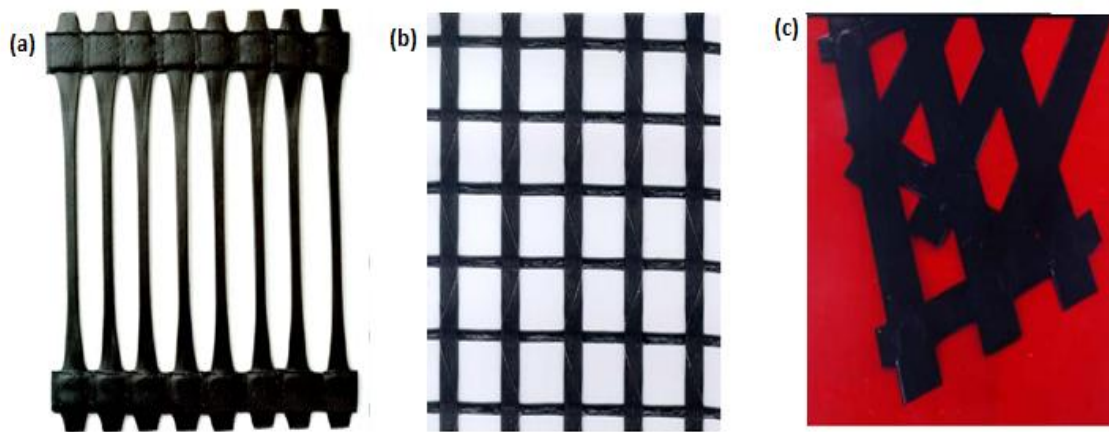


Figure 1.13 Les renforcement géogrilles : (a) extrudées, (b) tissées et (c) collées

C) Les géogrilles collées

Produites par la superposition et collage successifs de bandes constituant des noyaux de faisceau de filaments revêtus d'une couche protectrice de polyéthylène. Ils possèdent une résistance à la traction intéressante variant de 30 kN/m à 1250 kN/m.

1.3.2. Développement de l'application des géosynthétiques

L'utilisation des matériaux géosynthétiques (géotextiles) dans le génie civil a connu un développement considérable ces dernières années, grâce à un coût de fabrication bas et une méthode d'emploi facile. La réduction de l'espace de construction des ouvrages, l'implantation sur des sites de moindre qualité (voies de communication, remblais autoroutiers et hydrauliques), les contraintes imposées à leur géométrie, les contraintes liées à la sauvegarde de l'environnement, sont des facteurs qui imposent l'utilisation de matériaux de plus en plus performants tout en tenant compte du facteur économique. La diversité des produits géotextiles et les méthodes de construction correspondantes permettent à l'ingénieur de proposer des solutions qui peuvent augmenter l'efficacité des techniques classiques, dans certains cas même de donner de nouvelles solutions.

La première application d'un géotextile, un épais tissé en coton, dans la construction de routes a été réalisée en 1926 par le département de la recherche routière en Caroline du Sud [Beckham et Mills, 1935]. Jusqu'à la détérioration du tissé, la route était en bon état et l'utilisation du géotextile a considérablement réduit les fissures et les ruptures localisées de la chaussée.

Un géotextile de fibres synthétiques avec des fonctions de filtration et de protection contre l'érosion des côtes a été utilisé en 1950 en Floride [Barret, 1966]. Cette application contre l'érosion s'est ensuite largement développée dans les années 1960.

En Europe, les premières applications de matériaux géotextiles ont été réalisées au début des années 60. Ils ont été utilisés dans la construction et la rénovation des grands remblais et des digues des années 50 pour la protection des terres basses le long de la côte de la mer du Nord aux Pays-Bas, après les grandes inondations de l'hiver en 1953 [Gicot et Perfetti, 1982].

En France, des géotextiles non-tissés ont été utilisés en juin 1969 avec l'objectif d'améliorer les conditions d'épandage sur un sol mou d'une couche drainant en sable, dans le but d'éviter la pollution de cette dernière et de faciliter sa mise en place [Vautrin et Puig, 1969].

La diversité et la flexibilité des matériaux géotextiles font que leur utilisation augmente de plus en plus dans un grand nombre d'applications comprenant les systèmes de drainage et de filtration, de contrôle d'érosion et de renforcement.

1.3.3. Principaux rôles des géosynthétiques

Les matériaux géosynthétiques sont utilisés dans différentes applications pour accomplir six rôles principaux : séparation, filtration, drainage, protection, anti-érosion et le renforcement (Figure 1.14). Plusieurs de ces rôles doivent être souvent remplis dans certaines conditions et les divers produits existants, de par leurs propriétés, s'y prêtent avec succès.

1.3.3.1. La Séparation

Les géosynthétiques, assurant une fonction de séparation, sont placés entre deux sols très dissemblables par leur granulométrie, l'un fin et l'autre plus grossier, et a pour vocation de conserver l'intégrité et les performances de chacun des matériaux (Figure 1.15).

Elles empêchent l'interpénétration des deux milieux, sans être un obstacle à la circulation des fluides.

Cette fonction est essentiellement exploitée pour les chaussées telles que les pistes ou les voies à faible trafic pour y limiter l'orniérage comme par exemple en voirie forestière, ainsi que pour les couches de forme, voies ferroviaires et sous les remblais sur sols compressibles.

1.3.3.2. La filtration

Un géotextile jouant un rôle de filtre doit autoriser le passage d'eau perpendiculairement à son plan, mais pas celui des particules de sol. Le géotextile assurant cette fonction doit être plus perméable que le sol à filtrer.

Ainsi, la filtration est un compromis entre l'érosion interne du sol par perte de fines particules et le colmatage du filtre qui peut causer une augmentation de pression interstitielle dommageable à l'ouvrage.

Cette fonction est principalement recherchée pour protéger les drains contre le colmatage, qu'ils soient de nature granulaire, tubulaire ou géotextile. Des géotextiles ont ainsi été utilisés dès 1970 dans des barrages en terre (Figure 1.16).

Cette fonction peut aussi être recherchée pour la protection des berges contre le batillage dans ce cas le géotextile est placé sous un enrochement.

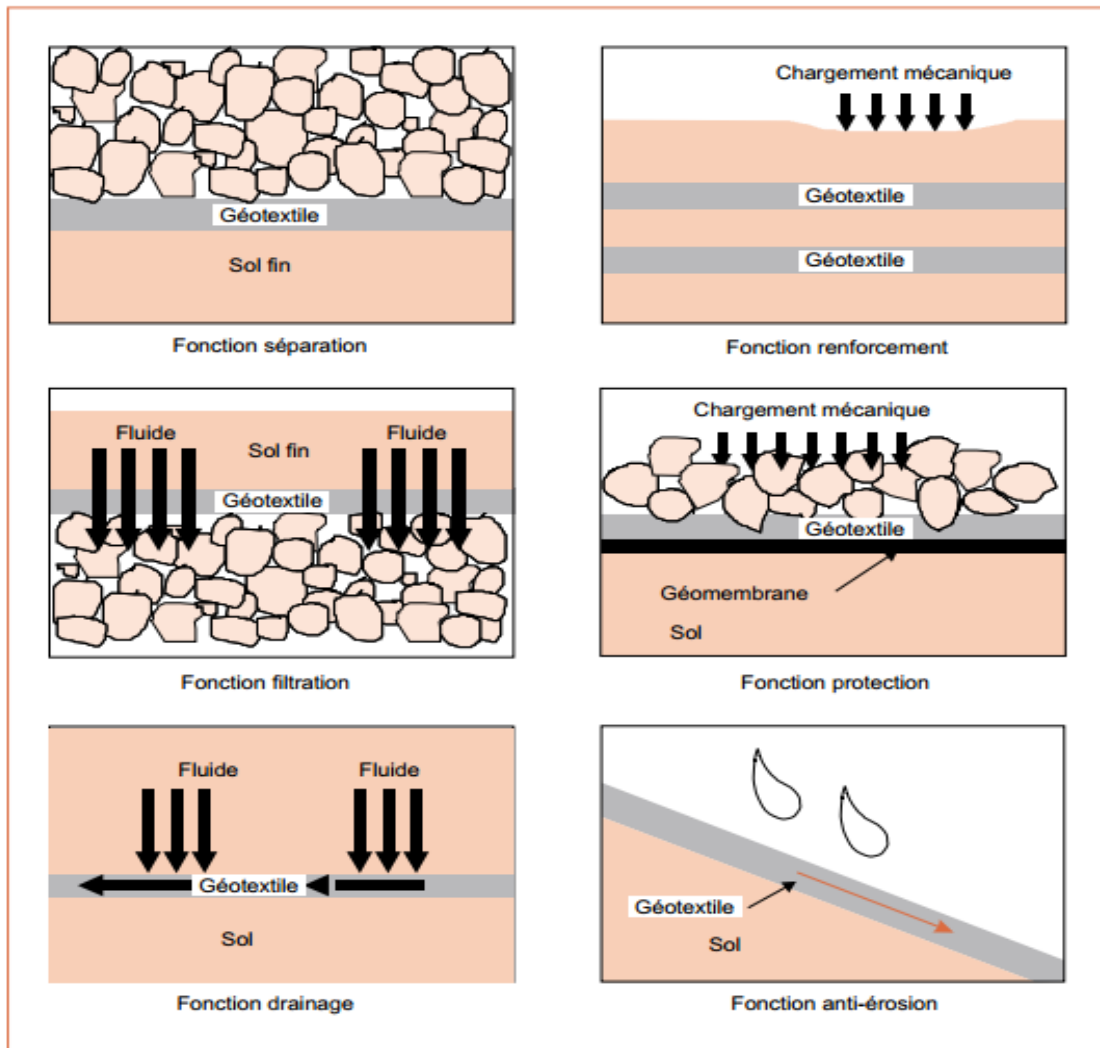


Figure 1.14 Principaux rôles des géotextiles



Figure 1.15 Des exemples de séparation par des géosynthétiques



Figure 1.16 Géotextile de filtration sous enrochement

1.3.3.3. Le drainage

Lorsqu'il est utilisé en tant que drain, un géotextile permet un écoulement dans son plan de pose. On assimile dans ce cas le géotextile à un drain capable de dissiper les pressions interstitielles, de collecter et de conduire les fluides vers un exutoire. Cette fonction suppose aussi l'existence d'un filtre, géotextile ou autre, limitant l'entraînement de particules de sol. Comme les géotextiles se présentent sous forme de nappes, la surface de contact avec les sols à drainer est grande et donc leur possibilité de captage d'eau est importante. Cette utilisation peut en particulier concerner le drainage sous fondations, sous remblai (sur sol compressible), dans le corps de barrages en terre et des chaussées, entre un sol et un ouvrage tel que mur vertical ou tunnel ou en association avec une géomembrane (Figure 1.17).



Figure 1.17 Géocomposite de drainage d'une chaussée

1.3.3.4. La protection

Un élément sensible, comme une géomembrane, est susceptible d'être endommagé par des éléments poinçonnant (matériaux grossiers), par effet dynamique ou statique. Interposé, entre un élément sensible et des éléments poinçonnant, le géotextile assure une fonction de protection (Figure 1.18).



Figure 1.18 Exemple du rôle de protection par des géomembranes

1.3.3.5. La lutte contre l'érosion

Le géotextile limite dans ce cas les mouvements de particules de sol en surface, mouvements causés par l'eau ou le vent. Plusieurs techniques sont employées pour la lutte contre l'érosion. Un géotextile relativement ouvert maintiendra une couche de sol sur la pente (couche superficielle à épaisse), un géotextile fermé agira comme un matelas de protection. La lutte contre l'érosion par géotextiles est en général compatible avec des objectifs de végétalisation (Figure 1.19). Ces deux techniques sont souvent associées. La protection est alors principalement assurée par des produits apparentés (fibres végétales, etc.) et concerne :

- ✓ les berges de canaux ou voies navigables soumises à l'érosion fluviale (batillage) ;
- ✓ les torrents ou ouvrages hydrauliques particuliers soumis à un écoulement turbulent ;
- ✓ les côtes soumises à l'érosion maritime et éolienne ;
- ✓ les pentes, talus ou plates-formes exposés à l'érosion pluviale.

1.3.3.6. Le renforcement

Le géotextile utilisé en renforcement améliore la résistance mécanique d'un massif de sol dans lequel il est inclus. Le géotextile améliore à la fois la résistance à la traction du massif et sa capacité à se déformer avant la rupture. Le renforcement peut aussi concerner la reprise de sollicitations sur un autre élément ou sur une interface faible. C'est le cas lorsque l'on recouvre une géomembrane posée sur pente avec une couche de sol ; il peut y avoir ruine soit par rupture en traction de la géomembrane, soit par glissement de la couche de sol. Dans ce cas, un géotextile placé entre la géomembrane et le sol permet la reprise des sollicitations.

L'utilisation des géotextiles en renforcement a pris de l'importance au milieu des années quatre-vingts pour des ouvrages tels que les murs de renforcement à talus vertical ou quasi-vertical, les remblais de géométrie traditionnelle avec des sols peu résistants, les radiers sous chaussée ou fondations, sur sols compressibles ou karstiques.

Le principe de renforcement des sols par géotextiles suppose qu'il y a frottement entre le sol et le renforcement.

Ainsi, les principales caractéristiques utilisées sont les propriétés en traction (résistance et allongement) et le frottement. Les techniques de réalisation des ouvrages sont nombreuses (Figure 1.20). Le dimensionnement des ouvrages requiert des données relatives au géotextile, au sol et au frottement sol-géotextile. Les exigences fondamentales sont, du point de vue mécanique, d'assurer la reprise de forces de traction avec des déformations si possibles minimales et de reporter ces forces de traction dans le sol par l'intermédiaire de forces de cisaillement.



Figure 1.19 Géotextiles en protection avant recouvrement de la terre végétale

Les applications de renforcement par géotextiles sont réalisées pour les remblais multicouches, le renforcement de la base des remblais, les talus et les ouvrages de soutènement. Des sections, ci-dessous, traitent plus en détail du renforcement des sols dans le cas des ouvrages de soutènement.



Figure 1.20 Exemple de renforcement par des géosynthétiques

Les géosynthétiques de renforcement sont reconnus pour leur flexibilité et robustesse. Ils sont non-polluants et peu encombrants ce qui minimise le coût de transport. Autres avantages peuvent être cités :

- ✓ résistance aux agents chimiques ;
- ✓ supporte les forces exercées lors de la construction ;
- ✓ limite les coûts d'installation en matière de structure et d'emprise au sol ;
- ✓ facilite la réalisation d'extensions de structure routière ou chemin de fer ;
- ✓ optimise le coût de construction ;
- ✓ maintien l'apparence naturelle de l'environnement ;
- ✓ amélioration des caractéristiques mécaniques des sols ;
- ✓ réduction de l'interpénétration des matériaux d'apport avec les sols en place et diminution des mouvements de terre ;
- ✓ réduction du mélange indésirable de terres et diminution des exigences de transfert de matériau ;
- ✓ création de merlons antibruit d'aspect naturel ;
- ✓ réduction des délais de construction (possibilité de travailler pendant la période hivernale) ;
- ✓ augmentation de la sécurité et de la stabilité des remblais.

1.4. La Terre Armée

1.4.1. Définition de la Terre Armée

La Terre Armée est une méthode de construction basée sur l'association d'un remblai compacté et d'armatures (métalliques ou synthétiques) liées à un parement ([Figure 1.21](#)). 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. Ce matériau à part entière apte à résister à son propre poids et aux actions qui lui sont appliquées tout 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 ([Figure 1.22](#)).

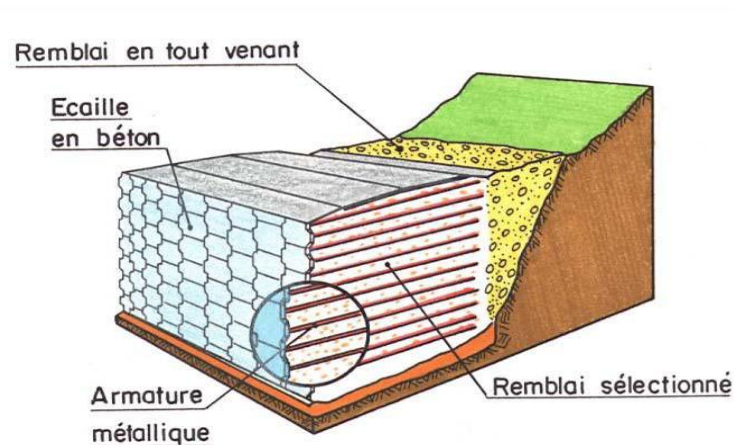


Figure 1.21 Éléments d'un mur de soutènement en Terre Armée



Figure 1.22 Construction des murs en Terre Armée au Brésil en 2016

1.4.2. Systèmes de panneaux de revêtement

Le parement est la face apparente du mur en terre armée. 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).

Les types d'éléments de parement utilisés dans les différents systèmes des murs de soutènement contrôlent leur esthétique, parce qu'ils sont les seules parties visibles de la structure terminée. Une large gamme de finitions et les couleurs peuvent être fournies dans la façade, comme le montrent les guides de l'administration américaine des routes fédérales FHWA 2009 [Berg *et al.*, 2009].

En outre, le revêtement fournit une protection contre le remblayage et l'érosion, et fournit, dans certains cas, des chemins de drainage.

1.4.2.1. Flexibilité de parement pour les murs en sols renforcés

Le type de revêtement influe sur les tolérances d'établissement, suivant la flexibilité du parement, on distingue trois types (Figure 1.23).

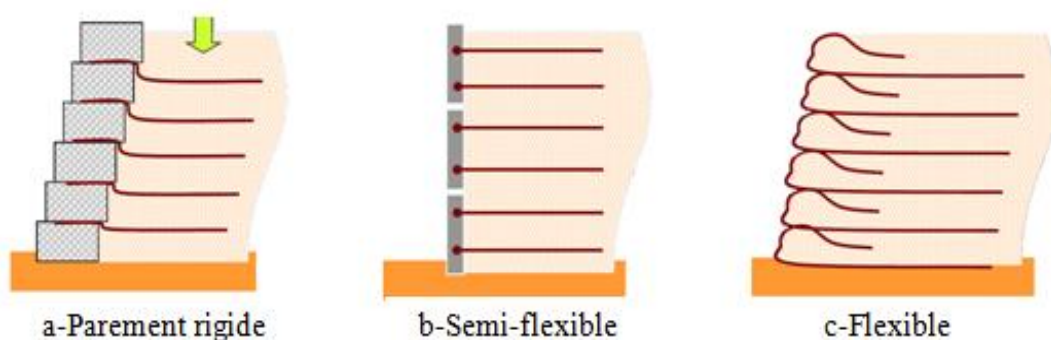


Figure 1.23 Systèmes de flexibilité du parement

1.4.2.2. Les principaux types de faces de murs

À nos jours, il existe plusieurs types de face des murs utilisés dans les murs de soutènement en sol renforcé, les principaux sont :

A) Panneaux préfabriqués en béton

Les panneaux préfabriqués en béton ont une épaisseur minimale de 140 mm et sont de forme carrée, rectangulaire, cruciforme, diamant ou hexagonale.

Les dimensions typiques du panneau nominal sont 1.5m de hauteur et de 1.5 ou 3 m de largeur, la température et la traction de renforcement pour ce type de revêtement sont requises et doit être conçu conformément à la spécification américaine pour les ponts routiers [AASHTO, 2007].

Les panneaux les plus utilisés sont les écailles cruciformes en béton (Figure 1.24). 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 écailles standards. La forme, la texture et la couleur de la surface extérieure des écailles peuvent être modifiées pour donner des aspects architecturaux différents pour chaque mur.



Figure 1.24 Exemples de panneaux en écailles cruciformes

B) Les unités modulaires sèches

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).

Les blocs sont des éléments de parement sous la forme de blocs préfabriqués ou mouillés à sec en béton non armé désignés sous le nom de blocs modulaires ou cellulaires (Figure 1.25).

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 250 mm.



Figure 1.25 Parement en blocs préfabriqués et en grillage d'acier

1.4.3. Mise en œuvre de la Terre Armée

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.

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.

1.4.3.1. Excavation

Tout d'abord, il est nécessaire de creuser la zone nécessaire de placer les renforcements sur toute sa longueur ([Figure 1.26](#)).

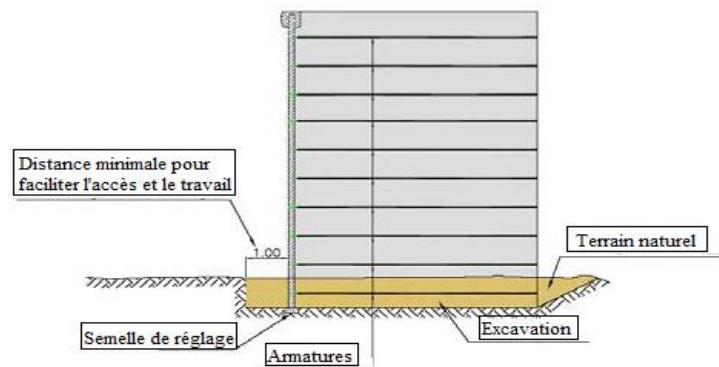


Figure 1.26 Excavation pour un mur en terre armée

1.4.3.2. Semelle de réglage

C'est une semelle en béton non armé (Figure 1.27). L'unique mission de la semelle de réglage est d'obtenir une surface plane et lisse qui facilite le support et l'assemblage de la première rangée d'écailles. Il est essentiel que sa mise en œuvre dans les directions longitudinales, transversales horizontales soit extrêmement prudente et bonne, elle est à la base d'un bon montage ultérieur.

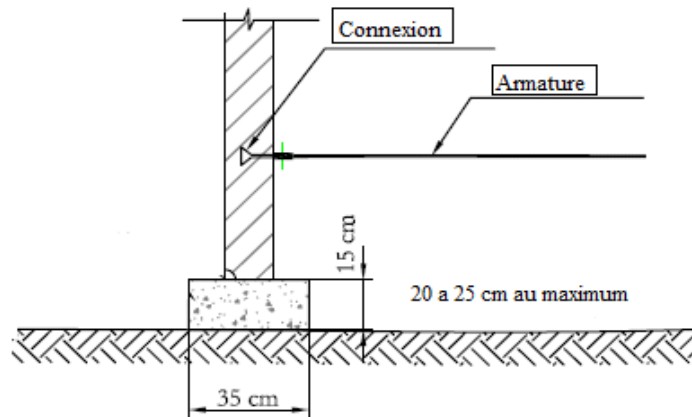


Figure 1.27 Semelle de réglage horizontal

1.4.3.3. Installation de la première rangée des écailles

Il est très souhaitable d'avoir une collection minimum d'éléments préfabriqués pour huit à dix jours avant le montage en prévision d'éventuels inconvénients principalement du transport.

Les panneaux sont transportés par des camions de grand tonnage (25 t) et stockés à plat. Des bois de calage, interposés entre eux, évitent de plier les amorces sur lesquelles viennent se boulonner les armatures métalliques (Figure 1.28).



Figure 1.28 Déchargement et stockage des panneaux

Une fois sur la semelle est marqué le point de l'implantation longitudinale, qui est normalement défini dans le projet de départ, on procède à l'assemblage des deux premières écailles du milieu (Figure 1.29).

L'ordre de placement est le suivant :

- installation de la première écaille ;
- installation de la deuxième écaille ;
- vérifiez avec jauge de réglage et la vérification de l'horizontalité à la règle métallique.

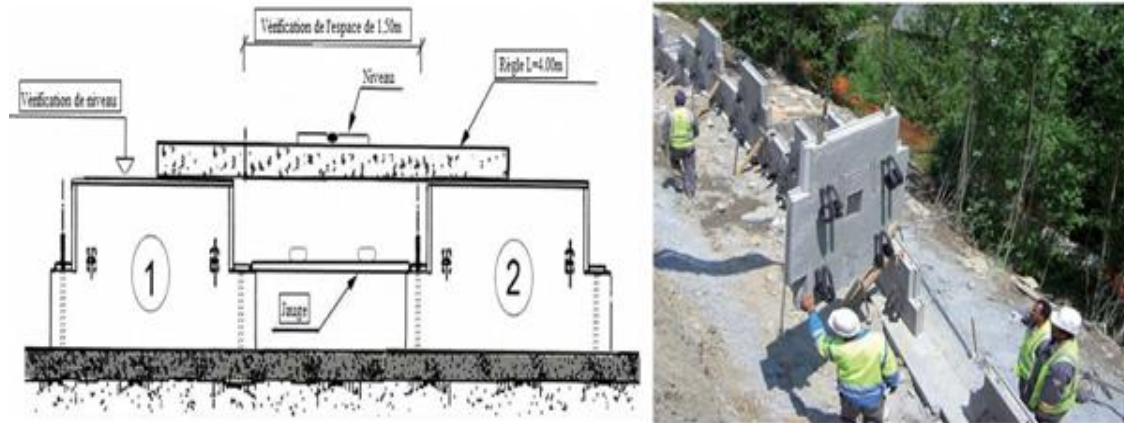


Figure 1.29 Installation et pose des deux premières écailles

Ensuite, l'assemblage se poursuit avec l'ordre suivant :

- l'installation de la troisième écaille ([Figure 1.30](#)) ;
- l'horizontalité et le plombage de la troisième écaille sont immédiatement étayés ([Figure 1.31](#)) ;
- vérification des joints horizontaux ;
- placer la quatrième écaille de milieu ;
- Installation de la cinquième écaille ;
- vérification de la jauge entre la troisième et la cinquième écaille ;
- installation des joints horizontaux et verticaux ;
- installation des serre-joints sur les écailles ([Figure 1.32](#)).

Le processus est répété jusqu'à l'achèvement de la première rangée des écailles.

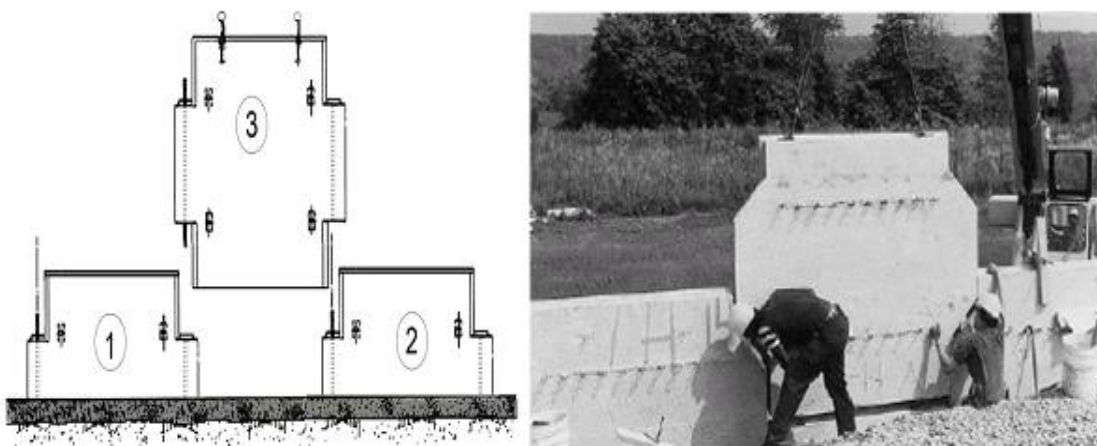


Figure 1.30 Installation et pose de la troisième écaille

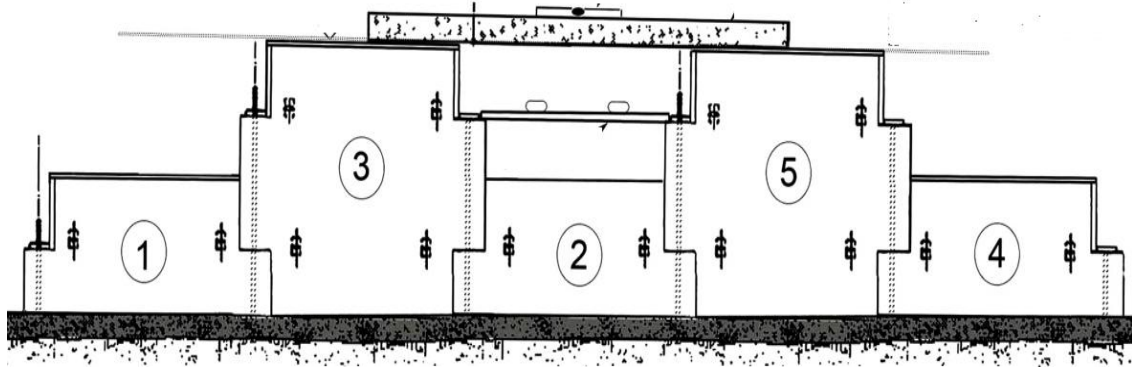


Figure 1.31 Nivellement de troisième et quatrième écailles



Figure 1.32 Installation des serre-joints sur les écailles placées

1.4.3.4. Remblaiement et compactage

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. 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 (Figure 1.33). Toutefois, le remblai situé à moins de 1.50 m du parement sera compacté à l'aide d'un petit rouleau vibrant. Le reste de montage se poursuit avec les mêmes exigences que celles indiquées pour la première rangée d'écailles.



Figure 1.33 Remblaiement et compactage

1.4.3.5. Pose du premier lit d'armatures

Les armatures viennent généralement dans des camions lourds (25 t), en paquets de 150 unités, avec un poids approximatif de 2 tonnes.

L'armature ne doit pas être placée directement sur le sol, mais sur du bois pour éviter tout contact avec l'eau, en particulier lorsque la période de stockage peut être prolongée, elle doit être entreposée à l'intérieur pour éviter leur perte.

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 (Figure 1.34).



Figure 1.34 Pose du premier lit d'armature

Pour les armatures métalliques, la connexion des armatures au panneau est assurée généralement par un système de chape métallique encastrée dans le béton des écailles lors de leur préfabrication (amorces) (Figure 1.35). Les armatures munies d'un trou à leur extrémité sont solidarisées aux écailles par un boulon.



Figure 1.35 Dispositif de fixation d'une armature métallique

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 s'assurant que les bandes souples émergent de l'écaille à plat et dans un même plan (Figure 1.36).



Figure 1.36 Dispositifs de connexion des renforcements géosynthétiques/parement

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 (deux par panneau) au droit des joints horizontaux. Les joints verticaux et horizontaux sont ensuite couverts par des bandes non tissées avant remblaiement.

L'opération d'encrage est réalisée après la mise en place des premiers rangés (Figure 1.37). Les opérations successives de montage sont répétées jusqu'à l'achèvement de l'ouvrage.

❖ Les joints d'appuis

Ils sont fabriqués à base d'élastomères chargés et nervurés (Figure 1.38). 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 épaufrures.

Ils assurent aussi la compressibilité du système de parement, indispensable au bon fonctionnement de mur.

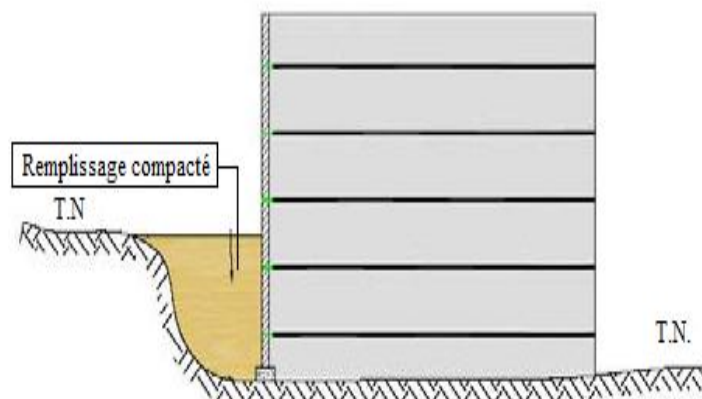


Figure 1.37 Encrage de la structure



Figure 1.38 Plots d'appuis

❖ Filtre en géotextile

Il est utilisé pour couvrir les joints entre les panneaux (Figure 1.39). 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. Sa section est 44 cm, la longueur approximative de chaque plot est de 2 m.

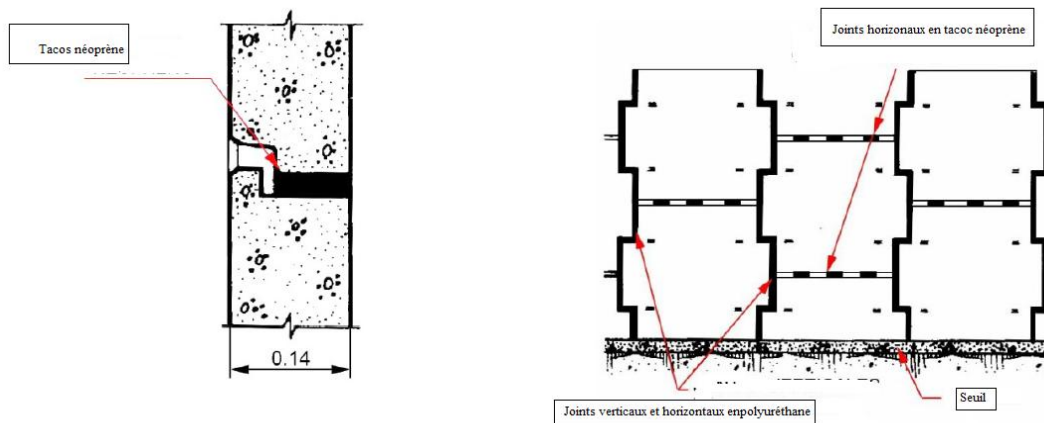


Figure 1.39 Filtre géotextile

1.5. Autres systèmes des murs en sol renforcé

1.5.1. Le système Terramesh

Le « *Terramesh system* » est un système modulaire utilisé pour les remblais renforcés à l'échelle mondiale sur des projets d'infrastructures importants, notamment sur une des plus grandes structures en remblai renforcé du monde de 74 m de haut (Figure 1.40).

Pour les talus de grande hauteur, il peut être utilisé en association avec les géogrilles hautes performances.

Il est composé d'unités préfabriquées en grillage double torsion maille (80×100). Il s'agit d'ensemble monolithique sans aucune discontinuité structurelle composé en parement d'un

parallélépipède de type gabion dont la base se prolonge à l'arrière par une nappe d'ancrage en grillage ou par une nappe de renfort en géogrille pincée au parement. Les unités de « *Terramesh system* » sont fournies dans des dimensions standards, pour éviter les découpes sur le site.

Après l'assemblage sur le chantier, les unités de parements sont remplies de pierres. Le remblai structural est ensuite placé sur les géogrilles avant d'être compacté. Les couches de « *Terramesh* » sont ensuite installées sur la couche précédente et ainsi de suite.

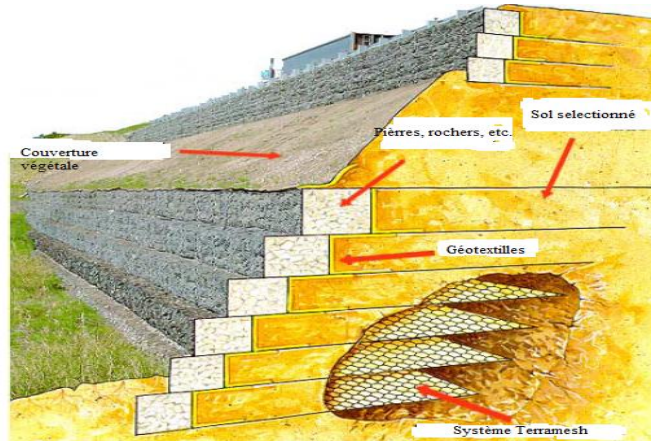


Figure 1.40 Le système « *Terramesh* »

Le processus de construction du système « *Terramesh* » peut être décrit comme suit (Figure 1.41) :

- ouverture d'élément « *Terramesh* » ;
- pose de l'élément « *Terramesh* » ;
- remplissage en pierres ;
- placement des géotextiles.

Le processus est répété jusqu'à l'achèvement des travaux.



Figure 1.41 Processus de construction d'un mur « *Terramesh* »

1.5.2. Les murs de soutènement en sol renforcé par les géosynthétiques

Ce sont des structures construites avec un sol renforcé par des renforcements synthétiques extensibles comme les géosynthétiques et les géogrilles (Figure 1.42). Ces murs nécessitent une protection mécanique sur un côté pour protéger les renforcements exposés au parement de la structure contre les grandes dégradations, les feux et le vandalisme (Figure 1.43).

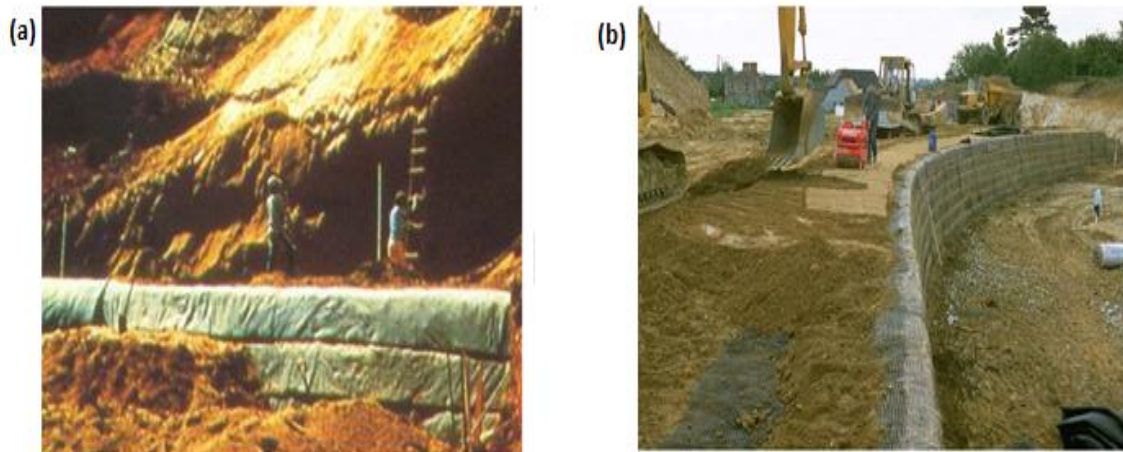


Figure 1.42 Murs de soutènement en sol renforcé par : (a) des géotextiles, (b) des géogrilles



Figure 1.43 Détails de construction du parement d'un mur de soutènement en sol renforcé par des géogrilles

1.5.3. Les murs de soutènement en sol renforcé par des renforcements mixtes

Actuellement, pour la recherche de solutions moins économiques, des renforts combinés ont commencé à être utilisés, avec une raideur axiale équivalente.

Les renforts normalement utilisés dans cette situation, sont les mailles métalliques et les géogrilles de haute résistance (résistance à la traction supérieure à 200 kN/m), à la fois extensibles (Figure 1.44).

Le treillis métallique (système « *Terramesh* ») garantit la stabilité de la partie extérieure de la structure, les géogrilles de haute résistance assurent la stabilité de la masse de sol renforcé.

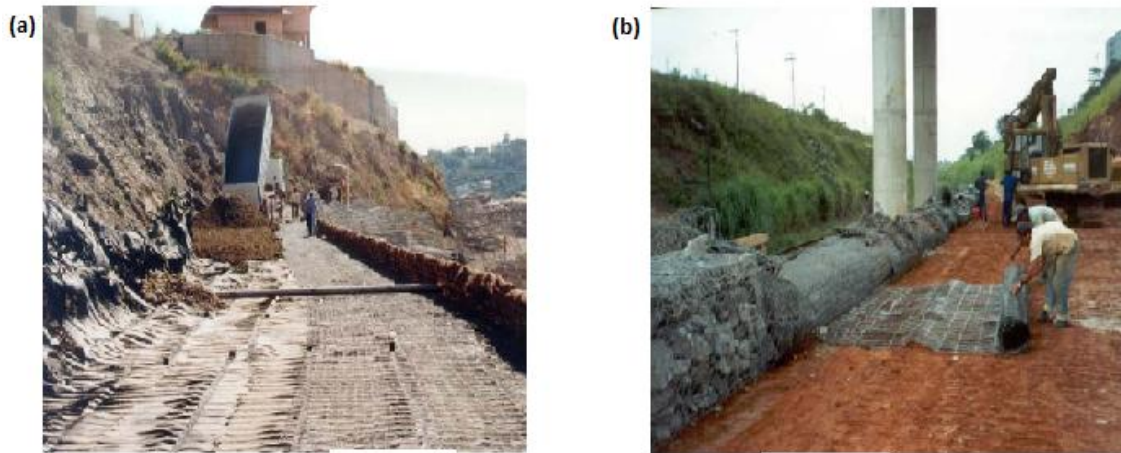


Figure 1.44 Structure en renforcement mixte : (a) illustration de la construction, (b) détail d'installation des géogrilles

1.5.4. Les murs de soutènement en sol renforcé à parement cellulaire

Il s'agit d'un type de mur de soutènement en sol renforcé relativement neuf (Figure 1.45).

L'utilisation des ouvrages de soutènement à parement cellulaire renforcés par des nappes géosynthétiques, offre une flexibilité en ce qui concerne la disposition et la possibilité de réaliser des murs à plusieurs niveaux.

Généralement, les ouvrages de soutènement à parement cellulaire renforcés par géogrid sont construits en considérant un angle d'inclinaison ω variant entre 1° et 15° par rapport à la verticale.

Le décalage successif des blocs ou l'alignement avec inclinaison par rapport à l'horizontale détermine l'inclinaison du parement.

L'union entre le parement en blocs cellulaires et les renforcements est assurée par le frottement blocs/renforcement ou par des peignes (Figure 1.46).

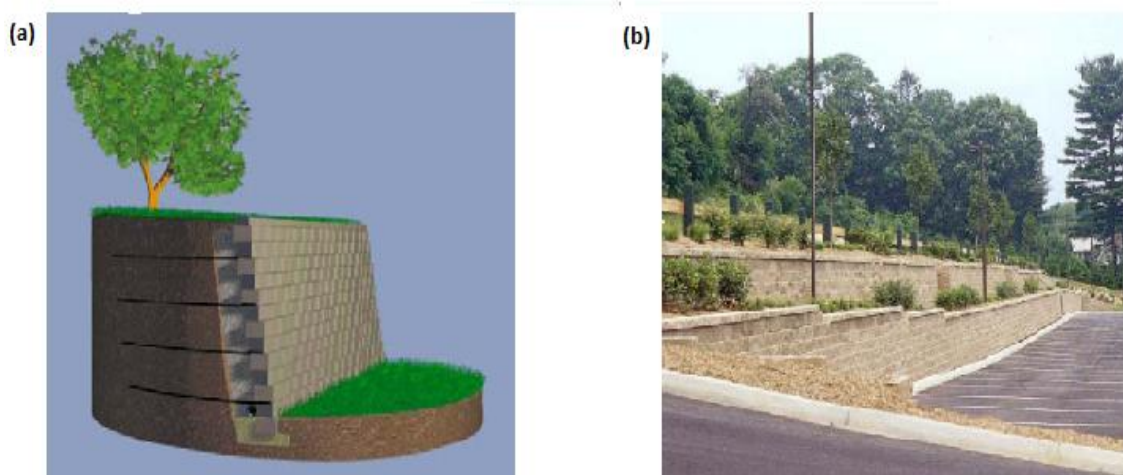


Figure 1.45 Mur de soutènement cellulaire : (a) illustration de mur, (b) murs construits

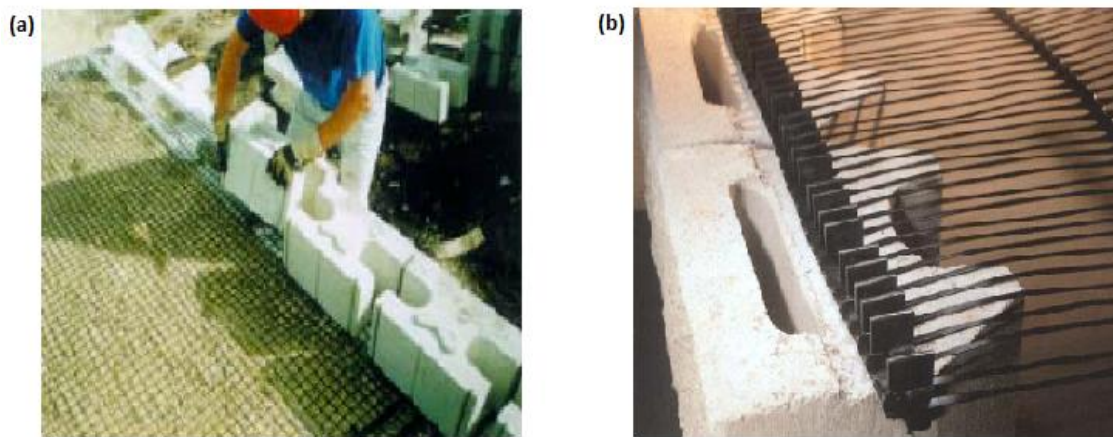


Figure 1.46 Liaison entre les blocs cellulaires et les renforcements par : (a) frottement, (b) des peignes

1.6. Avantages et inconvénients des murs de soutènement en sol renforcé

1.6.1. Les avantages des murs 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) (Figure 1.47) ;
- une vaste gamme d'utilisation (Figure 1.48) ;
- possibilité de vérifier la durabilité des renforcements ;
- possibilité de corriger les désordres (voir section ultérieure) ;
- possibilité de rabattre la nappe derrière l'ouvrage, on réalise 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 (voir chapitre 3) ;
- rapidité d'exécution, grâce à l'emploi d'éléments entièrement préfabriqués.

1.6.1.1. Le coût

Le coût total de chaque ouvrage en terre armée peut se décomposer comme suit :

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

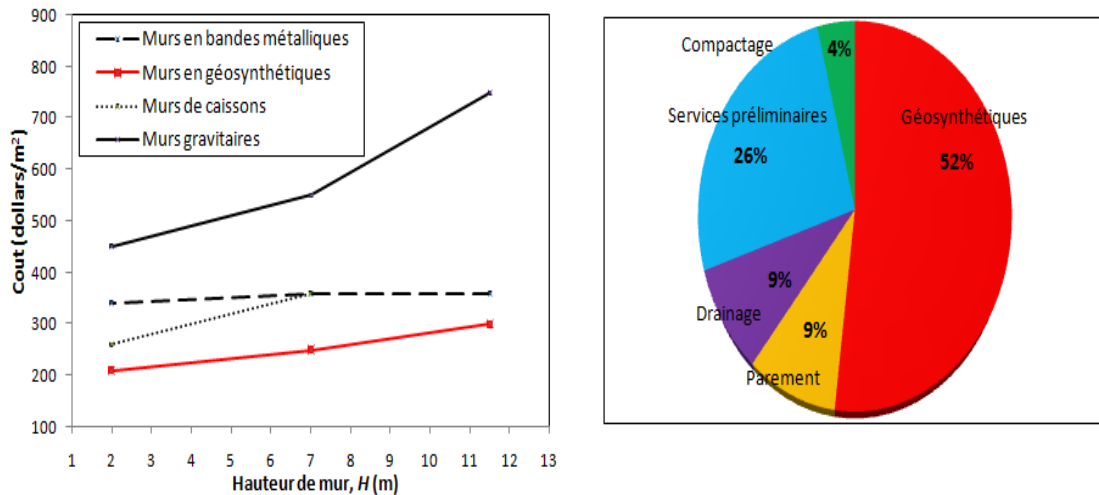


Figure 1.47 Coût de murs en terre armée

On comprend facilement pourquoi le prix de la terre armée est inférieur à celui du béton (par exemple, le mur gravitaire) 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 (Figure 1.47).

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 mètres 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.

1.6.1.2. 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 (Figure 1.48) :

A) 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.

B) 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 zones 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).

C) Ouvrages hydrauliques

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.

D) 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.



Figure 1.48 Utilisation de la terre armée dans plusieurs domaines

En Algérie, l'utilisation d'ouvrages en Terre Armée dans le domaine des travaux publics est en pleine progression, ils sont essentiellement utilisés dans la réalisation des remblais d'accès à l'approche des ponts (Figure 1.49).



Figure 1.49 Rampes d'accès des ponts réalisés en Algérie

1.6.2. Les inconvénients des murs de soutènement en Terre Armée

Malgré les avantages cités dans la section précédente, les murs de soutènement en sol renforcé présentent quelques inconvénients liés principalement à l'exécution de l'ouvrage et des éléments de renforcement. 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.

1.6.2.1. 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 provoquer la perforation des armatures sur des surfaces plus ou moins importantes, la corrosion peut être localisée aussi sur la boulonnerie d'attache au parement (Figure 1.50).

Le phénomène et son évolution sont difficilement prévisibles, les témoins de durabilité peuvent être placés dans le remblai (Figure 1.51).

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.



Figure 1.50 Corrosion des renforcements métalliques

1.6.2.2. 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, risques d'instabilité générale (Figure 1.52).



Figure 1.51 Pose des témoins de durabilité de renforcements métalliques et géosynthétiques



Figure 1.52 Mouvement d'écailles dû à un tassement différentiel, sans et avec fracturation du parement

1.6.2.3. Mauvaise exécution

- défauts d'alignement dû 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 (Figure 1.53) ;
- absence ou manque d'armature ou de boulonnerie.

1.6.2.4. Exploitation, environnement et défauts d'entretien

- agressions physico-chimiques ;
- chocs de véhicules ;
- réactions de gonflement interne du béton des écailles : réaction alcali-granulats, réaction

sulfurique, etc., et développement de végétation arbustive au niveau des joints entre éléments de parements (Figure 1.54).

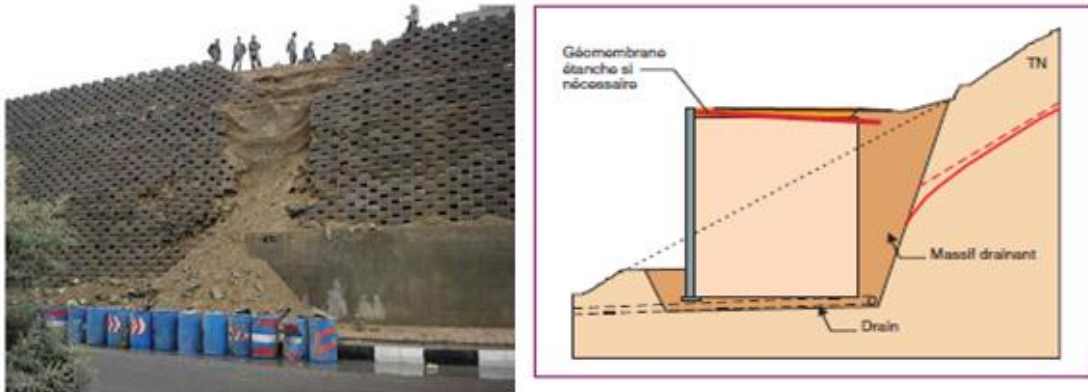


Figure 1.53 Rupture d'un mur en terre armée (présence d'une nappe d'eaux), et système de drainage



Figure 1.54 Dégradation du béton d'une écaille par réaction sulfurique externe et défaut d'entretien

1.6.3. Modes de réparation des murs en sol renforcé

Pour faire face à ces inconvénients, 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 (Figure 1.55).



Figure 1.55 Renforcement par remblai de butée, ou avec un mur de soutènement

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 du mur (Figure 1.56).



Figure 1.56 Renforcement par clouage des écailles, ou par des tirants au pied du mur

1.7. Conclusion

L'expérimentation en utilisant les géotextiles pour le renforcement du sol a été réalisée en Europe et aux États-Unis à partir du début des années soixante-dix.

En 1974 et 1975, le service forestier américain a construit, à grande échelle, des parois enroulées utilisant des géotextiles. De leur part, les ingénieurs du corps de l'armée américaine ont commencé à utiliser les géosynthétiques comme renforcement dans les structures en 1978.

Depuis 1980, l'utilisation des géosynthétiques comme renforcement des sols a intensivement progressé. Ces géosynthétiques ont l'avantage d'être non corrodables et flexibles.

Aujourd'hui, ce type de renforcement est largement utilisé dans le monde pour une variété de structures telles que les murs de soutènements.

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

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

De plus, les renforcements géosynthétiques présentent des avantages remarquables malgré leurs inconvénients qui peuvent être rattrapés par de simples réparations effectuées sur les ouvrages.

C'est pour ces raisons que les procédés de renforcement des sols se sont considérablement développés à travers le monde dans le domaine de la construction géotechnique. Ce qui exige l'élaboration des méthodes fiables ainsi que l'actualisation des guides de conception des structures en sols renforcés, que ce soit sous chargement statique ou dynamique ; ceci fera l'objet des deux chapitres qui suivent.

Chapitre 2 :

COMPORTEMENT DES MURS DE SOUTÈNEMENT EN SOLS RENFORCÉS SOUS ACTIONS STATIQUES

2.1. Introduction

Dans le domaine de la géotechnique, tout ouvrage adapté à retenir la poussée du terrain est défini comme structure de soutènement. Les ouvrages de soutènement sont des structures liées au sol pour lesquelles l'action de celui-ci intervient doublement. Le matériau derrière le mur (généralement, du remblai) exerce des poussées sur l'ouvrage qui, à son tour sollicite le sol de fondation et y crée des contraintes et éventuellement des tassements. Cependant, ces ouvrages qui sont souvent considérés comme secondaires par rapport à d'autres ouvrages d'art (pont,...) restent délicats et demandent un soin particulier depuis la conception jusqu'à la réalisation.

La retenue des terres par ces ouvrages répond à des besoins multiples : préserver les routes et chemins des éboulements et glissements des terrains, structurer une berge naturelle en un quai (ports maritimes ou autres), créer des obstacles verticaux de grande hauteur, ou soutenir des fouilles et tranchées de chantier pour travailler à l'abri de l'eau. Il existe une grande variété de structures se caractérisant par des fonctionnements différents et conduisant à des études de stabilité interne spécifiques. Tous ces ouvrages ont en commun la force de poussée exercée par le massif de sol retenu. Par contre, c'est principalement la manière dont est reprise cette force de poussée qui différencie les différents types d'ouvrages.

Dans le présent chapitre, on survole les méthodes classiques de calcul de pressions des terres sur les écrans de soutènement sous sollicitations statiques. On présente également les méthodes d'analyse, les normes et les guides applicables, à l'heure actuelle, pour le dimensionnement des murs de soutènement en sol renforcé. Pour mieux comprendre le comportement de ces ouvrages, nous présentons, à la fin du chapitre, le maximum de travaux de recherche effectués durant les dernières années.

2.2. Modes de reprise de la poussée des terres

Les ouvrages de soutènement se distinguent donc par la manière dont les efforts de poussées (du terrain derrière l'ouvrage) sont repris. L'effort de poussée exercé par le massif de terre retenu peut être repris de trois manières différentes [Schlosser, 1991]:

- le poids de l'ouvrage ;

- l'encastrement de l'ouvrage ;
- l'ancrage de l'ouvrage.

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

Dans ce type d'ouvrage, on trouve :

- **Des murs en béton ou en maçonnerie** : ces ouvrages rigides ne supportent pas des tassements différentiels supérieurs à 2-3%. Les gabions ("sacs" de grillage remplis de gros cailloux) peuvent être assimilés à des murs, mais supportent des déformations importantes.
- **Des murs en terre armée** : ce sont des ouvrages souples constitués de terrain armé par des bandes d'aciers qui supportent les tassements différentiels du sol de fondation.
- **Des ouvrages cellulaires** : ce sont des ouvrages souples bien que la cellule elle-même soit rigide.

2.2.2. Cas où la poussée est reprise par l'encastrement

Parmi les ouvrages de ce type, on citera :

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

2.2.3. Cas où la poussée est reprise des ancrages

Dans les ouvrages de soutènement en déblai, l'effort de poussée est fréquemment repris en partie ou en totalité par des ancrages. C'est le cas notamment des rideaux ancrés, des parois moulées ancrées, des murs en béton ancrés et des parois berlinoises. À la différence d'une paroi moulée, une paroi berlinoise est réalisée à partir de poteaux placés préalablement dans le sol en place. Au fur et à mesure de l'excavation, on vient placer entre les poteaux des éléments de soutènement soit préfabriqués (poutres, plaques), soit coulés en place, et l'on reprend la poussée des terres par des ancrages précontraints fixés sur les poteaux.

2.3. Modes de rupture des murs de soutènement

Pour la conception des murs de soutènement, il est nécessaire de définir « la rupture » et de savoir comment les murs peuvent s'effondrer.

Dans des conditions statiques, les murs de soutènement sont soumis à des forces liées à la masse de la paroi, des pressions du sol et des forces extérieures telles que celles transmises par les butons [Kramer, 1996]. Un mur de soutènement bien conçu permettra d'atteindre l'équilibre de ces forces sans induire de contraintes de cisaillement qui s'approchent de la résistance au cisaillement du sol. Pendant un tremblement de terre, les forces d'inertie et les variations de résistance du sol peuvent constituer une perte de l'équilibre et provoquer une déformation permanente de la paroi [Kramer, 1996].

En principe, cinq modes de rupture peuvent être rencontrés dans les ouvrages de soutènement :

- le glissement de l'ouvrage sur sa base (Figure 2.1.a) ;
- le renversement de l'ouvrage (Figure 2.1.b) ;
- le poinçonnement du sol de fondation (Figure 2.1.c) ;
- le grand glissement englobant l'ouvrage (Figure 2.1.d) ;
- la rupture des éléments structuraux de l'ouvrage (Figure 2.1.e).

Les quatre premiers types de rupture sont relatifs à l'instabilité externe de l'ouvrage, la rupture des éléments structuraux constituant l'instabilité interne [Schlosser, 1991].

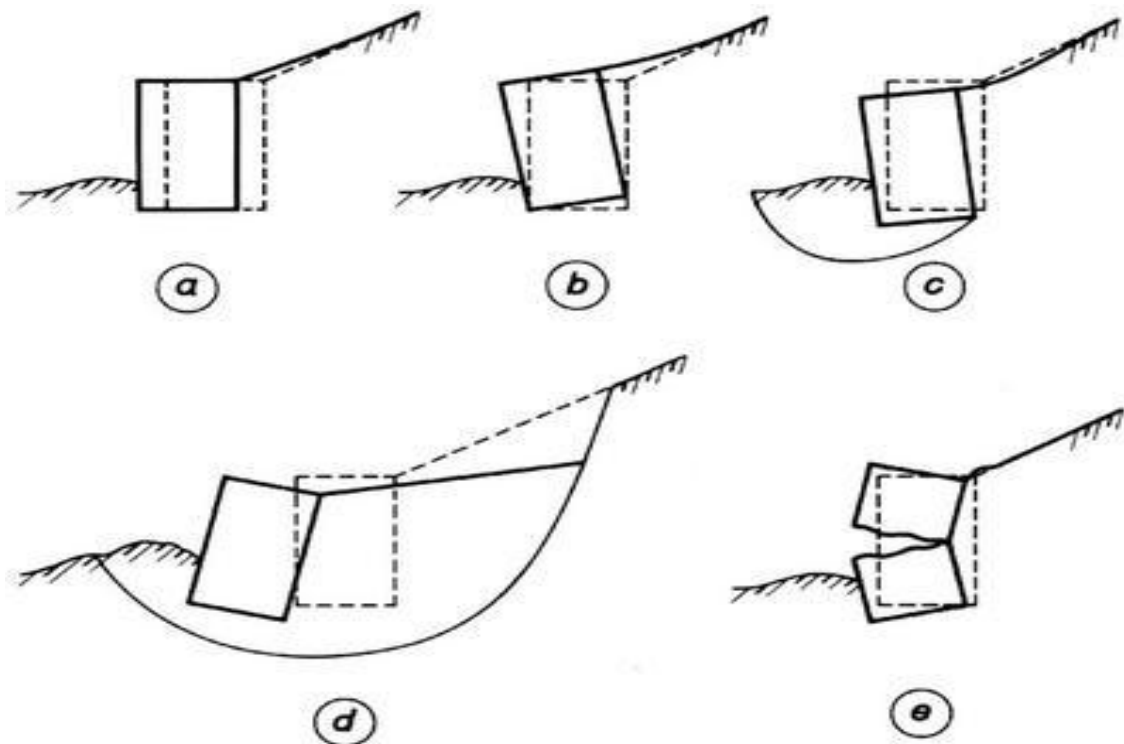


Figure 2.1 Modes de rupture des ouvrages de soutènement

2.4. Méthodes classiques de calcul des pressions des terres derrière les écrans de soutènement

Le dimensionnement des ouvrages de soutènement, quel que soit leur type, passe par l'application des théories de poussée et de butée aux calculs des sollicitations exercées à l'ouvrage par le terrain. Lorsque l'on dit qu'un sol est soumis à une poussée ou une butée, on a tendance à parler de pression active et de pression passive du sol. La différence entre poussée et butée trouve son origine dans le sens du mouvement du sol. Elle met l'accent sur l'importance fondamentale du sens des déformations et des déplacements relatifs pour l'analyse de leurs mécanismes.

Historiquement, des approches très différentes ont été étudiées pour calculer les ouvrages de soutènement, on peut les classer en quatre grandes familles :

- les méthodes dites classiques du calcul des écrans de soutènement ;
- les méthodes de calcul au coefficient de réaction ;
- la méthode aux éléments finis ;
- les méthodes empiriques.

Les méthodes classiques nécessitent la détermination des distributions classiques de poussée et de butée, influencées par différents coefficients. Ces méthodes de calcul, dites aussi à la rupture, sont basées sur des schémas de comportement simplifiés admettant que le sol est en poussée ou en butée limite. Dans ces méthodes de calcul, on ne considère que ce qui se passe au contact sol-écran. Le comportement du sol est défini par deux paramètres caractéristiques de chaque couche du sol : le frottement et la cohésion du massif.

Cette section présente, en s'appuyant sur les travaux de Hirane ([Hirane, 2015](#)), un descriptif des trois principales méthodes de calcul des écrans de soutènement utilisant les hypothèses classiques de poussée et de butée limite qui sont les suivantes : la méthode de Coulomb [[Coulomb, 1776](#)], la méthode de Rankine [[Rankine, 1857](#)] et la méthode de Boussinesq [[Boussinsq, 1882](#)].

2.4.1. Méthode de Coulomb (1776)

La théorie de Coulomb est la plus ancienne puisque son mémoire « Essai sur une application des règles des maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture » a été présenté à l'académie royale.

L'auteur a étudié le problème des poussées latérales des terres sur les structures de soutènement en ne supposant que la force agissante sur un mur de soutènement résultant du poids d'un coin de terre au-dessus d'une surface de rupture plane [[Coulomb, 1776](#)].

Coulomb a utilisé l'équilibre des forces pour déterminer la grandeur de poussée du sol agissant sur un mur pour des conditions active et passive. Puisque le problème est indéterminé, un certain

nombre de surfaces de rupture potentielle doivent être analysées afin d'identifier la surface de rupture critique (la surface qui produit la plus grande poussée ou la plus petite butée).

Pour cela, Coulomb a fait les hypothèses suivantes :

- le sol est homogène et isotrope ;
- le mur est rigide ;
- la surface de rupture est plane ;
- l'angle de frottement δ entre le sol et le mur est connu ;
- la cohésion n'est pas prise en compte.

Sous des conditions de pression active, la poussée sur un mur avec une géométrie est obtenue à partir de l'équilibre des forces (Figure 2.2). Pour la surface de rupture critique, la poussée sur un mur soutenant un sol sans cohésion peut être exprimée comme suit :

$$P_A = \frac{1}{2} K_A \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (2.1)$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta + \theta) \left[1 + \left(\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\beta - \theta)} \right)^{0.5} \right]^2} \quad (2.2)$$

Où δ est l'angle de frottement de l'interface entre le mur et le sol, β et θ sont présentés [Schlosser, 1991] (Figure 2.2.a). La surface de rupture critique est inclinée à un angle :

$$\alpha_A = \phi + \arctan \left[\frac{\text{tg}(\phi - \beta) + C_1}{C_2} \right] \quad (2.3)$$

Où

$$C_1 = \sqrt{\text{tg}(\phi - \beta) [\text{tg}(\phi - \beta) + \cot g(\phi - \theta)]} \times \sqrt{[1 + \text{tg}(\delta + \theta) \cot g(\phi - \theta)]} \quad (2.4)$$

$$C_2 = 1 + \{ \text{tg}(\delta + \theta) [\text{tg}(\phi - \beta) + \cot g(\phi - \theta)] \}$$

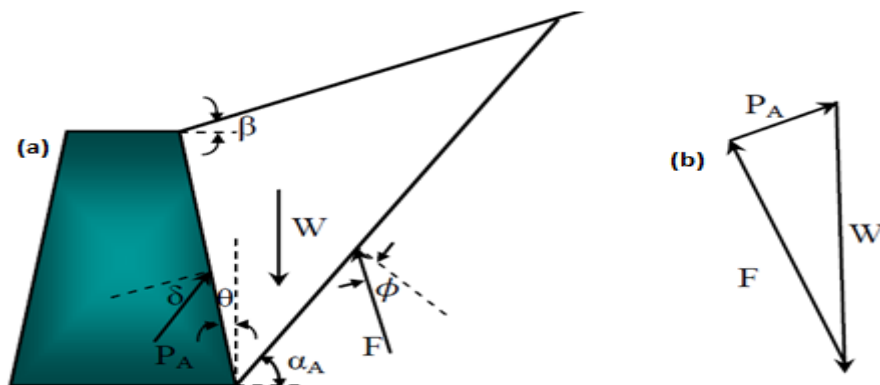


Figure 2.2 Théorie de Coulomb à l'état actif : (a) coin actif de Coulomb limité par la surface du remblai, la surface de rupture et le mur, (b) polygone des forces du coin actif de Coulomb

La méthode de Coulomb donne des résultats acceptables pour le calcul de la poussée des sols sans cohésion. Mais, elle n'est pas considérée comme applicable dans le cas de la butée, car les observations sur ouvrages réels montrent que les surfaces de rupture ne peuvent être assimilées à des plans. Elle ne fournit par ailleurs pas la répartition des contraintes le long de l'écran.

Lorsque cela est nécessaire, on suppose une répartition linéaire sur le parement de soutènement avec un point d'application de la résultante P_A située au tiers de la hauteur à partir de la base. Le principal avantage de la méthode de Coulomb réside dans le fait de pouvoir définir la poussée sur un soutènement lorsque la géométrie à l'arrière de celui-ci est complexe.

L'hypothèse de Coulomb (surface de rupture plane) est un moyen de simplifier les problèmes, mais elle est inexacte dans un grand nombre de cas. Dès le milieu du XIX^{ème} siècle, plusieurs auteurs se sont efforcés d'établir une théorie plus rigoureuse, qui correspond mieux au comportement réel d'un massif de sol derrière un mur de soutènement.

2.4.2. Méthode de Rankine (1857)

Rankine [Rankine, 1857] a développé le procédé le plus simple pour le calcul des pressions des terres active et passive. La théorie de Rankine ne repose plus sur une analyse globale, mais cherche à exprimer les contraintes qui règnent dans le massif à l'équilibre limite.

Son hypothèse fondamentale est que la présence d'un soutènement ne modifie pas la répartition des contraintes verticales dans le sol. Il a pu rendre le problème des pressions latérales des terres déterministe et calculer directement la pression statique agissant sur les murs de soutènement en ajoutant les hypothèses suivantes :

- le sol est homogène et isotrope ;
- l'état d'équilibre est identique pour tous les points situés à une même profondeur.

Pour des conditions actives, Rankine a exprimé la pression à un point situé à l'arrière du mur comme suit :

$$P_A = \frac{1}{2} K_A \sigma'_v - 2C \cdot H \cdot \sqrt{K_A} \quad (2.5)$$

Où K_A est le coefficient de poussée, σ'_v est la contrainte effective verticale, C est la force de cohésion du sol, et H est la hauteur du massif.

Lorsque les plans de contraintes principales sont verticaux et horizontaux (comme dans le cas d'un mur de soutènement lisse et vertical maintenant un remblai horizontal), le coefficient de poussée est donné par :

$$K_A = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.6)$$

Pour le cas d'un remblai pulvérulent incliné d'un angle β par rapport à l'horizontal, une infinité de solutions peuvent être utilisées pour calculer K_A [Terzaghi, 1943 ; Taylor, 1948], comme :

$$K_A = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \quad (2.7)$$

Pour $\beta \leq \phi$, l'équation (2.7) est équivalente à l'équation (2.6) lorsque $\beta = 0$.

La distribution de la pression sur le long de la paroi, comme indiqué par l'équation (2.5), dépend des magnitudes relatives des composantes de frottement et de cohésion de la résistance du sol du remblai [Kramer, 1996] (Figure 2.3).

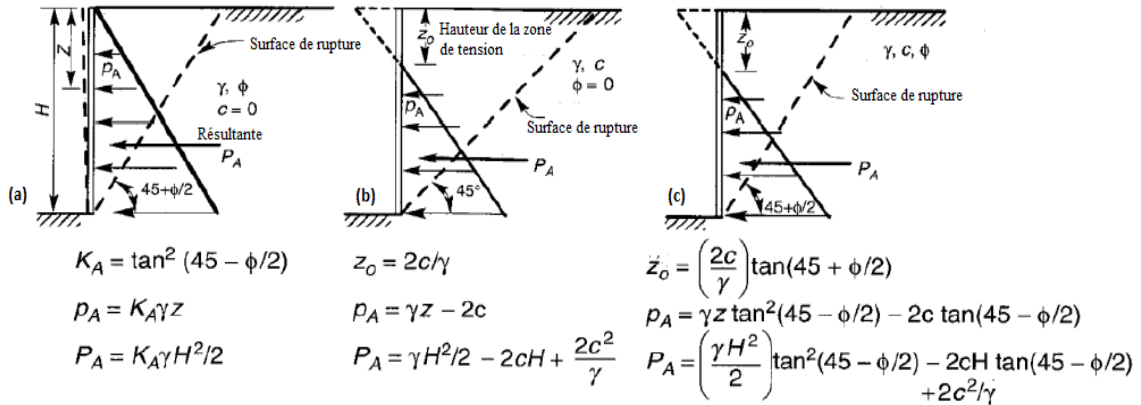


Figure 2.3 Distribution des pressions actives pour différents remblais : (a) remblai sans cohésion, (b) remblai sans frottement, (c) remblai avec frottement et cohésion

Bien que la présence de la cohésion indique que les contraintes de traction se développent entre la partie supérieure de la paroi et le remblai, les contraintes de traction ne sont pas effectivement sur le terrain. Pour un remblai pulvérulent homogène, la théorie de Rankine prévoit une répartition triangulaire de la poussée orientée parallèlement à la surface du remblai.

La résultante des pressions des terres actives, P_A , agit en un point situé à $H/3$ au-dessus de la base d'un mur de hauteur H (Figure 2.3.a). Elle est donnée par :

$$P_A = \frac{1}{2} K_A \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (2.8)$$

La théorie de Rankine est relativement simple, mais ses applications sont limitées. Il en résulte que la théorie de Rankine impose l'orientation des contraintes le long de l'écran de soutènement en fonction des conditions géométriques du talus. Il a été depuis démontré que l'inclinaison de la contrainte le long de l'écran de soutènement dépend principalement de la rugosité du parement du soutènement. Enfin, la théorie de Rankine, comme celle de Coulomb du reste, présuppose des glissements rectilignes.

2.4.3. Méthode de Boussinesq (1882)

Des expériences ont été faites vers 1870 en Angleterre, elles ont montré que les valeurs expérimentales trouvées étaient notablement inférieures à celles que donnait la théorie de Rankine, avec des écarts allant jusqu'à 50%, en particulier pour les sols cohérents.

Les travaux de Boussinesq (Boussinesq, 1882) ont amélioré la théorie de Rankine en prenant en compte l'interaction réelle entre le sol et l'écran (dépendant de la rugosité de l'écran). Il pose les équations différentielles de tous les équilibres de poussée sur un parement quelconque avec une obliquité quelconque entre $+\phi$ et $-\phi$ donnant ainsi la solution du problème dans tous les cas de déplacement relatif du mur par rapport au massif et de rugosité du mur sur le sol.

Boussinesq détermine l'équation de ces courbes, mais ses calculs l'ont conduit à des équations différentielles non-intégrables. Ce problème a été résolu par Caquot et Kérisel (1948). Plus précisément, Caquot et Kérisel ont considéré un massif pulvérulent limité par l'écran et la surface libre plane (Figure 2.4).

Ce massif est décomposé en deux parties séparées par un plan de glissement (OC) tel que dans la zone OAC où le sol est en équilibre de Rankine et dans la zone ODC (équilibre de Boussinesq). Mathématiquement, il s'agit de chercher une solution aux équations différentielles d'équilibre de Boussinesq qui satisfasse aux conditions des limites suivantes :

- raccordement sur OD aux conditions d'orientation de la contrainte ; l'interaction sol-écran est prise en compte ;
- raccordement sur OC aux conditions d'équilibre de Rankine.

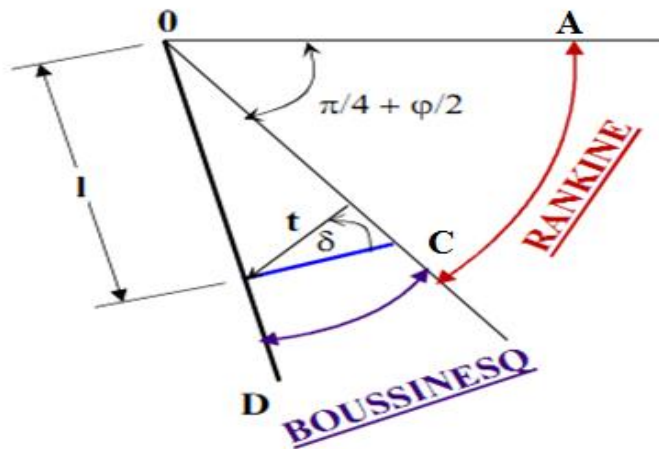


Figure 2.4 Équilibre de Boussinesq et de Rankine

En 1948, Caquot et Kérisel publient les résultats obtenus pour un milieu pesant [Caquot et Kérisel, 1948], son prolongement au cas des sols cohérents (théorème des états correspondant) [Caquot, 1934], et ceux des massifs surchargés (poussé et butée en milieu pulvérulent non-pesant) [L'herminier et Absi, 1969]. Mis à part le cas d'un massif surchargé non pesant, les équations différentielles de Boussinesq ne sont pas intégrables sous forme de fonctions usuelles. Caquot et Kérisel les ont résolues par approximations successives. Le résultat de leurs calculs revus et complétés par des Tables de poussée et de la butée des terres constitue actuellement la méthode de référence pour le calcul des pressions des terres [Kérisel et Absi, 1990].

2.5. Méthodes d'analyse des ouvrages en sols renforcés

2.5.1. Introduction

De nombreuses méthodes existent d'ores et déjà et permettent d'analyser la stabilité des ouvrages en sols renforcés. Adaptées pour la plupart d'entre elles à l'approche désormais classique pour les ouvrages en sols homogènes, qui consiste à vérifier leur stabilité vis-à-vis de surfaces de rupture potentielles, elles s'efforcent de prendre en compte de diverses manières, dans le bilan des efforts résistants, le caractère composite du sol renforcé (Ex : [Juran *et Schlosser*, 1979 ; Renouf *et al.* 1982 ; Blondeau *et al.*, 1984 ; Leshchinsky *et Reinschmidt*, 1985 ; Delmas *et al.*, 1986]).

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 sont menées essentiellement sur des ouvrages renforcés par des armatures métalliques. Ils 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 [BS8006, 1995 ; AASHTO, 2007 ; NF P94-270, 2009].

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 des 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.

2.5.2. Stabilité des murs de soutènement en sol renforcé

2.5.1.1. Stabilité interne

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

Ce mode de fonctionnement est à la base des méthodes de dimensionnement interne des ouvrages en remblai renforcé. On doit vérifier, d'une part, que les efforts des tractions maximaux

sont compatibles avec les résistances à la traction des lits d'armatures et, d'autre part, que la surface frottant des armatures dans la zone résistante est suffisante pour permettre d'équilibrer les tractions maximales correspondantes.

Des essais sur des éprouvettes de « sol renforcé » ont été effectués par Schlosser et Long (1972) qui ont utilisé un appareil triaxial pour étudier le comportement d'un sable renforcé par des feuilles en aluminium.

Ils ont montré qu'il y avait deux types de ruines principales, la rupture des renforcements et la perte de l'adhérence entre sol/renforcement [Schlosser et Long, 1972].

A) Par cassure des armatures

La rupture de l'ouvrage est progressive, elle s'amorce en un point où se casse une première armature. Puis elle se propage rapidement par cassures successives des armatures suivant une ligne de rupture qu'il est possible de visualiser (Figure 2.5).

L'expression montre que dans un modèle réduit, la rupture se propage de bas en haut suivant une ligne qui n'est pas éloignée. Il y a ainsi une assez grande différence entre la surface de rupture potentielle représentée par le lieu des points de traction maximale dans les lits d'armatures. La surface de rupture réelle qui est engendrée par le point de traction maximale au fur à mesure que les lits des armatures se cassent.



Figure 2.5 Rupture d'un massif renforcé

B) Par défaut d'adhérence

Ce type de rupture se produit lorsque les armatures ne sont pas suffisamment longues, compte tenu de la valeur du coefficient de frottement terre-armatures, pour mobiliser les efforts de traction nécessaires dans les armatures.

Il y a en quelque sorte une décohésion du massif en terre armée : le massif s'écoule, sans que les armatures rompent, par glissement du sol entre les armatures.

Il est généralement admis, que le lieu géométrique des points de traction maximale dans les lits d'armatures passe par le pied du parement et présente une partie quasi-verticale dans la partie supérieure du mur (dans la partie haute, le maximum des forces de traction est à environ $0.3H$ du mur) [LCPC, 2003] (Figure 2.6).

Le massif est donc constitué de deux zones :

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

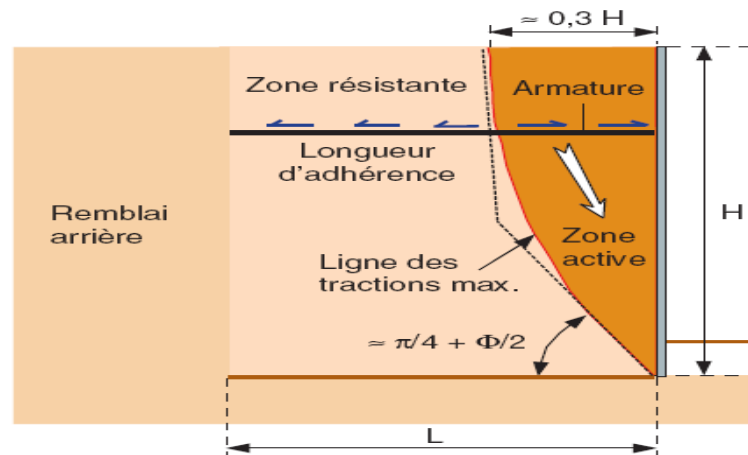


Figure 2.6 Stabilité interne d'un mur de soutènement en terre armée [LCPC, 2003]

2.5.2.2. Stabilité externe

Le fonctionnement externe des murs en remblai renforcé ne diffère pas de celui des ouvrages classiques tels que les murs poids (Figure 2.7). La justification consiste à vérifier la portance du sol de fondation et la résistance au glissement du mur à son interface avec le sol de fondation. Il faut étudier également la stabilité d'ensemble. Les efforts qui s'exercent sur ce massif par unité de longueur 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 déformation 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 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.

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

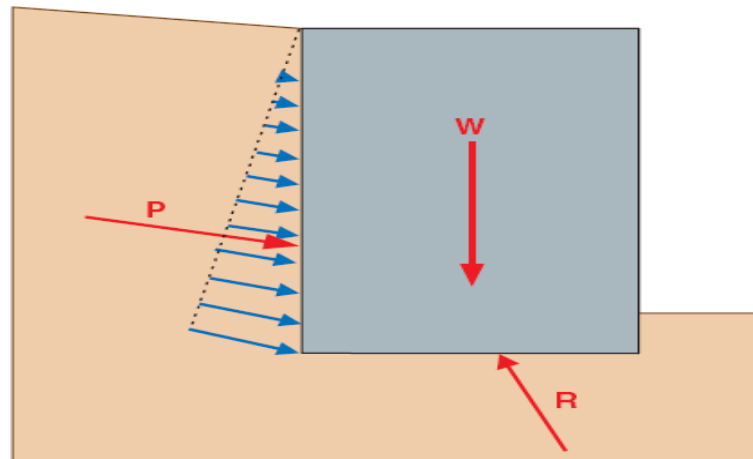


Figure 2.7 Stabilité externe d'un mur de soutènement en terre armée [LCPC, 2003]

2.6. Dimensionnement selon la norme française N FP 94-270

Le premier document français paru est « Les ouvrages en terre armée –Recommandations et règles de l'art » diffusé par la Direction des Routes et de la Circulation routière le 7 mai 1979. La norme française NF P 94-220 paraît en juillet 1992. Elle est partiellement remplacée en juin 1998 par la norme NF P 94-220-0 « Renforcement des sols - Ouvrages en sols renforcés par armatures ou nappes peu extensibles et souples ».

En juillet 2009 est publiée la norme NF P94-270 intitulée « Calcul géotechnique – Ouvrages de soutènement - Remblais renforcés et massifs en sol cloué ». Ce document constitue la norme d'application nationale française de l'Eurocode 7 pour ce qui concerne les ouvrages de soutènement en sol renforcé.

2.6.1. Analyse de la stabilité externe

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.

D'après Abdelouhab [Abdelouhab, 2010] et la norme française [NF P94-270, 2009], la contrainte de référence appliquée à la base nommée σ_v est calculée par la formule de Meyerhof (Figure 2.8) :

$$\sigma_v = \frac{R_v}{L - 2e} \quad (2.9)$$

Avec $e = M/R_v$

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

L : longueur du mur correspondant à celles des armatures ;

M : moment résultant au centre de la base du mur par mètre de parement [NF P94-270, 2009].

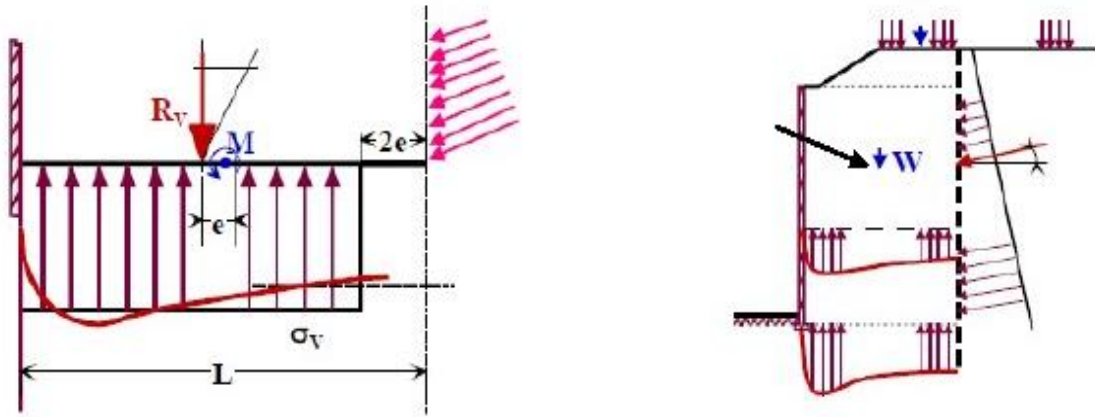


Figure 2.8 Répartition des contraintes dans le sol de fondation d'un mur en sol renforcé [Abdelouhab, 2010]

2.6.2. Analyse de la stabilité interne

2.6.2.1. Lignes des tractions maximales

L'analyse du comportement interne et de la répartition des efforts de traction le long des armatures métalliques dans un massif en sol renforcé, a montré qu'un effort de traction maximum, T_m , est mesuré en un point de l'armature. Ce point est éloigné du parement en haut du mur et proche du parement en profondeur (Figure 2.9). L'ensemble des points forment une courbe, appelée ligne des tractions maximales, séparant le massif en deux zones :

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

La contrainte tangentielle exercée par le sol est égale à :

$$\tau = \frac{dT}{dL} \frac{1}{2b} \quad (2.10)$$

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

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

$$T_m < r_f ; T_m < r_c \text{ et } T_p < r_a \quad (2.11)$$

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 donnée 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.

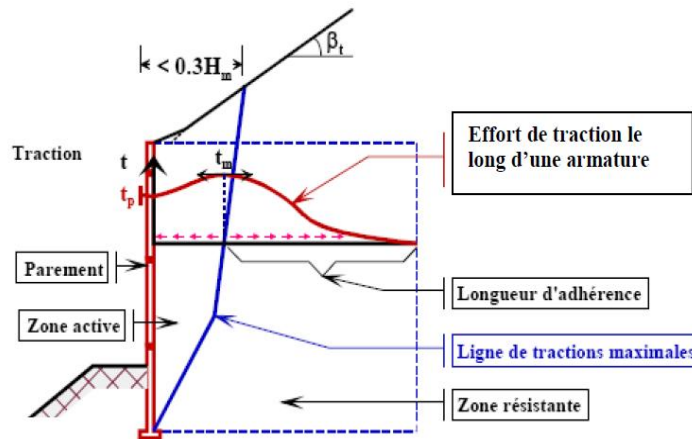


Figure 2.9 Répartition des tractions dans les armatures d'un mur en sol renforcé [Abdelouhab, 2010]

2.6.2.2. Détermination de l'effort de traction maximale

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

$$T_m = \sigma_h \times S_v \quad (2.12)$$

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

$$\sigma_h = K \times \sigma_v \quad (2.13)$$

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 $L(z) - 2e$:

$$\sigma_v(z) = \frac{R_v}{L(z) - 2e} \quad (2.14)$$

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

$$e = \frac{Md(z)}{R_v(z)} \quad (2.15)$$

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

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

$$K(z) = \begin{cases} K(z) = \Omega_1 K_a \left[1.6 \left(1 - \frac{z}{z_0} \right) + \frac{z}{z_0} \right] & \text{si } z \leq z_0 \\ K(z) = \Omega_1 K_a & \text{si } z > z_0 \end{cases} \quad (2.16)$$

Avec :

z_0 est une profondeur prise égale à 6 m ;

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

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.17)$$

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

Pour les armatures métalliques $\Omega_1=1$.

2.6.2.3. Détermination des efforts au parement

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

$$T_p = K \cdot \alpha_i \cdot \sigma_v \cdot S_v \quad (2.18)$$

α_i varie suivant la flexibilité du parement [NF P94-270, 2009] ;

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

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

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

Pour les murs en sol renforcé avec des écailles en béton armé, α_i vaut 0.85 entre 0 et $0.6Hm$ et évolue de 0.85 à 1 entre $0.6Hm$ et la base du mur (Hm correspond à la hauteur totale du mur) (Figure 2.10).

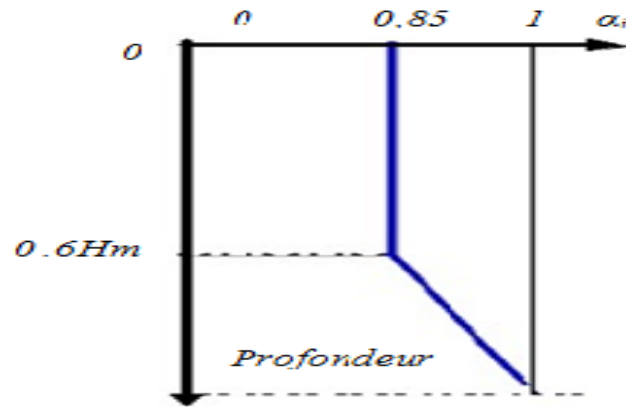


Figure 2.10 Variation de α_i en fonction de la profondeur, cas des écailles en béton [Abdelouhab, 2010]

2.6.2.4. 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 :

$$r_f = 2N \cdot b \cdot L_a \cdot f_{(z)}^* \cdot \sigma_v \quad (2.19)$$

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 frottement réel le long des armatures est défini par le coefficient de frottement maximum f qui est exprimé par :

$$f = \frac{\tau_{\max}}{\sigma_v} \quad (2.20)$$

Où τ_{\max} est la contrainte de cisaillement maximum exercée le long du renforcement.

La contrainte τ_{\max} peut être déterminée par l'effort de traction maximum (T_{\max}) dans un essai de traction. L'effort de traction maximum est atteint lorsque le frottement est totalement mobilisé le long de l'armature de longueur L .

$$\tau_{\max} = \frac{T_{\max}}{2bL} \quad (2.21)$$

Dans un sol granulaire, sous l'effet de contraintes de cisaillement τ exercées par l'inclusion, la zone de sol entourant l'inclusion a tendance à augmenter de volume contrarié par la faible compressibilité du massif avoisinant ; il en résulte un accroissement $\Delta\sigma_v$ de la contrainte normale

initiale σ_{v0} s'exerçant à la surface de l'inclusion [Schlosser *et Elias*, 1978 ; Schlosser *et Guilloux*, 1981].

Donc la contrainte verticale σ_v sur l'inclusion devient $\sigma_v = \sigma_{v0} + \Delta\sigma_v$.

Ce phénomène est nommé la dilatance empêchée (Figure 2.11).

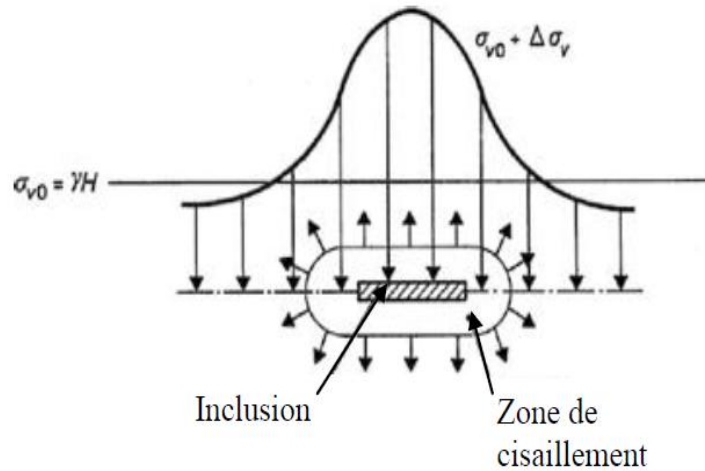


Figure 2.11 Phénomène de la dilatance empêchée

Le coefficient de frottement réel est exprimé donc par :

$$f = \frac{\tau_{\max}}{\sigma_{v0} + \Delta\sigma_v} \quad (2.22)$$

Le caractère tridimensionnel de ce phénomène et l'influence de la dilatance à prendre en compte dans les méthodes de dimensionnement.

L'augmentation ($\Delta\sigma_v$) de la contrainte normale (σ_{v0}) est difficile à calculer ou à prévoir, elle est liée à plusieurs paramètres (volume de la zone de cisaillement entourant l'inclusion, les contraintes normales initiales, la compression et la dilatance du sol).

Alors, un coefficient de frottement apparent est à prendre en compte de ce phénomène dans la pratique [Schlosser *et Elias*, 1978] :

$$f^* = \frac{\tau_{\max}}{\sigma_{v0}} \quad (2.23)$$

Ce coefficient apparent (f^*) est plus élevé que le coefficient de frottement réel (f) et souvent supérieur à 1 dans des sols granulaires. Il peut atteindre 10 pour des sols très dilatant.

Il dépend du poids des terres au-dessus de l'armature et de son état de surface [Schlosser *et Guilloux*, 1981] (Figures 2.12 et 2.13).

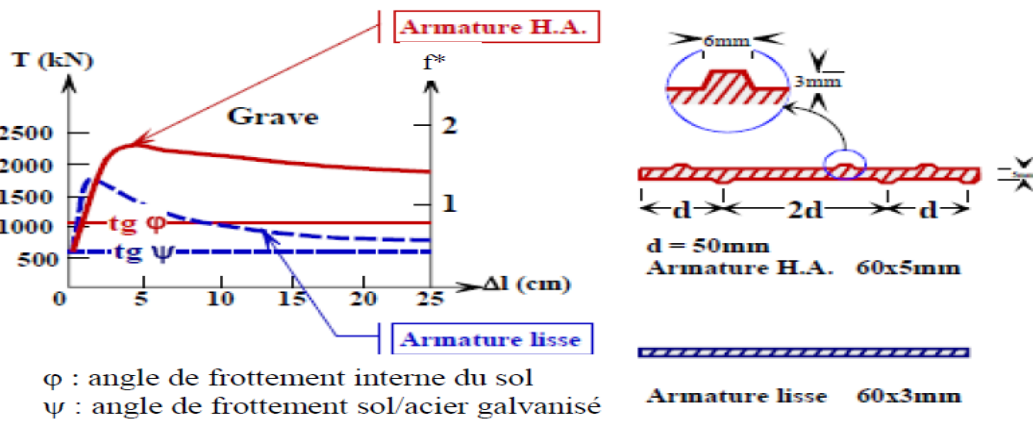


Figure 2.12 Influence de l'état de surface sur f^* dans un essai d'extraction [Schlosser et Guilloux, 1981]

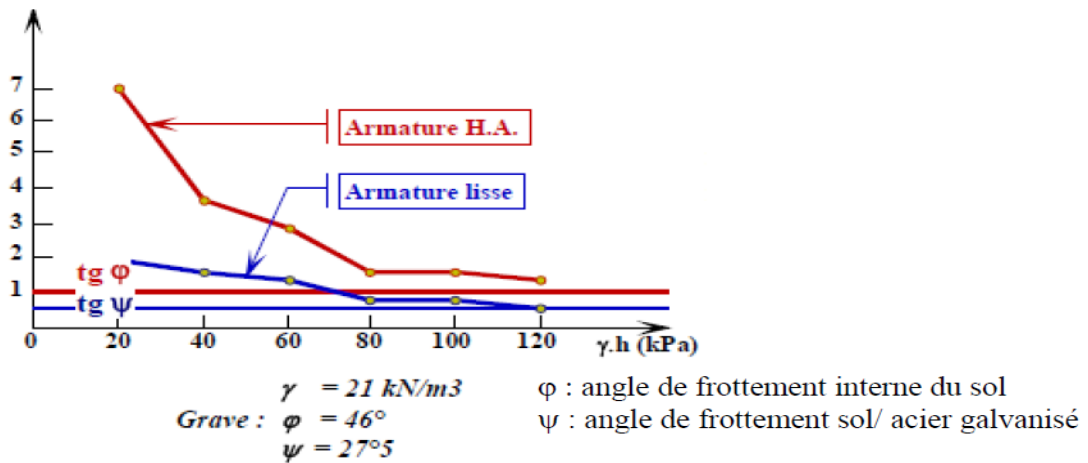


Figure 2.13 Influence des poids des terres sur f^* dans un essai d'extraction [Schlosser et Guilloux, 1981]

L'augmentation du coefficient de frottement dû à l'effet de la dilatance empêché n'est significative que dans le cas de faibles contraintes verticales. Dans le cas de grandes contraintes verticales, la dilatance du sol est négligeable. 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 [NF P94-270, 2009] (Figure 2.14).

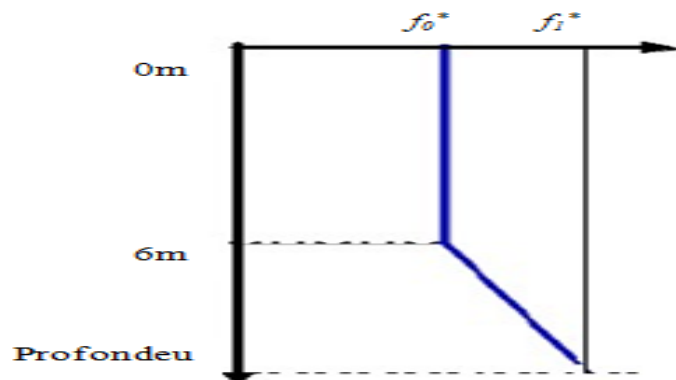


Figure 2.14 Variation du coefficient f^* dans un massif en sol renforcé [NF P94-270, 2009]

2.6.2.5. 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.

A) Pour les armatures métalliques

$$r_c = A_{cd} F_y \quad (2.24)$$

$$r_a = A_{ad} F_y$$

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 [NF P94-270, 2009].

B) Concernant les armatures synthétiques

La résistance caractéristique 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 la norme NF P94-270.

Dans les deux cas (armature métallique et synthétique) un coefficient de sécurité lié aux incertitudes sur le comportement à long terme du matériau est appliqué dans le calcul de résistance caractéristique de l'armature [NF P94-270, 2009].

2.7. Les guides américains FHWA 2009

2.7.1. Évaluation de la stabilité externe

Dans les derniers guides américains des routes et autoroutes fédérales (FHWA 2009), quatre mécanismes de rupture externe sont généralement pris en compte dans le dimensionnement des murs de soutènement en sol renforcé [Berg *et al.*, 2009] (Figure 2.15) :

- glissement à la base ;
- limite de l'excentricité, anciennement nommée le renversement ;
- résistance de la fondation ;
- stabilité globale.

Les facteurs de résistance de la stabilité externe sont listés (Tableau 2.1).

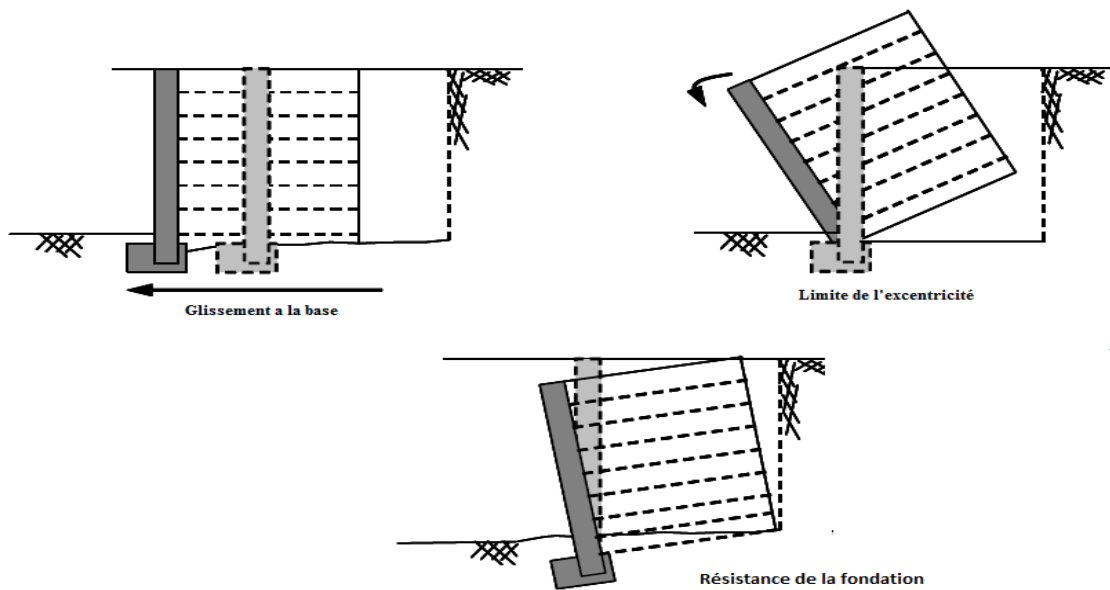


Figure 2.15 Mécanismes de rupture externe [Berg *et al.*, 2009]

2.7.2. Evaluation de la stabilité interne

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

- les forces de traction (et, dans le cas des renforts rigides, les forces de cisaillement) dans les renforcements deviennent si grandes que les inclusions s'allongent excessivement ou se brisent, entraînant de gros mouvements et / ou un éventuel effondrement de la structure. Ce mode d'échec s'appelle la défaillance par élongation ou rupture des renforts ;
- les forces de traction dans les renforts deviennent plus grandes que la résistance à l'arrachement, entraînant de gros mouvements et / ou un éventuel effondrement de la structure.

Tableau 2.1 Facteur de résistance pour la stabilité externe [Berg *et al.*, 2009]

Mode de stabilité	Conditions	Facteur de résistance
Résistance de la fondation		0.65
Le glissement		1.00
Stabilité globale	Où les paramètres géotechniques sont bien défini, et la pente ne supporte pas et ne contient pas un élément structurel	0.75
	Lorsque les paramètres géotechniques sont basés sur des informations limitées, ou la pente contient ou supporte un élément structurel	0.65

Le processus de dimensionnement et de conception pour éviter une rupture interne consiste donc à déterminer les forces de tension maximales développées, leur emplacement le long d'un lieu de glissement critique et la résistance fournie par les renforts à la fois dans la capacité à l'arrachement et la résistance à la traction.

La surface de glissement critique dans une simple paroi de sol renforcé est supposée coïncidée avec le locus de la force de traction maximale, T_{\max} , dans chaque couche de renforcement. La forme et l'emplacement de la surface critique de rupture reposent sur des structures instrumentées et des études théoriques.

Cette surface critique de rupture a été supposée être approximativement bilinéaire dans le cas de renforts inextensibles, approximativement linéaire dans le cas des renforts extensibles et passe à travers le doigt de pied (l'orteil) de la paroi dans les deux cas.

Alors, les recommandations américaines FHWA 2009 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, donc ces recommandations proposent deux lignes de traction maximales (Figure 2.16).

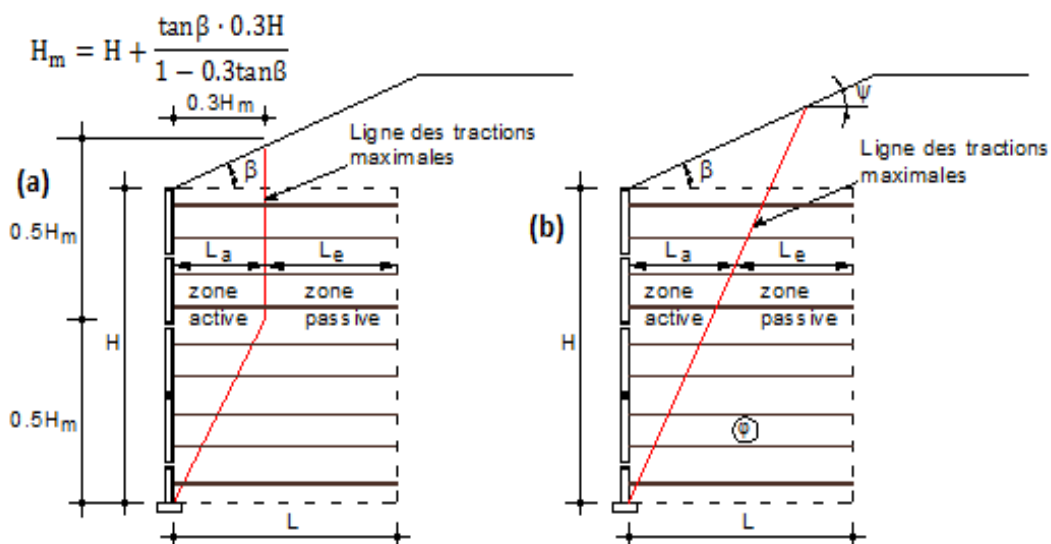


Figure 2.16 Surface critique de rupture d'après les guides FHWA2009: (a) armatures inextensibles, (b) armatures extensibles [Berg *et al.*, 2009]

Une longueur minimale de renforcement, L , égale à $0.7H$ est recommandée dans la conception des murs de soutènement en sol renforcé [Berg *et al.*, 2009].

Des longueurs plus élevées sont nécessaires pour les structures soumises à des surcharges extérieures ou sous conditions sismiques (Tableau 2.2).

Tableau 2.2 Longueur typique minimale de renforcement L/H selon FHWA 2009 [Berg *et al.*, 2009]

Chargement statique avec ou sans chargement de trafic	0.7
Conditions sismiques	0.8 à 1.1

2.8. Études sur la stabilité des murs de soutènement en sols renforcés

Après les premiers modèles réduits construits par Henri Vidal, plus d'une centaine de programmes de recherche dans le monde se sont succédé de 1963 à nos jours. Bien que des ouvrages de soutènement en sol renforcé aient été construits depuis 40 ans, leurs mécanismes de rupture ne sont pas bien compris [Leshchinsky *et* Vulova, 2001].

Comprendre les mécanismes de rupture d'un sol renforcé est l'influence de quelque paramètre tel que l'espacement entre les renforts, la longueur et la rigidité des renforts et les propriétés de sol sont possibles à travers les essais de laboratoire, les essais in situ et par l'analyse numérique.

La conception classique des ouvrages de mur de soutènement segmentaires (ou blocs modulaires) est généralement effectuée en utilisant l'analyse à l'équilibre limite.

Les plans de rupture utilisés dans les codes de conception actuels reflètent les conclusions des plans de rupture conventionnels déterminés pour des structures de soutènement et adaptés aux matériaux d'armature métallique. Cette adaptation inclut également le renforcement géosynthétiques.

Des études expérimentales et numériques ont été effectuées et ont mis en exergue l'importance de certains facteurs dans la stabilité des murs en sol renforcé par des inclusions géosynthétiques.

L'extensibilité des armatures est le point le plus étudié par différents auteurs. Ils 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.

Plusieurs études se sont focalisées sur le mode de rupture des murs de soutènement en sols renforcés. De nombreuses investigations sont fondées sur les facteurs susceptibles d'avoir une influence sur le comportement des murs en sols renforcés par des géosynthétiques, les plus significatifs sont :

- ✓ le coefficient de pression des terres ;
- ✓ les lignes des tractions maximales ;
- ✓ la répartition des tractions dans les renforcements ;
- ✓ La densité de renforcement (l'espacement des nappes vertical) ;
- ✓ la longueur des nappes ;
- ✓ la rigidité de renforcement ;
- ✓ le phasage de construction et le compactage ;
- ✓ l'orientation et la mise en place des armatures ;
- ✓ les caractéristiques géotechniques du sol (cohésion, frottement, dilatance).

2.8.1. Le mode de rupture

Il est important de définir le mode de rupture des murs de soutènement en sols renforcés. Dans le cas d'un mur de soutènement à parement flexible en sol renforcé par des bandes synthétiques, il a été trouvé qu'il est lié au défaut d'adhérence entre le sol et le renforcement, ce qui entraîne le glissement de la partie instable du sol [Abdelouhab *et al.*, 2011] (Figure 2.17).

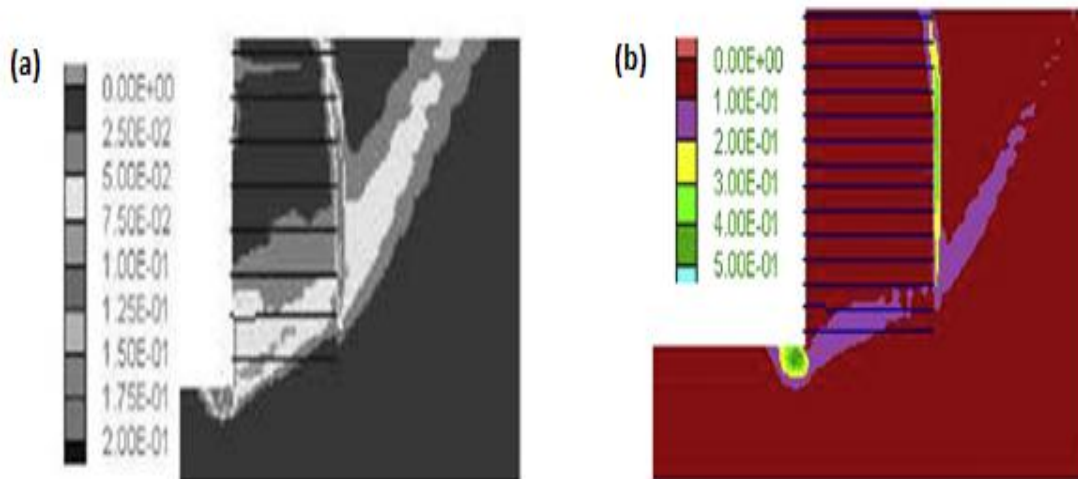


Figure 2.17 Surface de rupture d'un mur en sol renforcé : (a) modèle pour $H=6$ m, (b) modèle pour $H=10.5$ m [Abdelouhab *et al.*, 2011]

Pour un modèle de référence ($H=6$ m), le cisaillement maximal est observé dans trois zones (Figure 2.17.a) :

- 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.

L'analyse à la rupture montre que le comportement du mur de hauteur $H=10.5$ m est similaire à celui de 6m de hauteur, la rupture se produit par glissement de la zone instable.

La contrainte de cisaillement maximale est observée dans trois zones comme le cas de mur de 6m (Figure 2.17.b) ; Donc, la hauteur du mur (la géométrie) n'a pas d'influence sur le mode rupture.

2.8.2. Le coefficient des pressions des terres

Des études de recherche ont indiqué que la force de traction maximale est principalement liée au type de renforcement dans la structure qui, à son tour, est fonction de module, de l'extensibilité et de la densité du renforcement [Elias *et al.*, 2001 ; Allen *et al.*, 2003].

Sur la base de ces recherches, une relation entre le type de renforcement et la contrainte de surcharge a été développée (Figure 2.18).

Le rapport K/K_a pour les renforts métalliques (inextensibles) diminue du haut du mur renforcé à une valeur constante de 6 m au-dessous de cette élévation.

Contrairement aux renforts inextensibles, le rapport K/K_a pour un renforcement extensible (par exemple, géosynthétique) est une constante. Tandis que ces résultats sont adoptés par les guides américains FHWA 2009 [Berg *et al.*, 2009], les normes françaises considèrent que ce coefficient est le même dans le cas des bandes géosynthétiques et métalliques est peut être calculé analytiquement par une formule empirique [NF P 94-270, 2009].

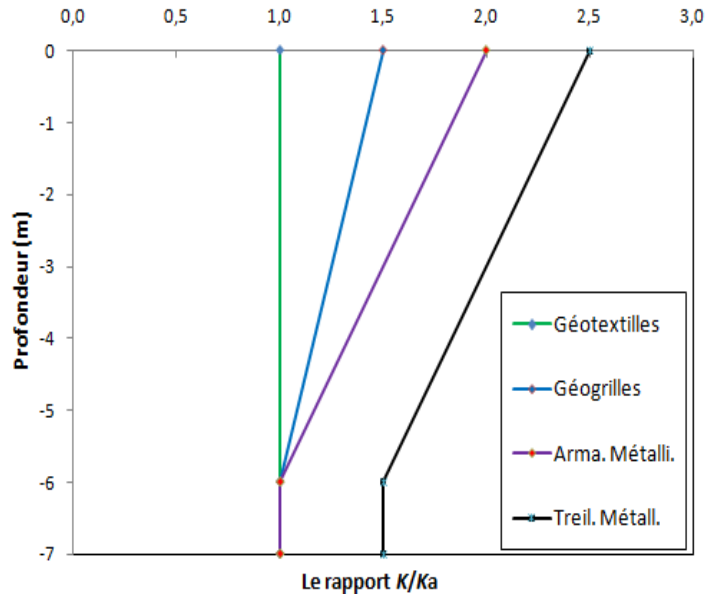


Figure 2.18 Variation du coefficient K suivant l'extensibilité du renforcement [Berg *et al.*, 2009]

La Figure 2.19 a été préparée par retour d'analyse du taux de contrainte latérale K à partir des données sur le terrain disponibles où les contraintes dans les renforcements ont été mesurées et normalisées en fonction du coefficient de pression de la terre active de Rankine, K_a . Ces relations peuvent être développées par des structures d'instrumentation et l'utilisation de modèles numériques pour vérifier le rapport K/K_a pour les murs de routine et complexes.

Le coefficient de pression de terre latérale K est déterminé en appliquant un multiplicateur au coefficient de pression de la terre active. Le coefficient de pression de la terre active est déterminé en utilisant une relation de pression de la terre de Coulomb en supposant qu'aucun frottement de paroi et un angle β égal à zéro (c'est-à-dire équivalent au coefficient de pression des terres de Rankine). Pour une paroi verticale, la pression de la terre se réduit à l'équation de Rankine :

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi_r}{2} \right) \quad (2.25)$$

Pour une inclinaison de la face du mur égal ou supérieur à 10° par rapport à la verticale, on peut utiliser la formule simplifiée suivante de l'équation de Coulomb :

$$K_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi_r)}{\sin^3 \theta \left[1 + \frac{\sin \phi_r}{\sin \theta} \right]} \quad (2.26)$$

Où θ est l'inclinaison de l'arrière de la face de mur mesurée à partir de l'horizontale en commençant devant la paroi.

La contrainte, σ_2 , dû à une pente de remblai sur un mur peut être déterminée (Figure 2.19). Une hauteur de sol équivalente, S_{eq} , est calculée en fonction de la géométrie de la pente. La valeur de S_{eq} ne doit pas dépasser la hauteur de la pente pour les remplissages en pente rabattus.

Une longueur de renfort de $0.7H$ est utilisée pour calculer la contrainte de remblai en pente, σ_2 , sur le sol renforcé, car une longueur plus grande n'aurait qu'un effet minimal sur le renforcement.

La contrainte verticale est égale au produit de la hauteur du sol équivalent et le poids de l'unité de remplissage renforcé, et est uniformément appliquée dans le haut de la zone de mur en sol renforcé.

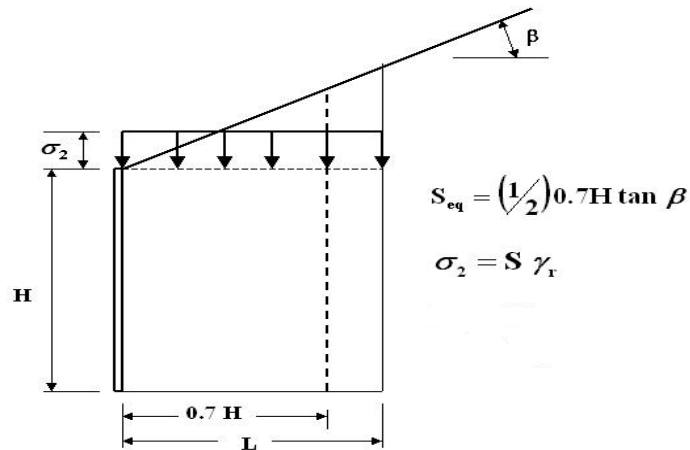


Figure 2.19 Calcul de la contrainte verticale pour les conditions de la stabilité interne d'un remblai en pente

À partir d'un test instrumenté, des chercheurs géotechniciens ont présenté la performance d'un mur de soutènement en sols renforcés en palier [Horpibulsuk *et al.*, 2011] (Figure 2.20.a). Le renfort en palier est un renfort inextensible 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 égaux en acier.

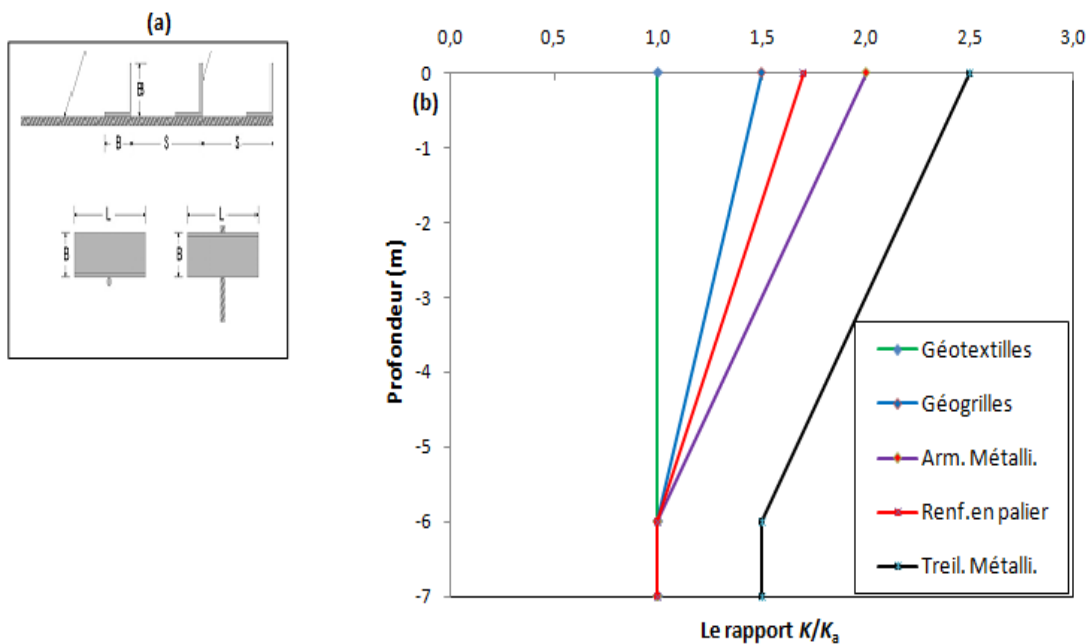


Figure 2.20 Renforcements en palier : (a) la configuration des renforcements, (b) le rapport K/K_a [Horpibulsuk *et al.*, 2011]

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 ($K/K_a=2$) (Figure 2.20.b), qui sont inextensibles et largement utilisées comme renforts, d'où l'efficacité de coût.

Note : les renforcements en palier ne sont pas encore adoptés par les guides FHWA.

2.8.3. La longueur minimale des renforcements

Les guides FHWA 2009 exigent une longueur de renforcement minimale $L=0.7H$ pour assurer la stabilité interne des murs de soutènement en sol renforcé.

Les modes de ruptures régissant dans la détermination de la longueur minimale requise des renforcements et la possibilité de raccourcir la longueur minimale spécifiée d'armature ont été étudiés [Bilgin, 2009].

Les résultats ainsi trouvés indiquent que les deux modes de rupture externe (glissement et renversement) et (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 basses que 50% de la hauteur du mur, au lieu de 70% tel que requis par de nombreux codes à travers le monde (Figure 2.21).

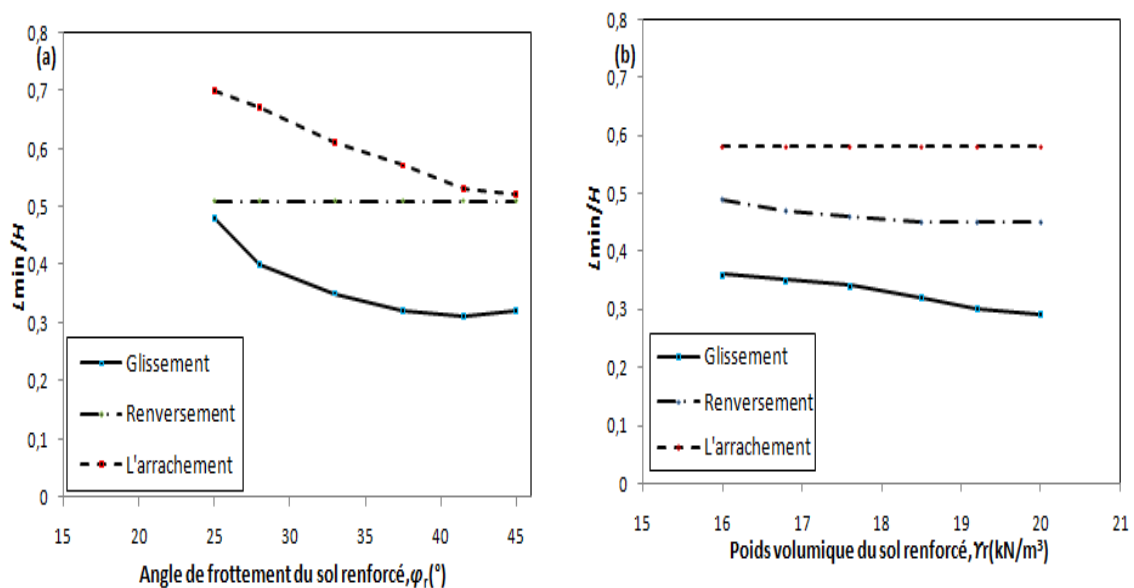


Figure 2.21 Effet des paramètres de sol renforcé sur la longueur minimale des renforcements : (a) l'angle de frottement, (b) le poids volumique [Bilgin, 2009]

D'autre part, l'angle de frottement du remblai de la zone renforcée a le plus d'influence sur la longueur minimale de renfort que le poids volumique du sol renforcé. En utilisant les sols avec un angle de frottement plus élevé dans la zone renforcée, il est possible de réduire les longueurs de renforcement jusqu'à 30% pour certaines conditions (Figure 2.21).

2.8.4. 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 [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.

L'analyse des murs de soutènement en sols renforcés en éléments finis avec le logiciel PLAXIS a montré que la répartition des tractions maximales le long de la hauteur du mur était linéaire pour les renforcements extensibles (métalliques) et inextensibles (géosynthétiques) [Guler *et al.*, 2012] (Figure 2.22).

Cette répartition linéaire a été aussi le résultat d'un calcul des tractions maximales effectué dans notre travail de thèse par un programme développé en Excel basé sur le calcul théorique de Meyerhof adopté par la norme NF P94-270 (voir chapitre 5).

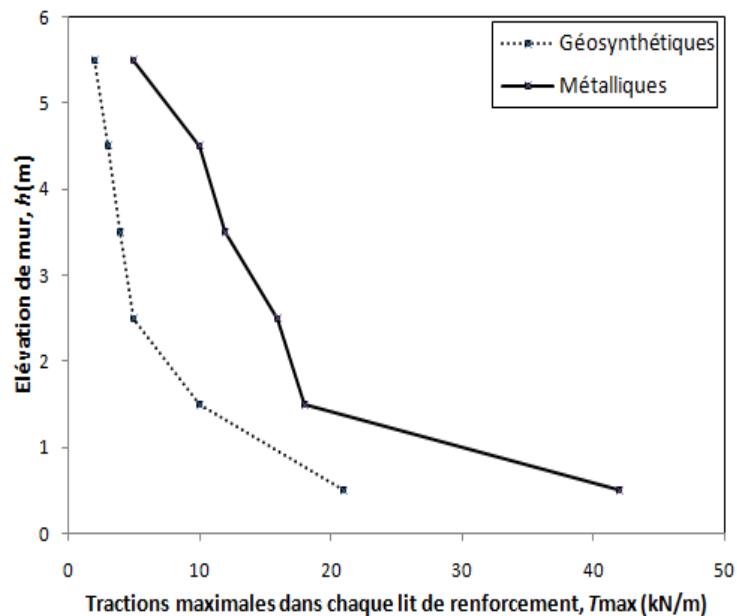


Figure 2.22 Répartition des tractions maximales à la fin de la construction [Guler *et al.*, 2012]

Plusieurs analyses numériques et instrumentées sur la distribution de la force dans chaque lit de renforcement géosynthétique en fonction de la hauteur du mur ont été menées [Holtz *et Lee*, 2002 ; Bathurst *et al.*, 2005].

Il a été 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 comme supposée dans les méthodes simplifiées.

La force de traction au renforcement augmente de $0.2T_{max}$ 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 $0.2T_{max}$ à la base de mur (Figure 2.23.a).

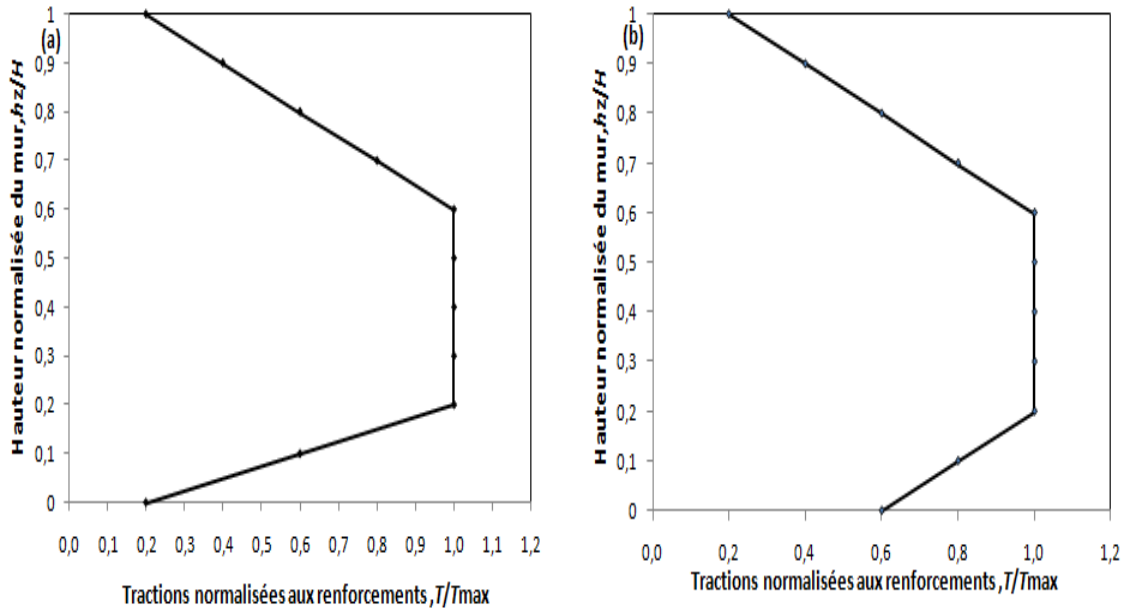


Figure 2.23 Répartition des tractions maximales dans le cas des géosynthétiques : (a) d'après [Holtz et Lee, 2002 ; Bathurst et al., 2005], (b) d'après [Bathurst et al., 2008]

Cette distribution a été légèrement révisée, la traction à la base amoindrit à $0.6 T_{\max}$ et non à $0.2 T_{\max}$ [Bathurst et al., 2008] (Figure 2.23.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 causées 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 :

$$T_{\max}^i = \frac{1}{2} K \gamma (H + S) S_v^i D_{t \max} \Phi_g \Phi_{local} \Phi_{fs} \Phi_{fb} \quad (2.27)$$

Où :

K est le coefficient de poussée des terres latérale calculé selon l'équation de Jacky ;

$k = 1 - \sin \phi$;

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

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

S_v^i : la zone d'influence (équivalente à l'espacement vertical 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 [AASHTO, 2007].

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.

Une autre distribution, pour le cas des renforcements inextensibles en bandes métalliques, a été trouvée [Allen *et al.*, 2004] (Figure 2.24). La force de traction au renforcement augmente de $0.1T_{\max}$ à la tête de mur pour arriver à la traction maximale à une hauteur égale $0.4H$, elle devient constante jusqu'à la base du mur.

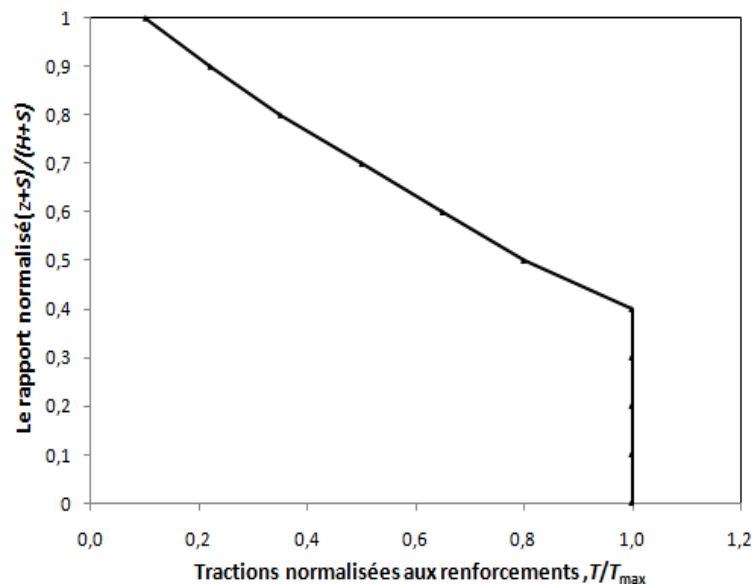


Figure 2.24 Répartition des tractions maximales dans le cas des renforcements métalliques [Allen *et al.*, 2004]

2.8.5. La flexibilité du 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. Néanmoins, cette approche ne prend pas en considération l'influence du type de parement sur les tractions maximales dans les renforcements.

À partir des résultats expérimentés à grande échelle, les effets des parements des deux murs de soutènement en sols renforcés ont été présentés [Bathurst *et al.*, 2006]. Les deux murs étaient essentiellement identiques sauf que l'un ait été construit avec un parement rigide et l'autre avec un parement flexible.

À la fin de la construction, les tractions maximales dans les armatures du mur à parement flexible étaient environ trois fois plus grandes que pour un mur à parement rigide, et environ deux fois plus grandes, après la mise en place de la surcharge (Figure 2.25).

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.

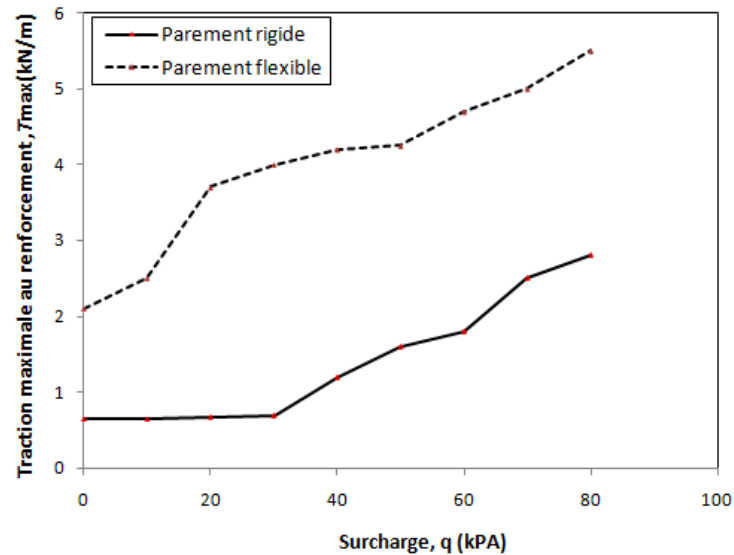


Figure 2.25 Effet de la rigidité du parement sur la force de traction maximale [Bathurst *et al.*, 2006]

2.8.6. Le module élastique des renforcements

Une étude paramétrique avec le logiciel CESAR- LCPC a permis de définir l'influence du module élastique des renforcements sur le déplacement des murs en sols renforcés à parement flexible [Abdelouhab *et al.*, 2011].

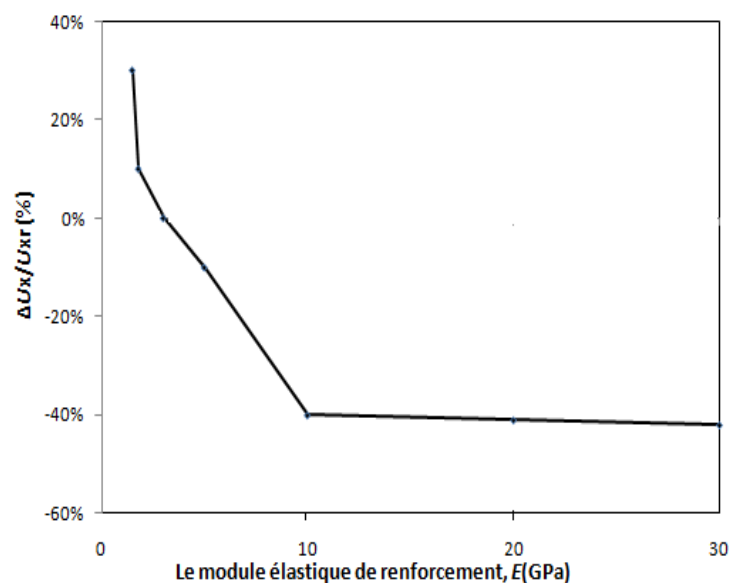


Figure 2.26 Influence du module élastique des renforcements sur la déformation du mur [Abdelouhab *et al.*, 2011]

Ce paramètre avait une importante influence sur la déformation du mur.

Au-delà de 10 Gpa, l'augmentation du module semble n'avoir aucune influence (Figure 2.26). L'augmentation de la déformation du mur est due à l'élongation des renforcements qui ont un faible module élastique.

2.8.7. Les paramètres liés au sol renforcé

L'étude paramétrique citée précédemment a aussi permis de définir l'influence de l'angle de frottement et la cohésion du sol renforcé sur le comportement d'un mur de soutènement en sol renforcé par des géosynthétiques à parement flexible (en écailles de béton) de hauteur $H=6$ m.

Une réduction de 16% de l'angle de frottement (lorsque ϕ passe de 36° à 30°) conduit à une augmentation du déplacement de 45% [Abdelouhab *et al.*, 2011] (Figure 2.27.a).

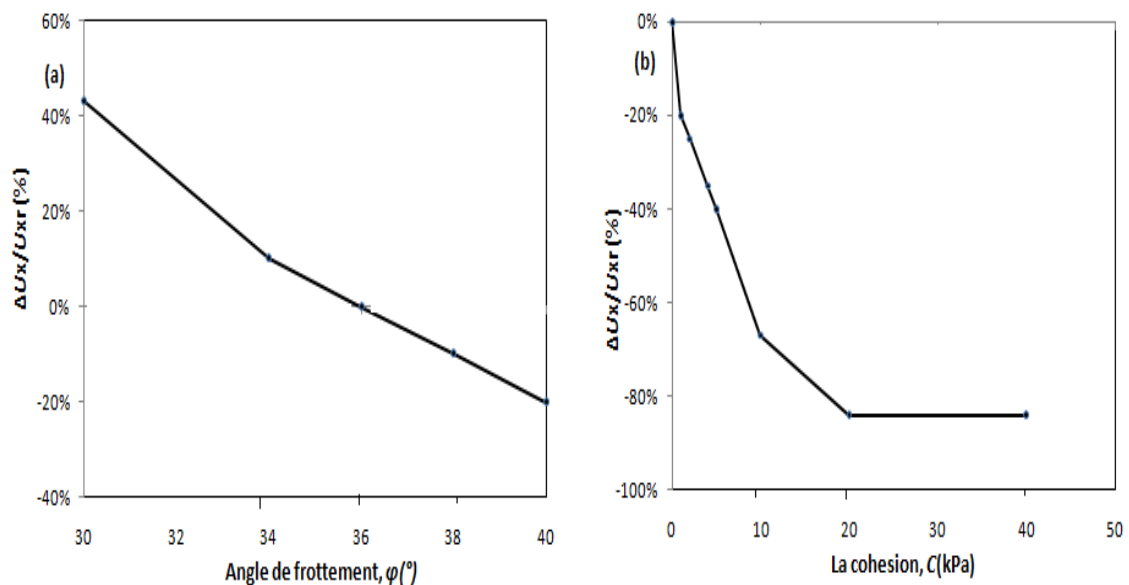


Figure 2.27 Influence des paramètres de sol renforcé sur le déplacement horizontal de mur : (a) l'angle de frottement, (b) la cohésion [Abdelouhab *et al.*, 2011]

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 (Figure 2.27.b).

2.9. Les modes de rupture des murs de soutènement en sol renforcé

Après un tour d'horizon sur quelques études concernant le fonctionnement des ouvrages de soutènement en sols renforcés par des géosynthétiques, il est utile de faire une synthèse générale sur les modes de rupture de ce genre d'ouvrage basés essentiellement sur le type de parement composant la face des murs.

2.9.1. Cas de parement en écailles de béton

Les différents modes de ruine des murs en écailles de béton en sol renforcé par éléments géosynthétiques sont illustrés (Figure 2.28).

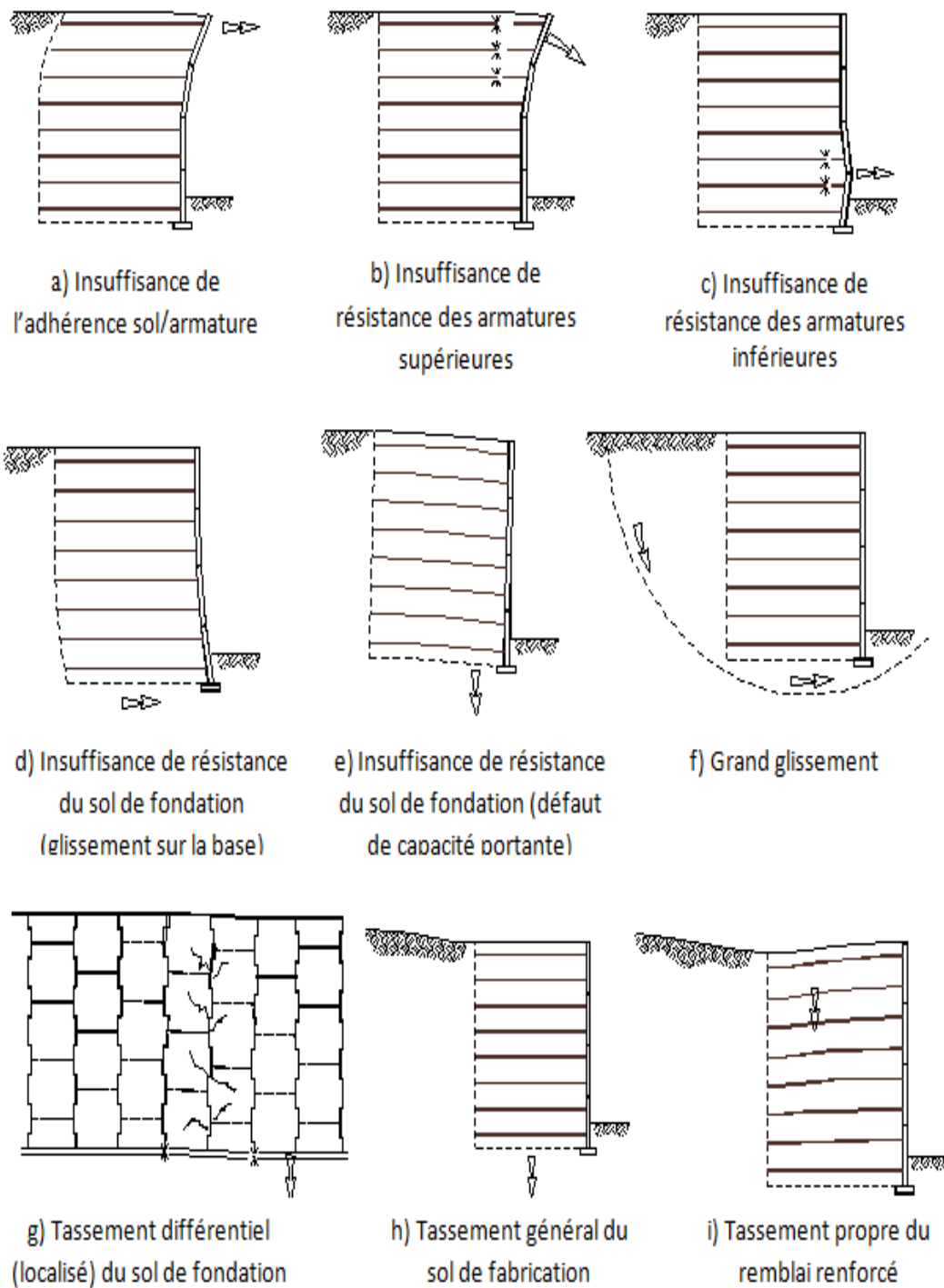


Figure 2.28 Modes de ruine des murs en sol renforcé avec des écailles en béton

2.9.2. Cas de parement en blocs modulaires en béton

Pour les massifs à parements en blocs en béton, les différents modes de ruine sont donnés (Figure 2.29).

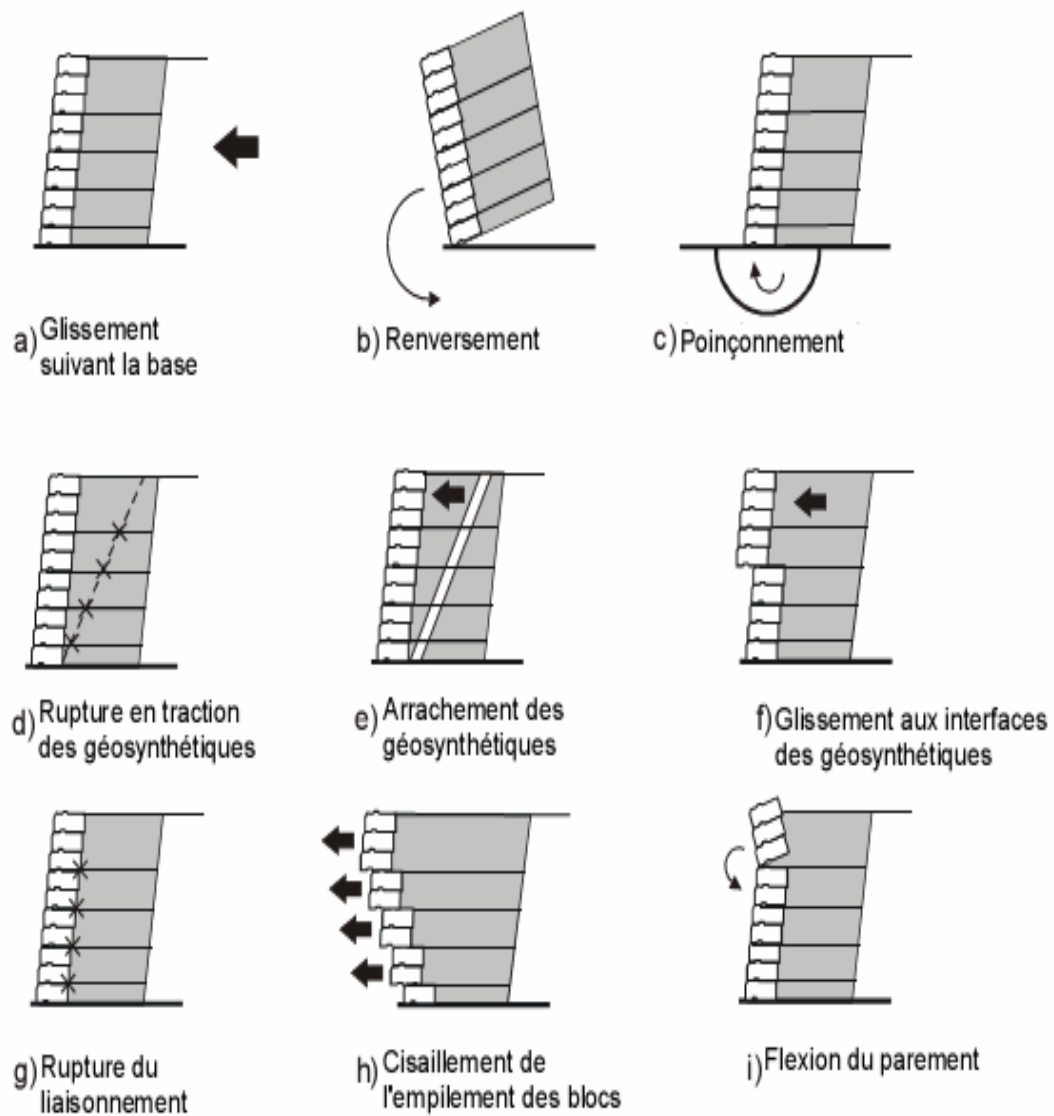


Figure 2.29 Mode de rupture des murs de soutènement en sols renforcés avec des blocs modulaires : stabilité externe : a), b), c) ; stabilité interne : d), e), f) ; stabilité du parement : g), h), i)

2.10. Conclusion

Les méthodes classiques de calcul des pressions sur des écrans supposent que le sol est en état d'équilibre limite et qu'il présente un comportement rigide plastique. Les réponses apportées par Coulomb, Rankine et Boussinesq permettent de traiter ce problème de façon satisfaisante pour les murs de soutènement. Le mode de rupture de ces ouvrages conduit effectivement les terres qu'ils soutiennent à se trouver dans un état d'équilibre limite de poussée.

La synthèse bibliographique sur le comportement des murs de soutènement en sol renforcé sous chargement statique nous a permis de tirer plusieurs conclusions, les plus intéressantes peuvent être citées comme suit :

- Le calcul des pressions des terres des murs de soutènement en sol renforcé ne diffère pas du calcul des murs traditionnels. Les théories classiques peuvent être parfaitement utilisées pour le dimensionnement de ce type d'ouvrages.
- La justification des murs de soutènement en sol renforcé selon la norme française NF P 94-270 repose sur la théorie de Coulomb pour la détermination des contraintes dans le massif renforcé. Le guide américain FHWA adopte la théorie de Rankine.
- La norme NF P94-270 propose une formule empirique pour déterminer la valeur du coefficient de poussée des terres internes à l'ouvrage K , par contre la norme FHWA 2009 prévoit une solution graphique.
- La norme française admet une seule ligne de tractions maximales proche de parement que ce soit pour les renforcements extensibles ou inextensibles. Le guide FHWA prévoit une ligne de tractions maximales pour les renforcements inextensibles plus lointaine de parement, elle coïncide avec la surface de rupture de Rankine.
- Pour le calcul de la traction dans les renforcements, la norme NFP 94-270 adopte une solution graphique en fonction de la hauteur de lit de renforcement et le type de parement. Le guide FHWA 2009 propose des coefficients expérimentaux.
- La distribution des forces des tractions maximales en fonction de la hauteur de mur sous chargement statique est généralement linéaire. Le développement d'une nouvelle méthode dite « *K-Stiffness* » a permis de prévoir une distribution trapézoïdale en cas des renforcements extensibles et inextensibles, une méthode qui n'est pas encore adoptée par les normes en vigueur.

Alors, la synthèse sur les récents travaux de recherche nous a éclairés sur les paramètres qui peuvent influencer le comportement des murs de soutènement en sol renforcé, ils sont généralement liés à la rigidité du renforcement et à la cohésion du sol constituant le remblai renforcé. Il faut signaler que, le développement en puissance de l'informatique a rendu l'analyse de ces ouvrages sous conditions statiques facile et rentable.

Toutefois, durant les dernières années, le monde a vécu des sévères tremblements des terres d'intensités majeures et plusieurs dégâts humains et matériels sont constatés.

Les observations sur les sites affectés ont montré la bonne résistance des ouvrages en sols renforcés, en particulier les murs de soutènement.

Suite à leur performance sismique, les chercheurs géotechniciens ne cessent de développer les méthodes de calcul des pressions des terres agissantes sur les écrans de soutènement afin d'actualiser les guides de dimensionnement.

Dans le prochain chapitre, on va détailler les méthodes de dimensionnement et on résume les travaux de recherche, récemment effectués, sur le comportement dynamique des murs de soutènement en sol renforcé.

Chapitre 3 :

COMPORTEMENT DES MURS DE SOUTÈNEMENT EN SOLS RENFORCÉS SOUS ACTIONS SISMIQUES

3.1. Introduction

Le comportement sismique des murs de soutènement en sol renforcé dépend des pressions totales latérales des terres qui se développent au cours des secousses sismiques. Ces pressions totales comprennent à la fois les pressions statiques gravitationnelles qui existent avant qu'un séisme se produise, et les pressions dynamiques transitoires induites par le séisme. De plus, la réponse d'un mur est influencée par les deux.

Les récentes recherches montrent la variabilité et l'insuffisance de la compréhension de l'action sismique sur les murs de soutènement en sol renforcé sous l'effet de sévères séismes.

Ce chapitre décrit trois analyses fondamentales pour calculer les pressions des terres en zone maintenant des structures de soutènement soumises à des chargements dynamiques ; les analyses d'états limites, les analyses élastiques et les analyses numériques.

Sous sollicitation sismique, ces ouvrages ne doivent pas être réalisés à la légère puisque, la mauvaise mise en œuvre des règles de construction se solde par une sanction sans appel ; fissuration dans le meilleur des cas, effondrement dans le pire. De ce fait, plusieurs normes de conception ne cessent d'enrichir leurs méthodes de justification sous séismes ; entre autres, la norme américaine FHWA 2009 où son principe de dimensionnement des murs de soutènement en sol renforcé est présenté dans ce chapitre.

Après des tremblements des terres 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. À partir des cas historiques, nous citons la performance de ces murs vis-à-vis des récents tremblements des terres.

Les avantages remarquables constatés sur la résistance de ces ouvrages ont poussé la communauté géotechnique à intensifier les recherches afin de se clarifier sur les paramètres qui peuvent influencer leur comportement sous séismes. Ainsi, des essais expérimentaux et des analyses par les éléments finis ou en différences finis ont été effectuées, dont les plus intéressantes sont énoncées à la fin du chapitre.

3.2. Les méthodes de calcul des pressions actives dynamiques

De nos jours, les méthodes couramment utilisées pour calculer la pression dynamique de la terre sur les murs de soutènement peuvent être classées en trois principaux groupes [Pathmanathan, 2006 ; Rouabeh, 2013 ; Hirane, 2015] :

- **Les analyses d'états limites** : dans lesquelles un mouvement relatif considérable se produit entre le mur et le sol pour mobiliser la force de cisaillement du sol. Les analyses d'états limites sont basées sur deux approches, l'approche pseudo-statique et l'approche pseudo-dynamique.
- **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 développées par Mononobe et Okabe [Mononobe et Matsuo, 1929 ; Okabe, 1926]. L'approche Mononobe-Okabe a plusieurs modifications parues dans la littérature (Ex : [Kapila, 1962 ; Seed et Whitman, 1970 ; Richards et Elms, 1979 ; Nadim et Whitman, 1983 ; Richards et Shi, 1994 ; Choudhury et al., 2002 ; Visone et Santucci de Magistris, 2003]). Dans cette approche, 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.

Cette méthode a été fondamentalement développée pour calculer la pression active et passive des terres pour des sols secs et pulvérulents par Mononobe-Okabe. L'utilisation d'une construction graphique, telle que le procédé de construction de Coulomb, a été décrite par Kapila (Kapila, 1962). Arango (1969) a développé une procédure simple pour obtenir la valeur des coefficients des pressions latérales dynamiques des terres pour des conditions actives à partir des abaques standards des coefficients des pressions latérales statiques des terres pour l'état actif en utilisant la méthode de Coulomb.

Les contributions pour les analyses élastiques sont venues des travaux effectués par plusieurs auteurs (Ex : [Matuo et Ohara, 1960 ; Scott, 1973 ; Wood, 1973 ; Ortigosa et Musante, 1991 ; Veletsos et Younan, 1994, 1996 ; Li, 1999 ; Younan et Veletsos, 2000]). En particulier, Wood (1973) a analysé la réponse dynamique d'un sol élastique linéaire homogène emprisonné entre deux murs rigides reliés à une base rigide, fournissant une solution analytique exacte. Un modèle approximatif proposé par Scott représente l'action du sol par un ensemble de ressorts horizontaux linéaires et sans masse [Scott, 1973]. La rigidité des ressorts est définie comme module de réaction. Veletsos et Younan (1994, 1996) et Younan et Veletsos (2000) ont amélioré le modèle de Scott, en employant des barres horizontales semi-infinies, élastiquement fixées et avec une masse répartie, pour inclure l'amortissement radiatif du sol et à l'aide des ressorts horizontaux de rigidité constante, pour modéliser l'action de cisaillement de la couche. Li (1999) a inclus la flexibilité de fondation et l'amortissement dans l'analyse de Veletsos et Younan. Ortigosa et Musante (1991) ont proposé une méthode cinématique simplifiée, dans laquelle le mur est fixé

dans plusieurs endroits. Le mouvement du mur possible est la déformation de flexion. Le module de cisaillement en champ libre est employé pour calculer le module de réaction.

Plus de détails des études analytiques et expérimentales sur les analyses d'états limites et les analyses élastiques ont été présentées [Nazarian *et* Hadjian, 1979 ; Prakash, 1981 ; Whitman, 1991 ; Veletsos *et* Younan, 1995].

Dans les analyses élastiques où 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 grandes que celles déterminées par l'approche Mononobe-Okabe. Donc les solutions élastiques sont généralement considérées comme trop conservatrices et inappropriées pour une utilisation dans la conception. Des conclusions de quelques études préliminaires récentes suggèrent que les solutions élastiques existantes soient limitées aux murs rigides (pas de déflexion) et ne prévoient pas l'effet important de la flexibilité du mur [Finn *et al.*, 1989 ; Siller *et al.*, 1991 ; Sun *et* Lin, 1995]. Par conséquent, après ces études, des limitations initiales de l'approche élastique semblent être surmontées et cette méthode pourrait être considérée comme outil valable pour la conception sismique des murs rigides.

Le troisième groupe implique l'analyse numérique non-linéaire pour trouver les déformations des murs de soutènement induites par un tremblement de terre pour différents types et configurations des murs de soutènement. Les analyses numériques devraient être capables de prendre en compte le comportement non-élastique et non-linéaire du sol et des interfaces entre le sol et le mur, en utilisant les méthodes en différences finies ou en éléments finis [Alampalli *et* Elgamel, 1990 ; Finn *et al.*, 1992 ; Iai *et* Kameoka, 1993 ; Al-Homoud *et* Whitman, 1999 ; Green *et* Ebeling, 2003 ; Psarropoulos *et al.*, 2005].

3.2.1. L'analyse d'états limites par l'approche pseudo-statique

La stabilité sismique des structures de soutènement est habituellement analysée par l'approche pseudo-statique. Dans cette approche, 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 des tremblements de terre secouent par les accélérations pseudo-statiques et produisent des forces d'inertie, F_h et F_v , qui agissent par l'intermédiaire du centroïde de la masse respectivement dans les directions horizontale et verticale.

Les grandeurs des forces pseudo-statiques sont données comme suit [Pathmanathan, 2006] :

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

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

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 où s'accumulent de grandes pressions interstitielles ou montrent environ 15% (ou plus) de dégradation de la résistance due aux secousses sismiques [Kramer, 1996].

3.2.1.1. Mononobe-Okabe (1926.1929)

Okabe (1926), Mononobe et Matsuo (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 triangulaire (Figure 3.1). La méthode est désormais connue sous le nom de la méthode Mononobe-Okabe (M-O).

Pour des cas actif et passif, des surfaces de rupture planes et des forces ont été supposées dans l'analyse (Figures 3.1 et 3.2).

L'approche M-O est précieuse dans la mesure où elle fournit 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 est 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.

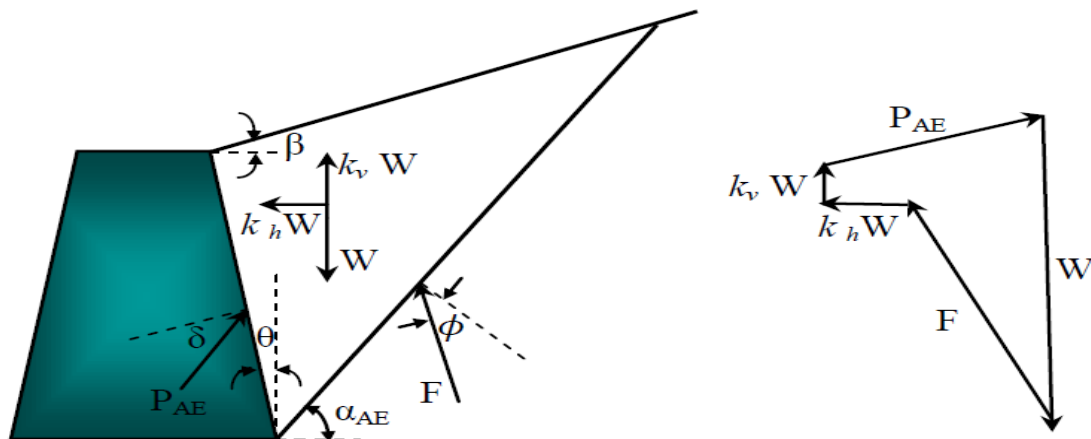


Figure 3.1 Surface de rupture et forces agissantes considérées par Mononobe-Okabe dans le cas actif

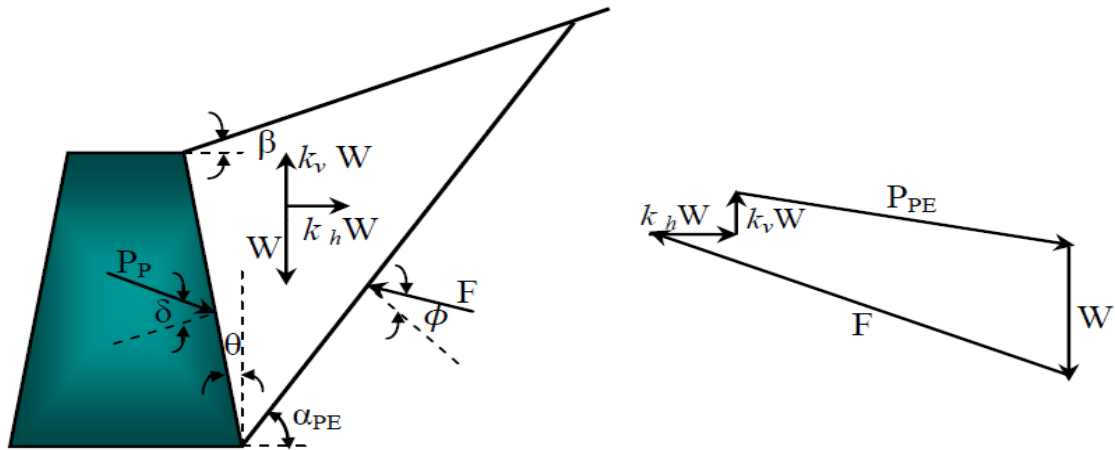


Figure 3.2 Surface de rupture et forces agissantes considérées par Mononobé-Okabé dans le cas passif

L'expression pour le calcul de la force sismique active, P_{AE} , et passive, P_{PE} , est donnée par les équations de Mononobé Okabé :

$$P_{AE,PE} = \frac{1}{2} \gamma (1 \mp K_v) H^2 K_{AE,PE} \tag{3.2}$$

$$K_{AE,PE} = \frac{\cos^2(\phi \mp \theta - \psi)}{\cos \psi \cos^2 \theta \cos(\delta \pm \theta + \psi) \left[1 \pm \left(\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi \mp \beta - \psi)}{\cos(\delta \pm \theta + \psi) \cos(\beta - \theta)} \right)^{0.5} \right]^2} \tag{3.3}$$

Où

γ : poids unitaire du sol,

H : hauteur verticale de la paroi,

K_{AE}, K_{PE} : coefficients dynamiques actif et passif de pression des terres,

ϕ : angle de frottement du sol,

δ : angle de frottement à la paroi,

β : inclinaison de mur par rapport à la verticale,

θ : inclinaison de mur 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,

ψ : l'angle d'inclinaison de l'accélération apparente (l'angle entre le poids et la force d'inertie)

vaut :

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

Avec : $\phi - \beta \geq \psi$, et $\gamma = \gamma_d$

L'angle d'inertie sismique, représente l'angle à partir duquel, la résultante de la force de pesanteur et des forces d'inertie s'est tournée à la verticale. Dans le cas d'un mur vertical ($\theta = 0$) soutenant un remblai horizontal ($\beta = 0$), l'équation (3.3) devient :

$$K_{AE,PE} = \frac{\cos^2(\phi - \psi)}{\cos \psi \cos(\delta + \psi) \left[1 \pm \left(\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi \mp \psi)}{\cos(\delta \pm \psi)} \right)^{0.5} \right]^2} \quad (3.4)$$

La surface de rupture critique, qui est plus plate que la surface de rupture critique dans des conditions statiques, est inclinée [Zarrabi-Kashani, 1979]. L'inclinaison vaut :

$$\alpha_{AE,PE} = \pm \phi \mp \psi + \arctg \left[\frac{\mp tg(\phi \mp \psi \mp \beta + C_{1E,3E})}{C_{2E,4E}} \right] \quad (3.5)$$

Où

$$C_{1E,3E} = \sqrt{tg(\phi - \psi \mp \beta) [tg(\phi - \psi \mp \beta) + \cot g(\phi - \psi \mp \theta)]} \sqrt{[1 + tg(\delta + \psi \pm \theta) \cot g(\phi - \psi \mp \theta)]} \quad (3.6)$$

$$C_{2E,4E} = 1 + \{tg(\delta + \psi \pm \theta) [tg(\phi - \psi \mp \beta + \cot g(\phi - \psi \mp \theta))]\}$$

La résultante de la poussée active (et passive), $P_{AE,PE}$ (l'équation 3.2) peut être divisée en une composante statique, $P_{A,P}$ et une composante dynamique, $\Delta P_{AE,PE}$ (Figure 3.3). C'est le principe de superposition des actions statiques et dynamiques [Bathurst et Cai, 1995] :

$$P_{AE,PE} = P_{A,P} + \Delta P_{AE,PE} \quad (3.7)$$

Avec $\Delta P_{AE} = K_h W$ où $(1 \pm K_v) K_{AE} = K_A + \Delta K_{AE}$

Sachant que la composante dynamique agit dans une direction opposée à la composante statique, elle réduit la résistance passive disponible.

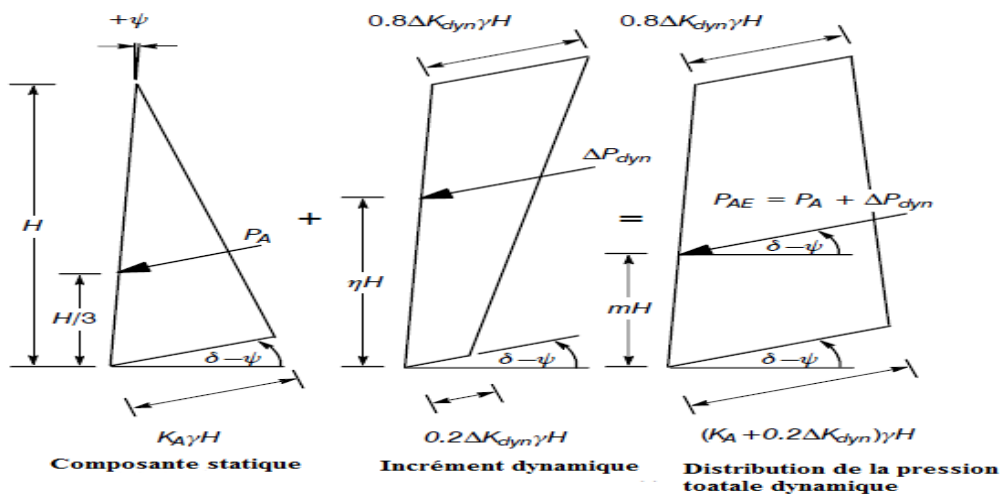


Figure 3.3 Principe de superposition des actions astatiques et dynamiques [Bathurst et Cai, 1995]

3.2.1.2. Seed *et* Withman (1970)

Seed *et* Whitman (1970) ont donné des solutions pratiques pour l'incrément de la force dynamique dans l'équation (3.3) pour le cas de pression active. Ils ont donné une solution approximative pour le cas d'une accélération verticale égale à zéro, une paroi verticale, et l'angle de frottement effectif d'environ 35°. Cette approximation peut être exprimée par la formule :

$$\frac{\Delta P_{AE}}{\gamma H^2} = \frac{3}{8} K_h \quad (3.8)$$

Où ΔP_{AE} est l'incrément de la force active du mur dû à la charge sismique horizontale, γ est le poids volumique du sol, H la hauteur du mur et K_h est le coefficient sismique horizontal.

L'approximation est en accord étroit avec la solution la plus exacte pour $K_h < 0.35$.

La composante statique est connue qu'elle agit à $H/3$ au-dessus de la base du mur, 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. Les résultats expérimentaux montrent qu'il est légèrement au-dessus de $H/3$ de la base du mur pour le cas d'activité sismique [Jacobsen, 1939 ; Matsuo, 1941].

Bien que Prakash *et* Basavanna (1969) ont fait une analyse pour déterminer la hauteur de la résultante des pressions des terres dans l'analyse de Mononobe-Okabe, Seed *et* Whitman (1970) ont recommandé que la composante dynamique à prendre soit à $0.6H$. Sur cette base, la résultante de poussée active agira à une hauteur :

$$h = \frac{P_A \times \frac{H}{3} + \Delta P_{AE} \times 0.6H}{P_{AE}} \quad (3.9)$$

La valeur de h dépend des grandeurs relatives de P_A et ΔP_{AE} , le point d'application de la résultante de poussée finit souvent vers le haut à mi-hauteur du mur.

Des analyses expérimentales ont abouti à décrire le point d'application qui est plus proche de celui donné par Seed *et* Withman [Ebeling *et* Morrison, 1992] (Figure 3.4).

Les résultats fournis à partir d'essais sur tables vibrantes, effectués sur des modèles réduits de murs maintenant des sables denses, montrent que ΔP_{AE} agit à une hauteur entre $0.43H$ et $0.58H$, selon le mode du mouvement du mur qui se produit pendant la secousse [Matsuzawa *et al.*, 1985].

Les analyses de Mononobe-Okabe montrent que lorsque K_v est pris d'un demi à deux tiers de la valeur de K_h affecte la pression active ou passive totale par moins de 10%.

Seed *et* Whitman (1970) ont conclu que les accélérations verticales peuvent être ignorées quand la méthode de Mononobe-Okabe est employée pour estimer la pression totale pour des conceptions typiques du mur.

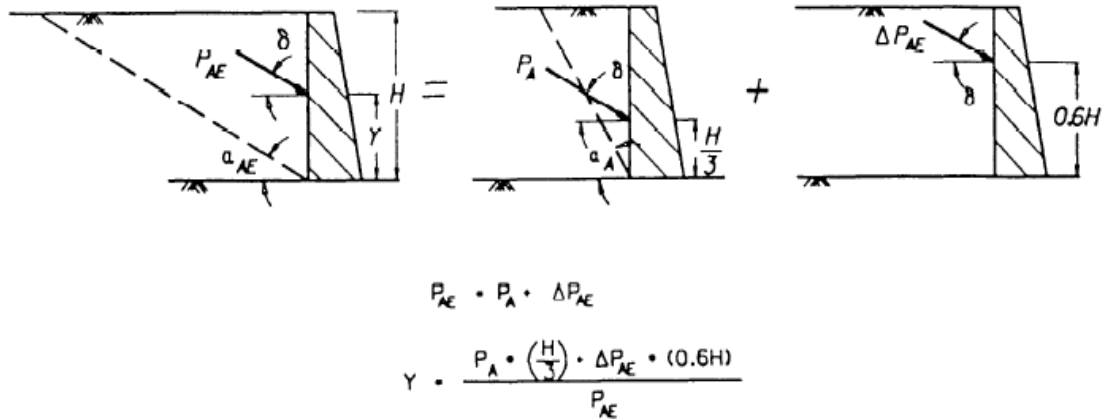


Figure 3.4 Force de pression active statique et dynamique incrémentale pour un remblai sec [Ebeling et Morrison, 1992]

La méthode M-O est très simple et utilisable par les concepteurs. Les études expérimentales et théoriques ont prouvé qu'elle donne des résultats satisfaisants dans les cas où le remblai se déforme plastiquement et le mouvement du mur est grand et irréversible [Whitman, 1990]. Cependant, il y a beaucoup de cas pratiques, tels que murs poids massif ou murs de sous-sol fixés en haut et en bas, où le mouvement de mur n'est pas suffisant pour induire un état limite dans le sol.

La méthode M-O fournit des moyens utiles pour estimer les charges sismiques induites sur les murs de soutènement. Un coefficient horizontal positif d'accélération fait augmenter la poussée active statique et la résultante de poussée passive devient moindre que la poussée passive statique.

Puisque la stabilité d'un mur particulier est généralement réduite par une augmentation de la poussée active et/ou une diminution de la poussée passive, la méthode M-O produit des charges sismiques qui sont plus critiques que les charges statiques qui agissent avant un séisme.

D'autre part, comme cette méthode est une extension de la théorie de Coulomb, elle présente certaines contraintes. La détermination du coefficient pseudo-statique approprié est difficile et l'analyse n'est pas adéquate pour les sols qui perdent significativement leurs résistances lors d'un séisme (sols liquéfiables). Juste comme la théorie de Coulomb, l'analyse de Mononobe-Okabe surestime la poussée passive réelle en particulier pour $\delta > \phi/2$. Pour ces raisons, elle doit être employée et interprétée avec prudence.

3.2.1.3. Choudhury et al. (2002)

Pour corriger l'erreur dans la méthode de Mononobe-Okabe pour le cas passif, Morisson et Ebeling (1995), Soubra (2000) et Kumar (2001) ont considéré des surfaces de rupture incurvées dans leurs analyses pour le cas passif. Cependant, toutes ces analyses ont été effectuées seulement pour des sables.

Choudhury et al. (2002) ont donné une solution analytique pour la distribution des pressions sismiques passives derrière un mur de soutènement rigide soutenant un remblai pulvérulent, sec et homogène de surface horizontale.

Ces auteurs ont utilisé la méthode des tranches horizontales [Wang, 2000] en considérant les forces sismiques d'une façon pseudo-statique. Seulement les surfaces de rupture planes ont été prises en considération et par conséquent l'angle de frottement du mur a été limité jusqu'à un tiers de l'angle de frottement du sol.

Avec l'augmentation de l'effet sismique, l'inclinaison du plan de rupture par rapport à l'horizontal diminue c'est-à-dire l'étendue de la zone de rupture augmente. Les valeurs des coefficients passifs sismiques de pression des terres diminuent avec l'augmentation des accélérations sismiques horizontale et verticale.

Avec l'augmentation de l'angle de frottement du sol et l'angle de frottement du mur, les coefficients passifs sismiques de pression des terres augmentent également comme prévus. Les distributions ne sont pas linéaires en particulier vers la base du mur pour des coefficients sismiques plus élevés.

Les pressions et les coefficients passifs sismiques obtenus par cette approche sont les mêmes que ceux obtenus par l'approche M-O. De plus, celle-ci fournit des informations additionnelles sur la distribution des pressions des terres. La distribution des pressions passives sismiques des terres est non linéaire. Même pour le cas statique, la présence de l'inclinaison du mur rend la distribution des pressions passives non-linéaire. La forme de la distribution des pressions passives des terres au fond change du concave au convexe lorsque l'inclinaison du mur change du négatif au positif.

Il a été constaté que dans le cas sismique, la résultante passive agit à un certain point autre qu' $H/3$ de la base du mur selon l'inclinaison du mur et les accélérations sismiques pour un angle particulier de frottement du sol et du mur. Dans des conditions sismiques, la prolongation de la zone de rupture est plus grande que dans des conditions statiques [Choudhury *et al.* 2002].

3.2.1.4. Evangelista *et al.* (2010)

Evangelista *et al.* (2010) ont proposé une nouvelle méthode pseudo-statique basée sur la solution de contrainte plastique « new stress pseudostatic plasticity solution NSPPS ». Une méthode qui permet de déterminer la valeur et l'inclinaison δ de la poussée sismique active sur les murs cantilevers.

La solution tient compte de l'angle de frottement du sol, la rugosité du mur, l'inclinaison du remblai et les accélérations sismiques horizontale et verticale. Le problème étudié est un sol non-cohérent et sec, avec un poids spécifique γ , retenue par un mur cantilever sous l'action combinée de la gravité (g) et des forces sismiques (K_{hg}) et (K_{vg}), respectivement dans les directions horizontale et verticale. Dans cette analyse, pour simplifier, le coefficient sismique vertical K_v est supposé égal à zéro. K_h positif désigne que l'action de l'inertie est vers le mur (Figure 3.5).

Si le remblai est horizontal (la pente $\varepsilon = 0$) alors à une profondeur z un champ possible de contrainte statiquement admissible est :

$$\begin{aligned}\sigma_v &= \gamma \times z \\ \tau_v &= K_h \times \gamma \times z\end{aligned}\tag{3.10}$$

Où σ_v est la contrainte normale (la compression est supposée positive) et τ_v est la contrainte de cisaillement (positive selon la convention de Mohr), agissant sur le plan horizontal.

Selon le théorème des contraintes de cisaillement conjuguées, la même contrainte de cisaillement τ_v est appliquée sur le plan vertical. Donc, dans le point de rupture, l'état de contraintes est représenté par le cercle de Mohr (Figure 3.6). Les contraintes actives σ_a et τ_a sur le plan vertical AV peuvent être tirées des relations suivantes :

$$\sigma_a = 2\overline{OC} - \sigma_v \tag{3.11}$$

$$\tau_a = \tau_v \tag{3.12}$$

Où

$$\theta = \text{tg}^{-1}(K_h)$$

$$\overline{OC} = \sigma_v \left(\frac{1}{\zeta}\right) \sqrt{1 + K_h^2}$$

$$\zeta = \cos \theta + \sqrt{\sin^2 \phi - \sin^2 \theta}$$

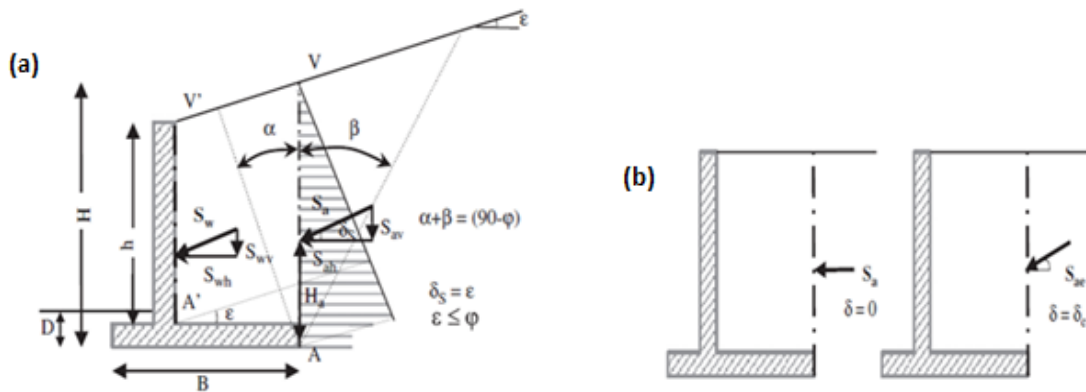


Figure 3.5 Poussée sur les murs cantilevers : (a) remblai incliné sous conditions statiques, (b) remblai horizontal sous conditions statique et sismique [Evangalista et al., 2010]

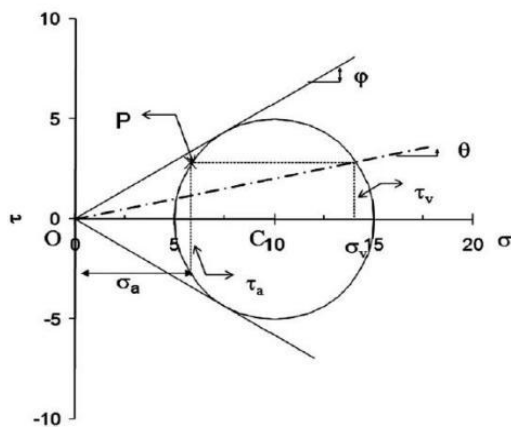


Figure 3.6 État de contrainte dans un semi-espace horizontal dans le cas actif et dans la présence des actions pseudo-statiques avec $K_h \neq 0$ et $K_v = 0$ [Evangalista et al., 2010]

Les pressions latérales sismiques des terres obtenues à partir de la méthode proposée sont comparées à celles obtenues à partir de l'analyse bien connue de Mononobe-Okabe. Par exemple, pour le cas $\phi = 40^\circ$, $\varepsilon = 5^\circ$ et pour le coefficient sismique horizontal K_h variant entre 0.1 et 0.3, la méthode proposée fournit des valeurs de K_{ah} et K_{av} (Tableau 3.1). L'inclinaison δ de la poussée par rapport à l'horizontale peut être facilement évaluée. Si ces valeurs de δ sont supposées dans la formule de M-O, les mêmes valeurs du coefficient de poussée sont obtenues.

Tableau 3.1 Comparaison entre les coefficients sismiques de poussée pour $\phi = 40^\circ$, $\varepsilon = 5^\circ$ et différentes valeurs de $K_h \neq 0$ et $K_v = 0$ [Evangalista *et al.* 2010]

K_h	NSPPS			Mononobé-Okabé	
	K_{ah}	K_{av}	δ_E	K_{ah}	K_{av}
0.1	0.24245	0.1212	26.56	0.2425	0.1212
0.2	0.3013	0.2264	36.92	0.3013	0.2664
0.3	0.4004	0.3350	39.92	0.4003	0.3350

Comme il est connu, la stabilité du mur est améliorée avec l'augmentation de δ ; par conséquent, la présente méthode donne des solutions qui sont moins erronées que les approches traditionnelles. Concernant la réponse structurale, cette solution produit des contraintes normales élevées, qui pourraient avoir des effets avantageux sur la conception structurale.

3.2.2. L'analyse d'états limites par les approches pseudo-dynamiques

Dans cette approche, par rapport à la précédente, 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.

3.2.2.1. Steedman *et Zeng* (1990)

Steedman *et Zeng* (1990) ont considéré une accélération horizontale harmonique d'amplitude a_h à la base du mur, en supposant pour la simplicité que $\theta = \beta = K_v = 0$ (Figure 3.7).

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

$$a_h(z, t) = a_h \sin \left[\omega \left(t - \frac{H - z}{V_s} \right) \right] \quad (3.13)$$

Où

ω : la fréquence angulaire,

t : le temps écoulé,

V_s : vitesse de l'onde de cisaillement,

H : La hauteur du mur.

La surface de rupture plane, assumée inclinée d'un angle α par rapport à l'horizontale, est prise en considération le long de l'analyse avec la force sismique et le poids de bloc en rupture (Figure 3.7).

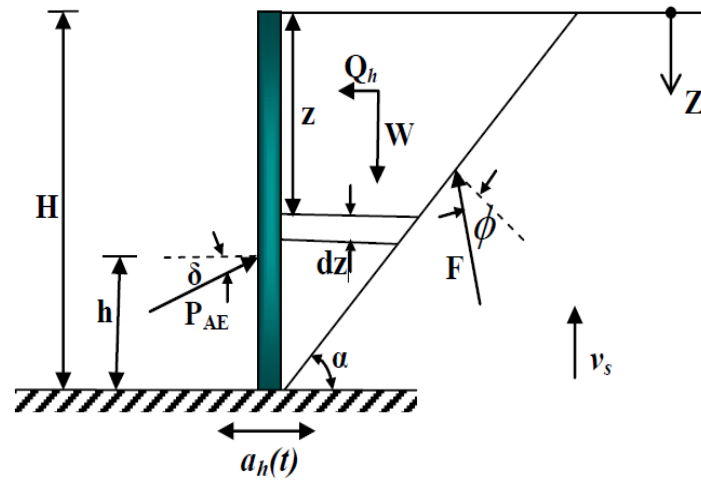


Figure 3.7 Système considéré pour l'approche pseudo-dynamique [Steedman *et* Zeng, 1990]

La force active sismique sur la paroi est donnée par :

$$P_{AE}(t) = \frac{Q_h(t) \cos(\alpha - \phi) + W \sin(\alpha - \phi)}{\cos(\delta + \phi - \alpha)} \quad (3.14)$$

Et la force d'inertie horizontale totale agissant sur le mur est donnée par :

$$Q_h(t) = \frac{\lambda \gamma a_h}{4\pi^2 g t g \alpha} [2\pi H \cos \omega \xi + \lambda (\sin \omega \xi - \sin \omega t)] \quad (3.15)$$

Avec :

$$\lambda = \frac{2\pi V_s}{\omega} \quad \text{et} \quad \xi = 1 - \frac{H}{V_s}$$

Puisque la pression dynamique augmente non linéairement avec la profondeur, la position de la poussée dynamique varie avec le temps selon la relation :

$$h_d = H - \frac{2\pi H^2 \cos \omega \xi + 2\pi \lambda H \sin \omega \xi - \lambda^2 (\cos \omega \xi - \cos \omega t)}{2\pi H \cos \omega \xi + \pi \lambda (\sin \omega \xi - \sin \omega t)} \quad (3.16)$$

Ce point d'application de la force sismique, est 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 (Figure 3.8).

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.

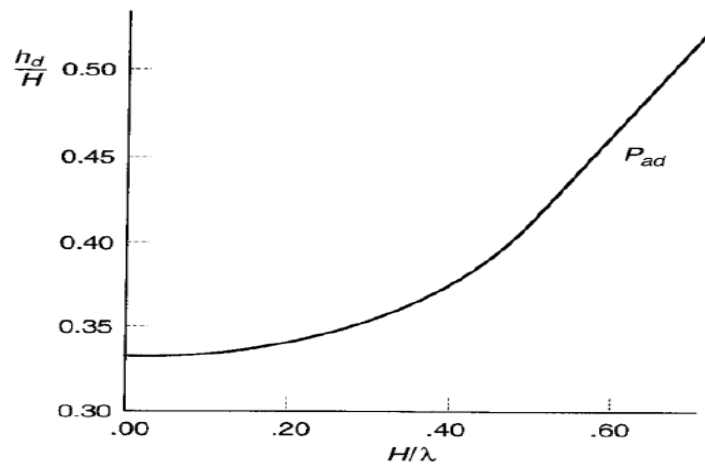


Figure 3.8 Localisation de la poussée dynamique à l'instant du moment de renversement maximale pour $K_h=0.2$ [Steedman et Zeng, 1990]

3.2.2.2. Choudhury et Nimbalkar (2005)

Steedman et Zeng (1990) n'ont pas considéré l'effet de l'accélération sismique verticale sur la pression active des terres, qui a été corrigée par Choudhury et Nimbalkar (2005). En outre, Choudhury et Nimbalkar (2005) ont employé la méthode pseudo-dynamique pour déterminer la résistance sismique passive derrière un mur de soutènement rigide.

L'effet de variation des différents paramètres tels que l'angle de frottement du mur δ , la période de la secousse latérale T , l'angle de frottement du sol ϕ , les coefficients sismiques horizontal et vertical (K_h et K_v), la vitesse d'onde de cisaillement V_s et la vitesse d'onde primaire V_p sont pris en considération dans cette analyse. Choudhury et Nimbalkar (2005) ont supposé une surface de rupture plane BC inclinée d'un angle α par rapport à l'horizontale pour éviter la complication du problème (Figure 3.9).

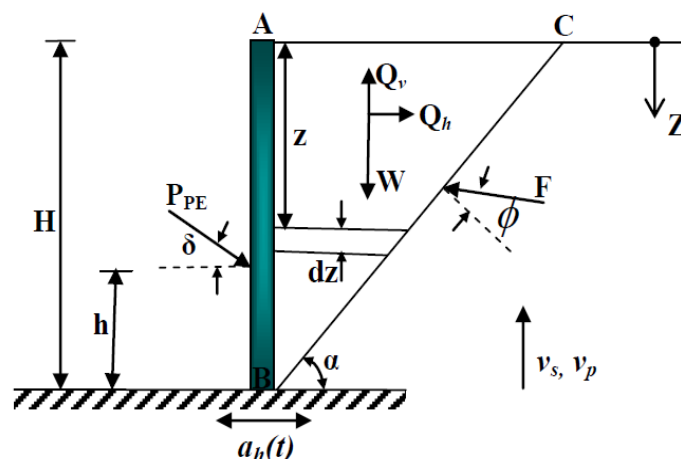


Figure 3.9 Modèle considéré pour le calcul de l'action sismique [Choudhury et Nimbalkar, 2005]

La base est soumise aux accélérations harmoniques horizontale et verticale d'amplitudes a_h et a_v , l'accélération horizontale à une profondeur z au-dessous du sommet du mur est donnée dans l'équation (3.13), et l'accélération verticale peut être donnée comme suit :

$$a_v(z,t) = a_v \sin \left[\omega \left(t - \frac{H-z}{V_p} \right) \right] \tag{3.17}$$

La force d'inertie horizontale totale, ($Q_h(t)$), est donnée par l'équation (3.15), et celle verticale est donnée comme suit :

$$Q_v(t) = \frac{\eta \gamma a_v}{4\pi^2 g \tan \alpha} [2\pi H \cos \omega \xi + \lambda (\sin \omega \xi - \sin \omega t)] \tag{3.18}$$

Avec : $\lambda = \frac{2\pi V_p}{\omega}$ et $\xi = 1 - \frac{H}{V_p}$

La force active totale (statique et dynamique) résultante peut être obtenue en résolvant les forces agissantes sur le coin solide ; c'est-à-dire :

$$P_{AE}(t) = \frac{W \sin(\alpha + \phi) - Q_h \cos(\alpha + \phi) - Q_v \sin(\alpha + \phi)}{\cos(\delta + \phi + \alpha)} \tag{3.19}$$

Choudhury et Nimbalkar (2005) ont montré que l'approche pseudo-dynamique est plus réaliste. Elle donne une distribution non-linéaire des pressions actives des terres par rapport à la méthode M-O (pseudo-statique) qui donne seulement une distribution linéaire. La pression passive est plus sensible à l'angle de frottement du mur par rapport la pression active.

3.2.2.3. Nimbalkar et Choudhury (2008)

Nimbalkar et Choudhury (2008) ont fait une tentative pour calculer le point d'application de la poussée passive sismique en utilisant la méthode d'équilibre limite avec l'approche pseudo-dynamique. Ils ont considéré une base fixe d'un mur cantilever rigide et vertical de hauteur H , soutenant un remblai non-cohérent avec un mouvement horizontal (Figure 3.10).

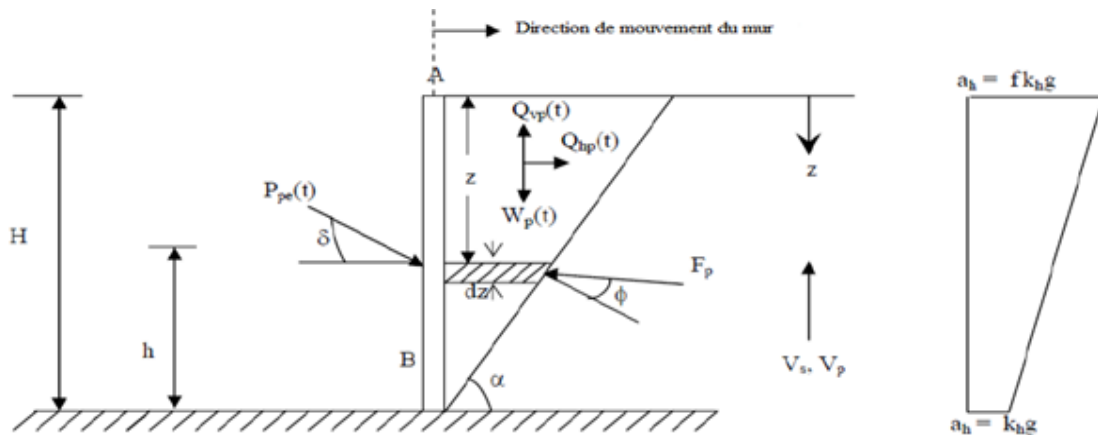


Figure 3.10 Modèle du mur pour le calcul de la pression passive pseudo-dynamique des terres adaptée et modifiée [Nimbalkar et Choudhury, 2008]

La comparaison des résultats du point d'application de la poussée passive sismique avec ceux obtenus par des travaux antérieurs [Okabe, 1926 ; Mononobe et Matsuo, 1929 ; Choudhury et al., 2004] permet de juste dire que les résultats de point d'application de la poussée passive calculé

par la méthode pseudo-dynamique sont en accord avec les données précédemment publiées et les recommandations de la conception courante (Tableau 3.2).

Tableau 3.2 Comparaison du point d'application de la résistance passive totale (h) obtenu avec des méthodes disponibles pour $H=10$ m, $\phi=34^\circ$, $\delta=17$, $\gamma=17.3$ kN/m³, $K_h = K_v = 0$ [Nimbalkar et Choudhury, 2008]

Méthodes	Point d'application de la résistance passive totale (h)
Mononbé-Okabé	$0.333H$
Choudhury	$0.332H$
Nimbalkar	$0.287H$

3.2.3. L'analyse au déplacement

La paroi de mur de soutènement, qui subit un mouvement sismique vibre avec le sol, et peut être facilement déplacée de sa position originale.

Richards et Elms (1979) ont proposé une méthode basée, pour la conception parasismique des murs poids, sur les déplacements permanents admissibles du mur. La méthode permet d'estimer les déplacements permanents d'une manière analogue à la procédure du bloc glissant de Newmark développée à l'origine pour l'évaluation de la stabilité sismique des pentes.

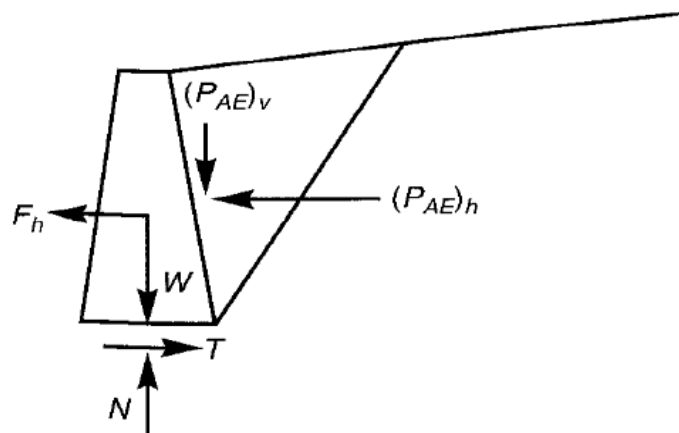


Figure 3.11 Mur poids soumis à des accélérations pseudo-statique et de pesanteur [Richards et Elms, 1979]

L'application de la méthode de Richards-Elms exige l'évaluation de l'accélération de seuil du système mur-remblai considérant un mur poids (Figure 3.11). Lorsque le coin actif est soumis à une accélération agissant vers le remblai, la résultante d'inertie agira loin du remblai.

Le niveau de l'accélération qui est suffisamment grand pour faire glisser le mur sur sa base de l'accélération de seuil.

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

$$P_{AE} = 0.5\gamma H^2 \cdot \frac{(1 \pm K_v) \cos^2(\phi - \beta - \psi)}{\cos \psi \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \psi) \left[1 \pm \left(\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - \psi)}{\cos(\delta + \beta + \psi) \cos(\theta - \beta)} \right)^{0.5} \right]^2} \quad (3.20)$$

3.2.4. Comparaison entre les différentes approches

Il est important de comparer les valeurs de la pression de la terre calculées en utilisant des approches différentes, cela a été fait pour des calculs effectués avec les données suivantes : $H=6$ m, $C=0$, $\phi=34^\circ$, $\delta=17^\circ$, $\gamma=17.3$ kN/m, $K_h=0.3$, et $K_v=0.3$ [Nimbalkar et Choudhury, 2006] (Tableau 3.2).

Tableau 3.3 Comparaison entre les différentes approches [Nimbalkar et Choudhury, 2006]

L'approche	Mononobé-Okabé	Steedman-Zeng	Richards et Elms
Pression sismique des terres actives P_{AE} (kN /m)	145.16	141.24	100.92
Point d'application de P_{AE} 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 Mononobé-Okabé. Ce qui résulte que la méthode de Mononobé-Okabé est plus défavorable, mais la différence des valeurs obtenues n'est pas importante. L'approche pseudo-statique a l'avantage d'être plus facile pour l'application au mur de soutènement. C'est pour cette raison qu'elle a été adoptée par plusieurs codes pour le calcul des pressions actives dans les murs de soutènement en sols renforcés comme les codes américaines [AASHTO, 2007].

3.2.5. Les méthodes numériques

Les pressions sismiques sur les murs de soutènement peuvent être également évaluées par des analyses de la réponse dynamique. Un certain nombre de programmes sont disponibles pour de telles analyses. L'analyse linéaire ou linéaire équivalente ou non-linéaire peut être employée pour estimer les pressions sur les murs. Les analyses non-linéaires sont capables de prévoir des déformations permanentes aussi bien que les pressions sur les murs.

Cette approche est basée sur la résolution des équations d'équilibre dynamique à l'aide de la méthode des éléments finis ou la méthode des différences finies. Ces méthodes prennent en compte les chemins de contraintes suivis par les différents points du massif et des lois de comportement élastique ou élasto-plastique et calculent l'état des déformations correspondantes. Cette approche requiert de nombreux paramètres, dont la détermination est souvent délicate : état initial des contraintes, paramètres mécaniques, critères de rupture, etc. Par ailleurs, il est possible d'utiliser des modèles couplés, mais leur mise en œuvre demeure complexe.

3.2.5.1. Al-Homoud et Whitman (1999)

Un modèle numérique d'éléments finis a été développé pour les murs poids fondés sur un sable sec en utilisant le code d'éléments finis bidimensionnels (2D) FLEX [Al-Homoud et Whitman, 1999].

Les analyses dynamiques dans FLEX sont effectuées en employant la technique explicite d'intégration du temps.

Le modèle suggéré pour étudier la réponse dynamique du mur poids rigide peut être résumé comme suit :

1. Le sol est modélisé par des éléments finis 2D. Ceci inclut le matériau du remblai et le sol de fondation.

2. Le mur poids est modélisé comme structure rigide.

3. La résistance et la déformation du sol sont modélisées à l'aide d'un modèle constitutif visqueux. Ce modèle se compose d'une surface de rupture et d'un écrouissage en même temps qu'une loi d'écoulement associée. La surface limite est activée seulement pour le sol sous le mur pour représenter le tassement pendant le basculement de mur. En outre, le comportement viscoélastique est donné pour l'état des contraintes dans la région limitée par ces dernières surfaces, afin de prévoir l'amortissement hystérésis du sol pendant le chargement dynamique.

4. Des éléments d'interface sont employés entre le sol et le mur (au fond de la face du mur et sous sa base), pour tenir compte du glissement et de décollement.

5. Le maillage d'éléments finis est tronqué en employant une frontière absorbante développée par Lysmer et Kuhlemeyer.

Ce modèle proposé a été vérifié en comparant sa prévision aux résultats de trois essais centrifugeurs dynamiques [[Andersen et al., 1987](#)], certaines conclusions faites à partir de l'étude ci-dessus ont été récapitulées ci-dessous :

1. Les résultats de l'analyse montrent que l'inclinaison extérieure des culées rigides est le mode dominant de la réponse pendant la secousse dynamique. Ainsi, ces murs finissent avec une inclinaison extérieure permanente à la fin de la secousse.

2. Les résultats de l'étude ont prouvé que l'équation simplifiée de Seed et Whitman est conservative. Le point d'application de la résultante de la poussée dynamique est plus haut que $0.6H$ au-dessus de la base, qui est la valeur suggérée par [Seed et Whitman \(1970\)](#).

3.2.5.2. Green et Ebeling (2003)

Une recherche minutieuse a été menée pour déterminer la pression latérale des terres dynamiquement induite sur la partie de pied d'un mur de soutènement cantilever en béton avec un milieu de sable sec et dense par [Green et Ebeling \(2003\)](#).

Le modèle numérique a été employé en utilisant le code en différences finies FLAC.

Les résultats obtenus à partir du modèle numérique ont été comparés aux résultats des techniques simplifiées pour estimer le déplacement permanent du mur et les pressions dynamiques des terres.

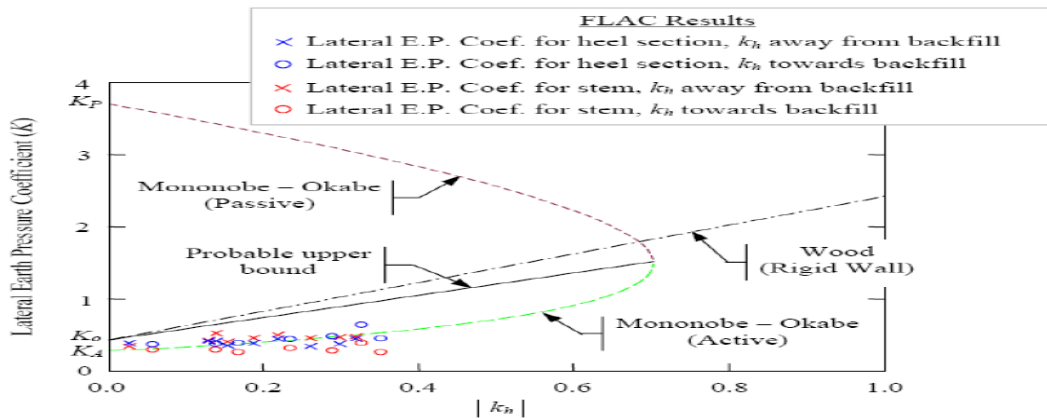


Figure 3.12 Les expressions actives et passives de Mononobe-Okabe (remblai souple), expression de Wood (remblai rigide), et FLAC (continu) [Green et Ebeling, 2003]

Un modèle fortement non-linéaire a été développé pour couvrir presque tous les aspects, tels que le comportement non-linéaire du sol et de l'interface entre le mur et le sol. Le modèle a été numériquement construit de la même manière qu'un mur réel aurait été interprété. Les coefficients de pressions latérales des terres ont été calculés et vérifiés avec les valeurs utilisant l'équation de Mononobe-Okabe.

Le déplacement relatif permanent du mur a été calculé en utilisant l'analyse de Newmark du bloc glissant.

3.2.5.3. Psarropoulos *et al.* (2005)

Une étude a été effectuée pour valider les hypothèses de la solution analytique de Veletsos et Younan et pour définir la gamme de son applicabilité [Psarropoulos *et al.*, 2005].

Les modèles numériques ont été développés en utilisant le code en éléments finis ABAQUS. La polyvalence de la méthode des éléments finis permet le traitement des situations encore plus réalistes qui ne sont pas convenables à la solution analytique.

Ainsi, la modélisation est prolongée pour tenir compte de l'hétérogénéité du sol et de la flexibilité de la fondation du mur. Psarropoulos *et al.*(2005) ont étudié trois différents types de système de soutènement du sol :

1. Coïncide avec le cas d'une seule couche où le sol retenu est homogène.
2. Modélise le même cas d'une seule couche, mais le sol retenu est non homogène, avec le module de cisaillement disparaissant sur la surface de sol.
3. Se rapporte à un mur rigide fondé sur une couche de sol.

Les résultats prouvent que l'hétérogénéité du sol retenu mène aux pressions réduites des terres près du sommet du mur, particulièrement dans le cas des murs très flexibles, tandis que la conformité de la fondation ne peut pas être facilement modélisée par un seul ressort, devant un phénomène de propagation d'ondes.

En cas d'un système homogène sol-mur, les facteurs examinés sont les caractéristiques du mouvement du sol, les propriétés de la couche du sol, et les flexibilités du mur et la fixation contre la rotation à sa base.

Selon le modèle du ressort, plus le système sol-mur est flexible, plus les facteurs dynamiques d'amplification sont élevés.

La considération d'un modèle plus réaliste mène à une conclusion opposée. L'écart entre les deux approches peut être justifié comme suit : dans le modèle du ressort, la rigidité de rotation a des valeurs réelles, et donc, la capacité d'amortissement du mur lui-même ne peut pas être prise en compte.

Par conséquent, les ondes qui se chevauchent sur le mur ne peuvent pas être absorbées, alors que l'oscillation de rotation du mur augmente l'amplitude de l'onde.

3.3. Justification des murs de soutènement sous séismes selon les guides FHWA 2009

Les événements sismiques sont analysés selon [AASHTO \(2007\)](#). Les événements sismiques ont tendance à affecter la stabilité externe et interne des murs de soutènement en sol renforcé. Orientation pour la sismique.

L'analyse présentée par les guides FHWA 2009 [[Berg et al., 2009](#)] est basée sur les travaux de [Anderson et al. \(2008\)](#) et représente des procédures mises à jour pour celles de [AASHTO \(2007\)](#).

3.3.1. Stabilité externe

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 Mononbé-Okabé, ou par la méthode de l'équilibre limite généralisé.

Selon la méthode de Mononbé-Okabé, il faut ajouter aux forces statiques agissant sur la structure, 50% de la poussée sismique P_{AE} et la force totale d'inertie P_{IR} ([Figure 3.13](#)).

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 :

$$A_m = (1.45 - A)A \quad (3.21)$$

Où :

A = coefficient d'accélération maximum de sol, AASHTO, Division 1A.

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

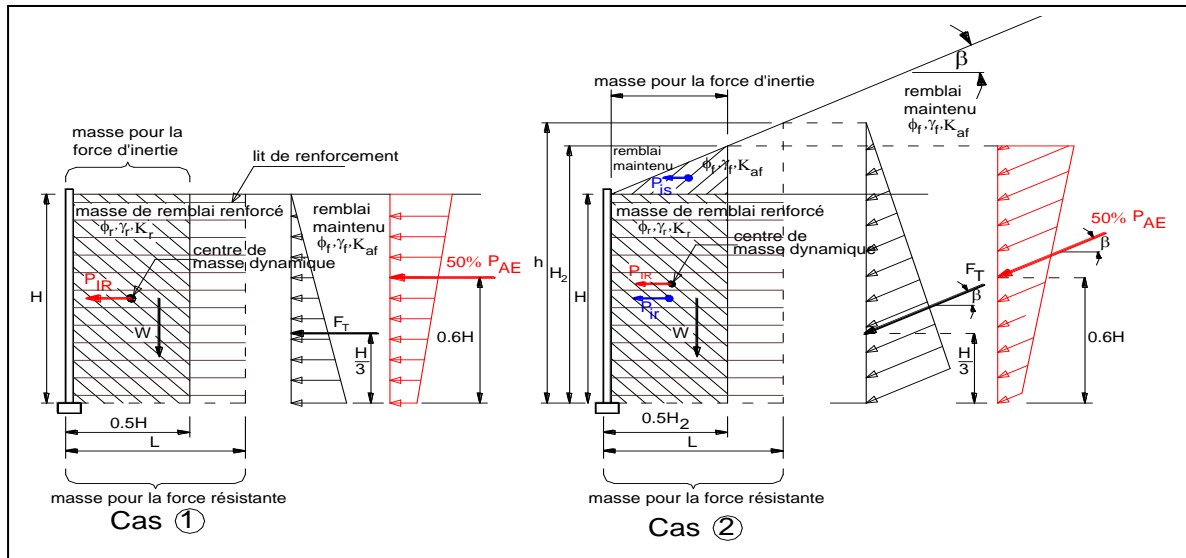


Figure 3.13 Forces sismiques agissantes sur un mur de soutènement (stabilité externe) selon FHWA 2009 [Berg et al., 2009]

❖ Cas 1

$$\begin{aligned}
 P_{IR} &= 0.5A_m \gamma_r H^2 \\
 P_{AE} &= 0.375A_m \gamma_r H^2
 \end{aligned}
 \tag{3.22}$$

Avec :

$$\begin{cases}
 K_h = A_m \\
 K_v = 0
 \end{cases}$$

❖ Cas 2

$$H_2 = H + \frac{\tan \beta \cdot 0.5H}{1 - 0.5 \tan \beta}
 \tag{3.23}$$

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

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\phi - \xi - 90 + \theta)}{\cos \xi \cos^2(90 - \theta) \cos(I + 90 - \theta + \xi)} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi - I) \sin(\phi - \xi - I)}{\cos(I + 90 - \theta + \xi) \cos(I - 90 + \theta)}} \right]^2
 \tag{3.24}$$

Où :
 $I = \beta$: angles (Figure 3.13),
 $\xi = \arctan(K_h / (1 - K_v))$,
 ϕ = l'angle de frottement du sol,
 θ = angle (Figure 3.13).

3.3.2. Stabilité interne

Pour la stabilité interne, on suppose que le coin actif développe une force dynamique interne, P_i , qui est égale au produit de la masse dans la zone active au coefficient sismique moyen dépendant de la hauteur de la paroi, K_{av} .

Les charges sismiques produisent une force d'inertie P_i qui agit horizontalement, en supposant que l'endroit et la pente de la ligne maximum de force de traction ne changent pas pendant le chargement sismique (Figure 3.14).

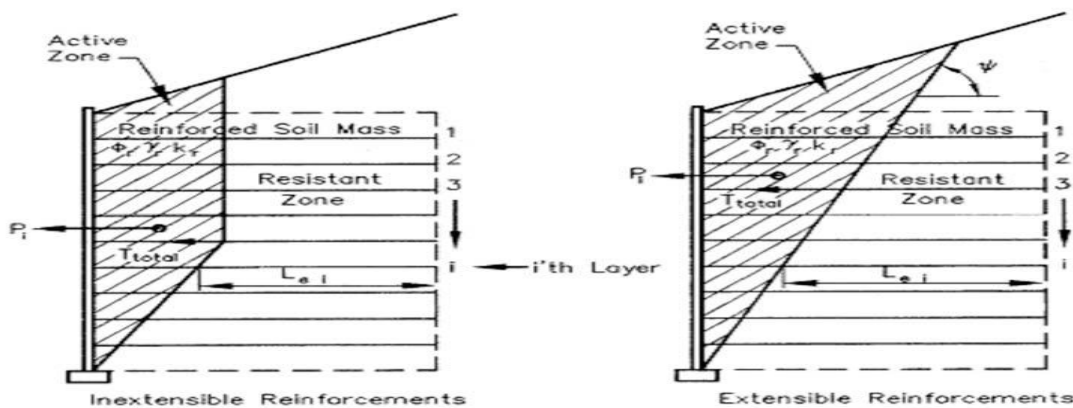


Figure 3.14 Stabilité sismique interne selon les guides FHWA 2009 [Berg et al., 2009]

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

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

$$P_i = K_{av} \cdot W_A \tag{3.25}$$

Où : W_A est le poids de la zone active (secteur ombragé) (Figure 3.14), et K_{av} est le coefficient d'accélération d'emplacement d'AASHTO. La force P_i est supposée agir comme le montre la Figure 3.14. Si le poids de la face de mur est significatif, il faut l'inclure dans le calcul de W_A .

La force d'inertie supplémentaire, P_i , entraînera des augmentations dynamiques des forces de traction maximales dans les renforts. Les renforts doivent être conçus pour résister aux forces horizontales générées par la force d'inertie interne, P_i , en plus des forces statiques.

2- 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_e) sur une charge par base de largeur de mur d'unité. Ceci mène à :

$$T_{md} = P_I \frac{L_{si}}{\sum_{i=1}^n (L_{si})} \quad (3.26)$$

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

Le facteur de charge pour les forces sismiques est égal à 1.0. Par conséquent, la charge factorielle totale appliquée au renforcement sur une charge par unité de largeur de paroi est déterminée comme suit :

$$T_{total} = T_{max} + T_{md} \quad (3.27)$$

Où T_{max} est la charge statique factorielle appliquée aux renforts déterminée en utilisant les équations appropriées d'AASHTO 2007 (voir chapitre 2). Le renfort doit être conçu pour résister au composant dynamique de la charge à tout moment pendant sa durée de vie. Cela inclut la prise en compte des ruptures et l'arrachement des renforcements comme décrit ci-après.

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

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

Pour la composante statique :

$$S_{rs} \geq \frac{T_{max} RF}{\Phi R_c} \quad (3.28)$$

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

$$S_{rt} \geq \frac{T_{md} \cdot RF_D \cdot RF_{ID}}{\Phi R_c} \quad (3.29)$$

RF_D : 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 géosynthétique exigée est :

$$T_{ult} = S_{rs} + S_{rt} \quad (3.30)$$

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'arrachement sous le chargement sismique, pour tous les renforcements, le coefficient F^* de frottement devrait être réduit à 80% de la valeur statique, menant :

$$L_s \geq \frac{T_{total}}{\Phi(0.8F^* \alpha \sigma_v CR_c)} \quad (3.31)$$

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 :

$$S_{rs} \geq \frac{T_{max} \cdot R_{FD}}{0.8\Phi(CR_{cr})R_c} \quad (3.32)$$

Pour le composant dynamique :

$$S_{rt} \geq \frac{T_{md} \cdot R_{FD}}{0.8\Phi(CR_u)R_c} \quad (3.33)$$

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.

Par conséquent, la résistance à la traction ultime requise du renforcement géosynthétique à la connexion est :

$$T_{ult-conn} = S_{rs} + S_{rt} \quad (3.34)$$

3.4. Performances des murs de soutènement vis-à-vis des séismes (cas historiques)

Chaque année ou presque, un violent tremblement de terre frappe l'un des points du globe qui ont la malchance d'être situés au bord des fameuses plaques tectoniques ou près des failles de l'écorce terrestre. Lors de ces catastrophes, en quelques secondes, des centaines ou des milliers de personnes sont victimes de l'écroulement de leur habitation, de leur lieu de travail, ou même de l'effondrement de tronçons d'ouvrages d'art. Pourtant, au fil des années, l'application plus rigoureuse des règles de construction parasismiques permet de réduire l'étendue des dommages et des pertes. Ces règles reposent sur les concepts de base suivant :

- les structures qui résistent le mieux aux séismes sont celles qui se déforment en dissipant de l'énergie ;
- elles sont constituées de matériaux qui résistent à la traction ou au cisaillement et qui ne sont pas fragiles ;

- elles ont des formes simples et régulières ;
- leurs éléments sont étroitement solidaires et constituent des systèmes continus qui favorisent les redistributions d'efforts.

Les structures en terre armée présentent toutes ces propriétés. Ce qui explique la faveur dont elles bénéficient dans les régions exposées aux tremblements de terre et leur excellent comportement chaque fois qu'elles subissent les effets d'un séisme.

Le comportement de la terre armée face aux sollicitations d'origine sismique a fait (et fait toujours) l'objet des études relativement poussées. Cependant, l'auscultation des ouvrages qui ont réellement subi des tremblements de terre est essentielle, car elle constitue la seule véritable confirmation, en grandeur réelle, que leur conception et leur dimensionnement sont satisfaisants. Parmi les travaux d'auscultations des ouvrages qui ont subi des grandes secousses sismiques, on peut citer les cas historiques suivants :

3.4.1. Séisme de Gemona (Italie) 1976

L'épicentre de ce tremblement de terre de magnitude 6.4 se trouvait près de la ville de Gemona qui a été détruite à 50%. Des dégâts importants ont été recensés dans un rayon de 40 km. Trois ouvrages en terre armée avaient été construits un ou deux ans auparavant à des distances de 25 à 40 km de Gemona. Ces sont des murs à parement métallique de hauteur assez modeste (4 à 6m) donc avec des armatures relativement courtes aucunement surdimensionnées vis-à-vis de l'adhérence.

Aucun de ces ouvrages n'avait été à l'époque calculé en fonction d'un éventuel séisme. Aucun n'a montré non plus de signes de désordre après le tremblement de terre ([Figure 3.15](#)).



Figure 3.15 Photos d'une maison en ruine à Gemona et d'un massif de soutènement à parement métallique près de Gorizia

3.4.2. Séisme d'AKITA (Japon) 1983

Ce tremblement de terre de magnitude 7.7 a ébranlé tout le nord de l'île de Honshu. Les installations portuaires d'Akita, en particulier, ont subi de très gros dommages. Dans la péninsule d'Oga, beaucoup de routes et d'habitations ont été mises hors service, à cause de la liquéfaction des sables limoneux.

Quarante-neuf ouvrages en terre armée de diverses tailles ont été recensés et visités dans les semaines qui ont suivi. Ils ont tous été trouvés en parfait état, y compris un mur qui avait subi un tassement par rapport aux structures sur pieux voisines, comme le sol et les remblais environnants (Figure 3.16).

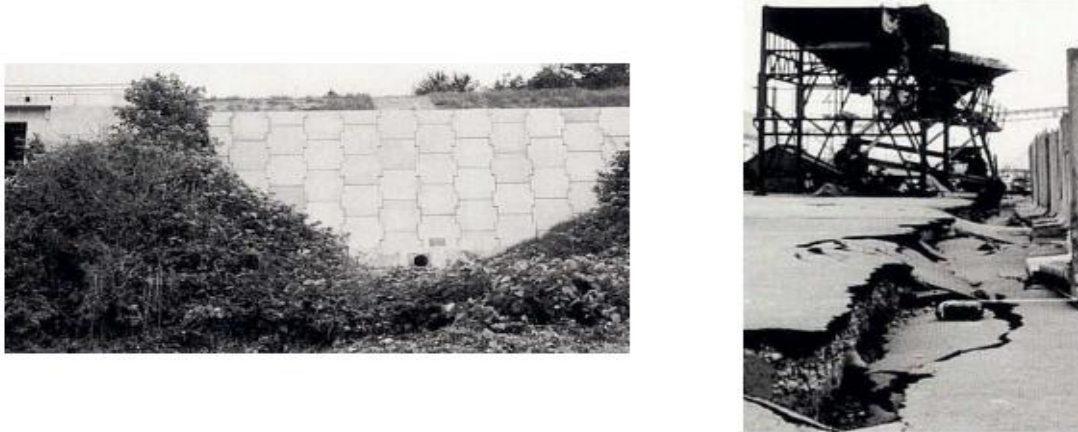


Figure 3.16 Photos d'un mur en terre armée dans la péninsule d'Oga et de l'aire de circulation et de stockage sérieusement endommagée sur le port d'Akita

3.4.3. Séisme de San Francisco (USA) 1989

Ce séisme de magnitude 7.1 a pris naissance à 15 km de profondeur et il a provoqué des dégâts jusqu'à 110 km de distance. Dans toute la région touchée, on a dénombré et inspecté vingt murs en terre armée, répartis sur neuf sites et représentant une surface totale de parement de 20 500 m², où aucun n'a subi le moindre dommage (Figure 3.17).

L'un d'eux se trouve à Watsonville, à 11 km de l'épicentre, il double un mur du sous-sol d'un centre commercial dont les superstructures ont été très endommagées. Un autre mur est situé à Richmond (à 10 km du viaduc de l'autoroute 880) dont l'effondrement a été dramatique. Il est fondé sur les vases molles de la baie, responsables de la plupart des destructions dans ce secteur.



Figure 3.17 Photos de maisons écroulées dans le quartier des Marinas à San Francisco et d'un mur en terre armée à Richmond

3.4.4. Séisme de Kobe (Japon) 1999

Koseki (2002) a évalué la performance des murs de soutènement en sols renforcés suite au séisme de Kobe (Japon) ($M_w=6.9$) survenu le 17 janvier 1999, et qui a causé des dommages destructifs aux ponts et à des colonnes en béton armé (Figure 3.18).



Figure 3.18 Effondrement du viaduc de Fukae [Koseki, 2002]

Un mur de soutènement cantilever supportant une pente de remblai a subi une inclinaison importante et des fissures sévères (Figure 3.19.a). Cependant, un mur de soutènement en sol renforcé avec un parement rigide a présenté seulement une quantité limitée des déplacements résiduels, et il pourrait être utilisé après le séisme avec des modifications mineures (Figure 3.19.b).

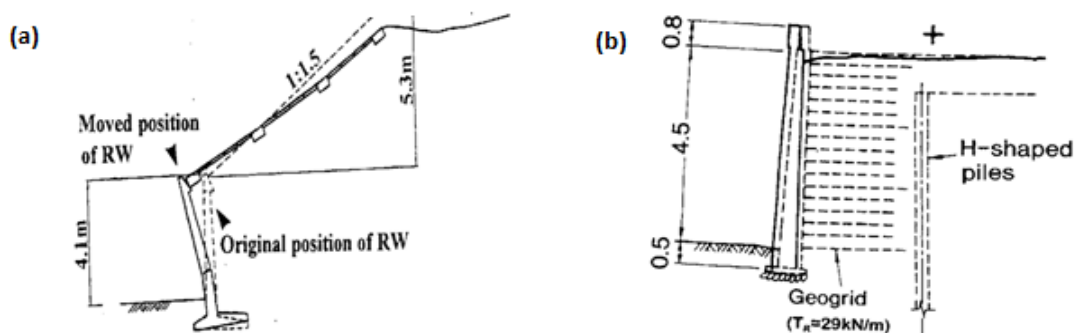


Figure 3.19 Comportement de deux murs de soutènement sous séismes de Kobé : (a) mur cantilever, (b) mur en sol renforcé [Koseki, 2002]

3.4.5. Séisme d'Izmit (Turquie) 1999

Le 19 août 1999, la Turquie a été frappée par un tremblement de terre destructeur qui est survenu sur le prolongement ouest de 1 500 km le long du Nord de l'Anatolie (Figure 3.20). 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 a attiré l'attention de beaucoup d'ingénieurs et de chercheurs du monde entier.

[Pamuk et al. \(2004\)](#) ont établi une investigation sur un pont viaduc à Arifiye effondré en raison des mouvements tectoniques le long de la zone de faille ([Figure 3.20.a](#)).

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 a été légèrement endommagée ([Figure 3.20.b](#)).

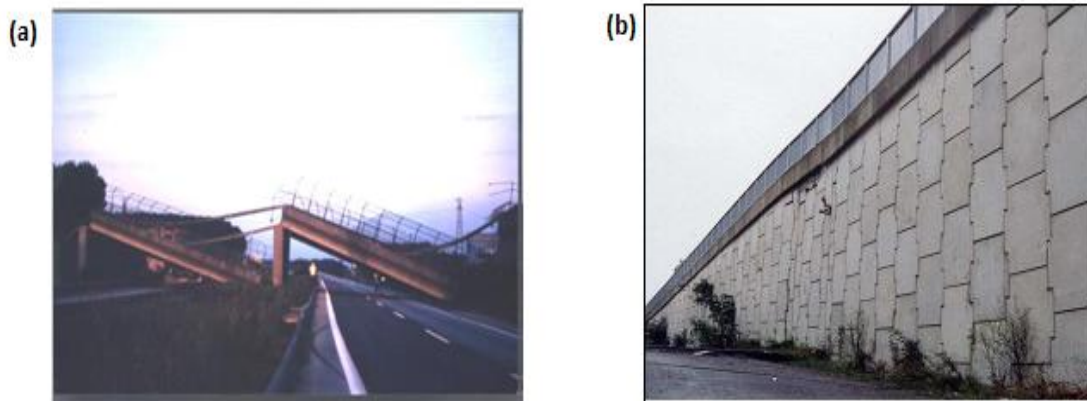


Figure 3.20 Dommages suite au séisme d'Izmit : (a) pont viaduc à Arifiye endommagé, (b) les deux faces de mur de soutènement de la rampe d'accès de pont à Arifiye [[Pamuk et al., 2004](#)]

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 à n'être 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 supporter de grandes déformations.

3.4.6. Séisme de Chi-Chi (Taiwan) 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 tuées et des dommages dévastateurs ont été enregistrés.

[Ling 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 par les géosynthétiques avec des blocs modulaires ont été endommagés ([Figure 3.21.a](#)).

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 ([Figure 3.21.b](#)).

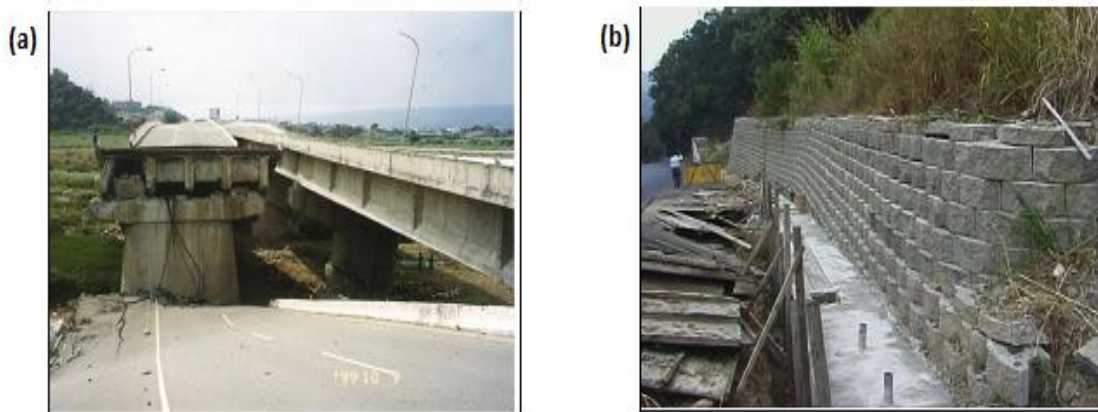


Figure 3.21 Séisme de Chi-Chi : (a) effondrement de pont Wu-Shi, (b) section non endommagée d'un mur de soutènement en sol renforcé [Ling *et al.*, 2001]

Taiwan est situé dans une région sismique 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. Études sur le comportement des murs 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. Ils ont utilisé les différentes approches analytiques, les essais expérimentaux à échelles réelles ou réduites, et les analyses numériques. On s'appuyant sur des travaux précédents [Djabri, 2013], nous citons quelques-unes.

3.5.1. Les études analytiques

Shekarian *et al.* (2008) ont présenté une nouvelle méthode analytique. C'est la méthode de tranches horizontales « *Horizontal slices method* » qui a été proposée pour déterminer l'influence des coefficients de l'accélération horizontale et verticale sur le comportement d'un mur de soutènement de 7 m de hauteur renforcé par des géosynthétiques (Figure 3.28).

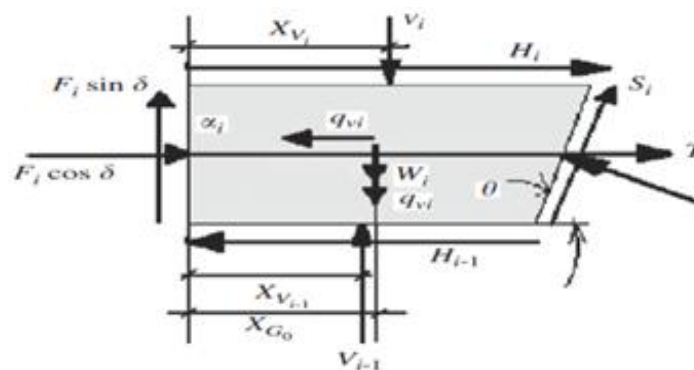


Figure 3.22 Forces agissantes sur une tranche horizontale avec renforcement [Shekarian *et al.*, 2008]

Pour un coefficient d'accélération horizontale ($K_h=0.15$), la variation du coin de la surface critique de rupture en fonction de l'angle de frottement interne montre que l'angle de coin de rupture obtenue analytiquement est inférieur à celui obtenu par les méthodes d'AASHTO et Rankine (Figure 3.23). L'angle de coin de rupture diminue avec la diminution de l'angle de frottement interne du sol renforcé.

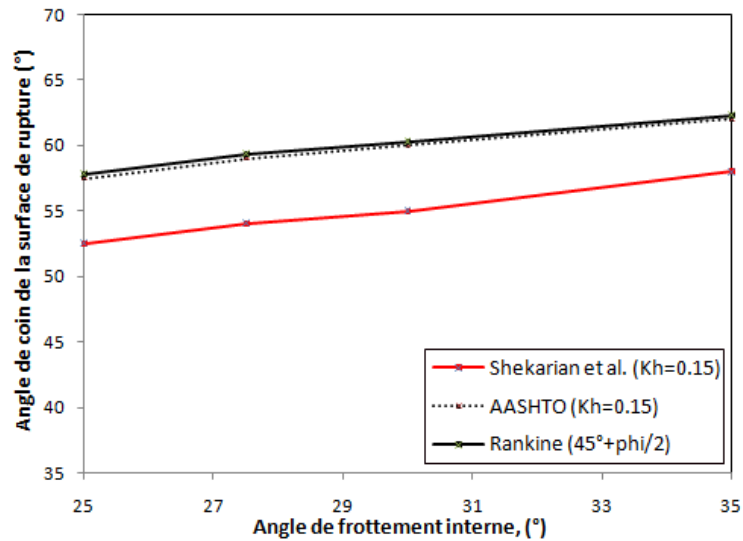


Figure 3.23 Angle de coin de la surface de rupture [Shekarian *et al.*, 2008]

La résultante des pressions du sol renforcé sur la face du mur s'accroît avec l'augmentation des coefficients d'accélération horizontale et verticale (Figure 3.24.a).

La hauteur du point d'application de la résultante des pressions du sol renforcé (pour $\phi=30^\circ$) soulève de la base de mur avec l'augmentation des coefficients d'accélération sismique horizontale et verticale (Figure 3.24.b).

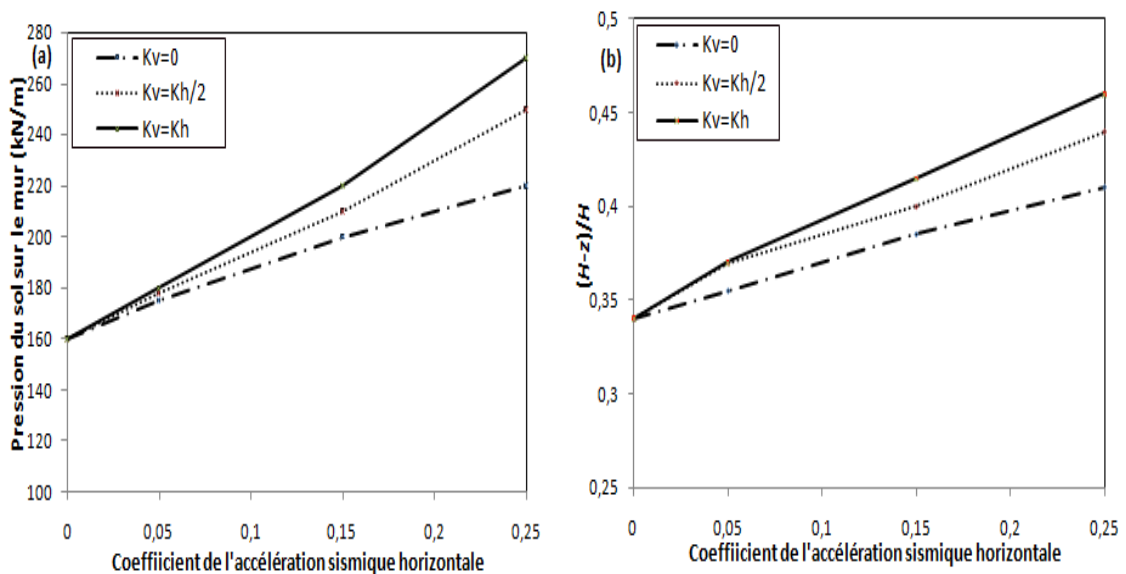


Figure 3.24 Pressions du sol renforcé sur le mur pour $\phi=30^\circ$: (a) résultante, (b) point d'application [Shekarian *et al.*, 2008]

La distribution des forces des tractions, le long du mur, à la tendance d'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 AASHTO (Figure 3.25).

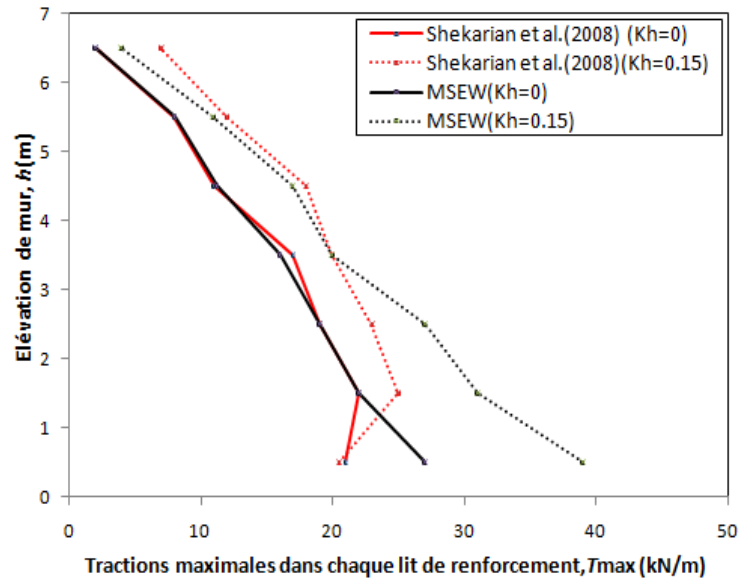


Figure 3.25 Force maximale de traction au renforcement [Shekarian *et al.*, 2008]

De sa part, la force de traction maximale requise au renforcement augmente avec l'accroissement 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 dite « *Horizontal slices method* » ont montré 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. El Emam *et* Bathurst (2007)

El Emam *et* Bathurst (2007) ont étudié l'influence de l'espacement vertical des renforcements sur la réponse des murs de soutènement renforcé au séisme simulé en utilisant le modèle à échelle réduite d'un mur de 1 m de hauteur avec essais sur table à secousses.

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

Les résultats expérimentaux ont démontré que l'amplitude des déplacements latéraux de la face de mur sous une excitation à la base est augmentée avec l'amplification de l'accélération, et la décroissance de l'espacement vertical de renforcement (Figure 3.26.a).

La distribution de la force maximale au renforcement le long de la hauteur de mur a été trouvée linéaire pour tous les cas de chargement étudiés. La force de traction requise au renforcement est amplifiée avec l'augmentation de l'espacement vertical de renforcement et de l'accélération horizontale de la base (Figure 3.26.b).

Donc les études expérimentales ont montré 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.

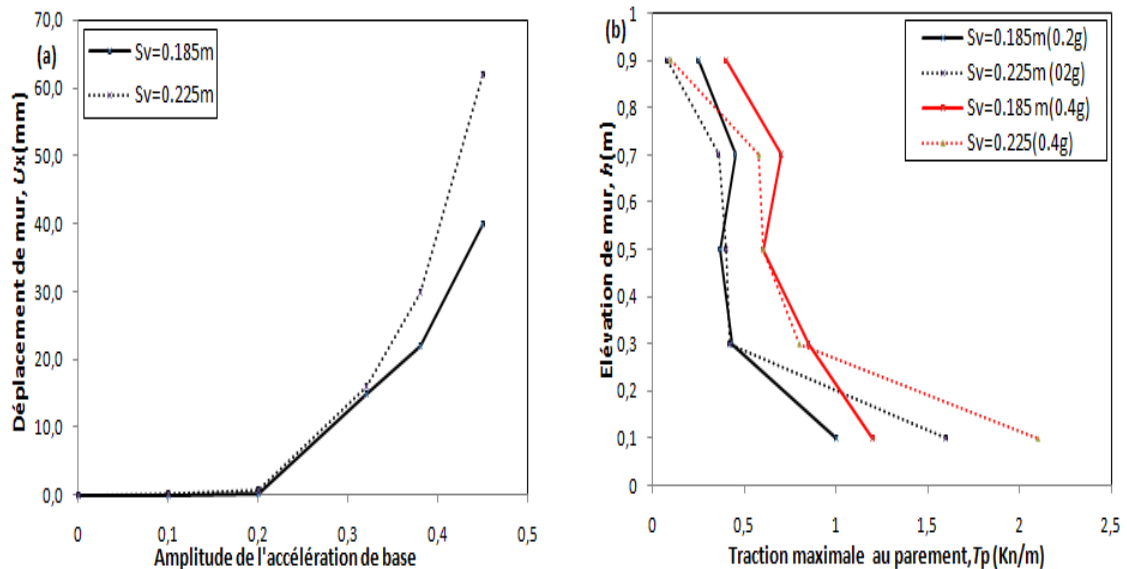


Figure 3.26 Effet de l'espacement vertical de renforcement sur le comportement du mur de soutènement : (a) le déplacement horizontal, (b) la force de traction maximale au parement [El Emam et Bathurst, 2007]

3.5.2.2. Madhavi Latha et Krishna (2008)

Madhavi Latha et 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 (Figure 3.27).



Figure 3.27 Test d'un mur sur table à secousse [Madhavi Latha et Krishna, 2008]

Des murs à faces flexibles en sols renforcés par des renforcements extensibles, construits par 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 a été prononcé uniquement pour une densité relative très faible et à une excitation de base plus élevée (Figure 3.28).

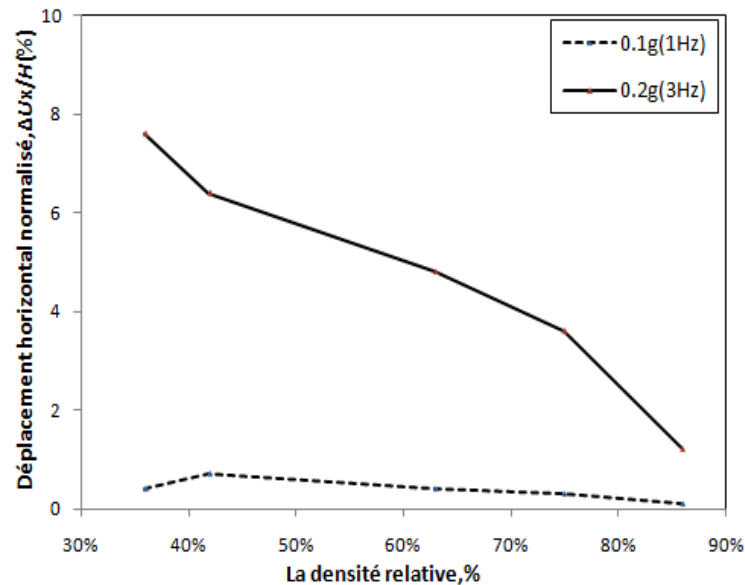


Figure 3.28 Effet de la densité relative du sol renforcé sur la réponse d'un mur avec parement flexible sous excitation sismique [Madhavi Latha *et* Krishna, 2008]

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

Lorsqu'ils sont testés à des petites excitations de la base, la réponse des murs de soutènement à face flexible n'a pas été considérablement affectée par la densité relative du remblai [Madhavi Latha *et* Krishna, 2008].

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. Hatami *et* Bathurst (2000)

Hatami *et* Bathurst (2000) ont présenté les résultats d'une étude numérique en différences finies (logiciel FLAC).

L'objectif était d'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 a été également incluse dans l'étude comme un paramètre supplémentaire.

Pour les renforcements extensibles ($EA=500$ kN/m), aucune influence de la rigidité, de la longueur de renforcement et de l'accélération horizontale est signalée sur la fréquence fondamentale du mur (Figure 3.29.a).

Pour les renforcements non-extensibles ($EA=10\ 000$ kN/m), et pour des mêmes accélérations, la longueur de renforcement n'avait pas d'influence sur la fréquence fondamentale du mur (Figure 3.29.b). L'augmentation de l'accélération horizontale a induit une légère diminution de la fréquence fondamentale du mur [Hatami et Bathurst, 2000].

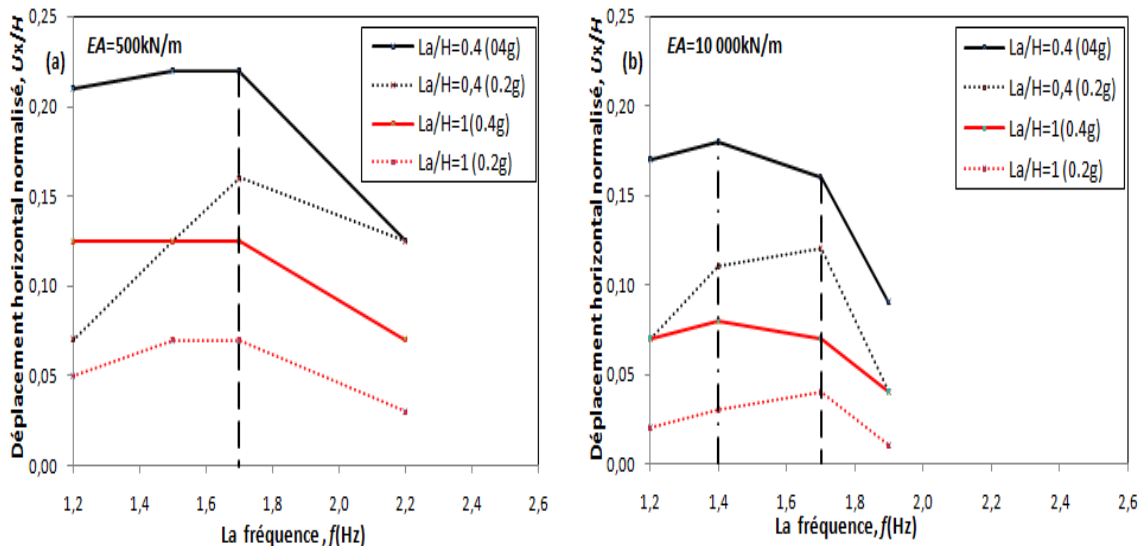


Figure 3.29 Effets de la longueur du renforcement sur la fréquence fondamentale pour un mur de soutènement ($H=6$ m, $W=42$ m) [Hatami et Bathurst, 2000]

Ces auteurs ont montré que l'augmentation de la rigidité de renforcement et la diminution de la longueur de renforcement induit un accroissement de déplacement horizontal maximum pour tous les cas de chargement dynamique étudiés.

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

On conclut que, les résultats numériques n'ont montré aucune influence des paramètres liés au renforcement (rigidité et longueur de renforcement) et l'accélération horizontale sur la fréquence fondamentale du mur. Mais ces paramètres ont une grande influence sur le déplacement horizontal du mur.

3.5.3.2. Liu et al. (2011)

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 geosynthétiques sous une excitation sismique (0.4g). Les déformations des murs, les surfaces de rupture et les forces de traction au renforcement ont été sélectionnées comme des critères de performances.

Il a été observé que le déplacement horizontal augmente en élévation à partir de la base de mur et le maximum est obtenu en haut du mur. La répartition de la force de traction maximale au

renforcement est linéaire et la traction maximale requise au renforcement est dans la nappe inférieure (Figure 3.30.a.b).

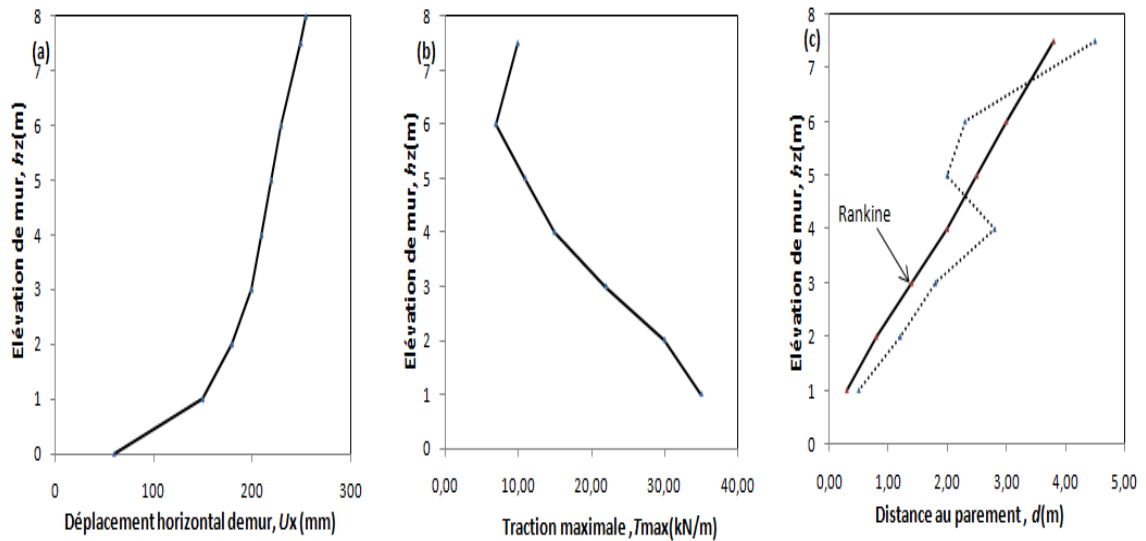


Figure 3.30 Comportement d'un mur de soutènement sous action dynamique : (a) déplacement de mur, (b) répartition des tractions, (c) lignes des tractions maximales [Liu *et al.*, 2011]

Sous chargement dynamique, la ligne des tractions maximales se trouvait légèrement derrière la ligne pratique de Rankine « FHWA 2009 » (Figure 3.30.c). La zone de rupture de sol est expansée au-delà de la zone de renforcement (Figure 3.31). Liu *et al.* (2011) ont indiqué que la longueur des renforcements sera supérieure à celle de la conception statique pour tenir compte de la longueur d'adhérence (L_a) et la géométrie de la surface de rupture durant les grands événements sismiques.

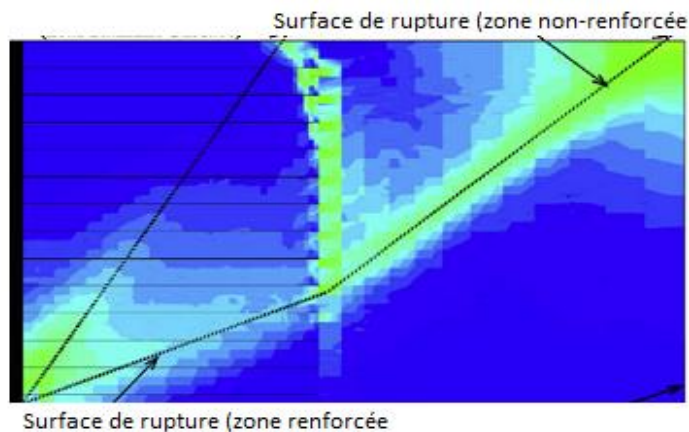


Figure 3.31 Surface de rupture d'un mur de soutènement en sol renforcé à la fin d'un chargement dynamique [Liu *et al.*, 2011]

3.5.3.3. Guler *et al.* (2012)

Guler *et al.* (2012) ont exécuté une analyse en éléments finis (le logiciel PLAXIS) pour étudier l'influence de certains paramètres, liés au renforcement, au parement et au sol renforcé, sur la conception sismique d'un mur de soutènement en sols renforcés de 6 m de hauteur.

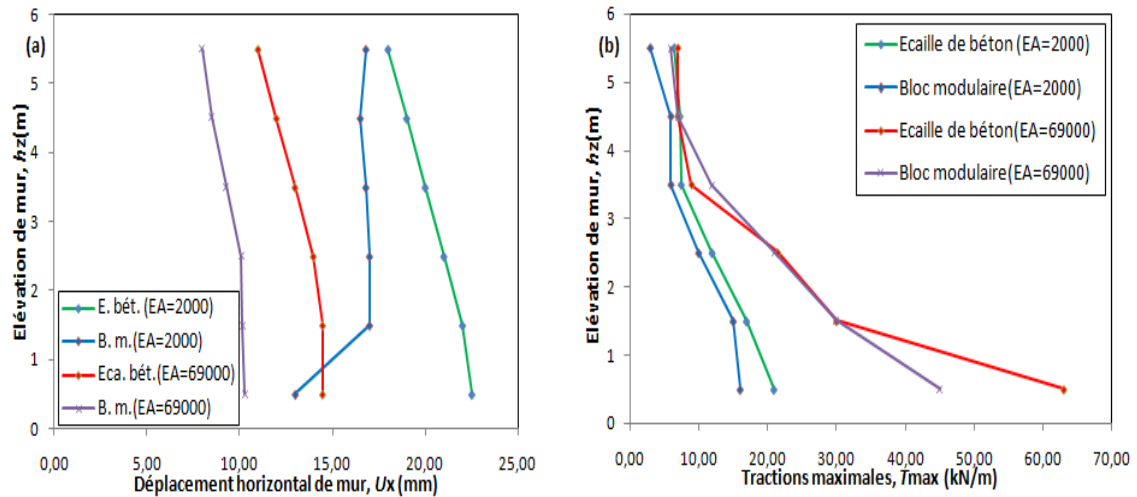


Figure 3.32 Effets de la rigidité de renforcement et le type de parement sur le comportement de mur : (a) déplacement horizontal, (b) répartition des tractions maximales [Guler *et al.*, 2012]

Sous chargement dynamique, l'endroit de déplacement horizontal maximum n'est pas obligatoirement obtenu en tête du mur (Figure 3.32.a), il soulève avec la diminution de la rigidité. Les murs en écaille de béton ont subi plus de maximums de déplacement horizontal que les murs en bloc modulaire.

La répartition de la force de traction au renforcement le long de la hauteur du mur est linéaire et la force maximale requise est obtenue dans les nappes inférieures (Figure 3.32.b).

La force de traction maximale requise pour les renforcements extensibles ($EA=2\ 000$ kN/m) est moindre que celle pour les renforcements inextensibles ($EA=69\ 000$ kN/m).

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

Pour un parement en écaille de béton, l'utilisation des sols granulaires a induit une augmentation de déplacement maximum du mur (Figure 3.33.a).

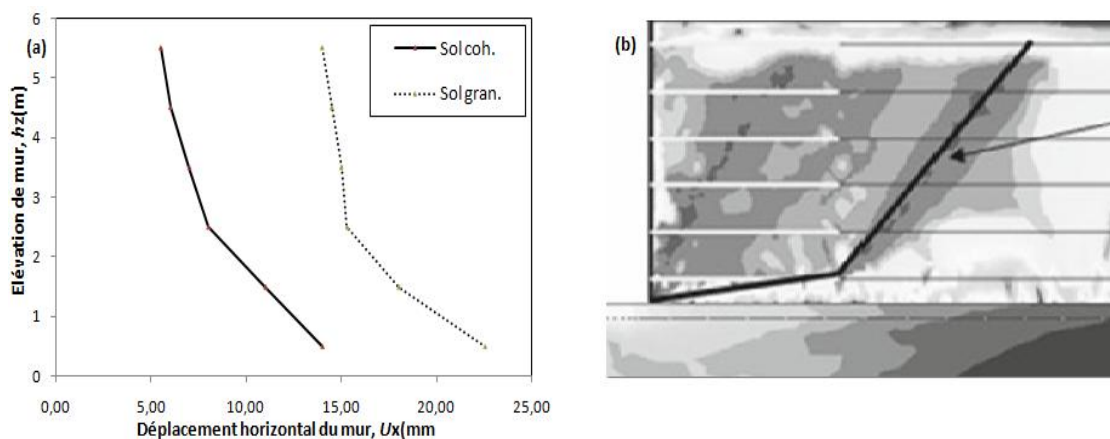


Figure 3.33 Réponse d'un mur de soutènement sous chargement sismique : (a) effet de type de sol renforcé, (b) surface de rupture [Guler *et al.*, 2012]

La zone de rupture du sol sous actions sismiques a été expansée en plus de la zone de renforcement (Figure 3.33.b).

Donc les études numériques en éléments 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. Conclusion

Sous l'effet sismique, les poussées des terres deviennent plus importantes et peuvent causer des dégâts catastrophiques, pouvant entraîner la ruine de l'ouvrage de soutènement. Dans la pratique, au moment de la conception de murs de soutènement en sol renforcé vis-à-vis des chargements sismiques, différentes méthodes sont utilisées. Ce chapitre nous a permis de se clarifier sur ces méthodes ainsi que sur le comportement et le dimensionnement des murs de soutènement en sol renforcé sous séisme. On cite les principaux résultats :

- Les méthodes les plus couramment utilisées peuvent être divisées en trois grands groupes, celles qui utilisent des méthodes simplifiées basées sur l'équilibre des forces (l'analyse pseudo-statique et l'analyse pseudo-dynamique), celles qui sont basées sur des modèles physiques à échelle réduite et celles qui utilisent des modèles numériques avec des analyses dynamiques.
- L'approche pseudo-statique classique de Mononobé-Okabé (M.O) pour le calcul de la pression des terres sous sollicitations sismiques est facile et par laquelle on peut déterminer le point d'action de cette force le long du parement intérieur de mur.
- La méthode M.O est adoptée par plusieurs normes par exemple la norme américaine AASHTO 2007. Selon cette norme, la pression dynamique des terres actives est égale à moitié de sa valeur exacte.
- Les études analytiques ont fourni une bonne compréhension du comportement des murs de soutènement sous actions dynamiques ; leurs inconvénients résident dans le temps et les difficultés de calculs mathématiques qui peuvent être ressenties.
- L'essor des outils numériques et la progression des logiciels de géotechnique, en éléments finis ou en différences finis, ont conduit à l'intensification des recherches. Ces recherches sont essentiellement focalisées sur l'effet des paramètres liés aux séismes, aux renforcements, au sol renforcé (cohésion) et à la flexibilité du parement sont effectuées. Il a été constaté que tous ces paramètres ont une influence significative sur les critères de performance des murs de soutènement en sol renforcé par des géosynthétiques.

Alors, il est avéré logique qu'on a choisi dans la présente thèse l'analyse numérique en éléments finis pour étudier le comportement des remblais d'accès de pont couramment conçus avec des murs de soutènement en sol renforcé à double parement. Vu l'interaction entre les murs de l'ouvrage, ils sont considérés par plusieurs codes comme des structures complexes où les méthodes classiques de l'équilibre limite se rendent insupportables.

PARTIE II : SIMULATION NUMÉRIQUE DES REMBLAIS D'ACCÈS DE PONT

Chapitre 4 :

PRÉSENTATION DE LOGICIEL EN ÉLÉMENTS FINIS PLAXIS

4.1. Introduction

Le calcul avec des méthodes classiques peut être utilisé si le problème présente un comportement élastique linéaire dans les cas les plus simples. Mais la plupart des problèmes n'ont pas de comportement élastique linéaire. Le sol a un comportement élasto-plastique non-linéaire. Pour résoudre ces problèmes numériques avancés, il est souvent recommandé d'utiliser un programme informatique basé sur la méthode des éléments finis (MEF).

L'utilisation de la MEF dans les calculs géotechniques remonte aux années soixante. Aujourd'hui, cette méthode est largement progressée ; cependant plusieurs difficultés ont été constatées telles que l'homogénéité, le comportement déplacements-contraintes non-linéaire, les conditions aux limites compliquées et autres considérations. La MEF n'est pas appropriée à la modélisation des murs de soutènement traditionnel, elle peut être aussi utilisée pour examiner les éléments dans chaque structure. L'approche en éléments finis a été utilisée pour examiner la résistance à l'arrachement des renforcements dans un mur de soutènement en sol renforcé [Bergado *et al.*, 1996].

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

- **CESAR (LCPC)** : Logiciel 2D ou 3D, spécialement utilisé pour les tunnels ;
- **PLAXIS** : logiciel hollandais développé par l'équipe du Pr. Vermeer, logiciel 2D dédié à la géotechnique ;
- **GROUP** : logiciel développé par Reese [Reese *et al.*, 1996] ;
- **ABAQUS** : un programme en éléments finis offert par le groupe américain Hibbitt, Karlsson et Sorensen (HKS).

Pour ce travail de thèse, on a utilisé le logiciel PLAXIS, programme qui applique les principes de la méthode des éléments finis aux modèles de sol. Le programme est disponible dans plusieurs paquets et celui utilisé dans cette thèse est la version PLAXIS 2D V.8. Conçue pour résoudre des problèmes de contraintes planes et bidimensionnelles, avec son module dynamique, on peut analyser le comportement des murs de soutènement en sols renforcés sous les chargements statiques et sismiques. Dans ce chapitre, on présente en détail les fonctionnalités et les modèles des sols dans PLAXIS ainsi que les procédures de simulation numériques des murs de soutènement en sols renforcés sous charges statique et dynamique.

4.2. Technique de base de la méthode des éléments finis (MEF)

4.2.1. Description de la MEF

Sans s'approfondir dans son monde, on peut mentionner que la MEF est une technique pour trouver des solutions numériques approximatives pour les équations différentielles partielles ainsi que pour les équations intégrales. Cela peut se faire en éliminant complètement les équations différentielles ou en les rendant aux équations différentielles ordinaires qui peuvent être résolues par d'autres techniques (méthode d'Euler, etc.). Le concept de base dans la méthode des éléments finis consiste à diviser un modèle compliqué en un nombre fini d'éléments pour lesquels les déformations et les contraintes peuvent être résolues numériquement. Ces éléments sont alors connectés par des nœuds, à chaque nœud, existe un ou plusieurs degrés de liberté où la quantité de fonctions est décrite. En résolvant les valeurs aux nœuds, on peut calculer les déplacements et les contraintes dans chaque élément [Ottosen *et* Petersson, 1992].

La méthode des éléments finis consiste à utiliser une approximation simple des variables inconnues pour transformer les équations aux dérivées partielles en équation algébrique. Elle fait appel aux trois domaines suivants :

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

4.2.2. Signalisation d'un élément fini

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

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

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

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

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

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

4.3. Le code PLAXIS

4.3.1. Originalité du PLAXIS

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

4.3.2. Les points forts du code PLAXIS

Les points forts de PLAXIS sont :

- fournir une masse imposante de résultats directement utiles au projeteur : déplacements, contraintes, pressions interstitielles à un stade donné du chargement ;
- des résultats plus mathématiques concernant le déroulement du processus de calcul proprement dit ;
- l'ensemble de ces résultats est accessible, selon que l'on est intéressé par l'un ou l'autre aspect ;
- c'est également un système de menu arborescent qui permet de sélectionner les informations souhaitées ;
- générateur automatique de maillage ;
- couplage avec les calculs d'écoulement et de consolidation ; □
- prise en compte des éléments de structure et de l'interaction sol-structure ;
- calculs de coefficient de sécurité ;
- calcul en grandes déformations ;
- calcul dynamique (pour la simulation des vibrations et séismes) ;
- jeu complet de lois de comportement de sol et la possibilité de définir ses propres lois de comportement.

4.3.3. Les éléments fournis par le code PLAXIS

La méthode des éléments finis (FEM) fonctionne en divisant la géométrie en éléments qui doivent tous appliquer certaines règles mathématiques concernant la rigidité en fonction de la théorie de l'élasticité. Les éléments fournis par PLAXIS sont un triangle à 6 nœuds et un triangle à 15 nœuds, où dans le cas de la contrainte plane, chaque nœud a deux degrés de liberté (d.d.l.).

Par défaut, le logiciel propose des éléments triangulaires à 15 nœuds. Ce type d'éléments fournit une interpolation du quatrième ordre pour les déplacements. L'intégration numérique comporte ainsi douze points de Gauss (Figure 4.1). Pour les éléments à 6 nœuds, les fonctions d'interpolation sont de deuxième ordre. Les éléments, structures et interfaces, sont compatibles avec le type d'éléments de sol sélectionné. Le triangle à 15 nœuds devrait donner de meilleurs résultats lorsque le système approche de l'effondrement global ou présente de grandes déformations plastiques, mais l'utiliser signifie résoudre plus d'équations et donc utiliser plus de puissance de calcul.

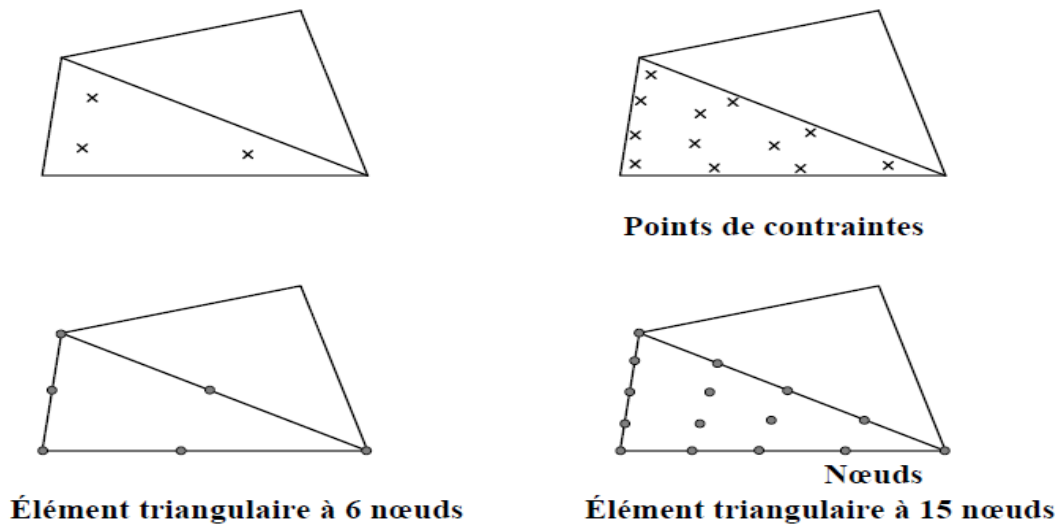


Figure 4.1 Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol [Brinkgreve *et al.*, 2006]

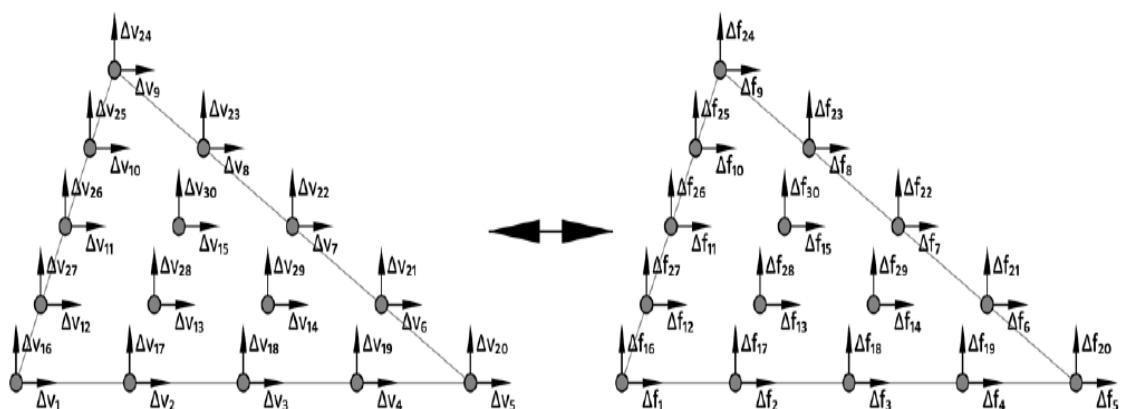


Figure 4.2 L'élément à 15 nœuds utilisé dans PLAXIS avec deux d.d.l. et les forces nodales

4.3.4. Les équations de base dans PLAXIS

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

$$\begin{bmatrix} k_{11} & \dots & k_{130} \\ \dots & \dots & \dots \\ k_{301} & \dots & k_{3030} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \Delta v_1 \\ \dots \\ \Delta v_{30} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \Delta f_1 \\ \dots \\ \Delta f_{30} \end{bmatrix} \quad (4.1)$$

Où la matrice sur la gauche s'appelle la matrice de rigidité, k ; Δv_i est un incrément de déplacement de l' i -ème d.d.l et f est l'augmentation de la charge pour l' i -ème d.d.l (Figure 4.2).

Chaque colonne de la matrice représente le vecteur de force nécessaire pour donner au degré de liberté correspondant un déplacement unitaire tout en maintenant les autres égaux à zéro. Les déplacements nodaux de chaque élément connecté sont liés de sorte qu'ils se déplacent ensemble. La rigidité de tous les éléments connectés à un nœud est ajoutée pour créer une matrice de rigidité nodale globale. L'équation devient alors :

$$K \cdot \Delta v = \Delta f \quad (4.2)$$

Où la taille de la matrice et les vecteurs sont contrôlés par le type et le nombre d'éléments dans le modèle. La notation dans l'équation (4.2) diffère pour le cas le plus élémentaire de la méthode des éléments finis, car la réponse d'un modèle de sol n'est pas toujours linéaire. Pour faire face à ce comportement, le programme ajoute la charge par incréments et calcule la réponse avant d'ajouter l'augmentation de charge suivante, c'est pourquoi l'équation (4.2) comporte des termes impliquant le delta, Δ . La rigidité pour chaque élément est calculée numériquement en utilisant la théorie du travail virtuel.

Lorsque la matrice de rigidité du système a été calculée, il est possible d'ajouter un incrément de charge et de calculer celui du déplacement. En utilisant les incréments de déplacement, ceux de déformation résultants et les incréments de contraintes sont calculés dans chaque élément. Les calculs de contraintes se font dans les points d'intégration interne de chaque élément. Le processus de calcul du stress est répété avec des incréments plus petits si les calculs montrent de grandes forces déséquilibrées. Les déplacements et contraintes incrémentielles sont finalement ajoutés aux déformations totales et aux contraintes, le processus est répété pour l'incrément de charge suivant. Une description détaillée du fonctionnement interne et des procédures de calcul se trouve dans le manuel scientifique de PLAXIS [Brinkgreve *et al.*, 2006].

4.3.5. Fonctionnalités de PLAXIS

4.3.5.1. Programme d'entrée (Input)

Dans le programme d'entrée, le modèle de sol peut être créé (Figure 4.3). Les couches de sol, le chargement, les renforcements et les poutres sont tous dessinés par des lignes de géométrie disponibles dans la barre d'outils. Ensuite, l'utilisateur fournit les données matérielles pour chaque matériau dans leurs ensembles. Dans les ensembles de matériaux, toutes les informations ; le nom, le modèle de matériau, le type de matériau (drainé/non détruit), la

perméabilité, le poids unitaire, la rigidité et la force doivent tous être indiqués avant de continuer. Lorsque le modèle géométrique est terminé, le modèle ou le maillage des éléments finis peut être généré. Il existe plusieurs options selon la taille ou l'ajustement que l'utilisateur souhaite adapter. Choisir un maillage plus fin est recommandé dans les pièces qui sont intéressantes où la plupart des erreurs peuvent se produire. L'utilisation d'un maillage plus fin nécessite cependant un temps de calcul plus long. Lorsque le maillage est généré, le programme continue d'établir les conditions initiales. Celles-ci couvrent les valeurs initiales pour le stress, la tension et la pression des pores effectifs. La pression initiale des pores peut être déterminée, dans le cas le plus simple, en dessinant le niveau de l'eau souterraine et en supposant une augmentation de la pression des pores hydrostatiques. Avant de procéder à la partie de calcul, le niveau de contrainte initial du sol est généré en utilisant la procédure K_0 ou le chargement par gravité [Brinkgreve *et al.*, 2006].

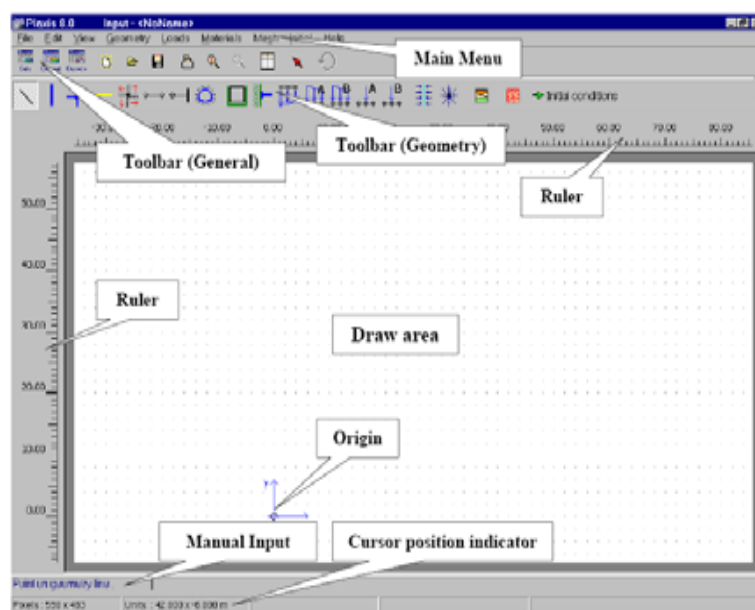


Figure 4.3 Fenêtre principale du programme d'entrée [Brinkgreve *et al.*, 2006]

4.3.5.2. Le programme calcul « Calculation »

Le sous-programme de calcul peut être utilisé pour définir les étapes de calcul. Les étapes peuvent être définies dans le même ordre que dans la réalité. Il existe pour l'utilisateur quatre types de calcul différents à choisir ; un calcul plastique, le calcul de la consolidation, un calcul dynamique « *Dynamic Calculation* » et le calcul « ϕ/C reduction » où le dernier est utile pour calculer les facteurs de sécurité. Une fois que toutes les étapes ont été définies, le processus de calcul peut commencer en cliquant sur le bouton « *Calcul* ». Au cours du calcul, une petite fenêtre apparaît et donne des informations sur la progression de chaque phase de calcul.

L'information est continuellement mise à jour et montre une courbe de déplacement de charge, un processus d'itération (points plastiques, erreurs globales, etc.) et le niveau des systèmes de chargement. Avant de commencer le calcul final, des points spécifiques peuvent être sélectionnés pour générer des courbes de déplacement et de contrainte pour ces points [Brinkgreve *et al.*, 2006].

4.3.5.3. Programme sortie « Out put»

Dans la fenêtre de sortie, l'utilisateur peut afficher le résultat du déplacement, des contraintes, de la pression des terres et des forces des tractions dans les renforcements. Cela peut être répertorié ou visualisé. On peut également considérer la contrainte de cisaillement et le moment de flexion pour les éléments de construction. Un point préétabli peut être étudié dans le programme courbe. Pour une section particulière, où les résultats de cette section sont pertinents, PLAXIS offre un moyen de voir les résultats dans cette section en tenant compte de la section transversale. Des courbes de déplacement et les courbes de déplacement avec le temps peuvent également être générées pour les points spécifiques qui ont été sélectionnés avant d'exécuter le calcul. Toutes les sorties pertinentes de la simulation peuvent être documentées sous forme de rapport [Brinkgreve *et al.*, 2006].

4.3.6. Types de calcul dans PLAXIS

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

4.3.6.1. Calcul en plastique

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

4.3.6.2. Analyse de consolidation

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

4.3.5.3. Analyse de la réduction ϕ/C

La réduction, ϕ/C , est une analyse de sécurité dans PLAXIS qui est souhaitée lorsque la situation dans le problème nécessite un calcul du facteur de sécurité. Une analyse de sécurité peut être effectuée après chaque phase de calcul individuelle, mais il est recommandé d'utiliser une analyse de sécurité à la fin, lorsque toutes les phases de calcul ont été définies. En particulier, il n'est pas conseillé de commencer le calcul avec une analyse de sécurité comme condition de départ pour une autre phase de calcul, car cela se terminera en cas d'échec [Brinkgreve *et al.*, 2006].

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

4.4. Présentation des modèles de matériaux dans PLAXIS

Le code PLAXIS V8 utilise plusieurs modèles de comportement tels que : le modèle élastique linéaire, modèle de Mohr-Coulomb (M.C), modèle de sol avec écrouissage « *Hardening Soil*

Model, H.S.M », modèle pour sols mous « *Soft Soil Model, S.S.M* », modèle pour sols mous avec effet du temps « *Soft Soil Creep Model, S.S.C.M* », le modèle pour les roches fracturées « *Jointed Rock model* », le modèle élasticité isotrope linéaire et le modèle défini par l'utilisateur. La différence entre ces modèles est la mesure dans laquelle ils présentent le comportement mécanique des sols. La conception de chaque modèle consiste à décrire la relation entre la contrainte et la déformation dans le matériau.

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

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

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

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

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

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

4.4.3. Modèle des sols mous « *Soft soil model* »

Le modèle « *Soft Soil, S.S.M.* » est un modèle du type Cam-Clay qui est utilisé pour calculer la compression primaire de sols d'argile normalement consolidés. Le modèle H.S.M domine le modèle S.S.M, mais il est toujours conservé, car les utilisateurs plus anciens de PLAXIS pourraient être à l'aise avec ce modèle [Brinkgreve *et al.*, 2006].

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

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

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

4.4.5. Modèle élasticité isotrope linéaire

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

Les tableaux d'entrée 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 serait plus logique, si G est utilisé comme paramètre élastique, et 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 :

$$E = 2G(1 + \nu) \quad (4.3)$$

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

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

4.4.6. Modèle Mohr-Coulomb

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

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

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

La condition de rendement de M.C se compose de six fonctions de rendement. L'angle de frottement (ϕ) et la cohésion (C) apparaissent dans les six fonctions de rendement et forment ensemble un cône hexagonal dans l'espace de contrainte (Figure 4.4).

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

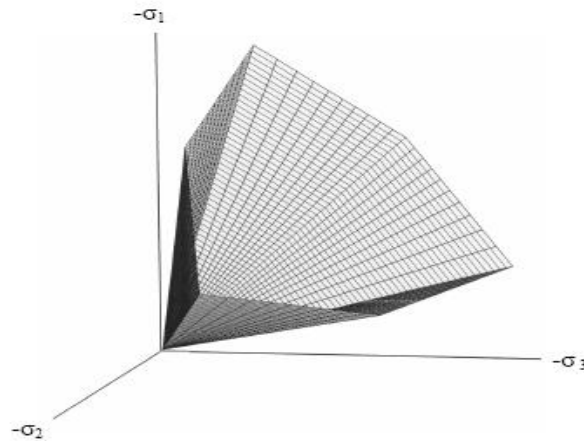


Figure 4.4 Les fonctions de rendement de Mohr-Coulomb formant un cône hexagonal [Brinkgreve *et al.*, 2006]

Dans la littérature géotechnique, on mentionne également un critère de rupture de Mohr Coulomb en deux dimensions [Murthy, 2003] (Figure 4.5). Lorsque le cercle de Mohr touche le plan de rupture, l'état de ruine est atteint.

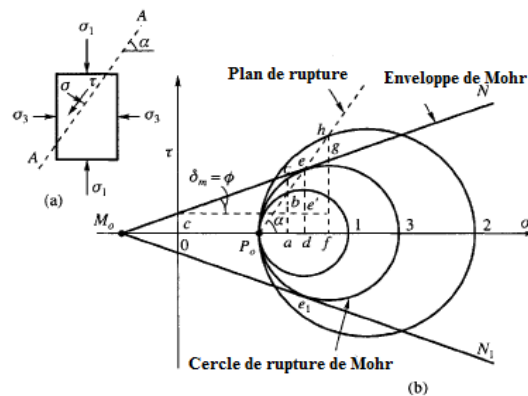


Figure 4.5 Le critère de rupture de Mohr-Coulomb en deux dimensions (Murthy, 2003)

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

Comme déjà mentionné précédemment, le modèle M.C nécessite cinq paramètres : le module de Young (E), le coefficient de Poisson (ν), l'angle de frottement (ϕ), la cohésion (C) et l'angle de dilatation (ψ) (Figure 4.6). Ces paramètres peuvent être obtenus à partir des tests de base des échantillons de sol.

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

Figure 4.6 Exemple d'entrée des paramètres de sol dans le modèle M.C

4.4.6.1. Le module de Young

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

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 (Figure 4.7).

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.

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

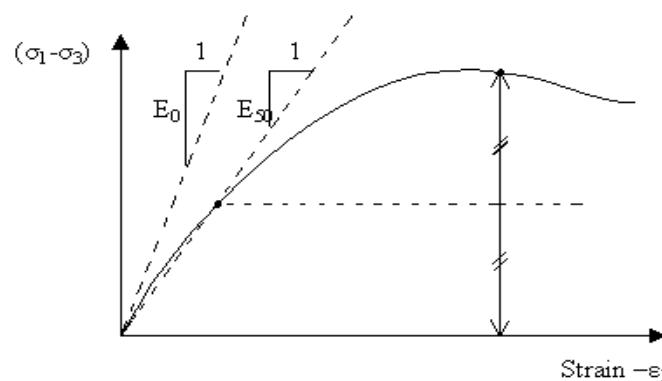


Figure 4.7 Définition du module à 50% de la rupture

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

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

$$G = \frac{E}{2(1-\nu)} \quad (4.4)$$

$$E_{oed} = \frac{(1-\nu)}{(1-2\nu) \cdot (1+\nu)} \quad (4.5)$$

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

4.4.6.2. L'angle de frottement

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

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

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

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

4.4.6.3. Le coefficient de Poisson

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

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

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

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

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

4.4.6.4. La cohésion

La cohésion a la dimension d'une contrainte. PLAXIS peut manipuler des sables sans cohésion, mais certaines options ne fonctionneront pas bien. Pour les sables sans cohésion ($C=0$), la cohésion (C) devrait avoir de petites valeurs ($C < 0.2 \text{ kN/m}^2$) pour éviter les complications.

Il existe également une option spéciale dans PLAXIS, « $C_{\text{increment}}$ », qui fait que la valeur de la cohésion augmente avec la profondeur.

Dans la présente étude, la cohésion est prise constante et égale à 0.2 kPa.

4.4.6.5. L'angle de dilatance

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

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

$$\begin{aligned} \psi &= \phi - 40^\circ \text{ pour } \phi > 40^\circ \\ \psi &= 0^\circ \text{ pour } \phi < 40^\circ \end{aligned} \quad (4.6)$$

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

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

4.5. Procédure de simulation numérique des éléments de mur en sol renforcé

4.5.1. Les géosynthétiques

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

Ces éléments sont principalement utilisés pour modéliser des renforcements de sol.

Les nappes géosynthétique sont modélisées par un élément de structure appelé « *Geogrid* ».

Cet élément est régi par un comportement parfaitement élastique sans aucune limitation de la tension interne, l'élément est seulement caractérisé par sa rigidité axiale EA , c'est-à-dire le module de rigidité J du géosynthétique.

Des essais de traction sur bandes libres permettent de caractériser ce matériau et de définir la loi de traction (Figure 4.8).

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

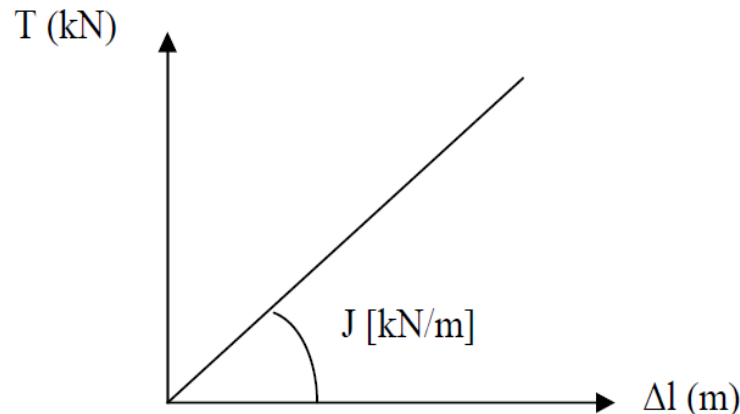


Figure 4.8 Comportement simplifié d'un renforcement géosynthétique

4.5.2. Les interfaces

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

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

Une interface plus lisse ayant une valeur supérieure à 0.0 signifie que le sol et le mur arrière se déplacent plus indépendamment l'un de l'autre. Un faible coefficient d'interface d'environ 0.1-0.2 pour une interface faible (la finesse complète ne peut pas être réalisée) est recommandé par PLAXIS [Brinkgreve *et al.*, 2006] en se référant à l'expérience.

Schweiger [Schweiger, 2007] a présenté des analyses effectuées, en éléments finies (code PLAXIS), avec le modèle H.S.M. Il a été montré clairement l'influence significative du paramètre R_{inter} par rapport à un modèle M.C où de grandes différences sont obtenues pour les déplacements. Il est évident à partir de ces résultats que les paramètres d'entrée pour la modélisation de l'interaction mur/sol doivent être choisis très attentivement. Cependant, c'est une tâche difficile, car la rigidité élastique d'une interface n'est pas une propriété mécanique bien définie.

Les éléments d'interface sont connectés aux éléments du sol. Si les éléments de sol à 6 nœuds sont utilisés, les éléments d'interface qui y correspondent sont définis par trois paires de nœuds. Pour les éléments de sols à 15 nœuds, les éléments d'interface sont définis par cinq paires de nœuds où ils sont montrés avec une épaisseur finie (Figure 4.9). Mais dans la formulation des éléments finis, les coordonnées de chaque paire de nœuds sont identiques, ce qui signifie que les éléments ont une épaisseur nulle.

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

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

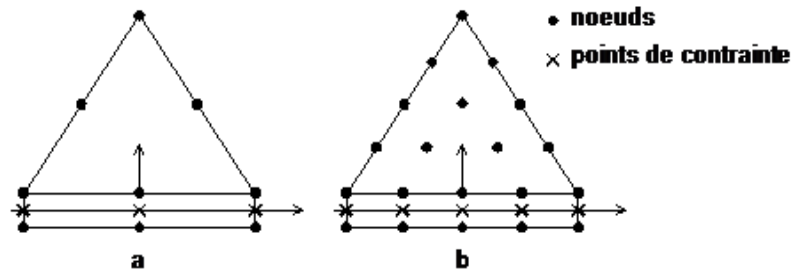


Figure 4.9 Distribution des nœuds et des points de contrainte dans les éléments d'interface et jonction avec les éléments du sol [Brinkgreve *et al.*, 2006]

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

$$\begin{cases} C_i = R_{inter} \cdot C_{sol} \\ \tan \phi_i = R_{inter} \cdot \tan \phi_s \end{cases} \quad (4.7)$$

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

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

4.5.3. Les panneaux de revêtement

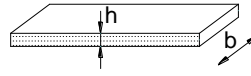
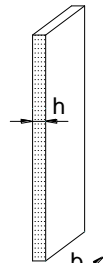
Afin de modéliser les panneaux de revêtement sur PLAXIS, nous utilisons ce que le programme appelle des « *Plats* » (poutres). Les éléments « *Plats* » sont les objets structuraux utilisés pour modéliser les structures minces dans la terre possédant une rigidité à la flexion significative et une rigidité normale.

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

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

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

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



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

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

4.5.4. Points de jonction entre les panneaux

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

Pour créer une articulation, l'option « *Hinges and rotation spring* » peut être sélectionnée. Lorsque cette option est choisie, la fenêtre des articulations « *Hinges and rotation spring* » apparaît, présentant une vue détaillée de la liaison avec toutes les poutres qui y aboutissent (Figure 4.10). Pour chaque extrémité de poutre, on indique si la liaison est une articulation ou un encastrement.

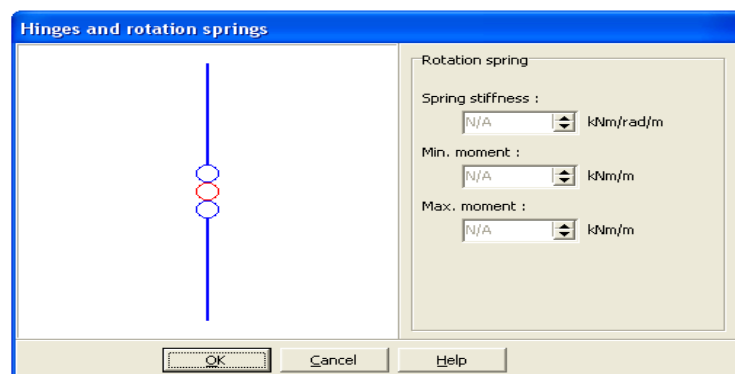


Figure 4.10 Exemple de point de jonction dans la fenêtre « *Hinges and rotation springs* »

4.5.5. Longrine de mise à niveau

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

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

4.5.6. Le maillage

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

4.5.7. Les conditions aux limites sous séisme

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

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

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

4.5.8. Phasage des calculs

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

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

Étape 2 : installation d'un panneau de revêtement ;

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

Étape 4 : appliquer les contraintes de compactage ;

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

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

Observation : dans cette étude, l'effet de compactage n'est pas inclus.

4.6. Modélisation de séisme

4.6.1. 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.

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

Le code PLAXIS offre deux types d'analyse aux chargements sismiques :

- une analyse pseudo-statique (en 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.

4.6.2. Équation de base du comportement dynamique

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

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = F \quad (4.8)$$

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 est du au frottement ou résulte de 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 (équation 4.9).

4.6.3. Procédure d'analyse dynamique

Le procédé pour exécuter une analyse dynamique avec PLAXIS est d'une façon ou d'une autre semblable à celui utilisé 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].

4.6.4. 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* » ;
- les bandes absorbantes « *Absorbent boundaries* » ;
- charges et conditions aux limites « *Loads and Boundary conditions* » ;
- amortissement matériel « *Material damping* » ;
- déplacements Imposés « *Prescribed displacements* » ;
- paramètres élastiques « *Elastic parameters* ».

4.6.5. Les bandes absorbantes

Les bandes absorbantes (les incréments des contraintes sur les parois de la surface) sont modélisées pour éviter le phénomène de la réflexion des charges dynamiques. On peut activer cette option par le choix du « *Standard absorbent boundaries* » du menu « *Loads* ».

4.6.6. Amortissement matériel (Rayleigh alpha et beta)

La matrice C représente l'amortissement matériel (équation 4.9). En réalité, l'amortissement de matériel est provoqué par frottement ou par des déformations irréversibles (plasticité ou viscosité).

Il est difficile de déterminer l'amortissement à partir des essais. Dans des formulations d'élément finis, c'est souvent formulé en fonction des matrices de la masse et de rigidité (amortissement de Rayleigh) :

$$C = \alpha M + \beta K \quad (4.9)$$

Avec : K : matrice de rigidité, M : matrice de masse.

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

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

$$\alpha + \beta\omega_i^2 = 2\omega_i\zeta_i \tag{4.10}$$

Si, plus de deux paires de données sont disponibles, des quantités moyennes doivent être faites pour produire deux équations, par lesquelles les coefficients α et β peuvent être déterminés puis insérés dans le calcul dynamique (Figure 4.11).

Par exemple, si on assume $\omega_1= 3\text{rds/s}$ et $\omega_2= 5\text{rds/s}$ pour des constantes d'amortissement $\zeta_1=0.01$ et $\zeta_2=0.03$, respectivement. En remplaçant ces paramètres dans l'équation (4.10), résulte :

$$\begin{aligned} \alpha + 9\beta &= 0.06 \\ \alpha + 25\beta &= 0.5 \end{aligned} \tag{4.11}$$

La solution de ce système d'équations donne $\alpha_R=-0.187$ et $\beta_R =0.027$.

Dans des cas de tremblement de terre, la source de chargement dynamique est habituellement appliquée le long du fond du modèle résultant des ondes de cisaillement qui se 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.

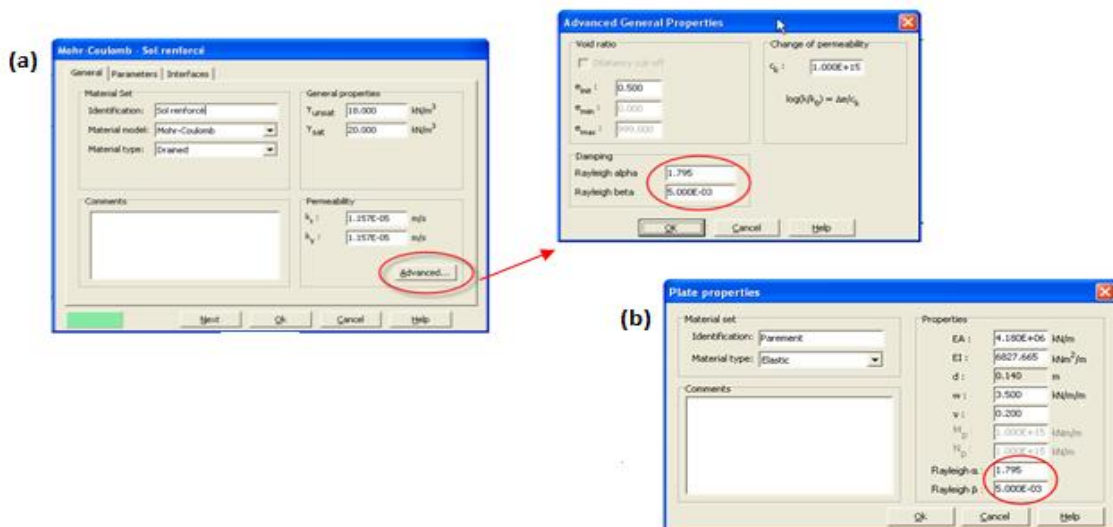


Figure 4.11 Fenêtres d'entrée des coefficients d'amortissement de Rayleigh α et β :
 (a) sols et interfaces, (b) éléments « Plats »

4.6.7. Le programme de calcul « Calculation »

Dans le programme de calcul « *Calculation* », on peut traiter la charge dynamique de plusieurs façons (voir section 4.6.1). Dans la présente thèse, on a choisi un chargement cyclique harmonique.

Dans cette section, la fonctionnalité pour une analyse dynamique par PLAXIS est suivie dans l'explication ci-après.

- choix de l'analyse dynamique ;
- ces paramètres ;
- les multiplicateurs.

4.6.7.1. Choix de l'analyse dynamique « Dynamic analysis »

Le choix de calcul dynamique peut se faire en choisissant l'option « *Dynamic analysis* » (Figure 4.12)

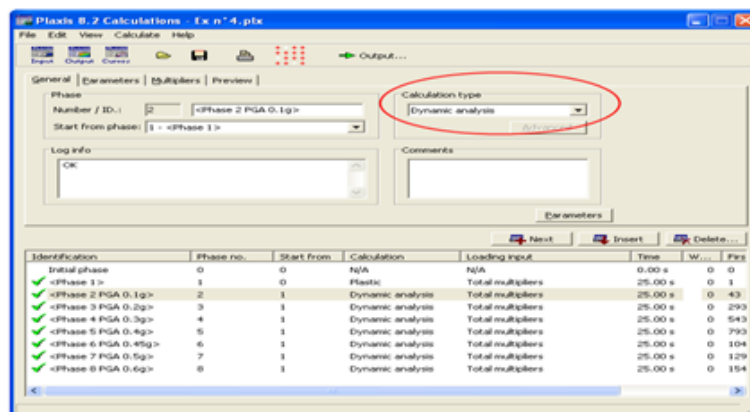


Figure 4.12 Fenêtres de choix de l'analyse dynamique

4.6.7.2. Les paramètres

Pour le calcul numérique, deux paramètres sont nécessaires et nécessitent une grande attention (Figure 4.13) :

- remise à zéro des déplacements « *Reset displacement to zero* » : la phase de calcul en cours commence alors avec un champ de déplacements vierge pour bien suivre le comportement de mur sous sollicitation sismique unique ;
- suppression des pas intermédiaires « *Delete intermediate steps* » : pour préserver de l'espace libre sur le disque.

4.6.7.3. Multiplicateurs

Dans le programme de calcul, des multiplicateurs sont utilisés pour activer les charges dynamiques (Figure 4.14). Quand l'analyse dynamique est choisie, vous cliquer à la droite des multiplicateurs « $\Sigma Mdisp$, $\Sigma MloadA$ et $\Sigma MloadB$ ».

La Figure 4.14 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.

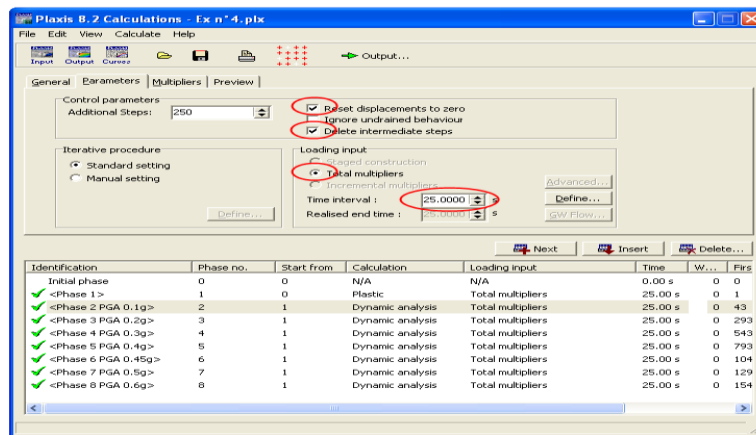


Figure 4.13 Fenêtres de paramètres de l'analyse dynamique

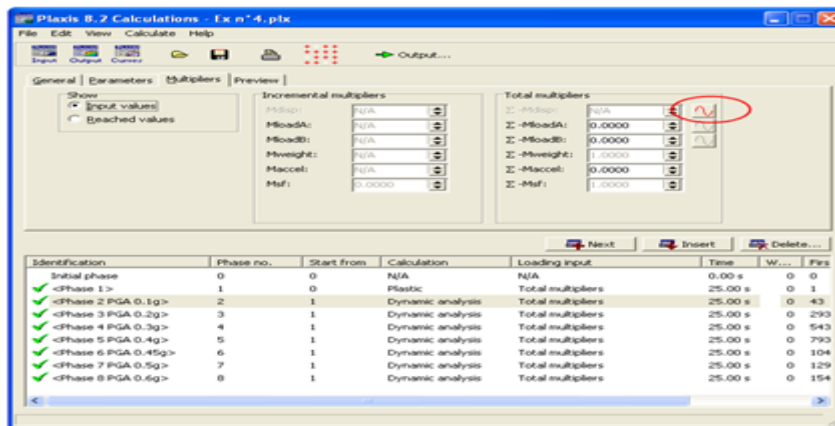


Figure 4.14 Fenêtres des multiplicateurs dans un calcul dynamique

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 (Figure 4.15), et le multiplicateur dynamique correspondant de charge : $Active\ load = Dynamic\ multiplier * Input\ value$.

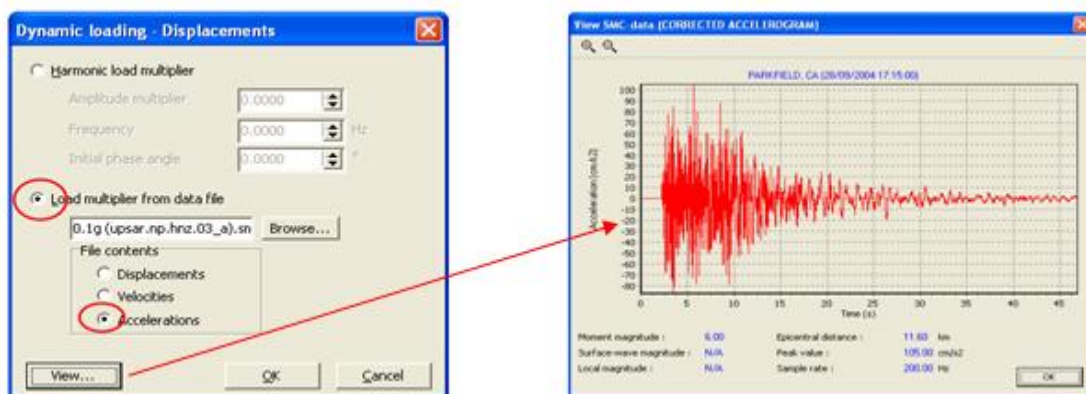


Figure 4.15 Charge active employée dans le calcul dynamique

4.6.8. Méthodes d'introduction d'un chargement dynamique

Dans cette section, on présente les trois manières qui peuvent être utilisées pour introduire la charge dynamique :

4.6.8.1. À partir d'un chargement harmonique

Un chargement dynamique peut être introduit directement dans le logiciel PLAXIS où on peut modifier les caractéristiques du mouvement de vibration (Figures 4.16 et 4.17).

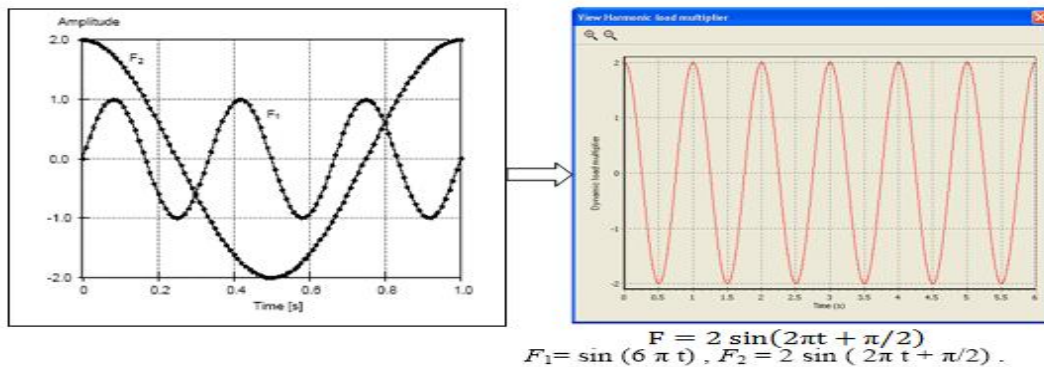


Figure 4.16 Exemple d'un chargement harmonique

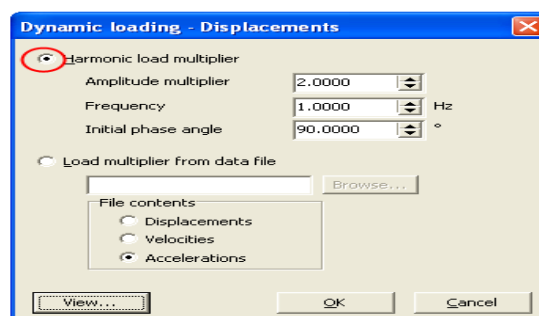


Figure 4.17 Fenêtre de changement d'une excitation harmonique

4.6.8.2. À 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*) » où 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, etc.) (Figures 4.18 et 4.19).

4.6.8.3. À partir d'un 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, le chargement dynamique peut être visualisé par PLAXIS (Figure 4.20).

Quand on utilise [m] comme unité de longueur, on impose un déplacement à la frontière inférieure ($U_x=0.01m$ et $U_y=0.00 m$).

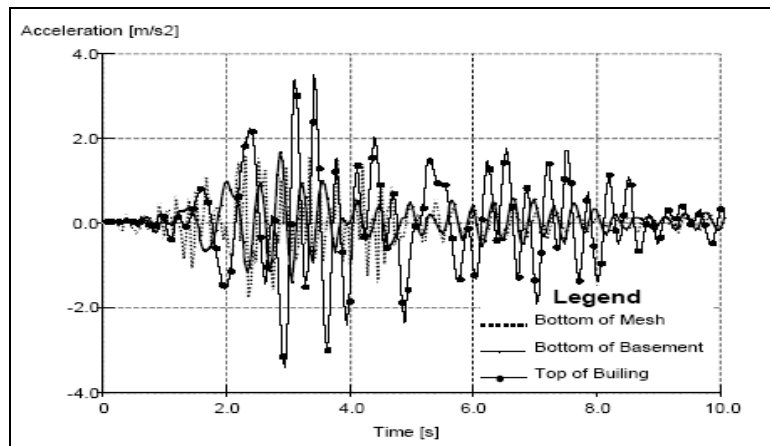


Figure 4.18 Exemple d'un accélérogramme arbitraire

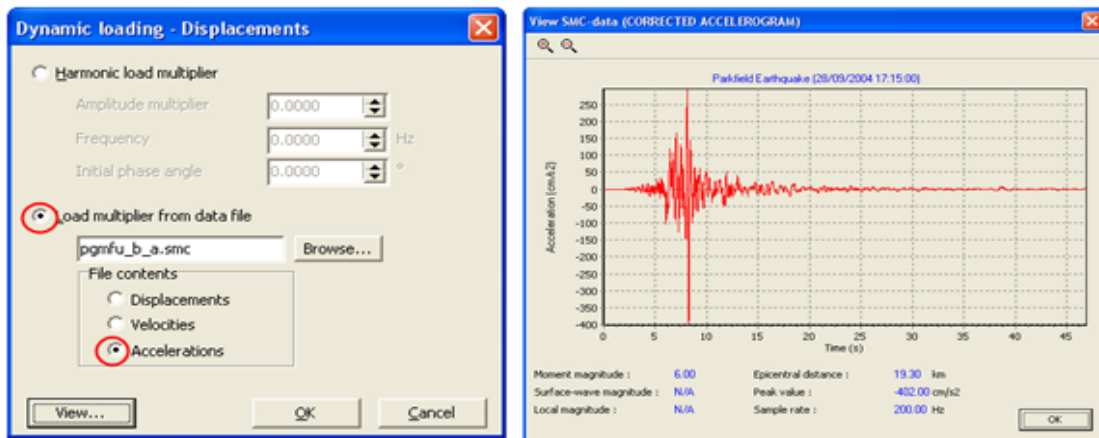


Figure 4.19 Fenêtre d'insertion d'un fichier accélérogramme (S.M.C)

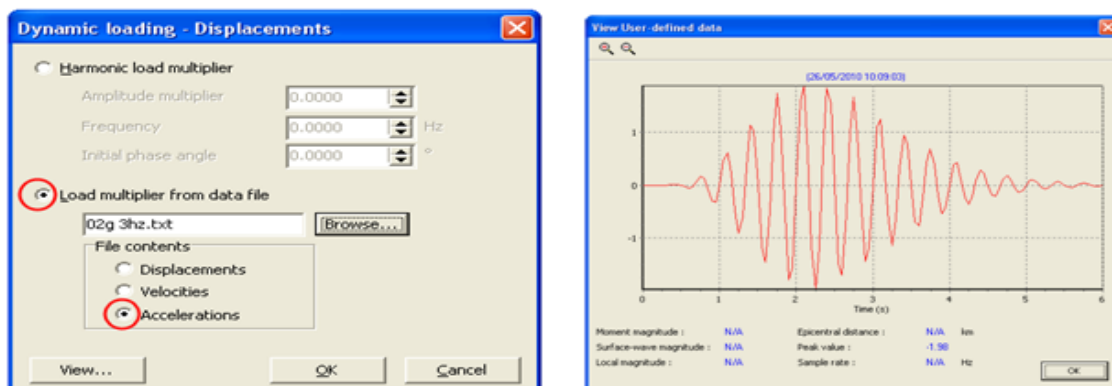


Figure 4.20 Fenêtre d'insertion d'un fichier accélérogramme (ASCII)

4.7. Conclusion

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

- Avec son interface Windows, le code PLAXIS V.8 est un logiciel facile à utiliser. Il permet l'analyse des problèmes géotechniques en 2D où la barre d'outils contient des icônes pour les actions relatives à la création du modèle géométrique.
- Il est caractérisé par la fonction « *Standard construction* » qui permet de simuler le phasage de construction. En faveur à la fonction « *Loading input* », il est possible de changer la géométrie, le chargement, les couches de sol et les éléments de structure.
- PLAXIS nous permet aussi de lire les résultats numériques (soit sous forme des 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 la force de traction maximale requise aux renforcements).
- Grâce à son module dynamique, on peut simuler les séismes sous forme de chargements harmoniques cycliques, où il est facile de changer les paramètres de l'action sismique induite.

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

Pour toutes ces raisons que nous avons opté pour le code PLAXIS pour modéliser et étudier le comportement des remblais d'accès d'approche de pont, géométriquement complexes, sous des sollicitations statique et dynamique.

Chapitre 5 :

ANALYSE NUMÉRIQUE DU COMPORTEMENT STATIQUE DES REMBLAIS D'ACCÈS DE PONT

5.1. Introduction

L'utilisation du géotextile dans les murs de soutènement en sol renforcé a commencé après l'effet bénéfique du renforcement avec ce produit synthétique dans les remblais d'accès des autoroutes sur les faibles couches. Les principales raisons d'une utilisation aussi populaire de ce type de structures en géosynthétiques sont qu'elles offrent une alternative économique efficace par rapport aux structures gravitaires traditionnelles pour la plupart des murs de différentes hauteurs et applications [[Berg et al., 2009](#)].

Les méthodes de conception de base décrites précédemment (chapitres 2 et 3) considèrent ces structures à géométries simples avec des couches de renforcement de la même longueur, supportant soit un remblai horizontal, soit une pente de charge supplémentaire.

Bien que la plupart de ces types d'ouvrages appartiennent à cette catégorie, les structures avec des géométries plus complexes ou des charges externes significatives sont pratiques et nécessitent une considération pendant le processus de sélection. Par exemple, les culées de pont les parois superposées, les murs avec des renforcements inégaux et les murs à double parement couramment utilisés pour les remblais d'accès de pont.

Nonobstant, pour les murs à double parement, il est toujours difficile de séparer la stabilité interne de la stabilité externe, car la surface de rupture la plus critique peut traverser les sections renforcées et non renforcées de la structure.

Pour cette raison, une analyse de la stabilité globale est généralement requise pour ce type de structure. Une estimation approximative du facteur global de sécurité pourrait être effectuée à l'aide de surfaces de rupture plane. Alors, la meilleure méthode est d'utiliser une analyse numérique de la stabilité globale des murs de soutènement en sols renforcés.

Dans ce contexte, deux applications numériques ont été effectuées. L'objectif étant d'étudier la stabilité interne est externe des remblais d'accès de pont bâtis avec des murs de soutènement en sol renforcé par des géosynthétiques sous leurs poids propres. On s'intéresse sur l'effet de la réduction de la distance entre les parements du remblai et la variation de la longueur de chevauchement des renforcements géosynthétiques.

5.2. Historique sur le comportement statique des remblais d'accès de pont

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

Les remblais d'accès de pont en sol renforcé par des géosynthétiques construits par des murs à double parement pour augmenter l'élévation de la structure sont considérés à géométrie complexe (Figure 5.1). Toutefois, les directives de conception disponibles pour ce système de mur sont limitées et les études antérieures sont insuffisantes afin de comprendre leurs comportements [Elias *et Christopher*, 1997 ; Berg *et al.*, 2009 ; Han *et Leshchinsky*, 2010 ; El-Sherbiny *et al.*, 2013 ; Benmebarek *et al.*, 2016 ; Mouli *et al.*, 2016].



Figure 5.1 Construction d'un remblai d'accès avec un mur à double parement

5.2.1. Elias *et Christopher* (1997)

Les anciens guides de l'administration américaine des routes et autoroutes fédérales FHWA 1997 indiquent que la conception des murs à double parement est considérée comme une situation particulière [Elias *et Christopher*, 1997]. Selon ces guides, la distance entre les deux parements 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, basés sur la distance D entre les parois, sont considérés (Figure 5.2).

- Lorsque D est supérieure à $(H \tan (45^\circ - \phi/2))$, 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 deux murs peuvent être conçus indépendamment. Pour ce cas, la méthode typique de conception pour les simples 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, aucune analyse pour la stabilité externe n'est nécessaire.
- Les directives indiquent que lorsque D est inférieur à $(H \tan (45^\circ - \phi/2))$, la poussée active derrière la zone renforcée ne peut être totalement mobilisée, pour cela la poussée active devrait être réduite.

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

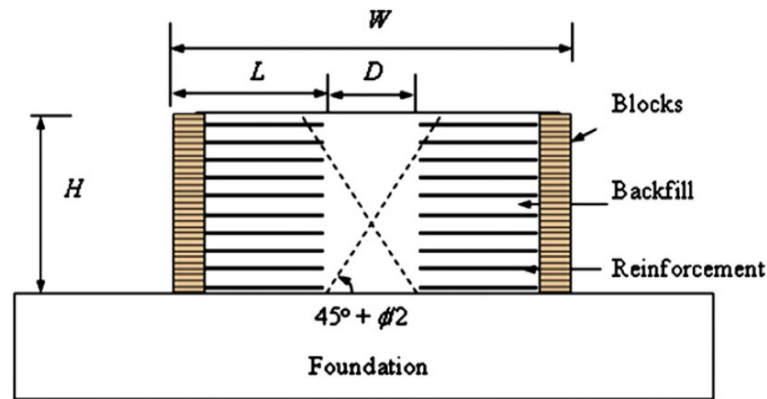


Figure 5.2 Conception et définitions des murs de soutènement en sols renforcés à double parement [Elias et Christopher, 1997]

5.2.2. Berg et al. (2009)

Dans les dernières lignes directives FHWA 2009, ce type de murs de soutènement est classé à géométrie complexe. La pression des terres actives derrière la zone renforcée est modifiée et deux cas sont envisagés [Berg et al., 2009] (Figure 5.3).

❖ Cas I :

Pour le cas I : la base du mur (W) est large et chaque mur peut être conçu de façon indépendante par rapport à l'autre. Théoriquement, si la distance entre les deux murs est inférieure à D_i :

$$D \leq D_i = H_1 \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \approx 0.5H_1 \quad (5.1)$$

Où H_1 est la grande hauteur des murs parallèles. Alors dans ce cas, la surface de rupture ne peut pas être totalement développée, la pression des terres actives est réduite et les deux murs opposés 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 :

$$D > D_i = H_1 \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \approx 0.5H_1 \quad (5.2)$$

Alors, toute la pression active est mobilisée et les deux murs sont conçus d'une manière indépendante.

❖ Cas II :

Dans le cas II : il y a un chevauchement de renforcements, autrement dit, il y a une 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 ne sera considérée dans le calcul de la stabilité externe.

Pour une géométrie intermédiaire, la pression des terres actives devrait être interpolée entre la pression totale et le cas zéro [Berg *et al.*, 2009].

Pour le cas II, avec $L_R > 0.3H_2$, les conditions 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 guides FHWA 2009 sont valables pour les conditions statiques ainsi que pour les actions sismiques où l'accélération horizontale au niveau de la fondation est moins de 0.05g.

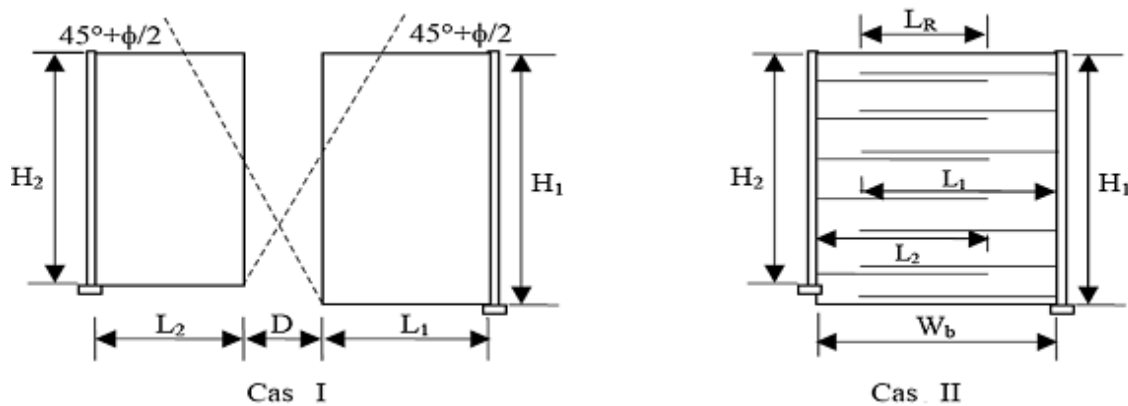


Figure 5.3 Conception des murs à double parement [Berg *et al.*, 2009]

5.2.3. Han *et* Leshchinsky (2010)

Han *et* Leshchinsky (2010) ont adopté les méthodes numériques en différences finies (le logiciel FLAC). L'objectif étant d'étudier 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 le comportement d'un mur à double parement sous un chargement statique (Figure 5.4). La surface critique de rupture, la force de traction maximale requise au renfort ainsi que la poussée active derrière la zone renforcée sont sélectionnées comme des critères d'évaluation de la stabilité de l'ouvrage.

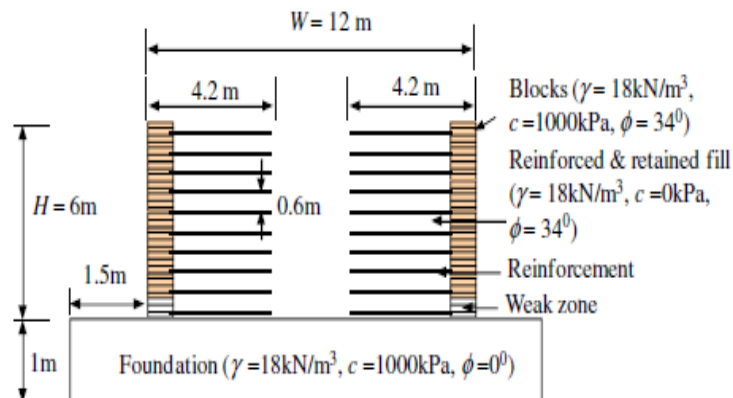


Figure 5.4 Modèle de base pour le cas $W/H=2$ [Han *et* Leshchinsky, 2010]

Les résultats suivants ont été obtenus :

- l'analyse de la surface de rupture montre que les deux murs opposés sont traités d'une façon indépendante lorsqu'ils sont éloignés, le cas $W/H \geq 2$ ($D \geq 3.6$ m) (Figure 5.5).
- lorsque la distance entre les parements devient très petite ($W/H=1.4$), la pression latérale des terres derrière la zone renforcée est toujours existante (Figure 5.6.a). La force de traction maximale requise aux renforcements inextensibles diminue légèrement (Figure 5.6.b).

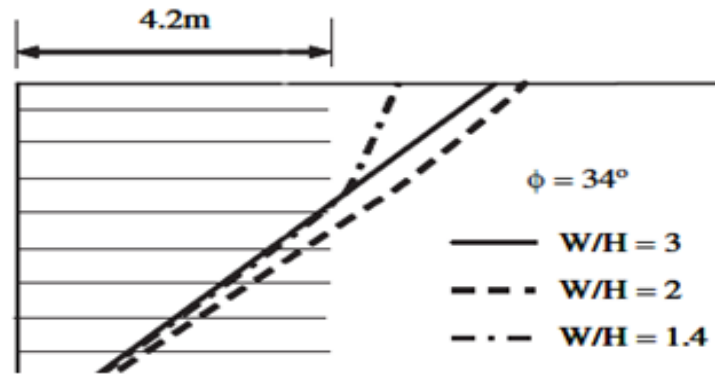


Figure 5.5 Surface de rupture [Han et Leshchinsky, 2010]

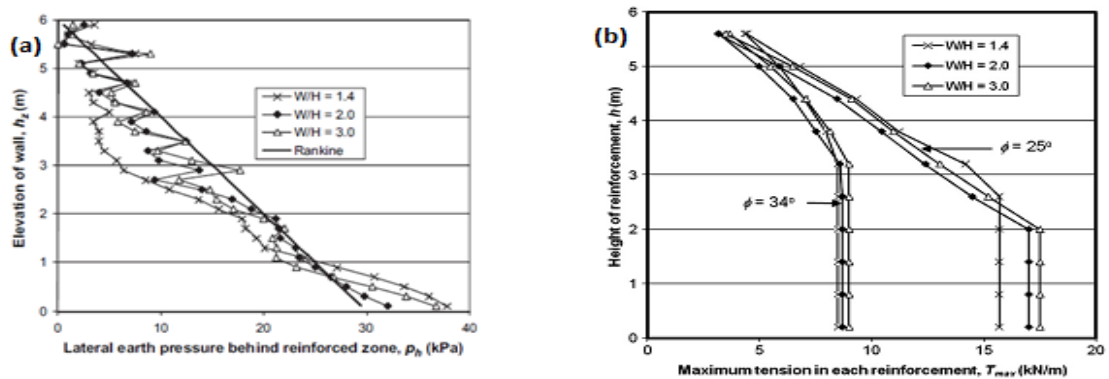


Figure 5.6 Effet de la distance entre les murs opposées sur : (a) la pression des terres actives, (b) la répartition des tractions maximales [Han et Leshchinsky, 2010]

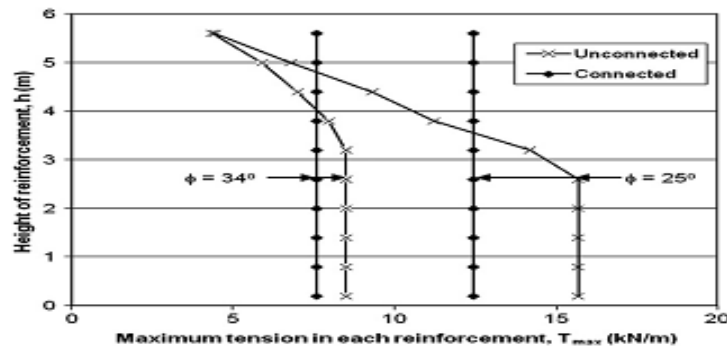


Figure 5.7 Effet de connexion des renforcements au milieu [Han et Leshchinsky, 2010]

D'autre part, quand les parements sont très proches, la connexion des renforts au milieu réduit la traction maximale requise au renforcement (Figure 5.7).

5.2.4. El-Sherbiny *et al.* (2013)

Une analyse en éléments finis (logiciel PLAXIS) a été effectuée sur des murs à double parement pour une rampe d'accès de hauteur $H=5$ m [El-Sherbiny *et al.*, 2013]. L'ouvrage a été dimensionné et conçu conformément à la procédure décrite par les guides FHWA 2009. La largeur de la rampe (W) a été diversifiée pour chaque hauteur telle que la distance libre entre les murs (D) variait de zéro à l'équivalent de toute la hauteur de la paroi du mur. La longueur du chevauchement a été limitée à $0.3H$ et la longueur de renforcement pour chaque mur a été fixée à la valeur typique de $0.7H$, sauf dans le cas où l'armature se chevauche. L'espacement entre les couches de renforcement a été fixé à 0.45 m dans toutes les simulations.

Des faces en blocs modulaires sont sélectionnées pour modéliser la structure, tandis que les renforcements sont des géogrilles en polystyrène à rigidité variante.

Il a été observé que la pression de la terre latérale derrière le mur est approximativement égale à la pression de la terre active calculée selon la théorie de Rankine lorsque l'espacement entre les deux murs est égal à la hauteur de la paroi (Figure 5.8.a).

Cependant, la pression de la terre agissante a été augmentée dans le quart inférieur du mur pour s'approcher de la pression de terre au repos. Ceci est dû à la contrainte inférieure imposée à la base du mur par la semelle rigide.

Le déplacement horizontal diminue légèrement avec la réduction de la distance entre les deux parois, cette diminution est plus significative pour une distance, D , proche de la hauteur du mur (Figure 5.8.b).

Les tractions maximales sont pratiquement similaires pour tous les modèles testés, une légère diminution est due à la connexion des renforcements au milieu lorsque les deux parements sont rapprochés l'un de l'autre (Figure 5.8.c).

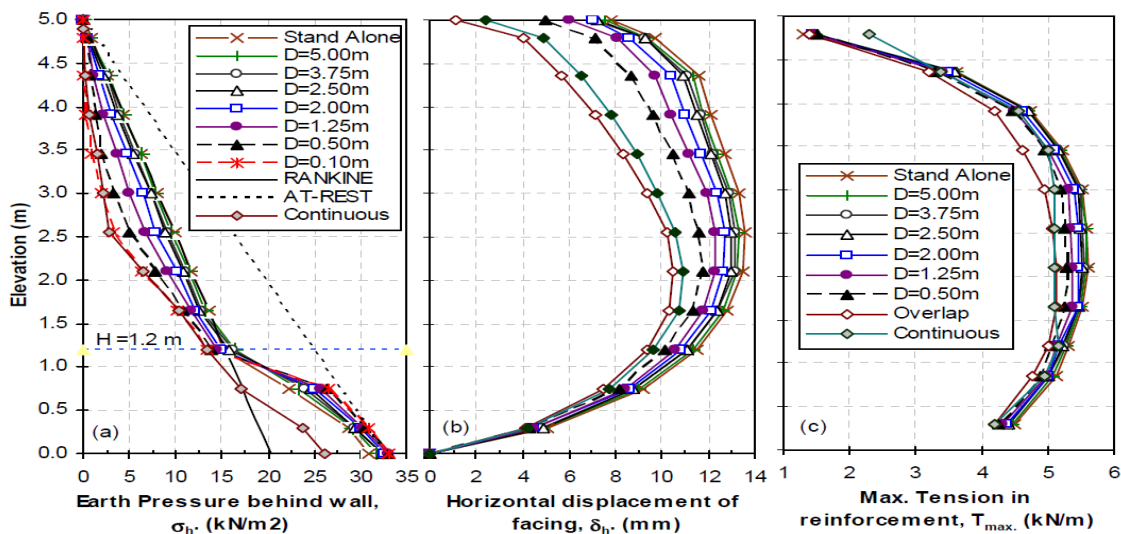


Figure 5.8 Résultats de simulation numérique [El-Sherbiny *et al.*, 2013]

Les surfaces critiques de rupture ont été identifiées à partir du facteur d'analyse de sécurité effectué en utilisant la technique de réduction de la résistance au cisaillement (ϕ/C reduction). Elles ont été observées, pour ne pas se croiser, lorsque D est plus grand que la hauteur du mur. Cela indique que les murs opposés, avec une distance D supérieure ou égale à la hauteur du mur, se comportent séparément l'un de l'autre et devraient être conçus comme des murs autonomes.

L'interaction des surfaces de défaillance critique commence à partir d'une distance, D , inférieure à la hauteur du mur. Comme on peut l'observer, la surface de rupture est forcée vers la paroi du mur alors que D diminue en raison de l'interaction entre les deux parois, ce qui réduit le bloc de rupture (Figure 5.9).

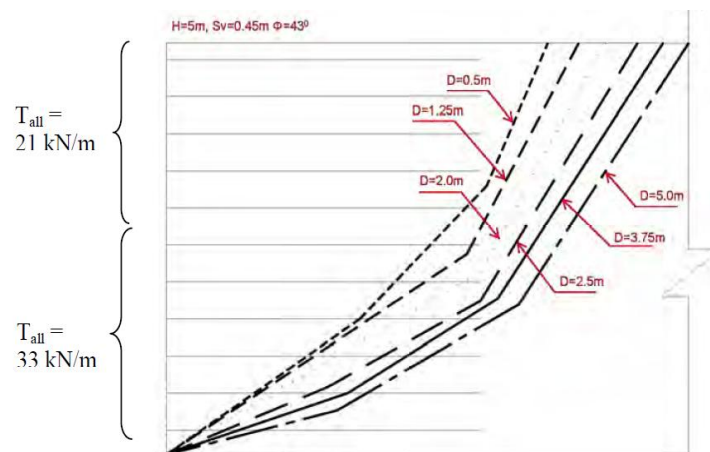


Figure 5.9 Variation de la pression latérale des terres [El-Sherbiny et al., 2013]

La longueur de renforcement, L , a été réduite à $0.5H$ et $0.6H$. La diminution de la longueur de renfort à $0.5H$ a entraîné des forces de traction maximales plus élevées dans les renforcements et une déformation horizontale supérieure dans le mur. Cependant, l'augmentation n'a pas été significative en diminuant la longueur à $0.6H$ (Figure 5.10).

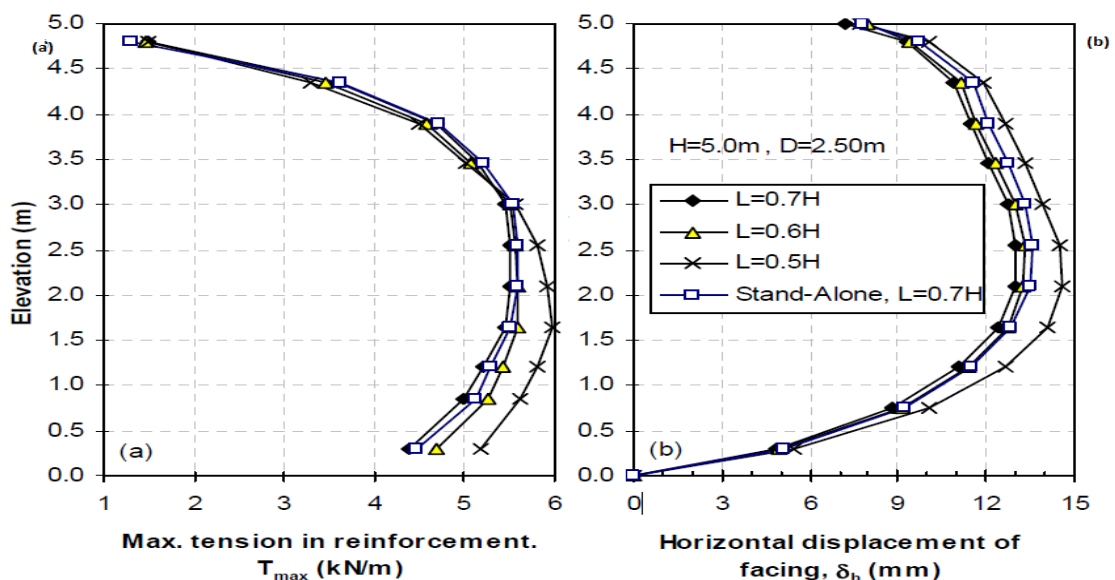


Figure 5.10 Effet de la longueur de renforcement sur : (a) la traction maximale, (b) le déplacement horizontal [El-Sherbiny et al., 2013]

5.2.5. Mouli *et al.* (2016)

Une analyse, en différences finies (Programme FLAC), a été menée où des murs de hauteur $H=6$ m ont été scrutés [Mouli *et al.*, 2016]. La longueur des renforts, L , pour les deux parois a été fixée à 4.2 m (c'est-à-dire $L=0.7H$) et l'espacement vertical entre les couches de renfort a été pris à 0.6 m. La distance entre les extrémités des renforts, D , s'étendant des deux parois a varié de zéro à $0.6H$ de sorte que le rapport W/H varie de 1.4 à 2 (Figure 5.11). L'objectif principal étant d'étudier le comportement de cette structure lorsque les deux murs sont très proches ($D=0$ m).

L'effet de la rigidité des renforcements et leur connexion au milieu ont été étudiés en faisant varier la rigidité de renfort de 500 kN/m à 50 000 kN/m.

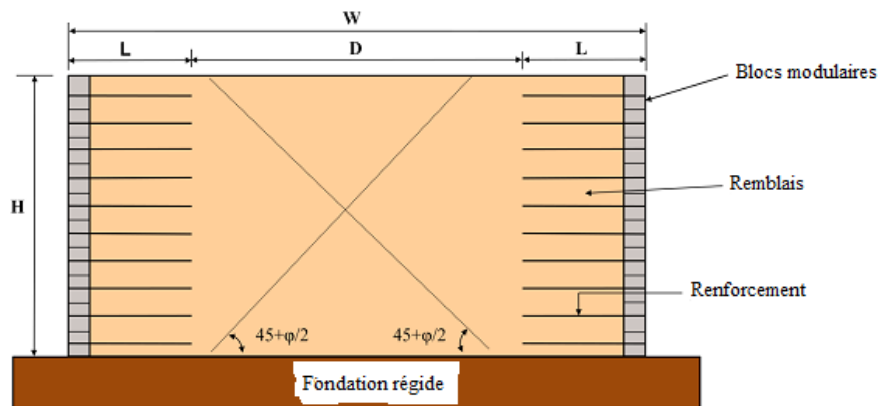


Figure 5.11 Schéma de modélisation d'un mur à double parement [Mouli *et al.*, 2016]

La distribution de la tension maximale dans chaque couche le long de la hauteur de la paroi a été tracée (Figure 5.12). Les auteurs ont observé que, pour le cas d'un renforcement à faible rigidité ($EA=500$ kN/m), la différence entre le cas connecté et non relié était insignifiante. Mais lorsque la rigidité du renfort a été augmentée à 50 000 kN/m, le cas de renfort indépendant a montré une tension maximale supérieure par rapport au cas connecté. Dans le cas d'une armature de renforcement connectée plus rigide, l'interaction était beaucoup plus élevée que le cas non connecté.

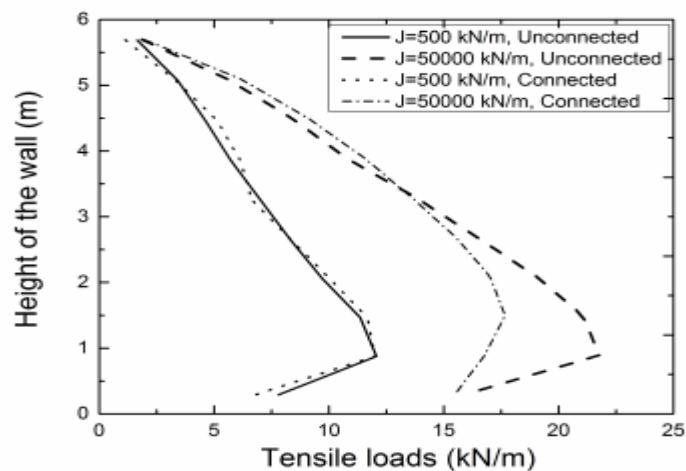


Figure 5.12 Profil des forces des tractions maximales pour les cas des renforcements connectés et non reliés ($W/H=1.4$) [Mouli *et al.*, 2016]

Dans le cas $W/H=2$, la distance entre les deux murs étant considérable, les murs se comportaient comme des murs indépendants et la répartition maximale de la tension le long de la hauteur du mur est presque identique pour les deux cas non connectés $W/H=1.4$ et $W/H=2$ (Figure 5.13).

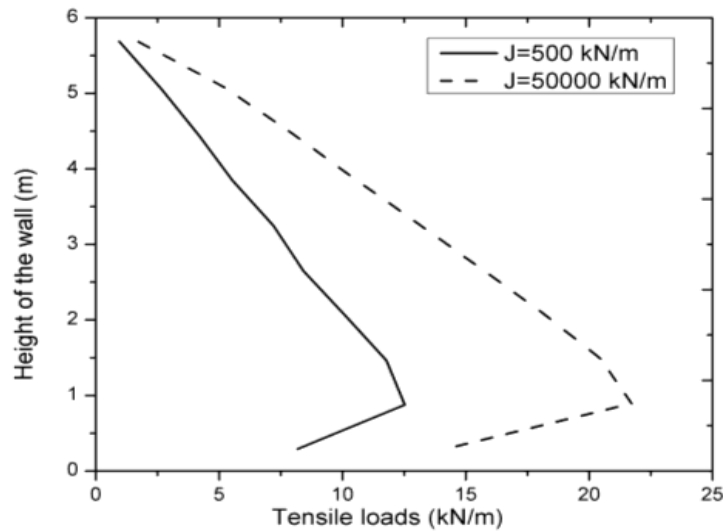


Figure 5.13 Profil des forces de traction maximales pour le cas $W/H=2$ [Mouli *et al.*, 2016]

5.2.6. Benmebarek *et al.* (2016)

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

L'objectif était d'évaluer les effets de la réduction de la distance entre les deux parements opposés de l'ouvrage. La longueur de renforcement, la qualité du matériau de remblai ainsi que les conséquences de la connexion des renforts au milieu, lorsque les parois sont jointées, sont aussi abordées.

Les résultats ont indiqué que chacun des murs se comporte indépendamment si la largeur du remblai entre les parois est supérieure à celles de la zone active. Cela est en accord avec le résultat de la directive FHWA 2009 [Berg *et al.*, 2009]. Cependant, les résultats ont montré que le guide FHWA 2009 sous-estime la pression latérale de la terre lorsque les murs interagissent l'un avec l'autre. De plus, si les parements sont très proches, la directive FHWA 2009 surestime fortement la force de traction maximale dans le renforcement.

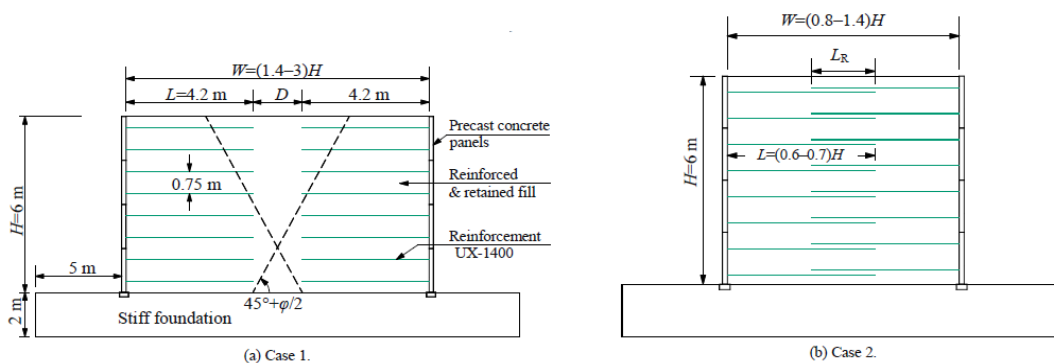


Figure 5.14 Dimensions et paramètres des modèles étudiés [Benmebarek *et al.*, 2016]

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

La géométrie du modèle de base dans cette étude a la même configuration que celle rapportée par d'autres chercheurs [Han et Leshchinsky (2010)] (Figure 5.14). La hauteur des murs est maintenue constante et égale à 6 m, la distance entre les murs varie de $3H$ à $0.8H$ (grande à étroite largeur de remblai).

La pression latérale moyenne de la terre derrière le mur est proche de la pression latérale active de Rankine lorsque le rapport normalisé D/H est grand (Figure 5.15). Néanmoins, dans le quart inférieur du mur, correspondant à la première écaille préfabriquée, la pression latérale de la terre s'accroît et s'approche de la pression de terre au repos ; ceci est attribué à la contrainte imposée à la base du mur par la fondation rigide (Figure 5.15).

Cependant, lorsque D diminue de $1.6H$ à zéro, la pression latérale de la terre est amoindrie et la pression latérale de la terre existe derrière le mur renforcé même pour le cas $D=0$ m.

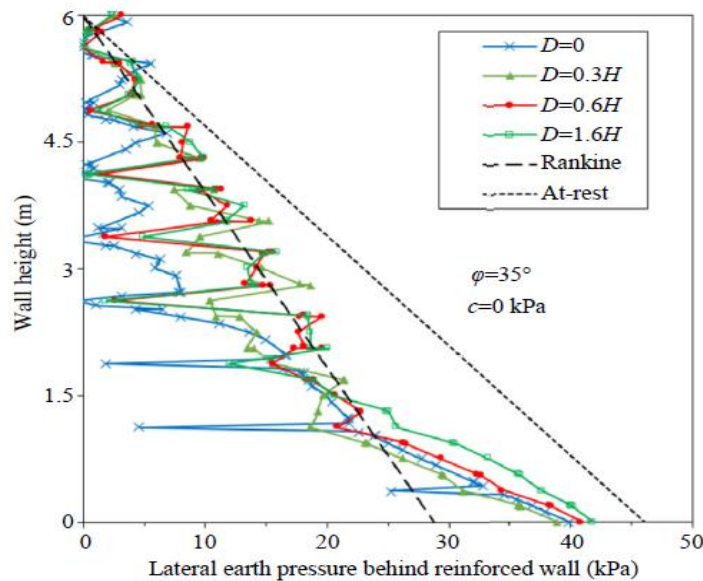


Figure 5.15 Distribution de la pression latérale [Benmebarek et al., 2016]

Pour le cas $D>0$, les forces de traction dans le renforcement pour différents rapports W/H se trouvent très proches (Figure 5.16.a). Les valeurs théoriques de la force de traction normalisée dans chaque couche de renforcement, utilisant des méthodes d'équilibre limite basées sur la théorie de Coulomb, sont également représentées (Figure 2.16.a). Cela est fait pour une comparaison appuyée sur les analyses d'un mur sans tenir compte de l'interaction.

Les résultats de calcul de la traction dans le renforcement pour différents rapports W/H couvrent les cas I et II de la directive de conception FHWA 2009 [Berg et al., 2009]. Ils correspondent aux résultats obtenus par la méthode de l'équilibre limite, qui varient linéairement

avec la profondeur, sauf le quart inférieur du mur où la force de traction diminue en raison de la rigidité de la fondation, telle qu'observée dans une étude antérieure [Huang *et al.*, 2010].

Lorsque $D=0$ ($W/H=1.4$), les forces de traction dans le renforcement pour les murs connectés et non reliés sont presque égales (Figure 5.16.b).

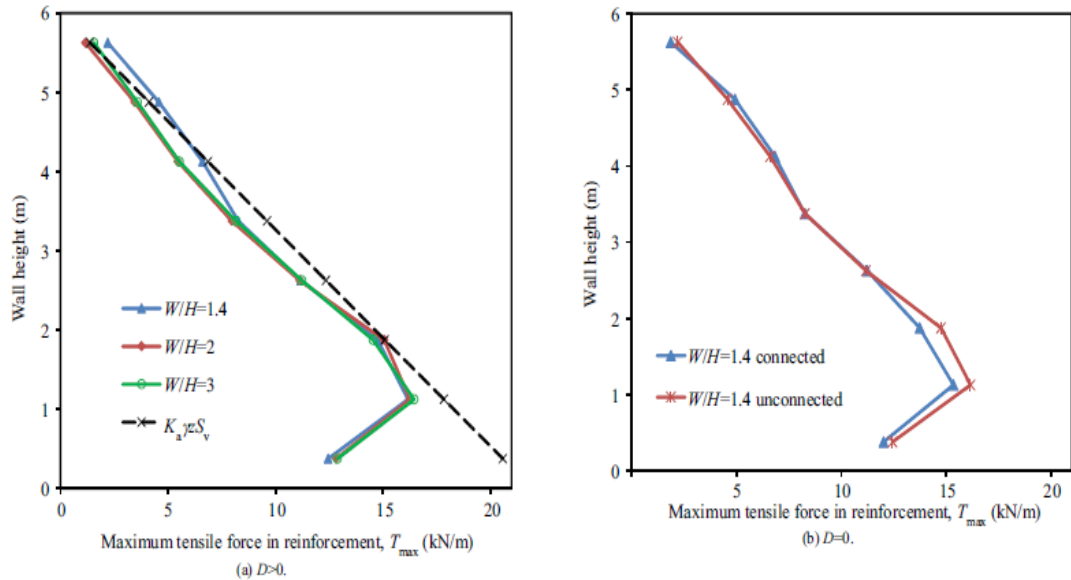


Figure 5.16 Traction maximale dans les renforcements [Benmebarek *et al.*, 2016]

L'effet de la cohésion est examiné en l'augmentant de 0 à 5 kPa, ce qui peut couvrir des valeurs pratiques. La pression de la terre latérale derrière le mur renforcée diminue avec l'augmentation de la cohésion des sols (Figure 5.17.b). La force de traction maximale dans les géosynthétiques est réduite avec l'accroissement de la cohésion des sols à un taux moyen de 40% (Figure 5.17.a).

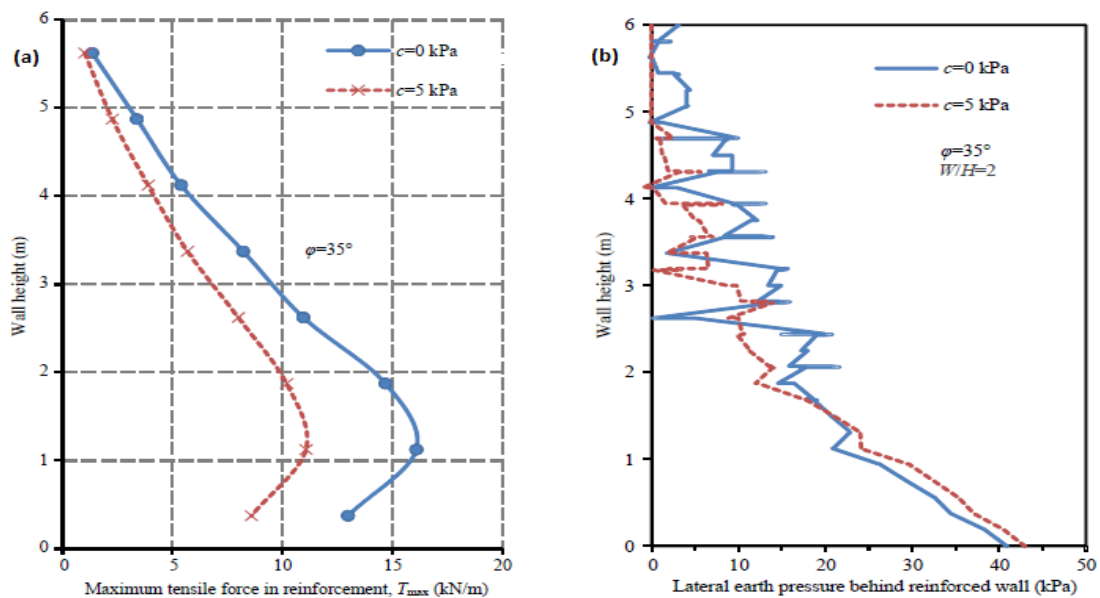


Figure 5.17 Effet de la cohésion du sol sur : (a) la traction maximale, (b) la pression latérale [Benmebarek *et al.*, 2016]

5.3. Présentation des études sous condition statique (poids propre)

Vu que l'analyse des remblais d'accès de pont construits avec des murs à double parement est rarement traitée, une équipe de recherche en géotechnique, dirigée par le professeur Benmebarek, est installée au sein du laboratoire modélisation numérique et instrumentation d'interaction sol-structure (MN2I2S) de l'université de Biskra.

Le premier travail de cette équipe de recherche est focalisé sur le comportement de telles structures en effectuant des analyses numériques en éléments finis (le code PLAXIS 2D V 8) [Benmebarek *et al.*, 2016]. La méthode des éléments finis est apparue comme un outil efficace pour analyser différentes structures géotechniques complexes, en particulier pour les études paramétriques.

Pour compléter les recherches, nous avons mené deux applications numériques, présentées dans cette thèse. L'objectif est d'avoir une bonne compréhension du comportement des remblais d'accès de pont construits avec des murs de soutènement à double parement renforcés par les géosynthétiques sous les actions statiques. Ces deux applications démontrent la réponse de ce type de structure sous l'effet de leurs poids propres dans les deux cas suivants :

- ✓ **Cas I** : un remblai d'accès avec des murs lointains, d'une autre manière, des renforcements qui se rencontrent au milieu. L'intérêt est l'évaluation de l'effet de la distance D entre les deux murs sur la stabilité externe et interne de la structure.
- ✓ **Cas II** : un remblai d'accès avec des murs rapprochés l'un de l'autre, d'une autre manière il y a un chevauchement de renforcement. Nous discutons particulièrement l'effet de la longueur de chevauchement, L_R , sur la stabilité externe et interne de l'ouvrage.

5.4. Comportement d'un remblai d'accès de pont sous poids propre (Cas I)

5.4.1. Géométrie du remblai d'accès de pont (modèle de base)

Dans notre modèle de base, le remblai d'accès d'approche de pont a été construit avec deux murs de même hauteur, $H_1=H_2=H=6$ m, la largeur du remblai est $W=12$ m correspondant à un rapport $W/H=2$. La longueur de renforcement est égale à $L=4.2$ m (soit $0.7H$) typiquement aux guides FHWA 2009 [Berg *et al.*, 2009] (Figure 5.18).

Pour $W=12$ m et $L=4.2$ m, la distance entre les deux murs est $D=3.6$ m. Cette distance est légèrement supérieure à $D_i=H\tg(45^\circ-\phi/2)\approx 0.5H=3$ m où la conception d'un mur de soutènement simple à un seul parement peut être adoptée [Berg *et al.*, 2009]. Cette géométrie est similaire à celle adoptée lors d'une analyse de comportement d'un remblai d'accès par le logiciel en différences finies FLAC [Han *et Leshchinsky*, 2010].

5.4.2. Caractéristiques des éléments des murs du remblai

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

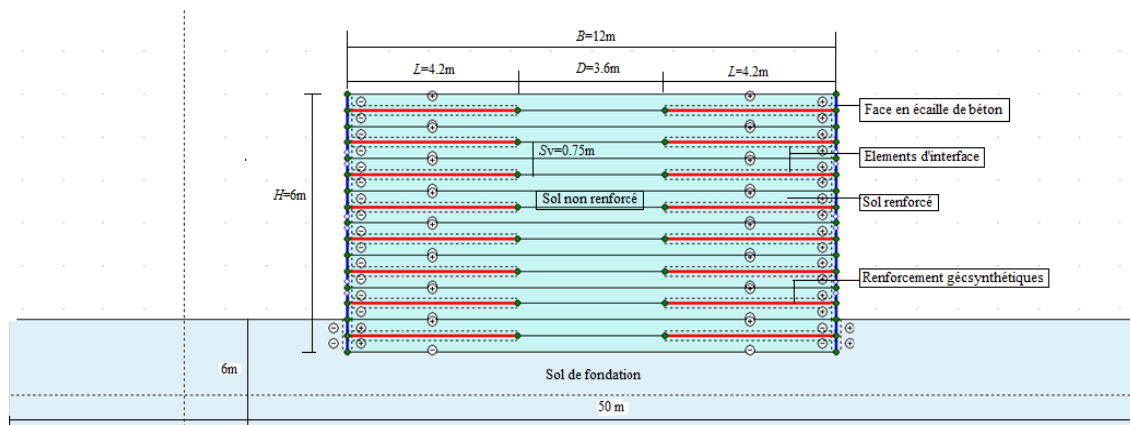


Figure 5.18 Géométrie du modèle de base ($W/H=2$)

5.4.2.1. Propriétés des sols

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

Le modèle de comportement de sol est le modèle élastique de Mohr-Coulomb. C'est un modèle largement adopté pour la simulation des sols renforcés dans l'analyse des murs de soutènement. Ces cinq paramètres à savoir, les paramètres de cisaillement (l'angle de frottement et la cohésion), les paramètres d'élasticité (le module d'élasticité et le coefficient de Poisson) et l'angle de dilatance sont intensivement donnés par les études antérieures. Les propriétés du sol renforcé sont choisies pour simuler un sol granulaire défini par les guides FHWA 2009 [Berg *et al.*, 2009], elles sont aussi utilisées par plusieurs auteurs (Ex : [Guler *et al.*, 2012 ; Jonathan *et al.*, 2013]). Tandis que les dimensions et les propriétés du sol de fondation sont choisies pour simuler une fondation parfaitement rigide. Les données des sols affectées dans le logiciel PLAXIS sont mentionnées (Tableau 5.1).

Tableau 5.1 Paramètres de données du sol [Guler *et al.*, 2012]

Paramètres des sols	Sol de fondation Mohr-Coulomb	Sol renforcé et non renforcé Mohr-Coulomb
Poids volumique (γ_{dry}) [kN/m ³]	22	18
Module d'élasticité (E) [kN/m ²]	200 000	30 000
Coefficient de Poisson (ν)	0.1	0.3
Angle de frottement (ϕ) [°]	30	35
La cohésion (C) [kN/m ²]	100	5
Angle de dilatance angle (ψ) [°]	0	0

5.4.2.2. Le parement

Chaque parement de mur est construit avec quatre écailles pour réaliser un mur de 6 m de hauteur. Les écailles de béton ayant une section droite de 1.50 m de côté, d'épaisseur 0.15 m et

de poids volumique $\rho=2\,400\text{ kg/m}^3$. Les paramètres essentiels pour les écailles sont tirés d'une étude précédente [Guler *et al.*, 2012] (Tableau 5.2).

D'autre part, les écailles sont modélisées par des poutres reliées verticalement par des rotules afin de reproduire la flexibilité d'un mur réel. De plus, dans la structure réelle, les plots, des joints élastomères, sont insérés entre les panneaux afin d'assurer le bon espacement, ils empêchent les panneaux d'avoir des points de contact et évitent l'effritement du béton. Ce joint élastomère est pris en compte dans la modélisation numérique par certains chercheurs comme des charnières simple. La compressibilité qui se développe entre les panneaux en raison de la présence de plots est négligée.

Tableau 5.2 Caractéristiques du parement de mur [Guler *et al.*, 2012]

Modèle	Rigidité axiale (EA)	Rigidité flexionnelle (EI)	Poids volumique (γ_c)	Poids du panneau (w_c)	Coefficient de Poisson (ν)
élastique	4.5×10^6	8.438	24	3.6	0.1
linéaire	[kN/m]	[kN/m ² /m]	[kN/m ³]	[kN/m ² /m]	

5.4.2.3. Les renforcements

Dans les murs réels, les armatures géosynthétiques sont mises en place en paire de bandes de 50 mm de large (2*50). Les renforcements simulés dans notre calcul correspondent aux bandes géosynthétiques dont les caractéristiques sont répertoriées (Tableau 5.3). Ces renforcements sont placés en 8 lits espacés verticalement de 0.75 m.

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

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

$$E^*A=(5 \times 10^3) \times (100 \times 3) \times 2 / (1.5 \times 1\,000) = 2\,000\text{ kN/m.}$$

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

Tableau 5.3 Caractéristiques des renforcements géosynthétiques

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

5.4.2.4. Longrines de niveau

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

5.4.2.5. Les interfaces

La résistance au cisaillement à l'interface sol/structure est un paramètre essentiel pour l'analyse de la stabilité des murs de soutènement en sol renforcé. Alors, la modélisation des interfaces était toujours un défi lors de la simulation numérique [Kiliakin *et al.*, 1992]. Les interfaces géosynthétiques ont été préalablement étudiées (Ex : [Koutsourais *et al.*, 1991 ; Giroud *et Darrasse*, 1993 ; Gilbert *et Byrne*, 1996 ; Stark *et al.*, 1996 ; Jones *et Dixon*, 1998 ; Wasti *et Özdüzgün*, 2001 ; Hebel *et al.*, 2005 ; Bergado *et al.*, 2006 ; Pitanga *et al.*, 2009]).

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

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

5.4.3. Présentation et validation de l'étude

Un paramètre important est sélectionné pour l'étude de comportement du remblai d'accès de pont, la distance, D , entre les deux parements opposés (le rapport W/H). En plus du modèle de base $W/H=2$ ($D=3.6$ m), deux autres modèles sont sélectionnés pour l'étude paramétrique, $W/H=1.4$ ($D=0$ m) et $W/H=3$ ($D=9.6$ m).

Pour valider les résultats numériques, les poussées des terres actives sont comparées à celle de Rankine. Les forces des tractions maximales dans les renforcements sont confrontées avec les résultats analytiques de la norme française basée sur la théorie de Meyerhof [NF P94-270, 2009]. Les lignes des tractions maximales sont jaugées avec les lignes pratiques de la norme française NF P94-270 et le guide américain FHWA 2009 [Berg *et al.*, 2009].

5.4.4. Discussion des résultats de l'étude statique pour le Cas I

5.4.4.1. Les surfaces critiques de rupture

Les endroits et les formes des surfaces critiques des murs pour les différents rapports W/H sont déterminés sur la base des contours de la contrainte de cisaillement.

Les lignes de rupture pour les deux murs opposés du remblai d'accès dans le cas $W/H=3$ ($D=9.6$ m) sont présentées (Figure 5.19).

Nous avons démontré qu'il y a interaction entre les deux zones de cisaillement derrière la zone renforcée seulement dans les lits supérieurs, mais elles sont très lointaines de la zone renforcée

du côté opposé. Dans ce cas, les deux murs peuvent être conçus d'une manière indépendante l'un de l'autre. Cette conclusion concorde avec des études antérieures [Han et Leshchinsky, 2010].

La méthode analytique ne permet pas d'analyser deux murs opposés, lorsqu'ils sont très proches, où l'analyse est plus importante. Alors, les résultats de l'effet de la distance entre les murs présentés ci-dessous sont basés sur l'analyse numérique.

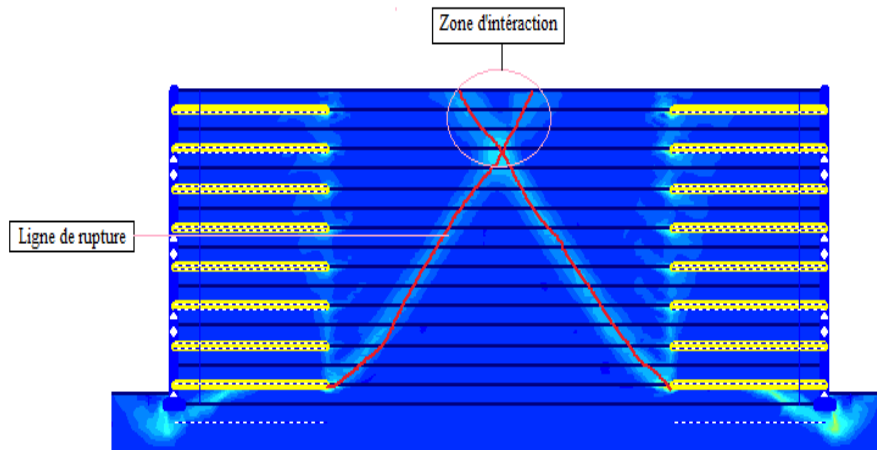


Figure 5.19 Zone d'interaction pour le modèle $W/H=3$

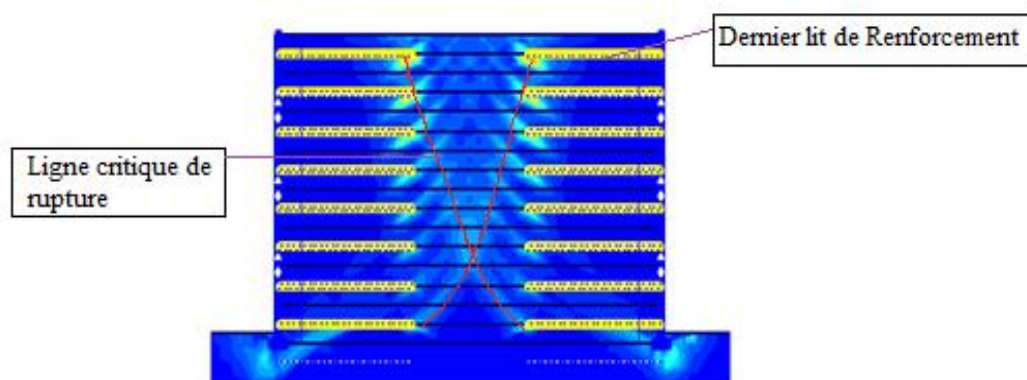


Figure 5.20 Zone d'interaction pour le modèle $W/H=2$

Pour le cas $W/H=2$ ($D=3.6$ m), la ligne de rupture pour chaque mur a l'allure de la surface de Coulomb. Les deux lignes derrière les renforcements se coïncident, mais ne se propagent pas dans la zone renforcée du côté opposé et elles sont arrêtées à l'approche du dernier lit (Figure 5.20).

Selon les guides FHWA 2009, pour un remblai avec $\phi=35^\circ$, une distance $D_i=0.53H=3.18$ m, un peu inférieure à $D=3.6$ m, est nécessaire pour qu'il n'y ait pas d'interaction entre les deux murs [Berg et al., 2009]. Cependant, la présente étude montre que cette distance n'est pas suffisante (Figure 5.20).

Pour un rapport $W/H=1.4$, les murs sont proches l'un de l'autre ($D=0$ m), la zone de cisaillement derrière les renforcements ne peut pas être développée et le cisaillement maximal est localisé en tête des renforcements qui ne sont pas connectées au milieu (Figure 5.21). Dans ce

cas, les deux murs du remblai d'accès s'interagissent, donc ils ne sont pas conçus d'une manière autonome. Une conclusion qui se confond bien avec les résultats des études précédentes [Han *et* Leshchinsky, 2010].

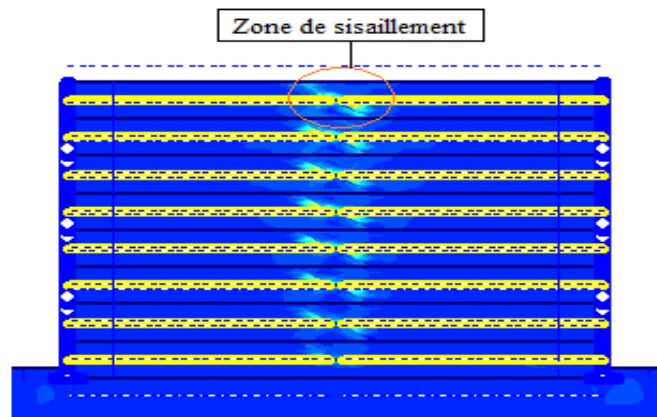


Figure 5.21 Zone d'interaction pour le modèle $W/H=1.4$

5.4.4.2. Mode de rupture

Il a été constaté qu'il y a interaction entre les deux murs du remblai pour lorsque $W/H=2$; cette interaction n'influe pas sur le mode de rupture où les mécanismes de défaillance tendent vers un mode de glissement dans deux sens opposés (Figure 5.22).

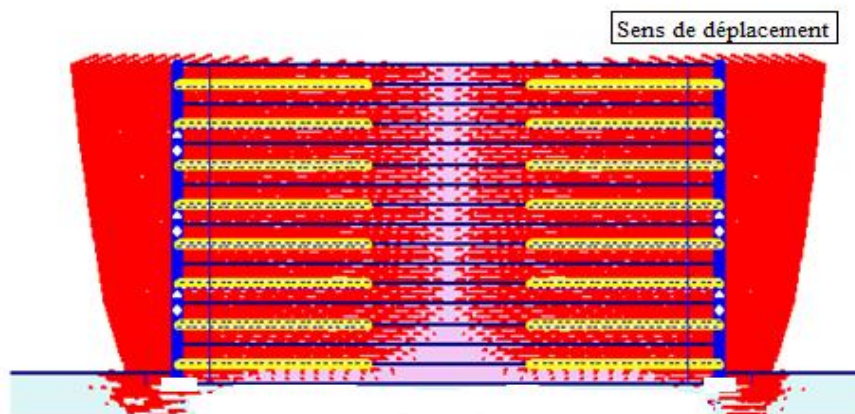


Figure 5.22 Mode de rupture du modèle $W/H=2$

5.4.4.3. Pression des terres actives derrière la zone renforcée

En se référant aux deux guides FHWA 2001 [Elias *et al.*, 2001] et FHWA 2009 [Berg *et al.*, 2009], la poussée des terres actives derrière la zone renforcée pour l'analyse de la stabilité externe doit dépendre de la distance entre les murs (le rapport W/H). Alors, les variations des pressions des terres, σ_h , sont tracées et comparées avec les résultats analytiques basés sur la théorie de Rankine (Figure 5.23).

Il est nettement montré que la pression latérale de la terre existe derrière la zone renforcée, même pour un rapport $W/H=1.4$ ($D=0$ m). Cependant, les directives américaines FHWA 2001

suggèrent que la pression latérale de la terre pour l'analyse de la stabilité externe doit être ignorée lorsque $D=0$ m. De toute évidence, cette suggestion conduit à une conception dangereuse.

Toutefois, les dernières directives FHWA 2009 indiquent que la poussée active est réduite, ce qui a été confirmé par les résultats numériques en différences finies [Han *et* Leshchinsky, 2010], et par la présente étude en éléments finis.

La pression des terres derrière la zone renforcée est proche de la pression latérale des terres actives de Rankine lorsque le rapport W/H est large ($W/H=3$ et $W/H=2$) (Figure 5.23). Cependant, la pression latérale de la terre diminue avec la réduction de la distance (le cas $W/H=1.4$).

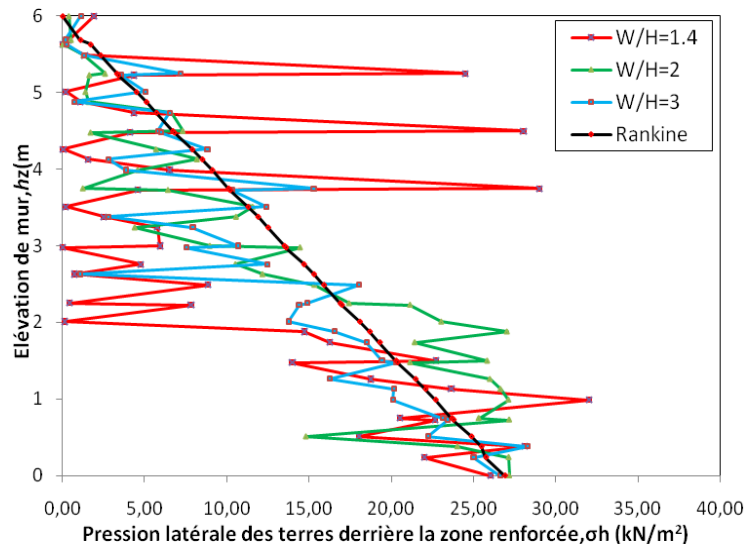


Figure 5.23 Distribution des pressions des terres actives derrière la zone renforcée

Les résultantes des pressions latérales derrière la zone renforcée (F_a) sont offertes par le logiciel PLAXIS. L'effet de la géométrie du remblai sur la pression des terres actives n'est pas assez prononcé pour des rapports $W/H \geq 2$; c'est le cas contraire pour les murs rapprochés ($W/H=1.4$) où la pression des terres actives est amoindrie de 25% (Tableau 5.4).

Tableau 5.4 Valeurs numériques des résultantes des pressions latérales

Le rapport W/H	2	3	1.4
F_a (kN/m)	78.04	78.71	57.07
$\Delta F_a / F_{a_2}$ (%)	---	+1	-25

F_{a_2} : Résultante des pressions latérales pour le cas de référence $W/H=2$.

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

Une comparaison des résultantes des pressions latérales (F_a) avec celle calculée par la méthode de Rankine ($F_h=87.8$ kN/m) conclue que, le calcul théorique est largement conservatif dû à la non-linéarité de la distribution des pressions obtenue numériquement. Par exemple, pour le cas

$W/H=1.4$, la valeur de la résultante obtenue numériquement est d'environ 65% de celle de Rankine (Figure 5.24).

Le point d'application de la force résultante des terres actives derrière la zone renforcée se trouve légèrement au-dessous de celle de Rankine pour situer à moins de 2 m de la base du mur dans tous les rapports W/H étudiés (Tableau 5.5). Ce point est légèrement influencé par la distance entre les deux parements de remblai. Donc, la distribution de la force de Rankine (F_h) est plus conservative lorsqu'en calcule le moment de renversement induit par la force de pression latérale des terres actives.

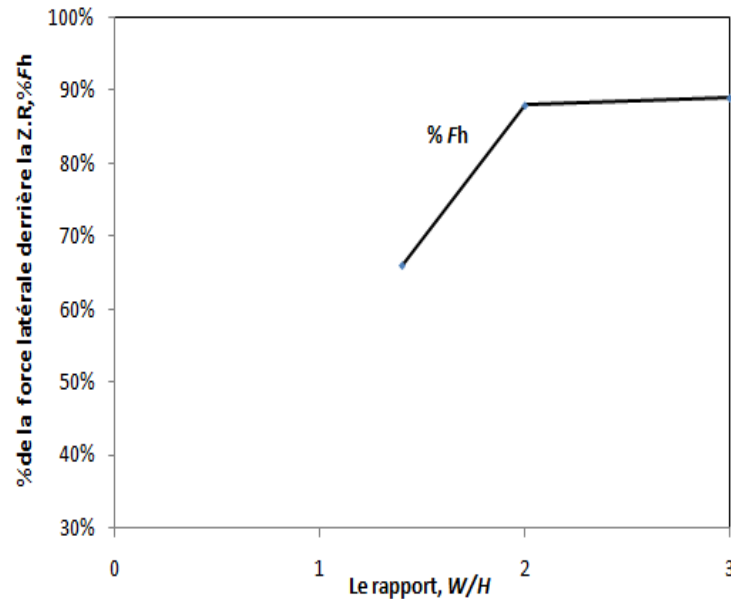


Figure 5.24 Pourcentage de la force résultante numérique (F_a) par rapport à celle de Rankine (F_h)

Tableau 5.5 Point d'application de la résultante de F_a

Le rapport W/H	2	3	1.4
Point d'application de F_a (m)	1.63	1.91	1.26

5.4.4.4. Déplacements horizontaux des murs

La courbe de déplacement horizontal, à la fin de la construction, est similaire à la perspective obtenue dans des études antérieures [Guler *et al.*, 2012] où le maximum est localisé en haut de mur (Figure 5.25). L'influence de la distance, D , est légèrement prononcée entre les deux rapports $W/H=2$ et 3 (Figure 5.25), résulte qu'il y a une légère interaction entre les deux murs du remblai d'accès lorsque $W/H=2$.

Par contre, pour les murs très rapprochées ($W/H=1.4$), le déplacement maximal est amoindri et il est localisé à $3/4H$ à partir de la base du mur (Figure 5.25).

La variation des déplacements horizontaux maximaux est chiffrée où une réduction de la distance de 3.6 à 0 m induit une diminution de déplacement maximum, U_x , d'un taux de 45% (Tableau 5.6).

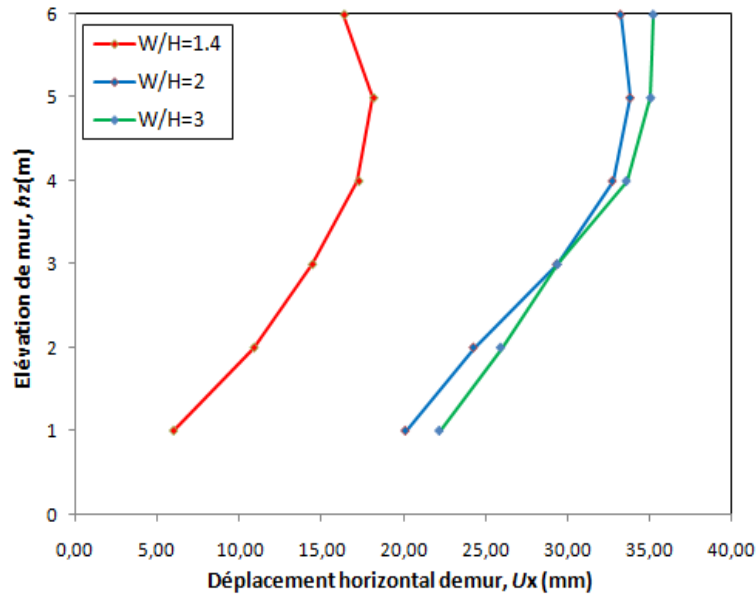


Figure 5.25 Déplacement horizontal du parement de mur à la fin de la construction

Tableau 5.6 Variation du déplacement horizontal maximal en fonction de W/H

Le rapport W/H	2	3	1.4
U_x	33.50	33.61	18.14
$\Delta U_x / U_{x2}$ (%)	---	+0.3	-45

U_{x2} : Déplacement horizontal maximal dans le modèle de référence $W/H=2$.

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

5.4.4.5. Le coefficient de sécurité

Le coefficient de sécurité (F_s) est calculé par la méthode « ϕ/C reduction ». 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 [Brinkgreve *et al.*, 2006].

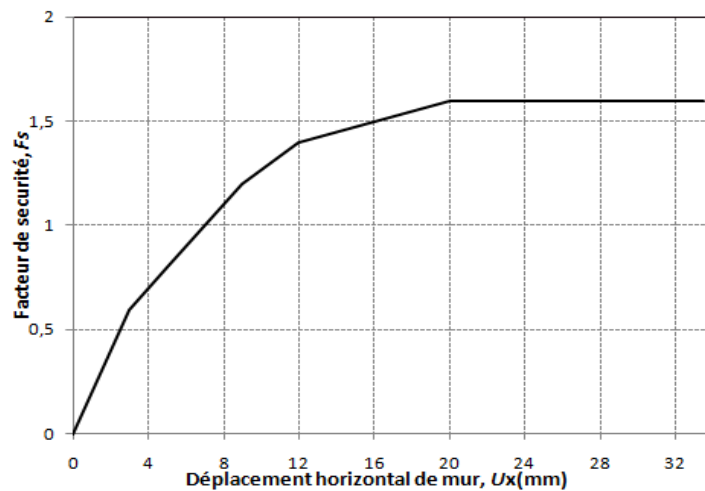


Figure 5.26 Allure de la courbe du coefficient de sécurité F_s pour $W/H=2$

À titre indicatif, l'allure de la courbe du facteur de sécurité donnée par PLAXIS, pour le modèle de référence $W/H=2$, est exposée (Figure 5.26).

Conformément aux résultats obtenus dans la section précédente, l'influence de la distance, D , entre les deux murs de remblai n'est pas assez prononcée pour les deux rapports $W/H=2$ et 3, d'où une interaction mineure existe pour le cas $W/H=2$ ($D=3.6$ m). En revanche, le rapprochement de deux murs induit une augmentation du coefficient de sécurité d'environ 11% (Tableau 5.7). Apparemment, l'hypothèse des lignes directrices FHWA 2009 n'est pas prise en charge par le résultat numérique. Toutefois, les suppositions de la FHWA 2009 conduisent à des résultats plus sécuritaires. Ainsi, des études avec d'autres rapports W/H dans l'intervalle de 2 à 2.5, par exemple, seraient intéressantes.

Tableau 5.7 Valeurs du coefficient de sécurité F_s pour différents rapports W/H

Le rapport W/H	2	3	1.4
F_s	1.60	1.58	1.77
$\Delta F_s/F_{s_2}$ (%)	---	-1	+11

F_{s_2} : Coefficient de sécurité pour le modèle $W/H=2$.

ΔF_s : Différence calculée entre le modèle $W/H=2$ et les autres rapports W/H .

5.4.4.6. Distribution de la traction maximale avec la hauteur

La distribution des forces de tractions maximales dans les renforcements le long de la hauteur du mur obtenue numériquement est linéaire pour tous les cas étudiés. Cela est conforme au calcul analytique classique de Meyerhof donné par les normes NF P94-270, où la géométrie du mur n'a pas d'influence sur la distribution des forces de traction (Figure 5.27). Aussi, ce résultat concorde bien avec des résultats numériques précédents données par le code PLAXIS [Guler *et al.*, 2012]. Par contre, une répartition trapézoïdale a été trouvée antérieurement, c'est la méthode « *K-Stiffness* » qui a été adoptée pour évaluer la traction maximale dans les renforcements [Han *et Leshchinsky*, 2010] (voir chapitre 2 sou-section 2.8.4). Il faut noter que la différence entre le calcul numérique et analytique dans le lit inférieur (lit 1) est attribuée à l'effet de l'encastrement du mur négligé par les méthodes analytiques.

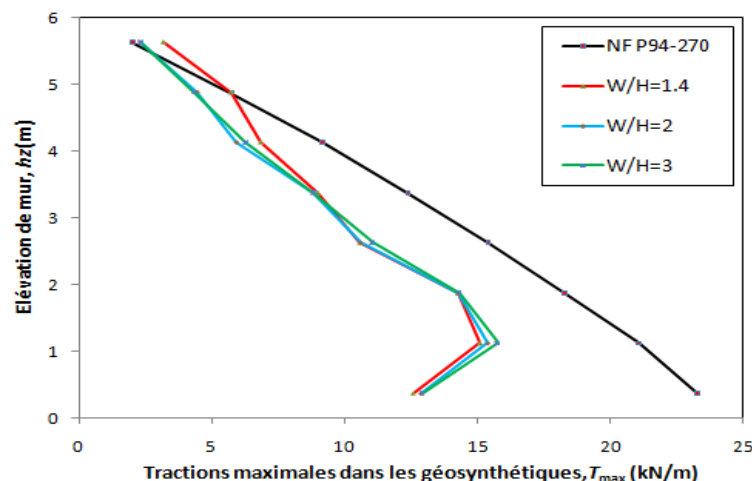


Figure 5.27 Distribution des tractions maximales dans chaque lit de renforcement

Le calcul numérique démontre un léger effet de la réduction de la distance entre les murs sur la force de traction maximale requise aux renforcements surtout dans les lits supérieurs (Figure 5.27) ; de telle sorte que, la tension maximale augmente légèrement avec la diminution de la distance. Ce résultat est conforme avec le calcul analytique [NF P94-270, 2009] que nous avons élaboré par un petit programme en Excel. Effectivement, la norme française basée sur l'approche d'un mur de soutènement avec un seul parement ne tient pas compte de la géométrie du sol retenu derrière la zone renforcé pour le dimensionnement de la stabilité interne. Par conséquent, il est prudent d'ignorer l'influence de la géométrie sur la tension maximale dans l'analyse de la stabilité interne des murs de remblais d'accès de pont.

5.4.4.7. Traction maximale requise au renforcement

Les tensions maximales dans les renforcements du lit 2 à partir de la base du mur pour tous les rapports W/H sont présentées (Figure 5.31).

Bien que les résultats calculés à partir de la méthode analytique NF P94-270 sont basés sur les analyses d'un mur simple, aucune interaction entre les murs n'a été envisagée. Autrement dit, les résistances à la traction requises ne changent pas avec la variation de la distance entre les deux murs du remblai d'accès de pont.

Les résultats numériques en éléments finis montrent clairement qu'une diminution du rapport W/H de 3 à 2 réduit légèrement la résistance à la traction maximale requise du renfort (Figure 5.28). Ce résultat implique que les deux murs de remblai interagissent encore en variant le rapport W/H dans cet intervalle.

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

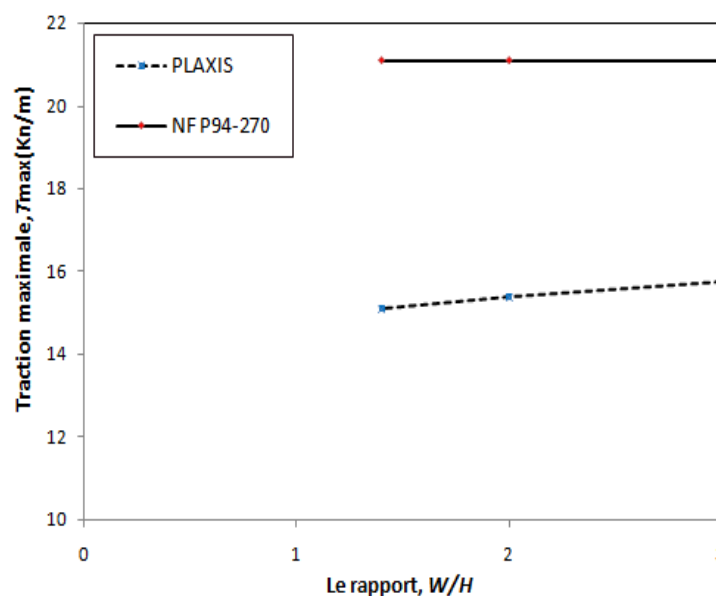


Figure 5.28 Variation des tractions maximales requises aux renforcements (Lit 2)

On distingue aussi que la norme NF P94-270 est plus sécuritaire que le calcul numérique (Figure 5.28) ; pour un rapport $W/H=1.4$, la différence de résultat entre l'analytique et le numérique dans le lit 2 est de 18%.

5.4.4.8. Lignes des tractions maximales

La ligne des tractions maximales (distance de la tension maximale dans les renforts à partir de la paroi, d) obtenue sous le poids propre de remblais d'accès est présentée (Figure 5.29).

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

Vu que les résultats pour la norme française et le guide américain sont fondés sur des méthodes analytiques basées sur les études d'un mur à géométrie simple, aucune interaction entre les deux murs opposés n'a été considérée.

Ainsi, les résultats analytiques pour un mur de soutènement en sol renforcé à parement simple peuvent être adoptés pour évaluer la stabilité interne des murs de soutènement en sol renforcé à géométrie complexe.

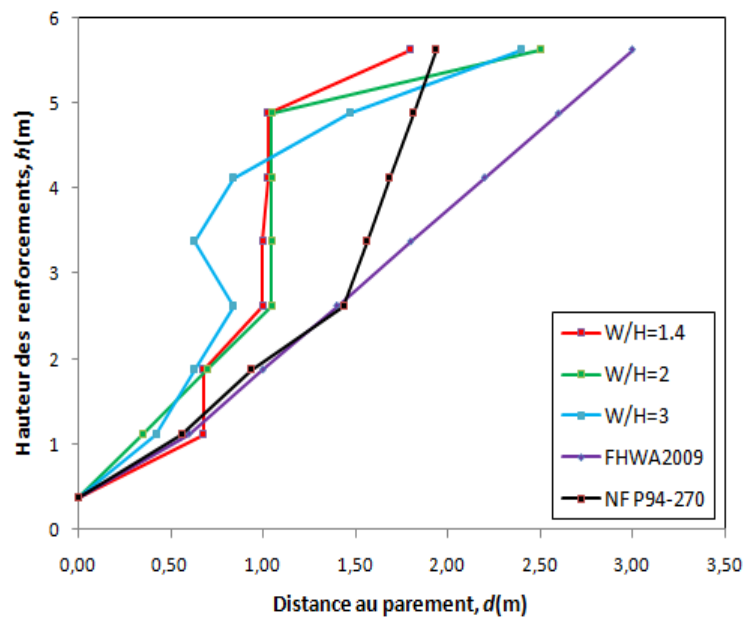


Figure 5.29 Lignes des tractions maximales sous condition statique

5.4.4.9. 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 du mur est investi (Figure 5.30).

Lorsque les murs sont très rapprochés ($W/H=1.4$), une légère influence de la distance sur la traction au parement (identiquement pour la force de traction maximale requise au renforcement) est signalée. Ce qui peut être négligé lors de l'analyse de la stabilité à l'arrachement.

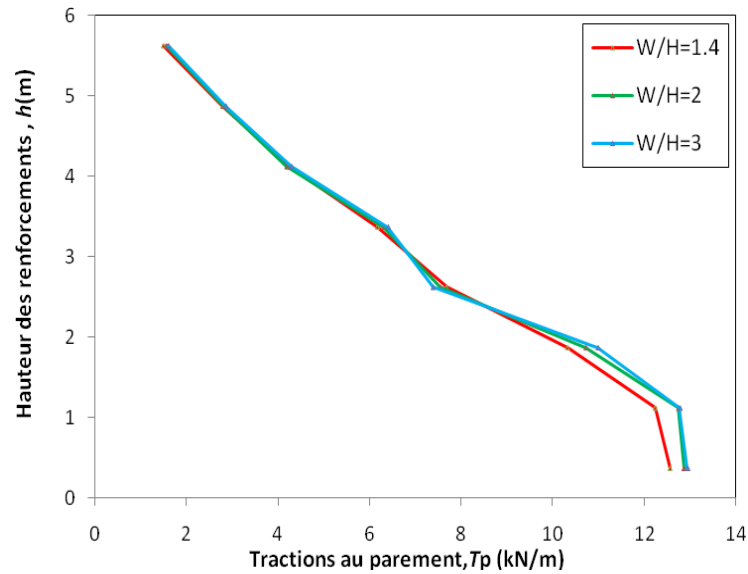


Figure 5.30 Répartition des tractions au parement le long de la hauteur du mur

Le coefficient α_i pour chaque lit de renforcement est le rapport entre les tractions au parement (T_p) et les tractions maximales aux renforcements (T_{max}), $\alpha_i = T_p / T_{max}$. La courbe de la variation de α_i indique que le calcul numérique est très proche de l'analytique NF P94-270 (Figure 5.31). Une légère différence est observée pour les lits supérieurs où le calcul analytique est estimé plus conservatif. À signaler que l'allure de la courbe de α_i n'est pas influencée par la géométrie du remblai d'accès, cela est conforme avec le calcul théorique où α_i dépend seulement de type du parement [NF P94-270, 2009].

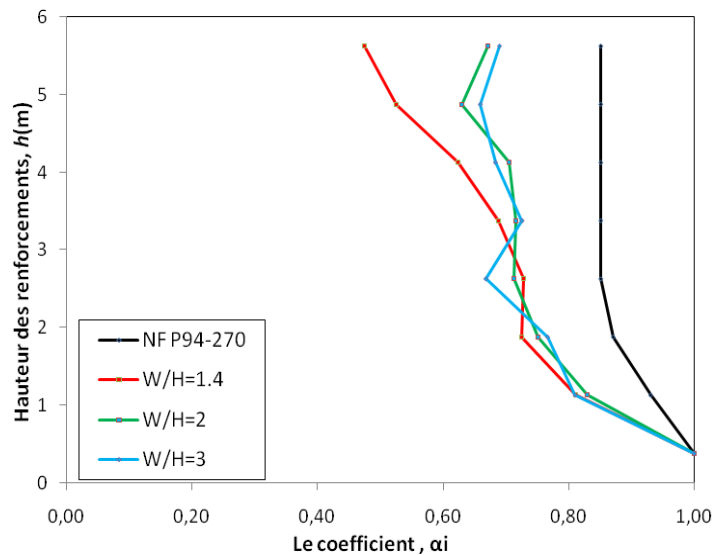


Figure 5.31 Variation du coefficient α_i en fonction de l'élévation du mur

5.4.4.10. Récapitulatif des résultats numériques

Les effets de la réduction de la distance, D , entre les deux murs opposés sur la stabilité externe et interne du remblai d'accès de pont en sols renforcés par des géosynthétiques qui se rencontrent

au milieu sont résumés ([Tableau 5.8](#)). Les variations sont calculées après la réduction de la distance de 3.6 à 0 m.

Tableau 5.8 Effets de la variation du rapport W/H sur le comportement de l'ouvrage

Stabilité externe		Stabilité interne		
ΔFa	ΔU_x	ΔFs	ΔT_{\max}	ΔT_p
-27%	-45%	+11%	-3%	-3%

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

5.5. Analyse d'un remblai d'accès avec chevauchement des renforcements (Cas II)

5.5.1. Introduction

Pour les murs très proches (jointifs), les concepteurs pourraient tenter d'utiliser des renforcements avec un seul lit attachés aux deux parments de remblai. Cette alternative crée une structure inflexible engendrant un état de repos (K_0) du haut vers le bas du mur, ce qui entraîne une augmentation significative des tensions dans les renforcements que celles indiquées dans les guides FHWA 2009 [[Berg et al., 2009](#)].

La conception doit comprendre les augmentations de contraintes latérales dans la détermination de la traction dans les renforcements connectés et dans la conception des éléments de parement. De plus, le compactage peut induire une contrainte plus élevée à la connexion, qui doit être prise en compte dans les calculs de pression latérale de la terre. En outre, des difficultés pour maintenir l'alignement des parois pourraient être rencontrées pendant la construction, en particulier lorsque les parements ne sont pas dans une section tangente. L'exception est l'utilisation de murs avec des géosynthétiques enveloppées dans le parement, où l'alignement avec les connexions n'est pas un problème.

Les guides FHWA 2009 indiquent que la pratique de connexion des renforcements au milieu n'est pas recommandée où il est difficile de connecter les renforcements au milieu [[Berg et al., 2009](#)]. Par conséquent, l'effet de la connexion des renforcements au milieu, sous condition statique, n'a pas été étudié dans la présente thèse.

Cette description nous amène à l'analyse d'un remblai d'accès de pont construit avec un mur de soutènement à double parement en sol renforcé par des géosynthétiques. Les murs du remblai sont assez proches, alors les renforcements géosynthétiques se chevauchent au milieu de la structure.

5.5.2. Géométrie de base

Afin d'étudier l'effet de chevauchement des renforcements sur le comportement de remblai d'accès de pont, un modèle de base a été choisi avec une largeur $W=6.6$ m et une hauteur $H_1=H_2=6$ m ($W/H=1.1$).

La longueur de chevauchement, L_R , vaut 1.8 m ($L_R/H=0.3$) pour une grandeur de renforcements $L=4.2$ m (le ratio $L/H=0.7$) (Figure 5.32). Une géométrie qui correspond aux exigences des directives FHWA 2009 [Berg *et al.*, 2009].

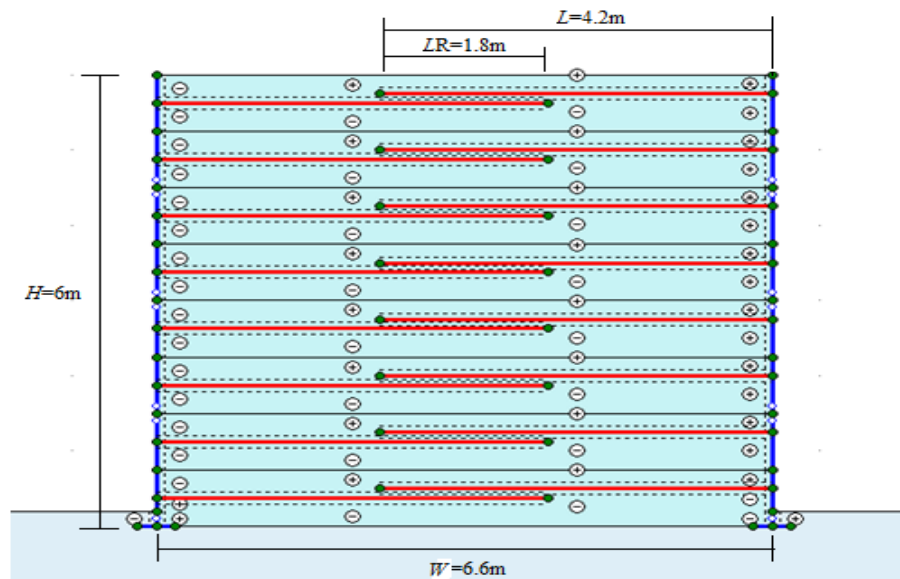


Figure 5.32 Géométrie du modèle avec un chevauchement de renforcement ($W/H=1.1$, $L_R/H=0.3$)

5.5.3. Caractéristiques des matériaux et limitation de l'étude

Dans cette étude, les effets des propriétés des matériaux composant la structure ne sont pas abordés. L'analyse de la stabilité du remblai d'accès de pont, sous le poids propre, est focalisée sur l'effet de la longueur de chevauchement caractérisée par le rapport L_R/H .

En plus du cas de référence $L_R/H=0.3$ ($L_R=1.8$ m), trois autres géométries sont modélisées où L_R/H prend les variantes 0.1, 0.2, 0.4 qui correspondent respectivement à des longueurs de chevauchement de 0.6, 1.2 et 2.4 m.

Le facteur de sécurité, la surface critique de rupture, le déplacement horizontal et la traction maximale dans les renforcements sont utilisés comme des critères pour évaluer l'effet de la longueur de chevauchement sur le comportement de l'ouvrage. De plus, quatre murs de hauteur et de largeur différentes sont testés. Les résultats numériques sont comparés avec les données analytiques. La résistance à l'arrachement des géosynthétiques n'est pas investie dans cette étude.

Les caractéristiques physiques des sols, des renforcements géosynthétiques et du parement en écaïlle de béton sont restés les mêmes que l'étude précédente.

5.5.4. Effets de la longueur de chevauchement

5.5.4.1. Surface critique de rupture (zones de cisaillement)

Dans ce cas de murs de remblai très rapprochés, tout le sol est renforcé et la surface de rupture ne peut pas être développée (Figure 5.33). Le rapport L_R/H a une influence significative sur la localisation des zones de cisaillement.

Ainsi, pour $L_R/H=0.4$, le cisaillement est localisé en tête des renforcements. Par contre, pour $L_R/H=0.1$, une zone de cisaillement tend à recouvrir toute la longueur de chevauchement.

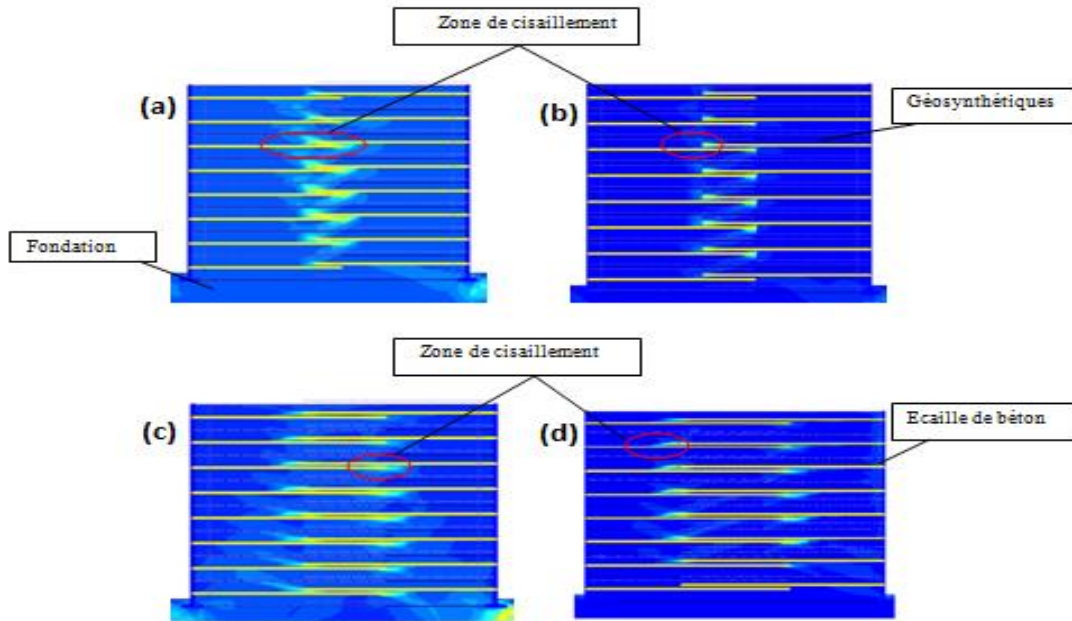


Figure 5.33 Localisation de la zone de cisaillement : (a) $L_R/H=0.1$, (b) $L_R/H=0.2$, (c) $L_R/H=0.3$, (d) $L_R/H=0.4$

5.5.4.2. Facteur de sécurité

« ϕ/C reduction », option disponible dans PLAXIS, est toujours adoptée pour calculer le facteur de sécurité. Dans cette approche, l'angle de dilatance n'est pas affecté par la procédure de réduction « ϕ/C reduction ». De plus, l'angle de dilatation ne peut jamais être plus grand que l'angle de frottement. La résistance des interfaces se réduit de la même manière. Le facteur de sécurité, F_s , est alors le rapport de la résistance disponible à la résistance à la rupture. Les détails sur la description de la méthode de réduction, ϕ/C , sont donnés dans le manuel de référence PLAXIS [Brinkgreve *et al.*, 2006] (voir chapitre 4).

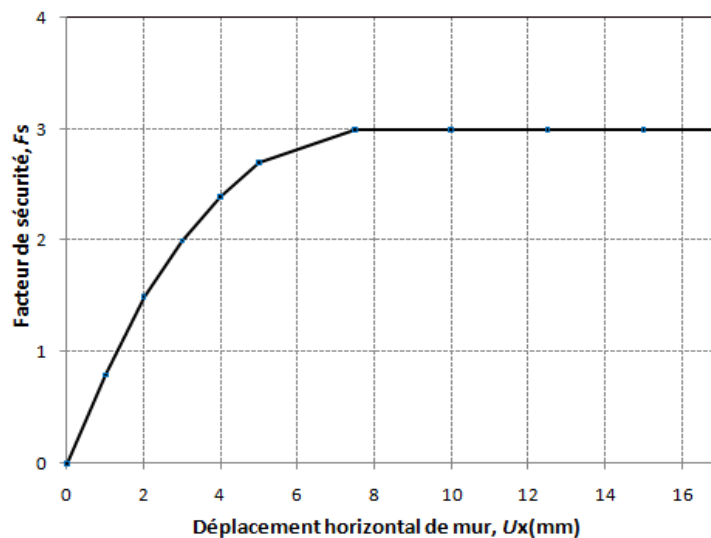


Figure 5.34 Le facteur de sécurité en cas de chevauchement de renforcement ($L_R/H=0.3$)

Pour le modèle de base ($L_R/H=0.3$), l'allure du facteur de sécurité F_s pour le calcul complet à la fin de la construction, utilisant l'option de courbe « *Curves* » de PLAXIS, est tracée (Figure 5.34).

Une comparaison entre les différents rapports L_R/H montre que le renforcement par chevauchement améliore le facteur de sécurité, principalement pour $L_R/H \geq 0.3$ (Figure 5.35). Le facteur de sécurité augmente avec l'accroissement de la longueur de chevauchement, c'est-à-dire par l'aggravation de la longueur de renforcement, ce qui est logique et évident.

D' autre part, le facteur de sécurité atteint des valeurs impressionnantes malgré l'utilisation des renforcements moins étendues que celles exigées par le guide américain FHWA 2009 [Berg *et al.*, 2009]. Par exemple, $F_s=2$ est atteint pour un rapport $L_R/H=0.1$ qui correspond à une longueur de renforcement $L=3.6$ m soit $L/H= 0.6$.

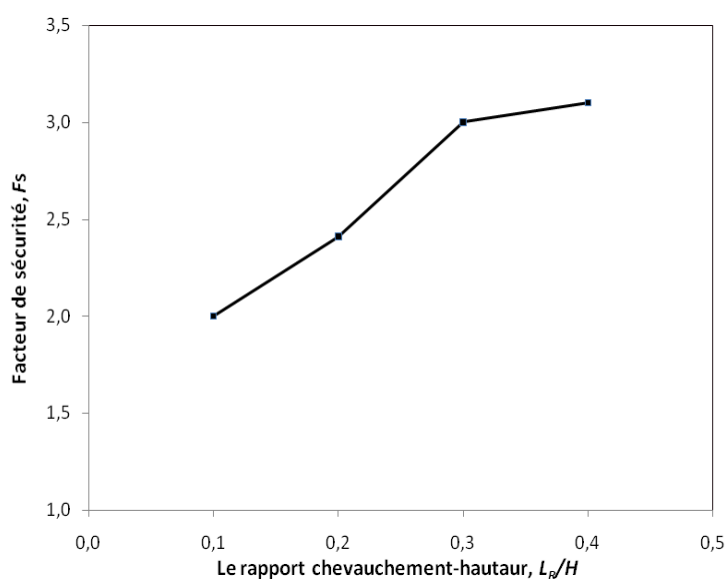


Figure 5.35 Effet de la longueur de chevauchement des renforcements sur le facteur de sécurité

5.5.4.3. Déplacement horizontal

Le déplacement horizontal du mur, U_x , obtenu à l'aide du code PLAXIS à la fin de la construction est représenté en fonction de la hauteur des parois, h_z , (Figure 5.36).

Pour tous les rapports L_R/H étudiés, le déplacement maximal s'est produit au milieu et non au sommet des murs du remblai d'accès de pont, à la différence des résultats obtenus dans l'étude précédente pour les murs éloignés. Et comme déjà montré pour le facteur de sécurité, le chevauchement des renforcements réduit le déplacement horizontal maximal.

Dans cette section, le "déplacement maximal relatif, $\Delta U_x/U_{xR}$," est défini comme le rapport du déplacement maximal pour $L_R/H=0.3$ (U_{xR}) aux autres déplacements (U_x) de différents rapports de chevauchement L_R/H .

On synthétise, que la longueur de chevauchement présente une légère influence sur le déplacement permanent des murs de remblai d'accès de pont.

Par exemple, lorsque le rapport L_R/H passe de 0.1 à 0.3, le déplacement horizontal maximal diminue de 12% (Tableau 5.9).

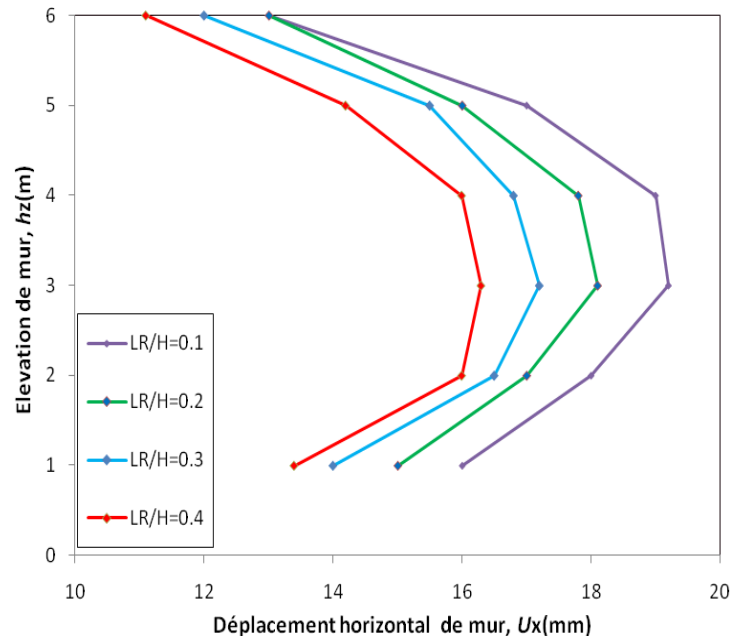


Figure 5.36 Influence de la longueur de chevauchement des renforcements sur le déplacement du mur

Tableau 5.9 Résultats numériques des déplacements horizontaux pour différents rapports L_R/H

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

U_x : Déplacement horizontal maximal.

$\Delta U_x/U_{xr}$: Différence calculée entre le modèle de référence ($L_R/H=0.3$) et les autres modèles étudiés.

5.5.4.4. Traction maximale dans les géosynthétiques

La distribution des traction maximales, T_{max} , pour tous les rapports L_R/H à la fin de la construction sur chaque lit est tracée (Figure 5.37).

Cette distribution est comparée avec celle de la norme française NF P 94-270 (ligne en noir) basée sur les analyses d'un mur à parement unique avec une longueur de renforcement requise $L=4.2$ m (soit un rapport $L_R/H=0.3$).

Cette distribution est linéaire et similaire à celles obtenues dans notre étude précédente et dans une étude antérieure avec des renforcements non chevauchés [Benmebarek *et al.*, 2016] ; la norme française devient deux fois plus sécuritaire.

L'accroissement des rapports L_R/H implique une réduction de la traction maximale dans les renforcements (T_{max} diminue de 17% lorsque le rapport L_R/H augmente de 0.1 à 0.4) (Figure 5.37).

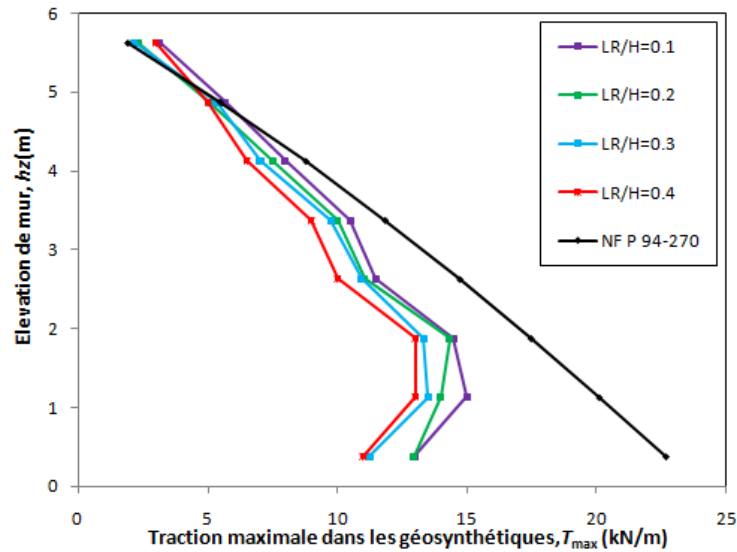


Figure 5.37 Effet de la longueur de chevauchement des renforcements sur la traction maximale dans les géosynthétiques

5.5.4.5. Surface de rupture potentielle de renforcement

La ligne de la surface de rupture potentielle pour la stabilité interne obtenue dans des conditions statiques est confrontée à celles données par les directives FHWA 2009 et la norme française NF P 94-207 pour les renforts géosynthétiques extensibles (Figure 5.38).

On dévoile que le renforcement en chevauchement affecte légèrement la ligne de tension maximale lorsque le rapport L_R/H est supérieur à 0.3. Dans ce cas, la contrainte maximale ne peut pas se développer dans la zone de chevauchement. Lorsque $L_R/H < 0.3$, les surfaces de rupture potentielle sont pratiquement semblables et elles sont voisines de celle donnée par les guides FHWA 2009.

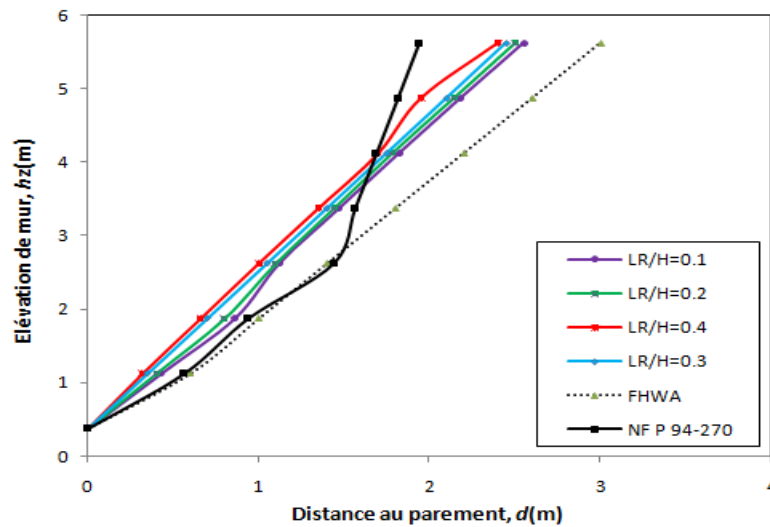


Figure 5.38 Localisation de la ligne des tractions maximales

5.5.5. Influence de la longueur et de la largeur du remblai d'accès de pont

Dans cette section, nous étudions l'effet de la hauteur et de la largeur du remblai où quatre murs sont sélectionnés et modélisés (Tableau 5.10). Il est bien clair que les rapports $W/H=1.1$, $L_R/H=0.3$ et $L/H=0.7$, pour tous les murs testés, sont égaux en respectant les guides FHWA 2009 [Berg *et al.*, 2009].

Tableau 5.10 Géométrie des murs analysés

Géométrie des murs	Mur 1	Mur 2	Mur 3	Mur 4
H (m)	4.50	6.00	7.50	9.0
W (m)	4.95	6.6	8.25	9.9
L (m)	3.15	4.2	5.25	6.3
L_R (m)	1.35	1.8	2.25	2.7

5.5.5.1. Stabilité externe

Les résultats numériques obtenus pour le facteur de sécurité et le déplacement horizontal maximal des murs sont résumés (Tableau 5.11).

Le "déplacement relatif maximal, $\Delta U_H/U_1$," et "le facteur de sécurité relatif, $\Delta F_s/F_{s1}$," sont pris, respectivement, comme le rapport entre le déplacement horizontal maximal et le facteur de sécurité pour le mur 1 ($H=4.5$ m et $W=4.95$ m) par rapports aux autres murs testés.

On déduit que la hauteur et la largeur du mur ont un effet dominant sur le déplacement horizontal maximal et le facteur de sécurité, de telle sorte qu'une augmentation de la géométrie des murs implique une diminution du facteur de sécurité et un accroissement du déplacement horizontal et vice-versa. Par exemple, la variation de la géométrie entre le mur 1 et le mur 4, où la hauteur et la largeur sont doublées, accroît le déplacement maximal et diminue le facteur de sécurité respectivement de 36% et 19%. Il faut indiquer dans cette section que, les déplacements maximaux se produisent encore au milieu des murs.

Tableau 5.11 Résultats numériques pour les différents murs testés

Résultats (MEF)	Mur1	Mur 2	Mur 3	Mur 4
U_H (mm)	15.8	17.2	19.1	21.5
$\Delta U_H/U_1$ (%)	---	+9	+22	+36
F_s	3.1	3.0	2.8	2.5
$\Delta F_s/F_{s1}$ (%)	---	-3	-9	-19

5.5.5.2. Stabilité interne

La répartition de la tension maximale dans chaque couche de renforcement pour tous les cas est montrée (Figure 5.39). La variation relative de la charge de traction maximale est calculée où Le rapport " $\Delta T_{\max}/T_1$," représente la traction maximale dans les géosynthétiques pour le mur 1 par rapport aux autres murs testés (Tableau 5.12).

La distribution des tractions maximales est toujours linéaire ; l'aggravation de la géométrie des murs hausse la charge maximale dans le renforcement et vice-versa, en concordance avec la norme N FP 94-270.

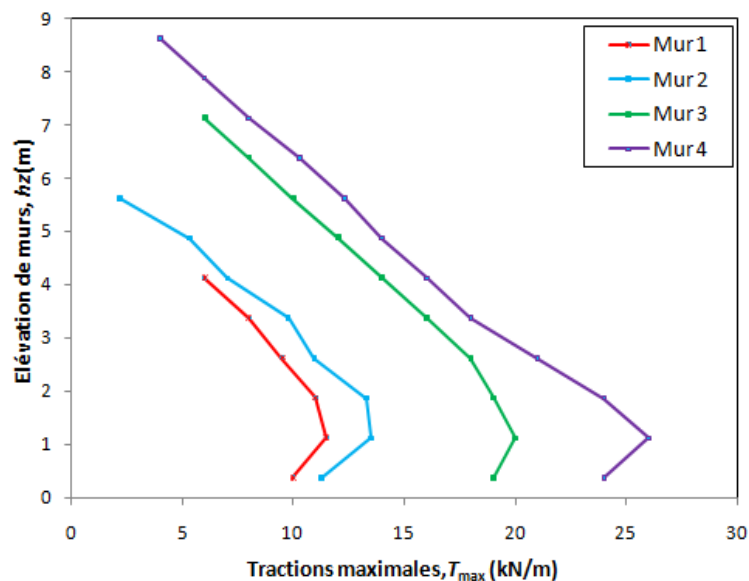


Figure 5.39 Distribution de la traction maximale pour différentes hauteurs des murs

Lorsque la hauteur des murs est doublée, une augmentation très vigoureuse de la charge de traction est observée, elle est respectivement de l'ordre de 135% et 107% pour les résultats numériques (MEF) et les résultats analytiques. La norme NF P94-270 est toujours plus conservatrice que les résultats numériques.

En raison de chevauchement du renforcement, l'arrachement des géosynthétiques du milieu des murs devient difficile à se produire ; de ce fait, il n'est pas exploré dans cette étude.

Tableau 5.12 Résultats numériques et analytiques de la traction maximale

T_{\max} (kN/m)	Mur 1	Mur 2	Mur 3	Mur 4
NF P 94-207	16.65	22.65	28.64	34.65
Anal. $\Delta T_{\max}/T_1$ (%)	---	+36	+72	+107
MEF	11.08	13.50	20.24	26.12
MEF $\Delta T_{\max}/T_1$ (%)	---	+22	+82	+135

5.6. Conclusion

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

La première étude traite le cas de murs à double parement avec des renforcements qui se rencontrent au milieu. L'effet de la distance D entre les murs est analysé en variant le rapport W/H à 1.4 ($D=0$ m) et 3 ($D=9.6$ m).

On peut mettre en évidence les résultats suivants :

- L'analyse a prouvé qu'une distance $D=3.6$ m est insuffisante pour ne pas avoir d'interaction entre les parements de mur du remblai d'accès de pont. Cette distance est légèrement supérieure à celle exigée par les guides FHWA 2009 ($D_i \approx 0.5H=3$ m).
- Lorsque $D \geq 3.6$ m, la surface critique de rupture se développe derrière la zone renforcée et elle peut être étalée jusqu'à la frontière de la zone renforcée de l'autre mur du remblai. Si les deux murs opposés sont plus proches ($D=0$ m), c'est plutôt des zones de cisaillement maximal en tête des renforcements qui dominent et la pression des terres actives est toujours existante.
- La stabilité externe est très influencée par la diminution de la distance entre les deux murs de l'ouvrage. Ainsi, la réduction de la distance de 3.6 à 0 m amoindrit la pression des terres actives et le déplacement horizontal respectivement de 25% et 45%, et augmente le coefficient de sécurité de 11%. La résistance à la traction maximale dans les renforcements est légèrement amoindrie d'un taux de 6%.
- La confrontation avec la norme NF P94-270 montre que le calcul analytique est plus sécuritaire que le calcul numérique où la différence des résultats dans la traction maximale est de 18% (le cas $W/H=1.4$). La distribution des tractions maximales est linéaire pour toutes les distances étudiées et les surfaces critiques de rupture obtenues numériquement sont constatés plus proches de celles des normes NF P94-270 que de ceux des guides FHWA 2009.

La deuxième étude est consacrée aux remblais d'approche de pont conçus avec des murs à double parement dont les geosynthétiques se chevauchent. L'effet de la variation de la longueur de chevauchement, L_R , est assez prononcé, particulièrement sur les critères de la stabilité externe, et plusieurs résultats numériques présentés en fonction du rapport L_R/H l'affirment :

- L'augmentation du rapport L_R/H de 0.1 à 0.4 implique une réduction de déplacement permanent de 20% et une augmentation de coefficient de sécurité (F_s) de 50%. Tandis qu'une même croissance du rapport L_R/H conduit à une diminution de la traction maximale dans les renforcements d'un taux minime de 17%.
- Pour $L_R \geq 0.3H$, l'effet de la longueur de chevauchement est légèrement prononcé sur le coefficient de sécurité qui atteint des valeurs impressionnantes ($F_s > 3$). Le calcul théorique classique devient beaucoup plus sécuritaire ; il faut tenir compte de l'effet de chevauchement des renforcements pour le dimensionnement de la stabilité externe des remblais d'accès de pont.
- Les lignes des tractions maximales pour toutes les longueurs de chevauchement étudiées sont identiques ; donc, le calcul analytique classique de la stabilité interne du mur de soutènement peut être utilisé pour dimensionner les murs des remblais d'accès de pont à double parement.

- Le chevauchement des renforcements permet de diminuer la longueur de renforcement jusqu'à $0.6H$ (le cas $L_R/H=0.1$), une longueur inférieure à $0.7H$ exigée par les guides FHWA 2009.
- Les dimensions des murs (hauteur et largeur) ont des conséquences considérables à la fois sur la stabilité externe et interne de l'ouvrage. De ce fait, une élévation de la hauteur des murs de 4.5 à 9 m augmente le déplacement maximal et amoindri le facteur de sécurité respectivement de 36% et 19%.
- Sous la même variation de dimension, la charge de tension maximale augmente de 135% ; ce qui signifie que les normes N FP 94-270 sont plus conservatives que les résultats numériques.

Ils sont intéressants les résultats obtenus par l'étude de comportement des remblais d'accès de pont réalisés avec des murs de soutènement à double parement sous conditions statiques. Mais, il est incontestable qu'ils ne sont pas toujours suffisants vu que ces structures sont souvent soumises à des charges dynamiques ; alors, le chapitre suivant mis l'accent sur la réponse de ces ouvrages sous conditions sismiques.

Chapitre 6 :

ANALYSE NUMÉRIQUE DU COMPORTEMENT DYNAMIQUE DES REMBLAIS D'ACCÈS DE PONT

6.1. Introduction

L'un des plus grands avantages des murs de soutènement en sol renforcé par des géosynthétiques est leur flexibilité. De plus, sur la base des observations dans les zones d'activité sismique, ces structures ont démontré une résistance plus élevée au chargement sismique que les structures en béton rigide [Tatsuoka *et al.*, 1995 ; Sandri, 1997 ; Kramer *et Paulsen*, 2001 ; Pamuk *et al.*, 2004 ; Ling *et al.*, 2005a ; Koseki *et Shibuya*, 2014].

Des recherches numériques et des investigations en laboratoires sur des murs à géométrie simple ont été réalisées pour montrer la forte stabilité des murs en sol renforcé par des géosynthétiques dans des conditions sismiques (Ex : [Ling *et al.*, 2005a, 2005b ; El-Emam *et Bathurst*, 2007 ; Madhavi Latha *et Murali Krishna*, 2008 ; Huang *et Wu*, 2009 ; Leshchinsky *et al.*, 2009 ; Murali Krishna *et Madhavi Latha*, 2009 ; Sabermahani *et al.*, 2009]).

D'autre part, plusieurs études ont montré que ce type de mur avec des sols de remblai granulaires présente une bonne performance sous un fort tremblement de terre (Ex : [Leshchinsky *et Han*, 2004 ; Han *et Leshchinsky*, 2006]).

De nos jours, pour les murs de soutènement à géométrie complexe (le cas des murs à double parement), seuls les guides américains FHWA 2009 qui donnent un simple commentaire sur la conception de ce type de structure sous actions sismiques [Berg *et al.*, 2009]. Cependant, ces guides ne fournissent aucun détail sur la méthode de dimensionnement de ce type d'ouvrage sous sollicitations sismiques. Toutefois, ils indiquent que ces types de murs à géométrie complexe réalisés dans les zones sismiques doivent être conçus sur la base d'une analyse plus détaillée ; une analyse qui comprend les effets d'une répartition non-uniforme des forces sismiques et d'inertie dans le mur [Berg *et al.*, 2009].

Récemment, quelques tentatives par l'expérimentation et le numérique ont été menées pour évaluer le comportement dynamique des remblais d'approches de pont réalisés par des murs de soutènement à double parement. Vu l'importance de la distance entre les deux murs constituant l'ouvrage, l'effet d'interaction entre eux n'a pas été étudié.

Par conséquent, une étude numérique sur le comportement des remblais d'accès de pont sous charge sismique s'est avérée nécessaire. L'objectif de ce chapitre étant d'évaluer l'effet de la

distance entre les murs et l'influence des paramètres de l'action sismiques sur la réponse de l'ouvrage. Les résultats obtenus sont confrontés avec les données analytiques rapportées dans les guides FHWA 2009 [Berg *et al.*, 2009]. Ils sont aussi comparés, dans certains cas, avec nos études sous charge statique déjà présentées dans le chapitre précédent.

6.2. Synthèse sur le comportement dynamique des remblais d'accès de pont

6.2.1. Anastasopoulos *et al.* (2010)

La performance sismique des murs de soutènement à double parement renforcés avec nappes de barre a été un sujet d'étude en numérique (logiciel ABAQUS) et par expérimentation [Anastasopoulos *et al.* (2010)] (Figure 6.1).

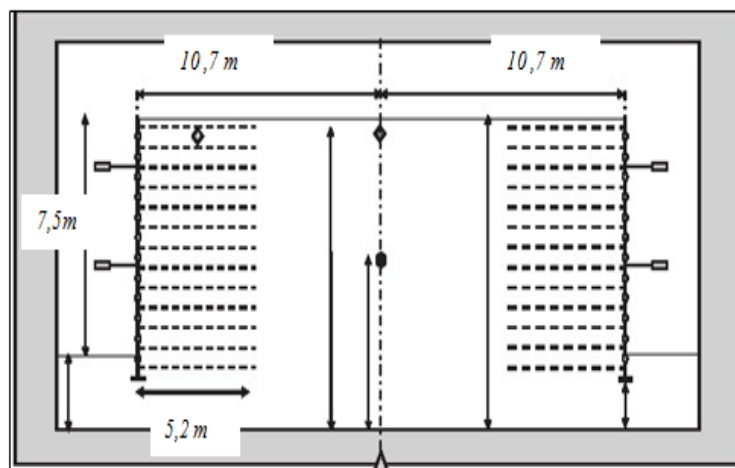


Figure 6.1 Modèle numérique à échelle réelle d'un mur de soutènement à double parement [Anastasopoulos *et al.* (2010)]

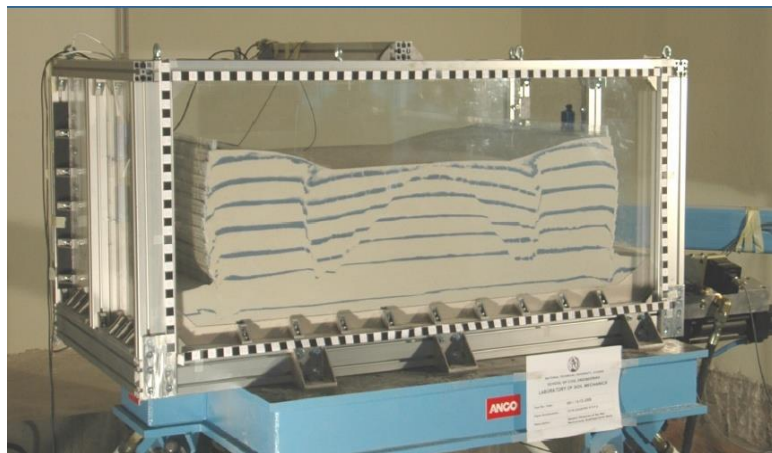


Figure 6.2 Déformation d'un modèle sous table à secousses [Anastasopoulos *et al.* (2010)]

Le modèle proposé par ces auteurs est conçu avec un rapport W/H très élevé ($W/H = 2.85$ soit une distance entre les deux parements $D = 11$ m); une distance supérieure à la distance d'interaction $D_i \approx 0.5H = 3.75$ m recommandée par les guides FHWA 2009 pour laquelle les deux murs ne peuvent pas être conçus d'une manière indépendante. Par conséquent, l'interaction entre les deux murs du modèle n'a pas été analysée.

6.2.2. Öztürk (2014)

En utilisant l'approche en éléments finis avec le logiciel PLAXIS, une étude paramétrique visant la réponse sismique des murs de soutènement à double parement en sols renforcés a été effectuée [Öztürk, 2014]. Le but de l'étude étant de déterminer l'influence de la longueur du renfort, de l'espacement des armatures, de la hauteur du mur et de type du parement sur les déplacements permanents induits par un séisme.

Les déplacements permanents sous conditions de chargement sismique associés à différents rapports L/H et l'espacement des armatures pour les murs de hauteur de 5, 6, 7, 8 et 9 m ont été étudiés.

Afin d'analyser le comportement dynamique des murs, des mouvements harmoniques d'une durée de 5 secondes ont été appliqués. Le mouvement harmonique avait trois valeurs différentes d'accélération au sol maximal, à savoir 0.2, 0.4 et 0.6g ; la fréquence de l'enregistrement d'accélération harmonique d'entrée est de 3Hz.

Pour vérifier l'exactitude du modèle en éléments finis, les résultats d'un test de secousses de 1.0g déjà signalé sont exploités [Anastasopoulos *et al.* (2010)]. L'ouvrage a été modélisé en utilisant la même technique de modélisation des éléments finis et les solutions obtenues ont été comparées aux résultats expérimentaux (Figure 6.3).

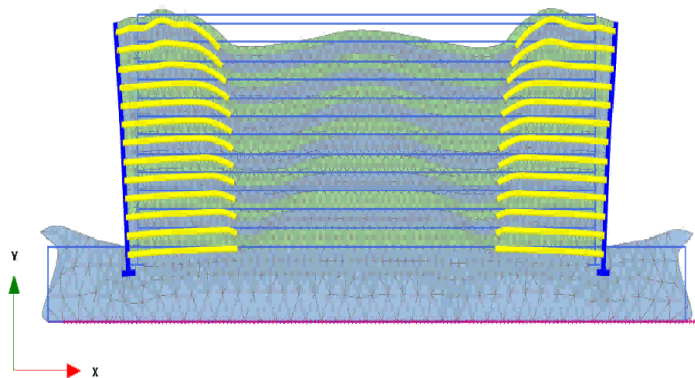


Figure 6.3 Déformation du modèle en éléments finis [Öztürk, 2014]

L'auteur a constaté que les déplacements permanents ont été augmentés avec la croissance de la hauteur du mur et de la valeur de l'accélération maximale, mais cette variation n'est pas linéaire (Figure 6.4).

Il a été également remarqué que les déformations permanentes dans les murs avec des blocs modulaires sont moindres qu'avec des panneaux en écaille de béton pour toutes les hauteurs et les accélérations testées.

Par ailleurs, l'accroissement des longueurs de renfort a également amoindri la traction maximale dans le renforcement (Figure 6.5). Dans une condition de chargement dynamique, les forces des tractions maximales dans les inclusions sont supérieures à celles obtenues pour l'état statique (Figure 6.5).

Le modèle géométrique a été pris similaire à la précédente étude [Anastasopoulos *et al.* (2010)], donc l'effet de la distance entre les deux murs n'a pas été pris en considération.

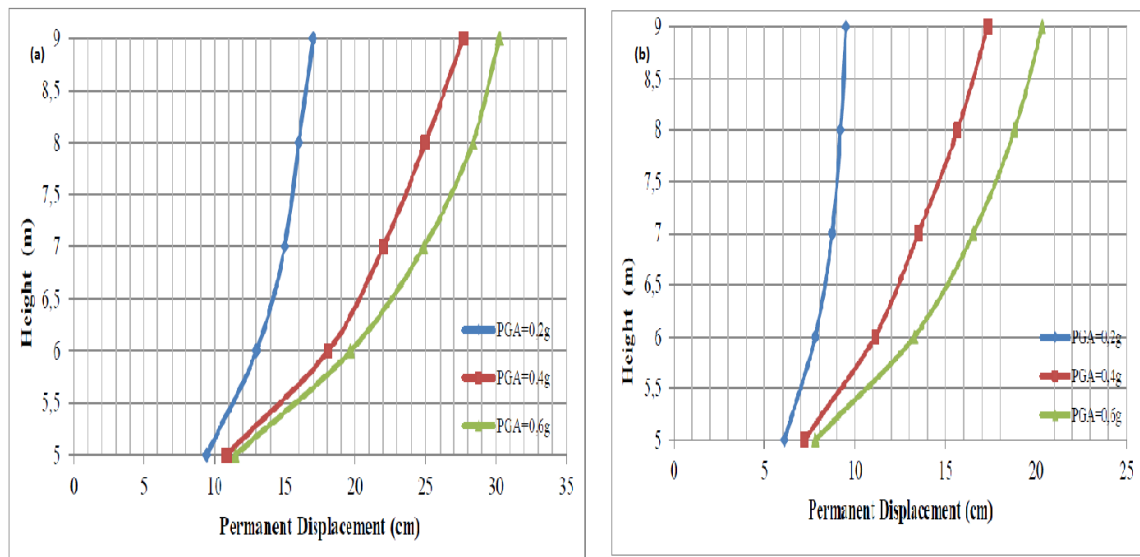


Figure 6.4 Déplacement de mur à l'égard de la hauteur avec $S_v=0.75\text{m}$ et $L/H=0.7$: (a) blocs modulaires, (b) les écailles en béton [Öztürk, 2014]

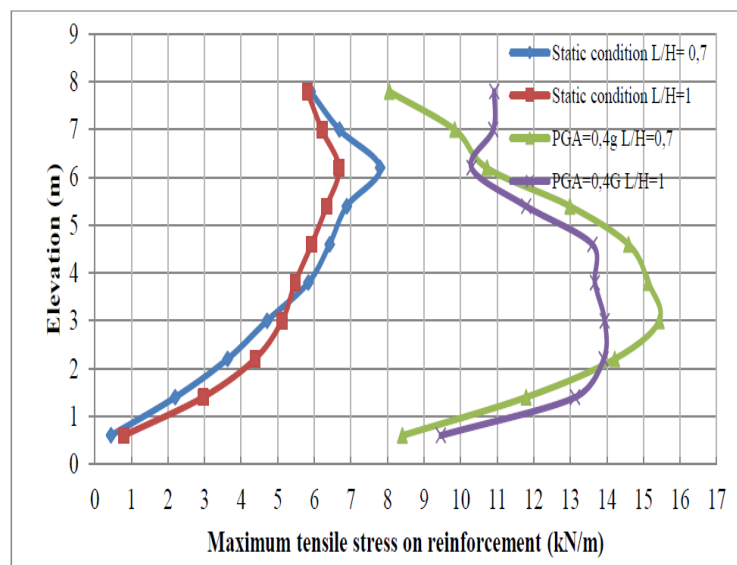


Figure 6.5 Traction maximale dans les renforcements en fonction de la hauteur des murs avec $S_v=0.8\text{m}$ et $L/H=0.7-1$ [Öztürk, 2014]

6.3. Études sur la réponse dynamique des remblais d'accès de pont

6.3.1. Présentation des cas étudiés et choix de paramètres des matériaux

La troisième application entrant dans le cadre de notre travail de thèse aborde le comportement dynamique d'un remblai d'accès de pont construit avec un mur de soutènement renforcé par des géosynthétiques à double parement. Le cas étudié est le cas I dont les renforcements se rencontrent au milieu. Cette application est focalisée, en premier lieu, sur l'influence de la géométrie de remblai d'accès de pont en termes de la distance entre les murs opposés. Ensuite, on a étudié l'effet des composants d'une charge harmonique cyclique, à savoir la fréquence et

l'accélération horizontale maximale sur le comportement de l'ouvrage. L'effet des paramètres du chargement sismique concerne seulement le cas des parements rapprochés ($D=3.6$ m).

Finalement, lorsque les deux murs sont beaucoup plus rapprochés ($D=0$ m), on aborde l'effet de connexion des renforcements au milieu de la structure.

Dans l'intention de décrire la réponse sismique de ce type de structure à géométrie complexe, on fait appel au module dynamique du code PLAXIS 2D en retenant le même modèle géométrique de base déjà étudié sous la condition statique. Par conséquent, les mêmes caractéristiques physiques et mécaniques de sol, de parement, de sol de fondation et des renforcements sont retenues pour l'étude dynamique (voir chapitre 5). Pour les conditions aux limites, on applique l'option « *Standard absorbent boundaries* ».

À noter qu'on a démontré dans l'étude statique que la distance $D=3.6$ m correspondant à un rapport $W/H=2$ est insuffisante pour avoir interaction entre les murs opposés. Dans ce cas, les deux murs de remblai effectuent une interaction, ils ne peuvent pas être conçus d'une manière autonome l'un de l'autre (voir chapitre 5).

Un calcul de construction par étapes est retenu simulant le processus réel de construction sur terrain. Les murs de remblai d'accès sont construits couche par couche, à chaque couche l'élément du parement, la couche de remblai et la nappe de géosynthétique sont activés. Cette procédure est répétée jusqu'à l'achèvement des murs. Après la simulation de la construction du remblai d'accès de pont, une excitation sismique montrée par des flèches en bleu est appliquée à la base des murs (Figure 6.6).

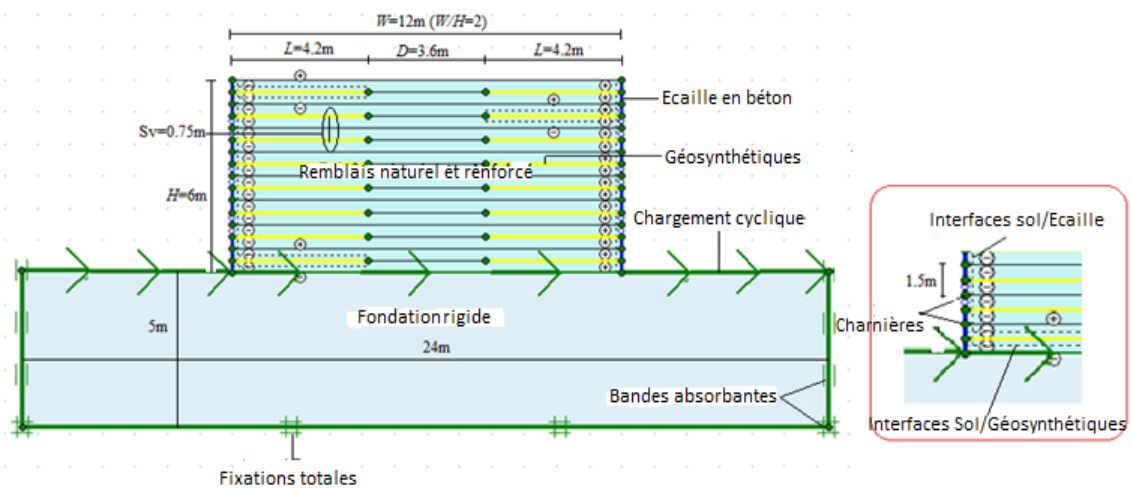


Figure 6.6 Géométrie du modèle de référence $W/H=2$ pour l'étude sous chargement cyclique

6.3.2. Données du chargement sismique

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

$$\ddot{U}(t) = \sqrt{\beta \cdot e^{-\alpha t} \cdot t^\zeta} \sin(2 \cdot \pi \cdot f \cdot t) \quad (6.1)$$

Où $\alpha=5.5$, $\beta=55$ sont les constants de Rayleigh, f la fréquence et t le temps.

Ce chargement a été utilisé dans des études déjà publiées (Ex : [Bathurt et Hatami, 1998 ; Guler et al.,2012]).

Un terme d'amortissement global qui était proportionnel à la masse et à la rigidité du système a été utilisé. L'amortissement global a été appliqué au modèle utilisant les coefficients de Rayleigh α et β . Le coefficient α est lié à l'influence de la masse dans l'amortissement et le coefficient β est lié à l'influence de la rigidité dans l'amortissement du système ; ce qui signifie que lorsque la valeur α augmente, les fréquences plus basses sont plus amorties et tant que β augmente, les fréquences plus élevées sont plus amorties [Brinkgreve et al., 2006].

Un taux d'amortissement de 5% a été proposé pour un mur en porte-à-faux en béton armé d'une hauteur inférieure à 10 m soumis à une excitation sismique typique [Bathurt et Hatami, 1998] ; cette valeur a été jugée conservatrice, elle est donc utilisée dans l'étude actuelle. Les paramètres α et β sont ajustés pour donner ce rapport d'amortissement.

Dans notre étude, quatre charges harmoniques cycliques ayant deux niveaux différents de l'accélération maximale « *Peak Ground Acceleration* » (PGA), soit 0.4g et 0.2g, et deux fréquences, soit 3Hz et 1.5Hz sont sélectionnées.

Outre le chargement harmonique, il est également possible de lire des données à partir d'un fichier avec un signal de chargement numérisé. Ce fichier peut être en format ASCII ou SMC simple [Brinkgreve et al., 2006].

Dans cette recherche, un fichier ASCII est créé avec le programme Microsoft Pad. Pour chaque ligne, une paire de valeurs (temps réel et multiplicateur correspondant) est définie, laissant au moins un espace entre elles. Le temps est augmenté dans chaque nouvelle ligne. Un exemple d'accélérogramme obtenu par l'équation (6.1) est donné par le fichier ASCII d'entrée dans le logiciel PLAXIS est montré (Figure 6.7).

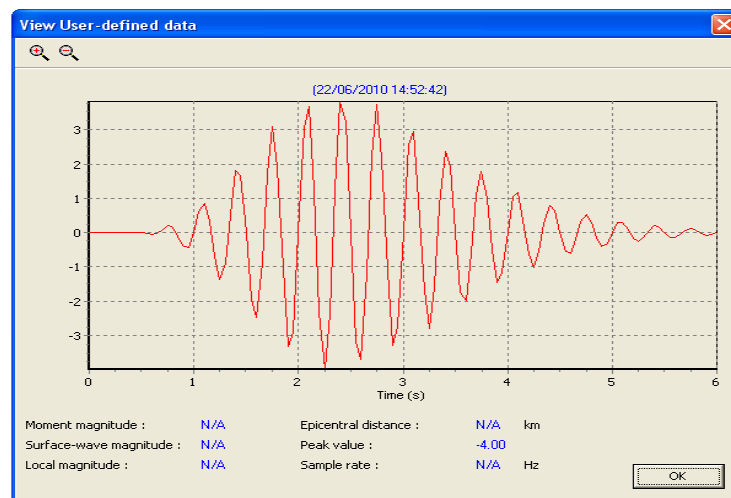


Figure 6.7 Accélérogramme après l'entrée du fichier ASCII (PGA=0.4g, $f=1.5$ Hz)

Le déplacement horizontal de mur et les charges de traction maximales dans les renforcements sont pris comme critères d'évaluation des résultats de l'étude paramétrique.

Avant d'appliquer l'excitation de base, les déplacements ont été réajustés à zéro, de sorte que les déplacements dans le chargement dynamique sont seulement causés par des effets de charge harmonique cyclique.

Tout d'abord, les effets de la réduction de la distance entre les parements, en terme du rapport W/H , sont évalués. Ensuite, on apprécie l'influence de la hauteur des murs sur la réponse dynamique du remblai d'accès de pont. Lorsque le rapport est fixé à $W/H=2$, où l'interaction entre les murs opposés existe, les effets de la variation de l'accélération de sol (PGA) et de la fréquence (f) sont examinés. Finalement, la connexion du renforcement au milieu est testée lorsque les murs sont jointifs. Les détails de tous les cas exécutés sous les charges cycliques sont arrangés (Tableau 6.1).

Tableau 6.1 Détails du calcul de l'analyse en éléments finis sous charges cycliques

Paramètres étudiés	Exécution	H (m)	W (m)	W/H	D (m)	L (m)	PGA (g)	f (Hz)
W/H	$W/H=2$	6	12	2	3.6	4.2	0.4	1.5
	$W/H=1.4$	6	8.4	1.4	0	4.2	0.4	1.5
	$W/H=3$	6	18	3	9.6	4.2	0.4	1.5
H	1.4 ($H=7.5$)	7.5	10.5	1.4	0	5.25	0.4	1.5
	1.4 ($H=9$)	9	12.6	1.4	0	6.3	0.4	1.5
	1.4 ($H=10.5$)	10.5	14.7	1.4	0	7.35	0.4	1.5
PGA et f	0.2g1.5Hz	6	12	2	3.6	4.2	0.2	1.5
	0.2g3Hz	6	12	2	3.6	4.2	0.2	3
	0.4g3Hz	6	12	2	3.6	4.2	0.4	3
Connexion	0.2g1.5Hz (Conn.)	6	8.4	1.4	0	4.2	0.2	1.5
	0.2g3Hz (Conn.)	6	8.4	1.4	0	4.2	0.2	3
	0.4g3Hz (Conn.)	6	8.4	1.4	0	4.2	0.4	3

6.4. Présentation et discussion des résultats de l'étude dynamique

6.4.1. Effets de la géométrie sur le comportement du remblai d'accès

Afin d'étudier l'influence de la géométrie du remblai d'accès de pont à double parement, on a modélisé trois ouvrages ayant des rapports $W/H=3$, 2 et 1.4. La hauteur des murs est maintenue constante égale à 6 m. Ces modèles sont soumis à une excitation sismique harmonique de référence à la base (0.4g, 1.5Hz) (cette excitation était la plus défavorable dans l'étude du modèle de base $W/H=2$).

6.4.1.1. Déplacements horizontaux des murs en fonction de la distance entre les murs

À la fin de l'excitation sismique, le maillage déformé des modèles étudiés permet de dévoiler que les deux murs de remblai d'accès se déplacent dans deux sens opposés l'un envers l'autre (Figure 6.8).

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 exposées (Figure 6.9).

Pour les murs lointains ($W/H \geq 2$), le maximum se produit au niveau de la première articulation du parement soit à $1/4H$ à partir de la base du mur ; lorsque les murs sont rapprochés ($W/H=1.4$), le maximum est obtenu en tête des murs.

Le "déplacement maximum relatif, $\Delta U_x/U_{xr}$," est défini comme le rapport du déplacement maximal pour le ratio $W/H=2$ (U_{xr}) par rapport aux autres ratios (U_x) (Figure 6.10).

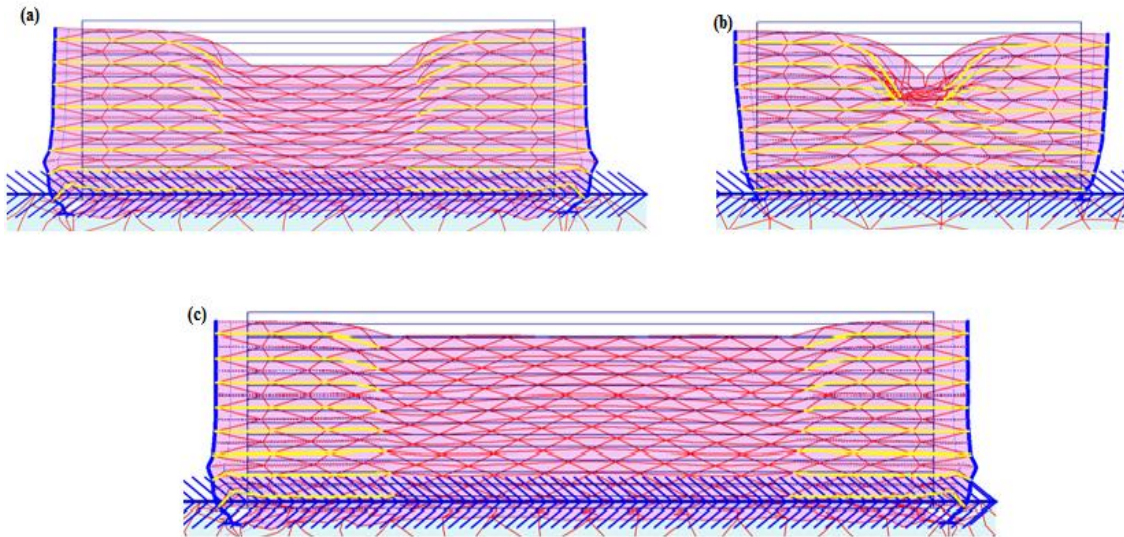


Figure 6.8 Maillage déformé des modèles étudiés à la fin de l'excitation sismique :
(a) $W/H=2$, (b) $W/H=1.4$, (c) $W/H=3$

Sous séisme, la distance D entre les murs opposés affecte le déplacement horizontal maximal même s'ils sont éloignés ($W/H \geq 2$), c'était le contraire pour le cas sous chargement statique (voir chapitre 5) ; cette influence est largement prononcée quand $W/H < 2$ (Figure 6.10).

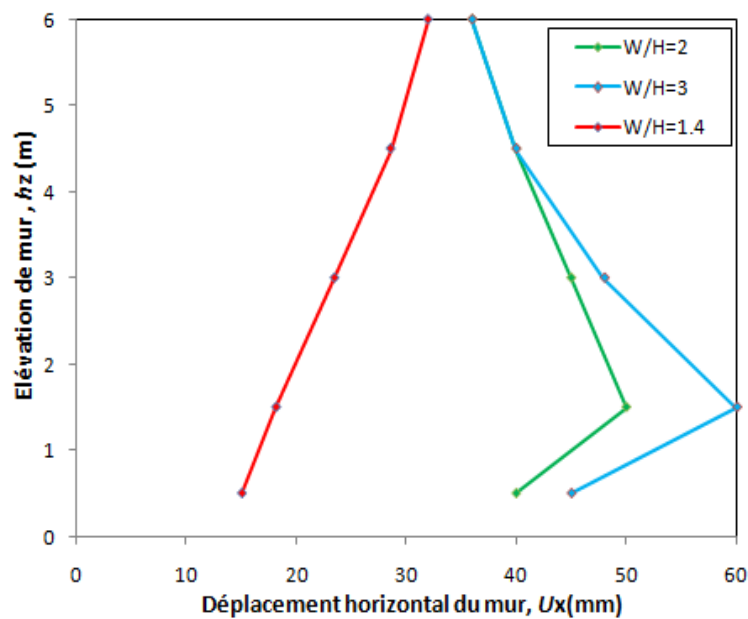


Figure 6.9 Courbe du déplacement horizontal des murs à la fin de l'excitation cyclique

On a remarqué que les déplacements permanents se réduisent non-linéairement avec la diminution de D . Ainsi, le déplacement permanent est amoindri de 32% avec la réduction de la distance de 3.6 ($W/H=2$) à 0 m ($W/H=1.4$). Si D est augmentée de 3.6 à 9.6 m ($W/H=3$), le déplacement permanent est agrandi de 20%.

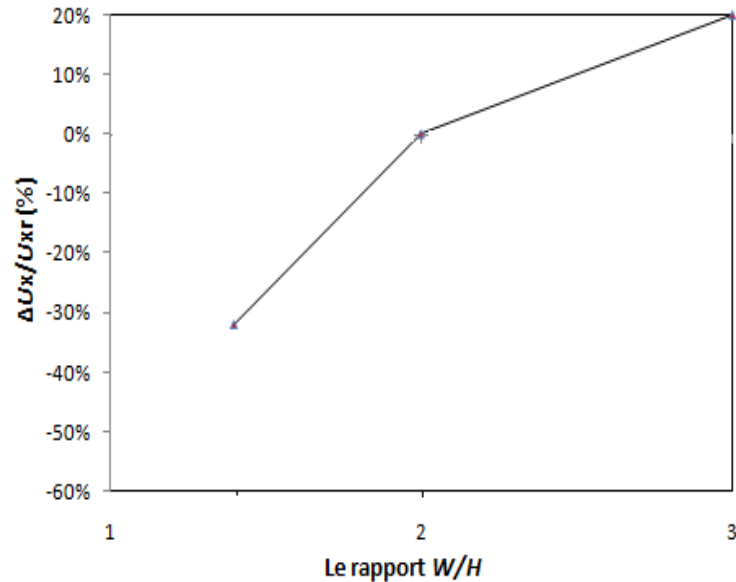


Figure 6.10 Variation du déplacement horizontal en fonction de la géométrie de la structure

6.4.1.2. Tractions maximales dans les géosynthétiques à l'égard de la distance

La distribution et la variation des forces des tractions maximales obtenues à la fin de l'excitation sismique le long de la hauteur du mur sont tracées (Figure 6.11).

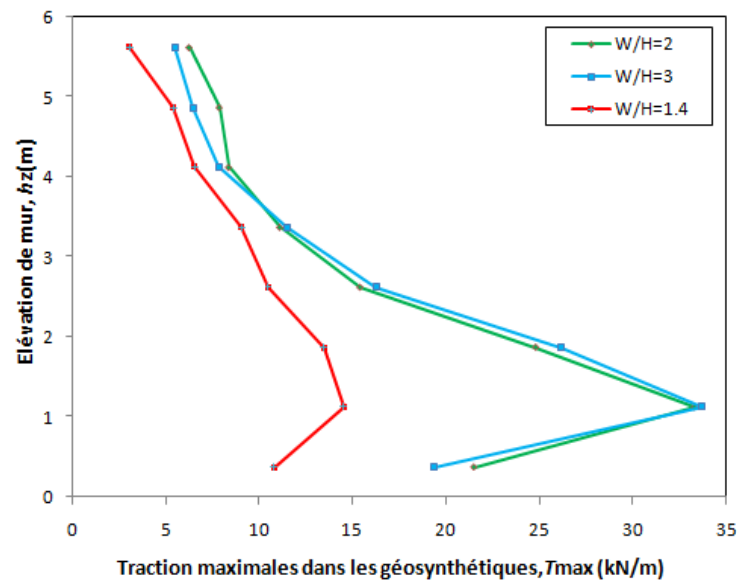


Figure 6.11 Profil des tractions maximales aux renforcements sous chargement cyclique

Dans cette section, "la traction maximale relative, $\Delta T_{\max} / T_{\max r}$," est définie comme le rapport de la tension maximale pour le rapport $W/H=2$ ($T_{\max r}$) envers les autres ratios (T_{\max}).

Pour les murs lointains ($W/H \geq 2$), l'effet de la distance entre eux n'est pas prononcé ; lorsque les murs sont rapprochés (le cas $W/H=1.4$), la force des tractions maximales dans les renforcements diminue (Figure 6.11). Une diminution d'environ 56% sur la traction maximale requise aux renforcements dans le lit 2 est causée par la réduction de la distance de 3.6 à 0 m (Figure 6.12).

Notons que, pour tous les modèles étudiés sous les actions dynamiques, la répartition des tractions est toujours linéaire et elle est similaire aux résultats antérieurs rapportés dans une étude analysant un mur en sol renforcé à parement unique [Guler *et al.*, 2012].

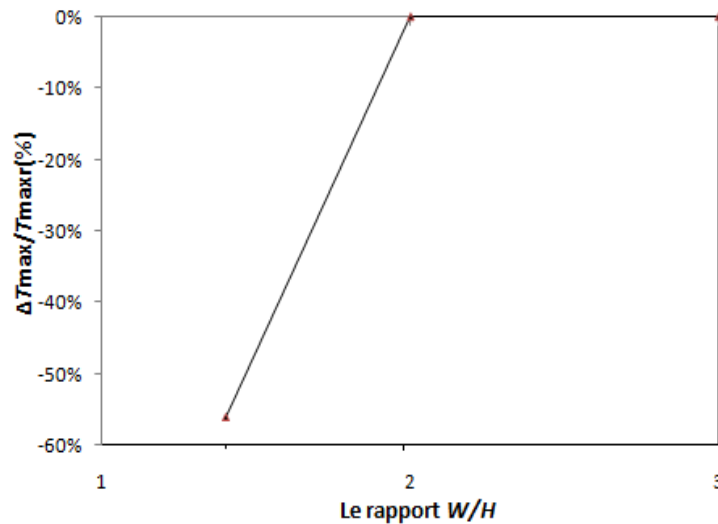


Figure 6.12 Influence de W/H sur la traction maximale aux renforcements

6.4.1.3. Variation des lignes potentielles de rupture des renforcements

Les lignes des tractions maximales, sous chargement dynamique, pour les différents rapports W/H sont tracées et confrontées avec les lignes directives FHWA 2009 (Figure 6.13). On a constaté que sous un chargement dynamique donné, la réduction de la distance entre les murs opposés du remblai n'influe pas les profils des lignes des tractions maximales. Aussi, ces lignes sont plus proches de celle des guides FHWA 2009 (Figure 6.13).

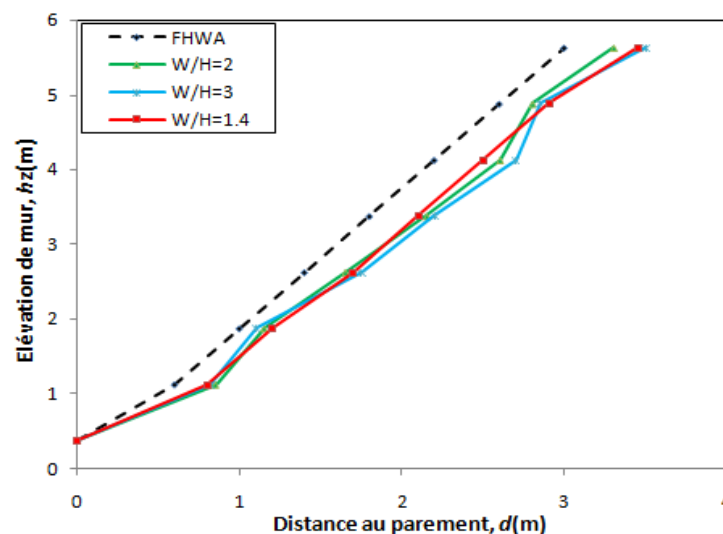


Figure 6.13 Lignes des tractions maximales sous chargement cyclique harmonique

6.4.1.4. Récapitulatif

Les effets de la géométrie du remblai d'accès de pont sur le déplacement horizontal maximal des murs et sur la force de traction maximale requise aux géosynthétiques sont synthétisés (Tableau 6.2). Les résultats sont donnés dans le cas des renforcements qui se rencontrent au milieu pour une action cyclique harmonique de référence (1.4g, 1.5Hz).

Tableau 6.2 Influence de la géométrie du remblai d'accès sous séisme

Le rapport W/H	2	3	1.4
$\Delta U_x/U_{xr}(\%)$	---	+20	-32
$\Delta T_{max}/T_{maxr}(\%)$	---	00	-56

U_{xr} : Déplacement horizontal maximal pour le cas de référence $W/H=2$.

T_{maxr} : Force de traction maximale dans les renforcements pour le cas $W/H=2$.

6.4.1.5. Effet de la variation de la hauteur des murs

Dans cette section, la distance entre les murs du remblai d'accès de pont est maintenue constante et égale à 0 m (le cas $W/H=1.4$), où les murs opposés effectuent une interaction. Les déplacements horizontaux et la traction maximale dans les géosynthétiques sous une charge harmonique cyclique de référence (PGA=0.4g, $f=1.5$ Hz) pour différentes hauteurs de murs sont montrés (Figure 6.14).

Il est clair que la hauteur des murs a un effet important sur la stabilité interne et externe de l'ouvrage. Ainsi, lorsque le mur est très élevé (exemple, $H \geq 9$ m), l'effet de la hauteur est remarquablement prononcé dans la déformation maximale. En augmentant la hauteur de 6 à 7.5 m, le déplacement maximal de la paroi augmente de 30%, la charge de tension maximale est amplifiée de 33% (Figures 6.14.a et 6.14.b). D'autre part, l'augmentation de la hauteur de 9 à 10.5 m implique l'accroissement des amplitudes de déformation de la paroi et de la charge au renforcement respectivement de 44% et 27% (Figure 6.14). Il convient de noter que les deux critères de stabilité ne sont pas linéairement liés à la hauteur des murs.

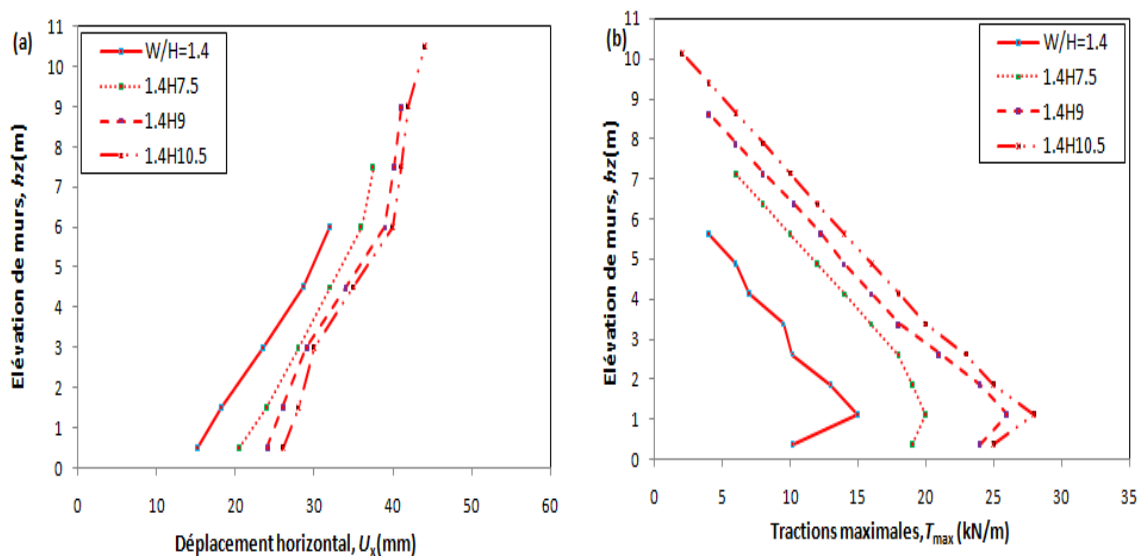


Figure 6.14 Effet de la variation de la hauteur du mur sur la réponse sismique de la structure : (a) déplacement horizontal, (b) tractions maximales

Les résultats obtenus pour les différentes hauteurs des murs (voir [Figure 6.14](#)) sont comparés visuellement à ceux rapportés précédemment, en particulier pour les murs distants (voir [Figures 6.9 et 6.11](#)).

On peut facilement reconnaître que l'interaction entre les deux murs opposés admet des valeurs minimales dans les deux critères de stabilité de l'ouvrage. Malgré l'utilisation des murs élevés, les grandeurs de la déformation de la paroi et de la charge dans l'armature ont de petites valeurs (exemple, pour un mur de hauteur $H=10.5$ m, seulement $U_x=46.1$ mm et $T_{\max}=28.1$ kN/m sont atteints) ([Figure 6.14](#)).

Par conséquent, lorsque les murs opposés effectuent l'interaction, la hauteur des murs n'est pas considérée comme une composante structurale dangereuse. Cette solution est particulièrement préférée dans le cas où l'espace du sol rend impossible la construction des remblais d'accès de pont plutôt larges tels que dans les grandes villes.

On a montré également que les répartitions de déplacement horizontal et de la charge de tension dans le géosynthétique sont similaires pour toutes les hauteurs testées ([Figure 6.14](#)).

6.4.2. Influence des paramètres de l'action sismique

6.4.2.1. Sur le déplacement horizontal

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 est étudiée pour un modèle de référence ayant le rapport $W/H=2$.

Les résultats sont évalués en termes de déplacements horizontaux de mur au niveau des articulations des blocs en béton après que le chargement harmonique soit fini. Les déplacements présentés sont ceux provoqués seulement par le chargement sismique. Ces déplacements sont confrontés à ceux obtenus à la fin de la construction (état statique sous le poids propre) sous les mêmes conditions aux limites.

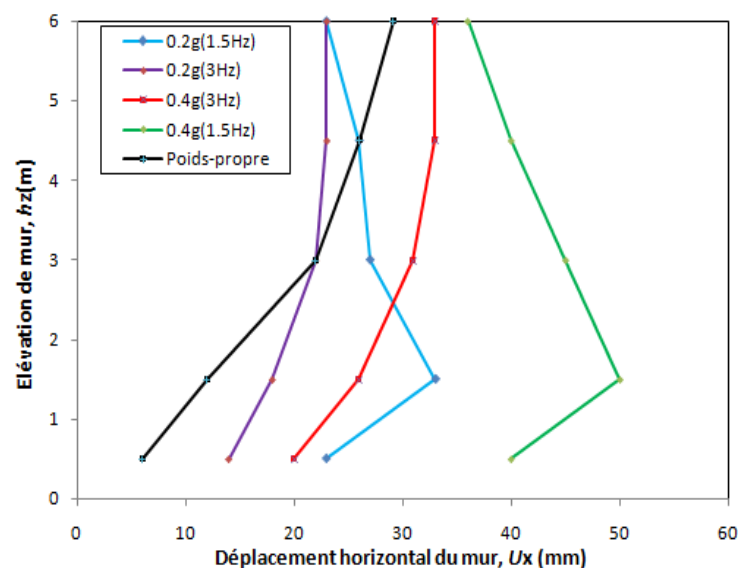


Figure 6.15 Le déplacement horizontal du mur à l'égard de différentes charges sismiques

On remarque que le déplacement horizontal maximal induit par la force sismique est généralement plus important que le déplacement horizontal obtenu à la fin de la construction ; donc, le recours au calcul dynamique est nécessaire pour le dimensionnement de la stabilité externe des murs de soutènement en sols renforcés composants le remblai d'accès (Figure 6.15).

L'allure des courbes du déplacement horizontal est conforme avec celle obtenue dans une étude antérieure, où les maximums ne sont pas toujours obtenus en tête des murs [Guler *et al.*, 2012].

Le déplacement horizontal maximum est affaibli par la réduction de l'accélération horizontale ; il est amplifié avec la diminution de la fréquence (Figure 6.15).

L'effet de l'accélération sismique sur le déplacement du mur est étudié en la diminuant de 0.4 à 0.2g. Pour ces deux accélérations, les distributions des déformations ne sont pas identiques et les déformations dans les murs sont amoindries de 35% (Figures 6.15 et 6.16).

En outre, pour des hautes fréquences ($f=3\text{Hz}$), le déplacement maximum se produit à la tête du mur ; sous des faibles fréquences ($f=1.5\text{Hz}$), le maximum se produit au niveau de la première articulation du parement, soit à $1/4H$ de la base de mur. En doublant la fréquence de 1.5 à 3Hz pour $\text{PGA}=0.4\text{g}$, les déformations diminuent de 35% (Figure 6.16).

À partir de ces résultats, il est juste de décrire que l'accélération et la fréquence du sol sont des composantes possédant des effets significatifs sur la stabilité externe des remblais d'accès de pont dans le cas des murs proches, autrement dit, les murs qui effectuent une interaction.

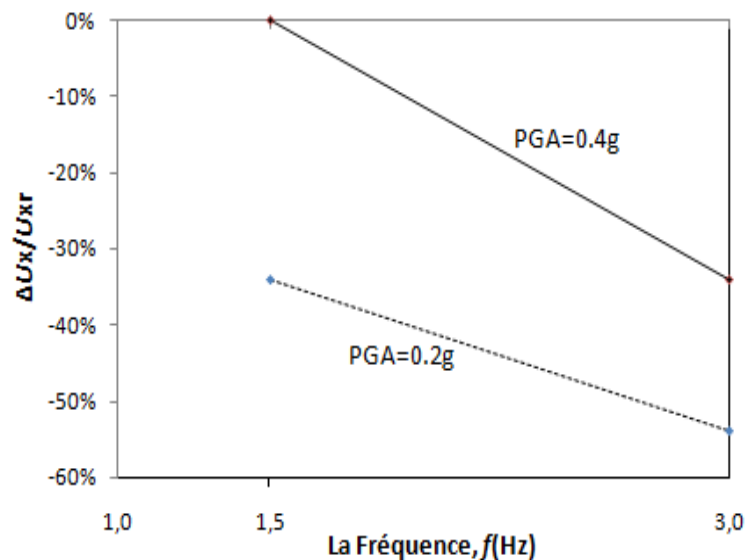


Figure 6.16 Variation du déplacement permanent avec les paramètres du chargement cyclique

6.4.2.2. Sur la force des tractions maximales dans les géosynthétiques

Les distributions des forces des tractions maximales dans les géosynthétiques en fonction de la hauteur des murs, à la fin de la charge sismique harmonique, sont exposées (Figure 6.17).

Ces valeurs sont les forces de traction maximale enregistrées le long de chaque nappe de renforcement. Elles sont comparées avec celles, montrées en noir, obtenues à la fin de la construction sous les mêmes conditions aux limites.

Les forces des tractions maximales requises aux renforcements induits par la force sismique sont supérieures aux forces des tractions obtenues à la fin de la construction. Ce qui résulte que le calcul sismique est indispensable pour le dimensionnement de la stabilité interne des murs de soutènement en sols renforcés à double parement couramment rencontrés dans les approches de pont.

La distribution des forces des tractions maximales en fonction de la hauteur du mur est linéaire pour tous les chargements harmoniques testés. C'est une répartition semblable avec celle déjà démontrée par une analyse en éléments finis [Guler *et al.*, 2012].

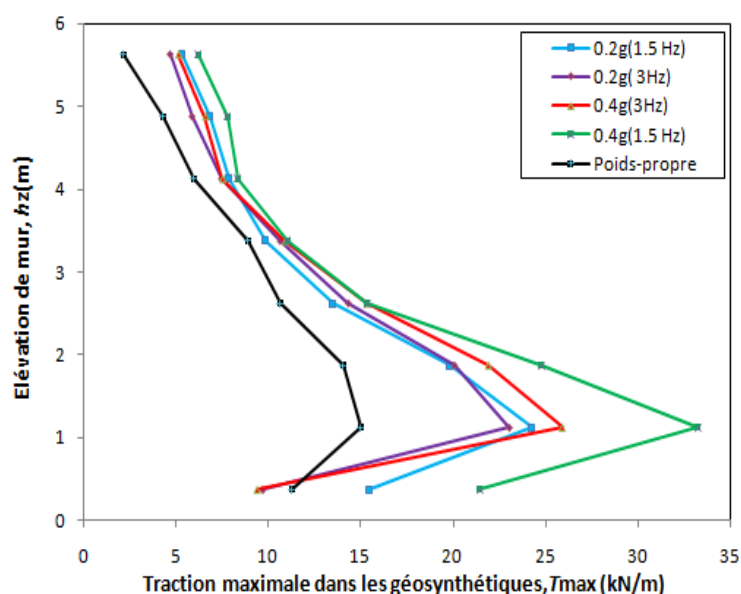


Figure 6.17 Influence des composants du séisme sur l'allure des tractions maximales

Le modèle de référence est celui qui correspond à la traction maximale maximum (0.4g, 1.5Hz). On remarque que la force de traction maximale requise au renforcement diminue avec la décroissance de l'accélération horizontale et diminue avec l'accroissement de la fréquence (Figure 6.18).

En diminuant l'accélération de 0.4 à 0.2g, la traction maximale requise est réduite de 27% ; pour PGA=0.4g, elle est décrie de 20% en doublant la fréquence de 1.5 à 3Hz (Figure 6.18).

Notons que la diminution de la force de traction maximale dans le lit inférieur (lit 1) est due à l'encastrement du mur dans une fondation rigide.

6.4.2.3. Sur les lignes des tractions maximales

Les lignes des tractions maximales obtenues après la fin des excitations harmoniques sont plus proches de celle des guides FHWA. Ces lignes sont lointaines de celle obtenue sous le poids propre de la structure(en noir), particulièrement pour les lits supérieurs (Figure 6.19).

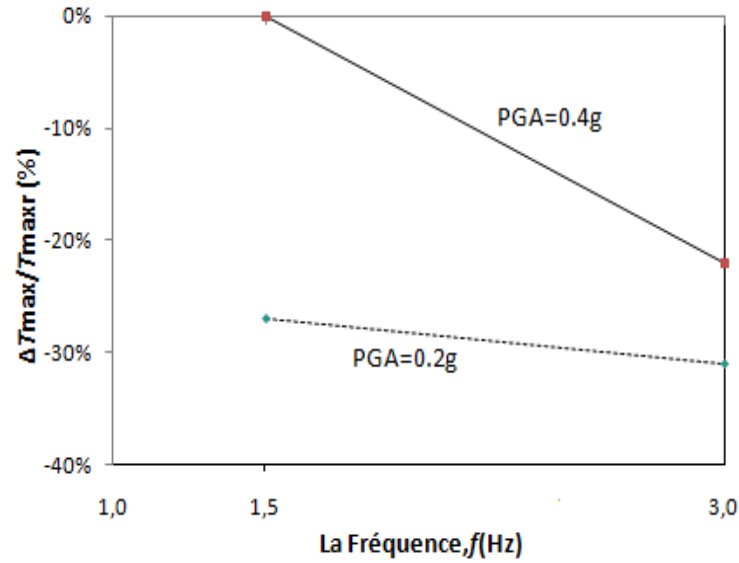


Figure 6.18 Variation des tractions maximales avec les paramètres de séisme

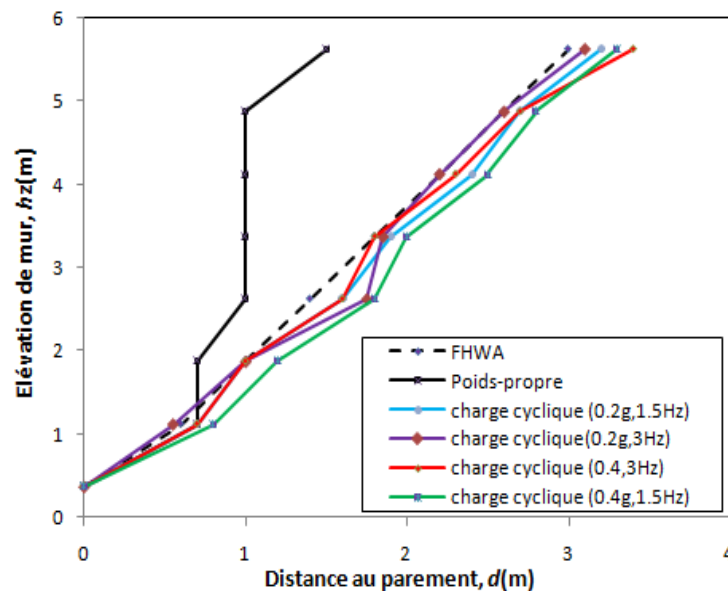


Figure 6.19 Les lignes des tractions maximales le long de la hauteur du mur à la fin de la construction (poids-propre) et à la fin de l'excitation cyclique

6.4.3. Cas de connexion des renforcements au milieu

Afin d'examiner le cas de connexion des renforcements au milieu, lorsque les murs sont très rapprochés ($W/H=1.4$), on a modélisé les murs sous les quatre différents chargements sismiques déjà présentées.

6.4.3.1. Vecteurs déplacements

L'analyse des vecteurs déplacements illustre qu'un chargement dynamique avec des basses fréquences induit un mauvais comportement des murs ; avec des grandes fréquences, il engendre une inflexibilité en haut de l'ouvrage (Figure 6.20).

Par la suite, on présente l'influence de la connexion des renforcements au milieu seulement sous un chargement sismique de référence caractérisé par une grande accélération et une petite fréquence (0.4g, 1.5Hz).

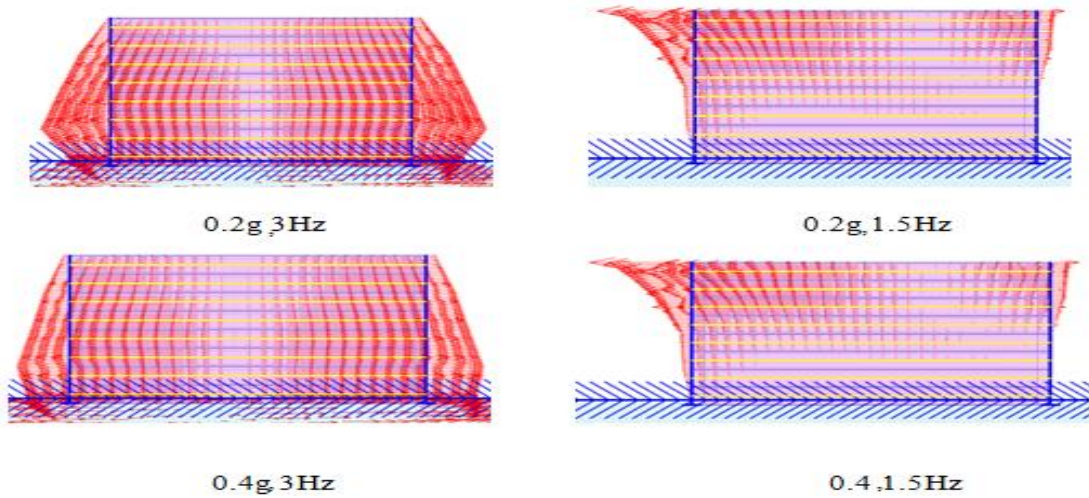


Figure 6.20 Vecteurs déplacements à la fin des excitations harmoniques pour le cas des renforcements connectés au milieu

6.4.3.2. Déplacements horizontaux des murs

La connexion des renforcements au milieu a une influence minimale de 18% sur le déplacement horizontal (Figure 6.21). Il est noté que le déplacement maximum est obtenu en tête du mur identiquement pour le cas des renforcements non-connectés.

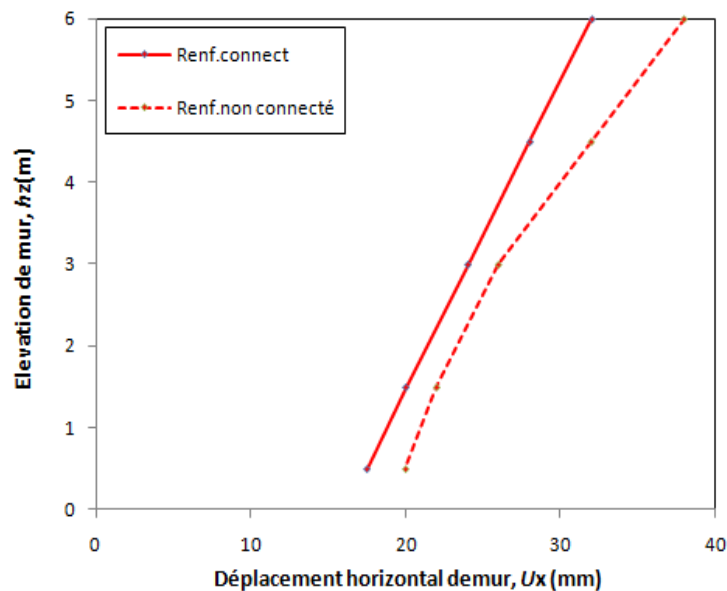


Figure 6.21 Conséquence de la connexion des renforcements au milieu sur le déplacement du mur

6.4.3.3. Force de tractions maximales dans les renforcements

Les courbes de la distribution des tractions maximales en fonction de la hauteur de mur sont tracées (Figure 6.22).

La connexion des renforcements au milieu a une influence ultra-minime sur la force de traction maximale requise dans les renforcements (surtout pour les nappes supérieures), provoquant une augmentation assez minime de 6% sur la traction dans le lit 2. Cette augmentation peut être négligée dans le calcul de la stabilité interne ; révélons que le profil des tractions maximales est toujours linéaire.

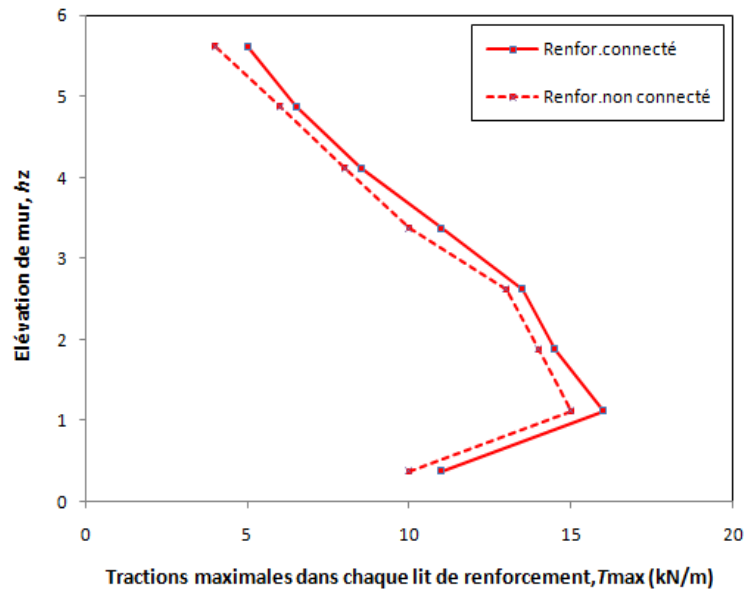


Figure 6.22 Effet de connexion des renforcements sur la courbe des tractions maximales

La répartition des tractions dans le long des renforcements est assez semblable au cas de renforcements non-connectés pour tous les lits (Figure 6.23).

On peut conclure que sous une action sismique caractérisée par une grande accélération et une faible fréquence, la connexion des renforcements n'a engendré qu'une légère diminution de déplacement horizontal maximal du mur.

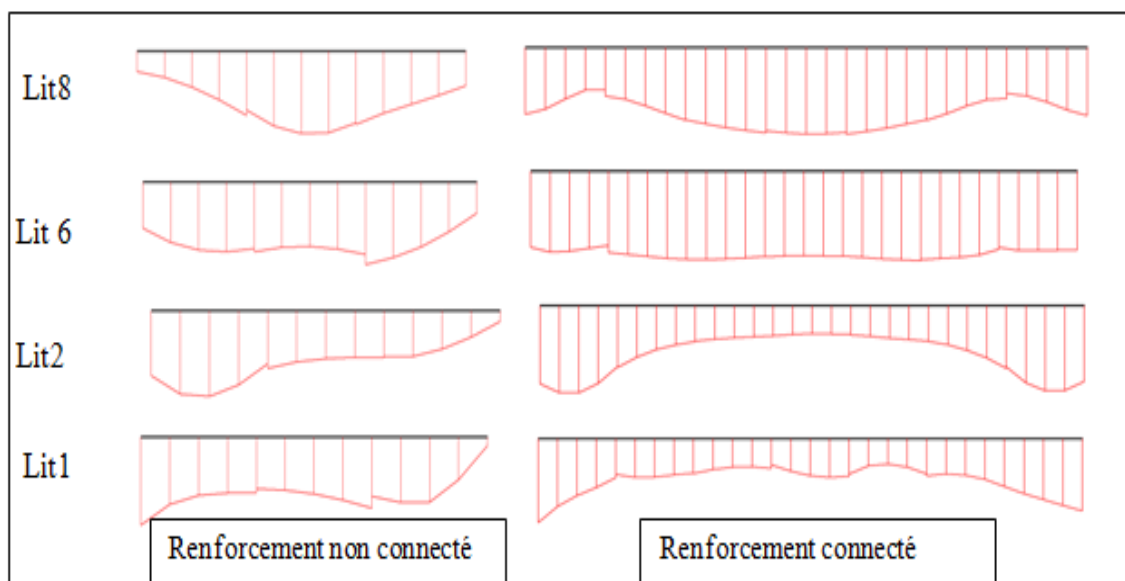


Figure 6.23 Effets de connexion du renforcement sur la répartition des tractions au niveau des lits d'armatures

6.5. Conclusion

Ce dernier chapitre a été consacré à l'analyse numérique du comportement des remblais d'accès de pont sous actions dynamiques. Ces ouvrages, couramment réalisés avec des murs de soutènement en sols renforcés à double parement, sont rarement abordés dans les études antérieures et par les guides mondiaux de conception. Pour étudier leur comportement sous séisme, quatre chargements cycliques harmoniques ayant des valeurs de l'accélération maximale horizontale 0.2 et 0.4g et des fréquences de 1.5 et 3Hz ont été induites à la base d'un remblai d'approche de pont en sol renforcé par les géosynthétiques.

Après avoir varié la distance, D , entre les murs opposés du remblai d'accès, on a étudié l'effet de la géométrie de l'ouvrage sous charge harmonique cyclique caractérisée par une accélération 0.4g et une fréquence $f=1.5\text{Hz}$. En dépit des analyses paramétriques effectuées, on peut tirer les résultats suivants :

- La réduction du rapport largeur/hauteur de mur (W/H) de 3 à 2 et de 2 à 1.4 entraîne une diminution du déplacement permanent respectivement de 32% et 20% ; cela indique que le déplacement du parement n'est pas linéairement associé à la distance D .
- La répartition de la charge de tension maximale dans les géosynthétiques était linéaire pour toutes les géométries étudiées.
- La géométrie de la structure influe sur la traction maximale requise dans les renforcements lorsque les murs sont rapprochés. Ainsi, la diminution du rapport W/H de 2 à 1.4 conduit à une réduction de la charge de traction maximale de 56%.
- La ligne de tension maximale est indépendante de la distance entre les murs. Cette ligne est pratiquement similaire à celle donnée par les directives FHWA pour le mur classique à parement unique.
- Lorsque les murs sont très proches (le cas $D=0$ m), des structures à des hauteurs importantes peuvent être réalisées avec succès offrant une conception sécurisée. Cette technique est largement proposée dans les centres urbains où les zones de construction sont assez étroites.

Précédant à l'analyse de la variation des deux paramètres de chargement harmonique cyclique (l'accélération maximale et la fréquence) où les effets du chargement sismique sont étudiés pour les murs proches (le cas du rapport $W/H=2$, $D=3.6$ m). Grâce à cette analyse, on a pu caler les résultats suivant :

- Les deux paramètres du mouvement sismique ont une importante influence sur la stabilité interne et externe des remblais d'accès de pont.
- En doublant l'accélération du séisme, les déplacements horizontaux des murs du remblai sont amplifiés de 35%, la tension maximale requise dans le renforcement est augmentée de 25%. Lorsque la fréquence a été doublée, les déplacements permanents s'amoinissent de 35% et la tension maximale dans l'armature diminue de 20%. Cela explique que les déplacements et les tractions maximales dans le renforcement sous des

conditions sismiques ne sont pas linéairement liés avec les deux paramètres de la charge harmonique.

- Sous des charges à des hautes fréquences ($f=3\text{Hz}$), le déplacement maximum se produit en tête des murs de remblai d'accès ; à des faibles fréquences ($f=1.5\text{Hz}$), le maximum se produit à $1/4H$ à partir de la base des murs.
- Les paramètres de l'action sismique n'ont pas influé la ligne des tractions maximales, elle est pratiquement similaire à celle obtenue sous l'action statique et proche de la ligne pratique des guides FHWA 2009.
- La connexion des renforcements au milieu n'a qu'une influence insignifiante sur le déplacement horizontal et sur la force de traction maximale requise dans les renforcements (surtout pour les nappes supérieures). Elle finit par diminuer le déplacement maximum de 18% et augmenter la traction requise aux renforcements (lit 2) de 6%. Il est juste de dire que cette influence peut être négligée dans le calcul de la stabilité interne. De ce fait, il faut mieux éviter la connexion de renforcements au milieu afin de se préserver d'une éventuelle inflexibilité de mur, c'est une recommandation des guides FHWA 2009 (voir chapitre 5 section 5.5.1).

CONCLUSION GÉNÉRALE

Les travaux de recherche présentés dans cette thèse ont été développés au sein du laboratoire Modélisation Numérique et Instrumentation Sol-Structure (MN2I2S) de l'université de Biskra. L'objectif étant d'analyser le comportement des remblais d'accès de pont en sol renforcé par des géosynthétiques sous l'effet des actions statiques et dynamiques.

Le comportement des murs classiques de soutènement en sol renforcé est amplement abordé par des études antérieures en utilisant les méthodes analytiques, expérimentales et numériques pour l'évaluation de la stabilité interne et externe. Par contre, les études concernant le dimensionnement des ouvrages en sol renforcé classés à géométrie complexe sont assez limitées.

Parmi les ouvrages classés à géométrie complexe, on peut mentionner les culées des ponts, les murs superposés et les murs à double parement (ou les murs opposés). Ces derniers sont couramment utilisés pour la construction des remblais d'accès de pont pour augmenter les élévations. Alors ils ont fait l'objet de notre contribution dans la présente thèse.

La méthode d'analyse de ce type de structure est liée essentiellement à la distance, D , entre les deux murs composant le remblai. Se référant à cette distance, les guides américains FHWA 2009 envisagent deux cas extrêmes : cas des murs lointains où les renforcements se rencontrent au milieu et le cas des murs très proches où il y a un chevauchement des inclusions. D'après ces guides, une distance $D_i \approx 0.5H$ est nécessaire pour que chaque mur puisse être conçu d'une manière indépendante par rapport à l'autre.

Dans la présente thèse, le code en éléments finis PLAXIS a été exploité pour évaluer l'effet de la géométrie des remblais d'accès de pont renforcés par les géosynthétiques à double parement sur leur stabilité interne et externe sous chargement statique et sismique. L'analyse numérique a été accomplie sur la base de l'hypothèse d'un comportement bidimensionnel en déformation plane. Le modèle de comportement de Mohr-Coulomb (MC) est adopté pour les sols, c'est un modèle largement choisi pour les murs de soutènement en sol renforcé.

L'étude bibliographique menée dans la première partie nous a permis de mettre en évidence plusieurs connaissances sur le comportement des murs de soutènement classiques en sol renforcé sous des sollicitations statiques et dynamiques. Ces connaissances très utiles pour cette étude, seraient encore profitables dans le futur.

Dans la deuxième partie, nous avons effectué trois applications numériques sur le comportement de remblai d'accès de pont sous chargement statique et dynamique. L'ouvrage ainsi investi est construit avec des murs de soutènement à double parement en sols renforcés par les géosynthétiques.

Les résultats de ces applications ont été donnés en termes de déplacement maximal, de la pression des terres derrière la zone renforcée, du facteur de sécurité et de la traction maximale

dans les géosynthétiques. Les résultats obtenus ont été confrontés avec les données analytiques incorporées dans la norme française NF P94-270 et les guides américains des routes et autoroutes fédérales FHWA 2009. Les résultats numériques ont été présentés sous forme de graphiques et de tableaux. Des conclusions détaillées ont été étalées à la fin des chapitres cinq et six. Toutefois, il est utile de rappeler ici les constats les plus importants.

Les deux premières applications ont recouvert le comportement des remblais d'accès de pont à double parement en sol renforcé par les géosynthétiques sous les actions statiques. Nous nous sommes intéressés à l'effet de la géométrie du remblai et le chevauchement de renforcement. Les résultats fondamentaux sont cités :

- Une distance $D_i \approx 0.5H$ est jugée insuffisante pour qu'il n'y ait pas d'interaction entre les deux murs opposés du remblai, cette distance est légèrement supérieure à celle exigée par les guides FHWA 2009.
- Si les deux parements de l'ouvrage sont rapprochés ($D=0$ m), il y aurait une interaction entre les deux murs, alors la surface de rupture ne peut pas être développée et la pression des terres actives sera toujours existante.
- L'interaction des murs de remblais d'accès de pont réduit la pression des terres derrière la zone renforcée et le déplacement maximal, elle augmente ainsi le coefficient de sécurité. Donc, le calcul analytique classique de mur de soutènement en sol renforcé s'avère trop sécuritaire pour le dimensionnement de la stabilité externe.
- La traction maximale requise aux renforcements est indépendante de la distance entre les parois opposées de la structure où leur répartition est toujours linéaire. Donc, le calcul analytique d'un mur classique 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 parements. Dans l'analyse de la stabilité interne, le calcul analytique est un peu passéiste par rapport au calcul numérique.
- La réduction de la longueur de chevauchement de renforcement induit une augmentation de déplacement horizontal maximal et amoindrit le coefficient de sécurité. Ainsi, le calcul théorique classique devient trop rétrograde, il faut donc tenir compte de l'effet de chevauchement des renforcements pour le dimensionnement de la stabilité externe des remblais d'accès de pont.
- Le chevauchement de renforcement n'influe pas sur la stabilité interne. Alors, un calcul analytique classique de la stabilité interne de mur de soutènement à parement unique peut être utilisé pour dimensionner les murs jointifs constituant le remblai d'accès de pont.
- Le chevauchement des renforcements permettra, dans certains cas étudiés, de réduire la longueur de renforcement jusqu'à $0.6H$, une distance inférieure à $0.7H$ exigée par les guides FHWA 2009.
- L'étude numérique nous a montré que les dimensions de l'ouvrage (hauteur et largeur) ont un effet significatif aussi bien sur la stabilité externe qu'interne de la structure.

L'analyse des murs de soutènement en sol renforcé sous chargement sismique nécessite des expérimentations coûteuses poussant les chercheurs à utiliser les simulations numériques. En plus, les sujets sur les structures à géométrie complexe sont pratiquement inabordables dans les

études antérieures. D'autre part, le comportement des murs de soutènement à double parement, sous sollicitations dynamiques, est rarement discuté par les guides de conception.

Pour répondre à un tel problème, une troisième application est abordée afin d'analyser un remblai d'accès de pont modélisé par un mur de soutènement à double parement sous un chargement cyclique harmonique. L'étude paramétrique est focalisée sur l'effet des paramètres du chargement sismique et la distance entre les murs.

En premier temps, on a varié la distance, D , entre les murs opposés du remblai d'accès pour étudier l'effet de la géométrie de la structure sous charge harmonique cyclique caractérisée par une accélération $0.4g$ et une fréquence $f = 1.5$ Hz ; en suite, on a abordé les influences des paramètres de l'action sismique, d'où les résultats suivants :

- La réduction de la distance, D , jusqu'à 0 m entraîne une diminution du déplacement permanent et de la traction maximale requise aux renforcements respectivement de 20% et 56%. Le déplacement du parement et la traction maximale ne sont pas linéairement associés à la distance D .
- L'allure de la ligne de tension maximale n'a pas été influencée par la distance entre les murs opposés. La surface critique de rupture est pratiquement similaire à celle donnée par les directives FHWA 2009 pour le mur classique à géométrie simple d'un parement unique.
- La stabilité interne et externe des murs de remblai d'accès dépend non seulement de l'accélération horizontale, mais également de la fréquence. Sous un séisme à hautes fréquences ($f=3\text{Hz}$), le déplacement maximum se produit en tête des murs de remblai d'accès ; sous des faibles fréquences ($f=1.5\text{Hz}$), le maximum se produit à $1/4H$ à partir de la base des murs. Par conséquent, le déplacement horizontal maximal des murs et la force de traction requise aux renforcements sont amplifiés en augmentant l'accélération horizontale et en amoindrissant 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 est identique à celle obtenue sous l'action statique, elle est légèrement proche de la ligne pratique des directives FHWA 2009.
- Sous séisme, des longueurs de renforcement de $0.7H$ sont jugées suffisantes pour assurer la stabilité des murs de soutènement à double parement ; le guide FHWA exige une longueur de plus de $0.8H$ (de $0.8H$ à $1.1H$) pour les murs classiques.
- Les remblais d'accès d'approche de pont sont habituellement construits dans des zones intensivement urbaines nécessitant des terrains d'assises importants. Dans cette étude, nous avons montré que la technique des murs à double parement présente une solution adéquate avec des situations délicates en bâtissant des murs rapprochés avec des élévations considérables.
- La connexion des renforcements au milieu dans le cas où les murs de l'ouvrage sont très rapprochés l'un de l'autre n'a pas un effet distinctif sur les critères d'évaluation de la stabilité externe et interne. Tout de même, il faut davantage d'éviter cette conception conformément aux conseils de prudence donnés par les guides FHWA 2009.

Les méthodologies de conception existantes ainsi que les études expérimentales et numériques ne fournissent pas une réponse claire et justifiée concernant la fiabilité de la stabilité interne et externe des murs de soutènement à double parement.

Aucune étude n'a été faite sur le changement de cette stabilité par rapport à la réduction de la distance entre les parements et la variation des paramètres de chargement sismique. Donc, cette étude prouve que la méthode des éléments finis incorporé dans un logiciel informatique peut être utilisée pour l'analyse de comportement et l'évaluation de la stabilité des remblais d'accès de pont en sol renforcés par des géosynthétiques sous un chargement cyclique harmonique.

Enfin, il est souhaitable de compléter ce travail en étudiant l'influence des paramètres des composants des remblais d'approche de pont (sol renforcé, parement et renforcement) sous charge statique ou dynamique. Aussi, il est très intéressant de confronter les résultats obtenus dans cette thèse, sous chargement cyclique, avec des futures études expérimentales, par exemple sous tables vibrantes.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials). (2007).** Load and resistance factor design, design Specifications, 4th Ed.
- Abdelouhab A. (2010).** Comportement des murs en terre armée, modélisation physique, analytique et numérique des renforcements extensibles. Thèse de doctorat, INSA Lyon, 195 p.
- Abdelouhab A., Dias D., Freitag N. (2011).** Numerical analysis of the behaviour of mechanically stabilized earth walls reinforced with different types of strips. *Geotextiles and Geomembranes*, 29:116-129. <https://doi:10.1016/j.geotextmem.2010.10.011>
- Adams M., Nicks J., Stabile T., Wu J., Schlatter W., Hartmann J. (2011).** Geosynthetic reinforced soil integrated bridge system – synthesis report. FHWA-HRT-11-027, (and interim implementation guide. FHWA-HRT-11-026). Washington, DC: Federal Highway Administration, US Department of Transportation, 64 and 169 pp.
- Alampalli S., Elgamel A.W. (1990).** Dynamic response of retaining walls including supported soil backfill- A computational model. Proceedings of the 4th U.S National Conf. on earthquake Eng, Earthquake Engineering research Institute, Palm Springs, California, vol.3, pp 623-632.
- Al-Homoud A.S., Whitman R.V. (1999).** Seismic analysis and design of rigid bridge abutments considering rotation and sliding incorporating non-linear soil behavior. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 18:247–277. DOI: 10.1016/S0267-7261(99)00004-4
- Allen T.M., Bathurst R.J., Holtz R.D., Walters D.L., Lee W.F. (2003).** A new working stress method for prediction of reinforcement loads in geosynthetic walls. *Canadian Geotechnical Journal*, 40(5):976-994. <https://doi.org/10.1139/t03-051>
- Allen T.M., Bathurst R.J., Lee W. F., Holtz R. D., Walters D. L. (2004).** New method for prediction of loads in steel reinforced walls. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130:1109–1120. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2004\)130:11\(1109\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2004)130:11(1109))
- 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(10):1089–1105. <http://dx.doi:10.1016/j.soildyn.2010.04.020>
- Anderson D.G., Martin G.R., Lam I.P., Wang J. N. (2008).** Seismic analysis and design of retaining walls, slopes and embankments, and buried structures. NCHRP Report 611, National Cooperative Highway Research Program, 137 pp.
- Anderson G.R., Whitman R.V., Germaine J.T. (1987).** Tilting response of centrifuge-modeled gravity retaining wall to seismic shaking. Report No. R87-14, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA.
- Arango I. (1969).** Personal communication to Seed and Whitman, reported in Seed, H. B. and Withman, R. V., (1970), Design of earth retaining structures for dynamic loads. Proceedings of ASCE Specialty Conference on Lateral Stresses in Ground and Design of earth retaining Structures. Cornell University, Ithaca, NY, pp 103- 147.
- Barret J. R. (1966).** Use of plastic filters in coastal structures. Proceedings of 10th Int. Conf. on Coastal Engineering. Tokyo, Japan, pp 1048 – 1067.
- Bathurst R.J., Cai Z. (1995).** Pseudo-Static seismic analysis of geosynthetic-reinforced segmental retaining walls. *Geosynthetics International Journal*, 2:787-830. <https://doi.org/10.1680/gein.2.0037>
- Bathurst R.J., Hatami K. (1998).** Seismic response analysis of a geosynthetic-reinforced soil wall. *Geosynthetics international Journal*, 5(1–2):127–166. <https://doi.org/10.1680/gein.5.0117>

- 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. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2005.01.002>
- Bathurst R.J., Miyata Y., Nernheim A., A. Allen M. (2008).** Refinement of K-stiffness Method for geosynthetic reinforced soil walls. *Geosynthetics International*, 15(4):269-295. <https://doi.org/10.1680/gein.2008.15.4.269>
- Bathurst, R. J., Vlachopoulos, N., Walters, D. L., Burgess, P. G. & Allen, T. M. (2006).** The influence of facing rigidity on the performance of two geosynthetic reinforced soil retaining walls. *Canadian Geotechnical Journal*, 43(12):1225–1137. <https://doi.org/10.1139/t06-076>
- Beckham W. K., Mills W.H. (1935).** Cotton-fabric-reinforced roads. *Engineering News Record*, 114(14).
- Benmebarek S., Attalaoui S., Benmebarek N. (2016).** Interaction analysis of back-to-back mechanically stabilized earth walls. *Journal Rock Mechanics and Geotechnics Engineering*, 8(5):697–702. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jrmge.2016.05.005>
- 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.
- Bergado D.T., Anderson L.R., Miura N., Balasubramaniam A. (1996).** Soft ground improvement in lowland and other environment. ASCE Press (Chapter 7).
- Bergado D.T., Ramana G.V, Sia H.I, Varun. (2006).** Evaluation of interface shear strength of composite liner system and stability analysis for a landfill lining system in Thailand. *Geotextiles and Geomembranes*, 24(6):371–93. <http://dx.doi.org/10.1016/j.geotexmem.2006.04.001>
- Bilgin O. (2009).** Failure mechanisms governing reinforcement length of geogrid reinforced soil retaining walls. *Engineering Structures*, 31:1967-1975. <http://doi: 10.1016/j.engstruct.2009.02.049>
- Blondeau F., Christiansen M., Guilloux A., Schlosser F. (1984).** Talren : méthode de calcul des ouvrages en sols renforcés. Coll. Int. Renf. des Sols en place, Paris, Presses de l'E.N.P.C., pp 219-224.
- Boussinesq M.J. (1882).** Note sur la détermination de l'épaisseur minimum que doit avoir un mur vertical, d'une hauteur et d'une densité données, pour contenir un massif terreux, sans cohésion, dont la surface est horizontale. *Annales des Ponts et Chaussées*, Tome 3, pp 623–643.
- Brinkgreve R.B.J., Broere W., Waterman D. (2006).** PLAXIS 2D, Finite Element Code for Soil and Rock Analyses, Users Manual. Balkema, Rotterdam.
- BS8006 (British Standard Institution) (1995).** Code of practice for stengthened/reinforced soils and other fills.
- Caquot A. (1934).** Equilibre des massifs à frottement interne-Stabilité des terres pulvérulentes ou cohérentes, Paris, Gauthier-Villars.
- Caquot A., Kerise I. (1948).** Table for the calculation of passive pressure, active pressure, and Bearing Capacity of Foundations. Libraire du Bureau des Longitudes, de l'école Polytechnique. GauthierVillars, Paris, France, 120 p.
- Choudhury D., Subba Rao K.S., Ghosh S. (2002).** Passive earth pressures distribution under seismic condition. Proceedings of the 15th International conference of Engineering Mechanics Division (EM2002), ASCE, Columbia University, NY, USA.
- Choudhury D., Sitharam T.G., Subba Rao K.S. (2004).** Seismic design of earth-retaining structures and foundations. *Current Science*, 87(10):1417–1425
- Choudhury D., Nimbalkar S.(2005).** Seismic passive resistance by pseudo-dynamic method. *Jounal Géotechnique*, 55(9):699–702. <https://doi.org/10.1680/geot.2005.55.9.699>

- Coulomb C.A. (1776).** Essai sur une application des règles des maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture. Mémoires de l'Académie Royale des Sciences présentés par des savants, vol. 7, pp 343-382
- Djabri M. (2013).** Etude de la sensibilité de la réponse sismique à la disposition du renforcement des remblais d'accès de pont. Mémoire de magister, Université Mohamed Khider de Biskra, 131p.
- Delmas Ph., Berche J.C., Cartier G., Abdelhedi A. (1986).** Une nouvelle méthode de dimensionnement du clouage des pentes: programme PROSPER. Bull. Liaison Labo. P. et Ch., 141, pp 57-66.
- Ebeling R. M., Morrison E. E. (1992).** Information technology laboratory- Department of the army, US Army Corps of Engineers, Washington, DC.
- El-Emam M.M., Bathurst R.J. (2007).** Influence of reinforcement parameters on the seismic response of reduced-scale reinforced soil retaining walls. *Geotextiles and Geomembranes* 25(1):33–49. <http://dx.doi.org/10.1016/j.geotexmem.2006.09.001>
- Elias V., Christopher B.R. (1997).** Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes design and construction guidelines publication. FHWA-SA-96-071, 371 p.
- Elias V., Christopher B.R., Berg R.R. (2001).** Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes design and construction guidelines publication. FHWA-NHI-00-043, p 394.
- El-Sherbiny R., Ibrahim E., Salem A. (2013).** Stability of back-to-back mechanically stabilized earth walls. *Proceedings of Geo-Congress 2013: Stability and Performance of Slopes and Embankments III*. Reston, USA: American Society of Civil Engineers (ASCE), p 555–565.
- Evangelista A., Scotto di Santolo A., Lucio A.S. (2010).** Evaluation of pseudostatic active earth pressure coefficient of cantilever retaining walls. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30:1119–1128. <http://doi:10.1016/j.soildyn.2010.06.018>
- Finn W.D.L., Yogendrakumar M., Otsu H., Seedman R.S. (1989).** Seismic response of a cantilever retaining wall: Centrifuge model test and dynamic analysis. *Proceedings of the 4th Int. Conf. on Soil Dyn. and earthquake Eng., Computational Mechanics Inc., Southampton*, pp 331-431.
- Finn W.D.L., Wu G., Yoshida N. (1992).** Seismic response of sheet pile walls. *Proceedings of the 10th World Conf., on Earthquake Engrg, Madrid*, vol. 3, pp 1689-1694.
- Gicot O., Perfetti J. (1982).** Géotextiles : Conceiving and Design Engineering structures, Rhône-Poulenc Fibres, Bezons, France, 256 p.
- Gilbert R.B., Byrne R.J. (1996).** Strain-softening behavior of waste containment system interfaces. *Geosynthetics International*, 3(2):181–202. <http://dx.doi.org/10.1680/gein.3.0059>
- Giroud J.P., Darrasse J. (1993).** Hyperbolic expression for soil-geosynthetics or geosynthetics-geosynthetic interface shear strength. *Geotextiles and Geomembranes*, 12(3):275–86. [http://dx.doi.org/10.1016/0266-1144\(93\)90030-R](http://dx.doi.org/10.1016/0266-1144(93)90030-R)
- Green R.A., Ebeling R.M. (2003).** Modeling the dynamic response of cantilever earth-retaining walls using FLAC. *Numerical modeling in geomechanics*.
- Guler E., Cicek E., Demirkan M.M., Hamderi M. (2012).** Numerical analysis of reinforced soil walls with granular and cohesive backfills under cyclic loads. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 10:793–811. <https://doi.org/10.1007/s10518-011-9322-y>
- Han J., Leshchinsky D. (2006).** Stability analyses of geosynthetic-reinforced earth structures using limit equilibrium and numerical methods. *Proceedings of the 8th International Geosynthetics Conference*. Yokohama, Japan, pp 1347–1350.
- Han J., Leshchinsky D. (2010).** Analysis of back-to-back mechanically stabilized earth walls. *Geotextiles and Geomembranes*, 28:262-367. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2009.09.012>
- 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. [https://doi.org/10.1016/S0267-7261\(00\)00010-5](https://doi.org/10.1016/S0267-7261(00)00010-5)

- Hebeler G.L., Frost J.D, Myers A.T. (2005).** Quantifying hook and loop interaction in textured geomembrane-geotextile systems. *Geotextiles and Geomembranes*, 23(1):77–105. <http://dx.doi.org/10.1016/j.geotexmem.2004.06.002>
- Hirane H. (2015).** Evaluation de la pression dynamique active sur les murs de soutènement par approche numérique. Thèse de doctorat. Université les frères Mentouri de Constantine, 89 p.
- 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. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2011.05.002>
- Huang B., Bathurst R.J., Hatami K., Allen T.M. (2010).** Influence of toe restraint on reinforced soil segmental walls. *Canadian Geotechnical Journal*, 47(8):885-904. <https://doi.org/10.1139/T10-002>
- Huang C.C., Wu H.J. (2009).** Seismic displacement analysis of a reinforced soil model wall considering progressive development of reinforcement force. *Geosynthetics International*, 16(3):222–234. <http://dx.doi.org/10.1680/gein.2009.16.3.222>
- Iai S., Kameoka T. (1993).** Finite element analysis of earthquake induced damage to anchored sheet pile quay walls. *Soils and Foundations*, 33(1):71-91.
- Jacobsen L. S. (1939).** Described in Appendix D of “The Kentucky Project”. Technical Report No. 13, Tennessee Valley Authority, 1951.
- Jonathan T.H.W., Thang Q.P, Michael T.A. (2013).** Composite behavior of geosynthetic reinforced soil mass. Technical Report FHWA-HRT-10- 077. Washington, DC: Federal Highway Administration, US Department of Transportation; 211p.
- Jones C.J.F.P. (1996).** Earth reinforcement and soil structures. Thomas Telford, 398 p .
- Jones D.R.V., Dixon N. (1998).** Shear strength properties of geomembrane/geotextile interfaces. *Geotextiles and Geomembranes*, 16 (1):45–71. [http://dx.doi.org/10.1016/s0266-1144\(97\)10022-x](http://dx.doi.org/10.1016/s0266-1144(97)10022-x)
- Juran 1., Schlosser F. (1979).** Étude théorique des efforts de traction dans les armatures des ouvrages en terre armée. Coll. Int. Renf. des Sols, Paris, pp 77-82.
- Kaliakin V.N., Xi F. (1992).** Modeling of interfaces in the finite element analyses of geosynthetically reinforced walls. Proceedings of the earth reinforcement practice. Balkema, Rotterdam, pp 351–356.
- Kapila I. P. (1962).** Earthquake resistance design of retaining walls. Proceedings of the 2nd earthquake symposium, Univ. of Roorkee, India.
- Keller G., Wilson-Musser S., Bolander P., Barandino V. (2011).** Stabilization and rehabilitation measures for low-volume forest roads. Report 1177-1801-SDTDC. San Dimas, CA: USDA, Forest Service, San Dimas Technology and Development Center, 333 p.
- Keller G. (2016).** Application of geosynthetics on low-volume roads. *Transportation Geotechnics*, 8:119–131. <http://dx.doi.org/10.1016/j.trgeo.2016.04.002>
- Kerisel J., absi E. (1990).** Tables de poussée et de butée des terres, Paris, Presses des Ponts et Chaussées, 3e ed., 240 p.
- Koseki J. (2002).** Seismic performance of retaining walls—case histories and model tests. Proceedings of the 4th Forum on Implications of Recent Earthquakes on Seismic Risk, Japan, Tokyo Institute of Technology, pp 95–107.
- Koseki J., Shibuya S. (2014).** Mitigation of disasters by earthquakes, tsunamis, and rains by means of geosynthetic-reinforced soil retaining walls and embankments. *Transportation Infrastructure Geotechnology*, 1:231–261. <http://dx.doi.org /10.1007/s40515-014-0009-0>

- Koutsourais M.M., Sprague C.J., Pucetas R.C. (1991).** Interfacial friction study of cap and liner components for landfill design. *Geotextiles and Geomembranes*, 10(5–6):531–48. [http://dx.doi.org/10.1016/0266-1144\(91\)90045-X](http://dx.doi.org/10.1016/0266-1144(91)90045-X)
- Kramer S.L. (1996).** Geotechnical earthquake engineering, Prentice-Hall, New Jersey, pp 466- 505.
- Kramer S.L., Paulsen S. (2001).** Seismic performance of MSE structures in Washington State. *Proceedings of International Geosynthetic Engineering Forum*, Taipei, Taiwan, pp 145–173.
- Kumar J. (2001).** Seismic passive earth pressure coefficients for sands. *Canadian Geotechnical Journal*, 38(4):876-881. <https://doi.org/10.1139/t01-004>
- LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées) (2003).** Guide technique - Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des ouvrages de soutènement en remblai renforcé par des éléments métalliques.
- Leshchinsky D., Reinschmidt A.J. (1985).** Stability of membrane reinforced slopes. *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(II):1285-1300. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1985\)111:11\(1285\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1985)111:11(1285))
- Leshchinsky D., Vulova C. (2001).** Numerical investigation of the effects of geosynthetic spacing on failure mechanisms in MSE block walls. *Geosynthetics International*, 8 (4): 343-365. <https://doi.org/10.1680/gein.8.0199>
- Leshchinsky D., Han J. (2004).** Geosynthetic reinforced multitiered walls. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130:12(1225). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2004\)130:12\(1225\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2004)130:12(1225))
- Leshchinsky D., Ling H.I., Wang J.P. (2009).** Equivalent seismic coefficient in geocell retention systems. *Geotextiles and Geomembranes*, 27:9–18. <http://dx.doi.org/10.1016/j.geotextmem.2008.03.001>
- L'herminier R., absi E. (1969).** Tables numeriques de butee en milieu pulverulent non pesant. *Cahiers de la Recherche*, 28, Paris, Eyrolles, 54 p.
- Li X. (1999).** Dynamic analysis of rigid walls considering flexible foundation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125 (9): 803-807. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(1999\)125:9\(803\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(1999)125:9(803))
- Ling H.I., Leshchinsky D., Nelson N.S. Chou. (2001).** Post-earthquake investigation on several geosynthetic-reinforced soil retaining walls and slopes during the Ji-Ji earthquake of Taiwan. *Soil Dynamics Earthquake Engineering*, 21(4):297–313. [http://dx.doi.org/10.1016/S0267-7261\(01\)00011-2](http://dx.doi.org/10.1016/S0267-7261(01)00011-2)
- Ling HI, Liu H, Mohri Y (2005a).** Parametric study on the behavior of reinforced soil retaining walls under earthquake loading. *Journal of Engineering Mechanics*, 131(10):1056–1065. [http://doi.10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(2005\)131:10\(1056\)](http://doi.10.1061/(ASCE)0733-9399(2005)131:10(1056))
- Ling H.I., Mohri Y., Leshchinsky D., Burke C., Matsushima K., Liu H. (2005b).** Large scale shaking table tests on modular-block reinforced soil retaining walls. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(4):465–476. [http://dx.doi.10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2005\)131:4\(465\)](http://dx.doi.10.1061/(ASCE)1090-0241(2005)131:4(465))
- Liu H., Xiangyu Wang B., Erxiang Song. (2011).** Reinforcement load and deformation mode of geosynthetic-reinforced soil walls subject to seismic loading during service life. *Geotextiles and Geomembranes*, 29: 1-16. <https://doi.org/10.1016/j.geotextmem.2010.06.003>
- Madhavi Latha G., Murali Krishna A.(2008).** Seismic response of reinforced soil retaining wall models: influence of backfill relative density. *Geotextiles and Geomembranes*, 26 (4):335–349. <http://dx.doi.org/10.1016/j.geotextmem.2007.11.001>
- Matsuo H. (1941).** Experimental study on the distribution of earth pressure acting on a vertical wall during earthquakes. *Journal of the Japan Society of Civil Engineers Japanese Society of Civil Engineers*, 27(2).

- Matsuzawa H., Ishibashi I., Kawamura M. (1985).** Dynamic soil and water pressures on submerged soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, 10:1161–1176. [DOI:10.1061/\(asce\)0733-9410\(1985\)111:10\(1161\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9410(1985)111:10(1161))
- Matuo H., Ohara S. (1960).** Lateral earth pressure and stability of quay walls during earthquakes. *Proceedings of the 2nd World Conf. on Earthquake Eng, International Association for earthquake Engineering*, Tokyo, Japan.
- Mitchell J.K., Villet W.C.B. (1987).** Reinforcement of earth slopes and embankments. NCHRP Rep. No. 290, Transportation Research Board, Washington, D.C., USA.
- Mononobe N., Matsuo H. (1929).** On the determination of earth pressure during earthquakes. *Proceedings of the World Engineering Conference*, vol. 9, pp 176.
- Morrison E.E., Ebeling R.M. (1995).** Limit equilibrium computation of dynamic passive earth pressure. *Canadian Geotechnical Journal*, 32:481-487. <https://doi.org/10.1139/t95-050>
- Mouli S., Umashankar B., Madhira R. M. (2016).** Reinforcement tensile forces in back-to-back retaining walls. *Indian Geotechnical Conference IGC2016 15-17, December 2016, IIT Madras, Chennai, India.*
- Murali Krishna A., Madhavi Latha G. (2009).** Seismic behaviour of rigid-faced reinforced soil retaining wall models: reinforcement effect. *Geosynthetics International*, 16(5):364-373. <http://dx.doi.org/10.1680/gein.2009.16.5.364>
- Murthy V.N.S. (2003).** *Geotechnical Engineering: Principles and Practices of Soil Mechanics and Foundation Engineering.* Routledge, USA: CRC Press Inc.
- Nadim F., Whitman R. V. (1983).** Seismically induced movement of retaining walls. *Journal of Geotechnical Engineering*, 109(7): 915-913. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1983\)109:7\(915\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1983)109:7(915))
- Nazarian H.N., Hadjian A.H. (1979).** Earthquake-induced lateral soil pressures on structures. *Journal of Geotechnical Engineering*, 105(9):1049-1066. <http://ojps.aip.org/gto>
- NF P 94-270 (Norme française) (2009).** Renforcement des sols. Ouvrages en sol rapporté renforcé par armatures ou nappes extensibles et souples. Dimensionnement, Ed. AFNOR.
- Nimbalkar S., Choudhury D. (2006).** Comparison of pseudo-static and pseudo-dynamic methods for seismic earth pressures on retaining wall. *Journal of Indian Geophysical Union*, 10 (4): 263-271.
- Nimbalkar S., Choudhury D. (2008).** Computation of point of application of seismic passive resistance by pseudo-dynamic method. University of Wollongong. Australia.
- Okabe S. (1926).** General theory of earth pressure. *Journal of the Japanese Society of Civil Engineers*, 12(1).
- Ortigosa P., Musante H. (1991).** Seismic Earth Pressures Against Structures with Restrained Displacements. *Proceedings of the 2^{sd} International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St. Louis, Missouri, Paper No. 4.8.
- Ottosen N.S., Petersson H. (1992).** *Introduction to the finite element method.* New York: Prentice Hall.
- Öztürk T.E. (2014).** Artificial neural networks approach for earthquake deformation determination of geosynthetic reinforced retaining walls. *International Journal of Intelligent Systems and Applications in Engineering*, 2(1):1–9. <https://doi.org/10.18201/ijisae.53315>
- Pamuk A., Ling H.I., Leshchinsky D., Kalkan E., Adalier K. (2004).** Behavior of reinforced wall system during the 1999 Kocaeli (izmit) earthquake. *Proceeding of the 5th International Conference on Case Histories In Geotechnical Engineering*, New York, USA, pp13–17.
- Pathmanathan R. (2006).** Numerical modelling of seismic behaviour of Earth-retaining walls. Master Thesis, European School for Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk, Rose School, Italy. 110 p.

- Pitanga H.N., Gourc J.P., Vilar O.M. (2009).** Interface shear strength of geosynthetics: evaluation and analysis of inclined plane tests. *Geotextiles and Geomembranes*, 27(6):435–46. <http://dx.doi.org/10.1016/j.geotexmem.2009.05.003>
- Prakash S., Basavanna B. M. (1969).** Earth pressure distribution behind retaining wall during earthquake, Proceedings of the 4th world Conf. on Earthquake Engrg, Satiago, Chile.
- Prakash S. (1981).** Analysis of rigid retaining walls during earthquakes. Proceenigs of the Int. Conf. on Recent Adv. in Geotech. Earthquake Eng. and Soil Dyn., Univ. of Missouri, Rolla, Mo., vol III, pp 1-28.
- Psarropoulos P.N., Klonaris G., Gazetas G. (2005).** Seismic earth pressures on rigid and flexible retaining walls. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25:795–809. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2004.11.020>
- Rankine W. (1857).** On the stability of loose earth. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London*, vol. 147.
- Reese L. C., Wang S. T., Arrellaga J. A., Hendrix J. (1996).** Computer Program GROUP for Windows, User’s Manual, Version 4.0, Ensoft, Inc., Austin, Texas.
- Renouf A., Iorio J.P., Besançon G. (1982).** Stabilisation d'une pente marine bicouche par vibration profonde. *Revue Française de Géotechnique*, 18:67-77.
- Richard R., Elms D.G. (1979).** Seismic behavior of gravity retaining walls. *Journal of Geotechnical Engineering*, 105 (GT4).
- Richards R., X. Shi. (1994).** Seismic lateral pressures in soils with cohesion. *Journal of Geotechnical engineering ASCE* 120(7). [http://doi: 10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1994\)120:7\(1230](http://doi: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1994)120:7(1230)
- Rouabeh A. (2013).** Comportement d’un mur de soutènement sous chargement sismique. Mémoire de magister, Université M’hamed Bougara de Boumerdes, 87 p.
- Sabermahani M., Ghalandarzadeh A., Fakher A. (2009).** Experimental study on seismic deformation modes of reinforced-soil walls. *Geotextiles and Geomembranes*, 27 (2):121–136. <http://dx.doi.org/10.1016/j.geotexmem.2008.09.009>
- Sandri D. (1997).** A performance summary of reinforced soil structures in the greater Los Angeles area after the Northridge earthquake. *Geotextiles and Geomembranes*, 15 (4–6):235–253. [http://dx.doi:10.1016/S0266-1144\(97\)10006-1](http://dx.doi:10.1016/S0266-1144(97)10006-1).
- Schlosser F., Long N.T. (1972).** Comportement de la terre armée dans les ouvrages de soutènement. Proceedings of the 5th ECSMFE Madrid, vol. 1, Madrid, pp 299-306.
- Schlosser F., Elias V. (1978).** Friction in reinforced earth, A.S.C.E. Convention Pittsburgh, April 24.28.
- Schlosser F., Guilloux A. (1981).** Le frottement dans le renforcement des sols. *Revue française de géotechnique*, 16:65–77.
- Schlosser F. (1991).** Murs de soutènement. *Techniques de l’Ingénieur, Traité Construction Volume C* 244, Paris.A.
- Schweiger Helmut F. (2007).** Modelling issues for numerical analysis of deep excavations. Computational Geotechnics Group, Institute for Soil Mechanics und Foundation Engineering, Graz University of Technology, Austria.
- Scott R. F. (1973).** The calculation of horizontal accelerations from seismoscope records. Presented at Seismological Society of America Conference, Hawaii.
- Seed H.B., 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, pp 103-147.
- Shekarian S., Ghanbari A., Farhadi A. (2008).** New seismic parameters in the analysis of retaining walls with reinforced backfill. *Geotextiles and Geomembranes*, 26:350- 356. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2008.01.003>

- Siller T.J., Christiano P.P., Bielak J. (1991).** Seismic response of tied-block retaining walls. *Earthquake Engineering And Structures Dynamics*, 20(7):605-620.
- Soubra A.H. (2000).** Static and seismic passive earth pressure coefficients on rigid retaining structures. *Canadian Geotechnical Journal*, 37:463-478. <https://doi.org/10.1139/t99-117>
- Stark T.D., Williamson T.A, Eid H.T. (1996).** HDPE geomembrane/geotextile interface shear strength. *Journal of Geotechnical Engineering*, 122(3):197–203. [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1996\)122:3\(197\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1996)122:3(197))
- Steedman R.S., Zeng X. (1990).** The influence of phase on the calculation of pseudo-static earth pressure on a retaining wall. *Geotechnique*, 40 (1):103-112.
- Sun K., Lin G. (1995).** Dynamic response of soil pressure on retaining wall. *Proceedings of the 3rd Int. Conf. on Recent Adv. in Geotech. Earthquake Engrg. and Soil Dyn., Univ. of Missouri, Rolla, Mo.,* pp 347-350.
- Tatsuoka F., Koseki J., Tateyama M. (1995).** Performance of geogrid reinforced soil retaining walls during the Great Hanshin-Awaji Earthquake, 17 January 1995. *Proceedings of the 1st International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, IS-Tokyo'95, Tokyo, Japan,* pp 55–62.
- Tatsuoka F., Tateyama M., Koda M., Kojima K., Yonezawa T., Shindo Y., Tamai S. (2016).** Research and construction of geosynthetic-reinforced soil integral bridges. *Transportation Geotechnics*, (8):4–25. <http://dx.doi.org/10.1016/j.trgeo.2016.03.006>
- Taylor D.W. (1948).** *Fundamentals of Soil Mechanics.* Wiley, New York, 700 p.
- Terzaghi K., (1943).** *Theoretical soil mechanics,* John Wiley & Sons, Inc, New York.
- Vautrin J., Puig J. (1969).** Remblai expérimental de Caen - Expérimentation Bidim. *Bulletin de liaison des Labo. P. et Ch. no 41,* pp 7-15.
- Veletsos A.S., Younan A.H. (1994).** Dynamic modeling and response of soil-wall systems. *Journal of Geotechnical Engineering*, 120 (12):2155-2179.
- Veletsos A.S., Younan A.H. (1995).** Dynamic soil pressures on vertical walls. *Proceedings of the 3rd Int. Conf. on Recent Adv. in Geotech. Earthquake Engrg. and Soil Dyn., Univ. of Missouri, Rolla, Mo.,* pp1589-1604.
- Veletsos A.S., Younan A.H. (1996).** Dynamic response of cantilever retaining walls. *Journal of Geotechnical Engineering* 123 (2):1090-0241.
- Vidal H. (1969).** *The Principle of Reinforced Earth,* Highway Research Record 282, Highway Research Board, National Research Council. Washington, D.C., pp 1–24.
- Visone C., Santucci de Magistris F. (2003).** A review of design methods for retaining structures under seismic loadings, EC8 Part 5.
- Wang Y.Z. (2000).** Distribution of earth pressure on a retaining wall. *Geotechnique*, 50(1):83-88. <https://doi.org/10.1680/geot.2000.50.1.83>
- Wasti Y., Özdüzgün Z.B. (2001).** Geomembrane geotextile interface shear properties as determined by inclined board and direct shear box tests. *Geotextiles and Geomembranes*, 19(1):45–57. [http://dx.doi.org/10.1016/S0266-1144\(00\)00002-9](http://dx.doi.org/10.1016/S0266-1144(00)00002-9)
- Whitman R.V. (1990).** Seismic design and behavior of gravity retaining walls. *Proceedings of the Spec. Conf. On Des. And Constr. Of Earth Retaining Struct., ASCE, New York, N.Y.,* pp 817-842.
- Whitman R.V. (1991).** Seismic design of earth retaining structures. *Proceedings of the 2nd Int. Conf. on Recent Adv. in Geotech. Earthquake Engr and Soil Dyn. Univ. of Missouri, Rolla, Mo., vol II,* pp 1767-1777.
- Wood J. H. (1973).** Earthquake-induced soil pressures on structures, Rep. EERL 73-05, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Inst. of Technol., Pasadena, Calif.

- Younan A.H., Veletsos A.S. (2000).** Dynamic response of flexible retaining walls. *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 29:1815-1844. DOI: [10.1002/1096-9845\(200012\)29:12<1815](https://doi.org/10.1002/1096-9845(200012)29:12<1815::AID-EQD1815>3.0.CO;2-1)
- Zarrabi-Kashani K. (1979).** Sliding of gravity retaining wall during earthquakes considering vertical accelerations and changing inclination of failure surface. S.M. thesis, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts.