

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



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

Thèse présentée en vue de l'obtention  
du diplôme de

**Doctorat en sciences en : Génie Civil**

Option : Génie Civil

**Contribution à l'analyse numérique de l'effet des  
séismes sur les ouvrages de soutènement**

Présenté par :

**Salah ZERGUINE**

Soutenu publiquement le : 13/12/2018

**Devant le jury composé de :**

Dr. Mekki Mellas	Professeur	Président	Université de Biskra
Dr. Djamel Benmeddour	Maître de conférences A	Rapporteur	Université de Biskra
Dr. Mohamed Saddek Remadna	Maître de conférences A	Examineur	Université de Biskra
Dr. Mohamed Baheddi	Professeur	Examineur	Université de Batna
Dr. Toufik Karech	Professeur	Examineur	Université de Batna
Dr. Boubakeur Bencheikh	Professeur	Examineur	Université de Djelfa

# Remerciements

Tout d'abord, je dois remercier Allah qui m'a donné la patience d'accomplir ce travail.

Je souhaite tout particulièrement remercier le docteur Djamel BENMEDDOUR qui a accepté d'assurer la longue et lourde tâche comme rapporteur de cette thèse. J'ai beaucoup apprécié sa gentillesse, sa méthode de travail et ses nombreux encouragements notamment dans des moments difficiles.

Je tiens à remercier très sincèrement le professeur Mekki MELLAS, doyen de la faculté des sciences et de la technologie de l'Université de Biskra, qui m'a fait l'honneur de présider le jury de cette thèse.

Ma profonde gratitude s'adresse aux membres du jury, qui m'ont fait l'honneur d'accepter de corriger et de commenter cette thèse, les professeurs : Mohamed BAHEDDI et Toufik KARECH de l'université de Batna, le professeur Boubakeur BENCHEIKH de l'université de Djelfa et le docteur REMADNA Mohamed Saddek de l'université de Biskra.

J'adresse un remerciement chaleureux au docteur Abdallah ZATAR pour ses commentaires précieux concernant la rédaction de cette thèse.

Je remercie vivement les docteurs : Abdelhak MABROUKI et Samir ATTALLAOUI pour leurs conseils bénéfiques et je n'oublie pas aussi monsieur Louardi BOUTABA pour ses recommandations judicieuses.

Je tiens à exprimer toute ma reconnaissance et adresser mes vifs remerciements à tous ceux qui m'ont aidé, de près ou de loin, à la réalisation de ce travail, notamment mes chers amis Brahim NECIRA, Noureddine Gamri et Samir DJIREB.

Enfin je dédie ce travail à la mémoire de mon père. Je voudrais également remercier toute ma famille pour m'avoir soutenu durant la période de préparation de cette thèse, ma chère mère, ma femme, mon frère Mohamed et mes sœurs, ma fille Kaouthar, et mes fils Ahmed Said, Mohamed Nacereddine et Wail.

## RESUME

Les ouvrages de soutènement sont utilisés pour soutenir les remblais naturels, artificiels ou les talus raides. Le choix de tel type d'ouvrages dépend des configurations mécaniques et géométriques des massifs soutenus. Quatre problèmes géotechniques font l'objet de la présente thèse. La modélisation numérique de ces problèmes a été réalisée par la méthode des éléments finis implantée dans le code PLAXIS.

Le premier problème est consacré à la prédiction des charges limites sous une fondation filante rugueuse soumise à des charges verticales excentrées, reposant sur un sol purement frottant à surface horizontale, dans le cas statique. Dans ce contexte, on a proposé une équation de la courbe enveloppe des charges verticales excentrées en plan (V, M). Par ailleurs, le deuxième problème traite l'effet d'une pente en sol frottant sur la capacité portante d'une fondation filante rugueuse avoisinante, soumise aux charges verticales statiques excentrées. Dans le cas spécial d'une fondation posée sur la crête du talus, un changement radical de la forme de la courbe enveloppe (V-M) est observé, ainsi que le sens de l'excentricité a un effet considérable sur la distribution des contraintes normales sous la base de la fondation.

Le troisième et le quatrième problème ont pour but d'étudier l'effet mutuel entre une fondation filante rugueuse reposant à proximité d'un mur en blocs modulaires renforcé par géosynthétiques en cas statique et après une secousse sismique respectivement.

Les résultats montrent que la capacité portante n'est pas affectée ni dans le cas statique, ni après une secousse sismique, lorsque la distance relative  $d/B$  entre le parement du mur et le bord de la fondation dépasse la valeur 10. L'influence de l'excentricité des charges verticales sur les forces des tractions maximales développées dans les nappes de renforcement et sur la capacité portante du sol est bien étudiée pour chaque distance relative  $d/B$ .

Les résultats de cette recherche, sont présentés sous forme de tableaux et courbes, ensuite ils sont confrontés aux résultats analytiques et expérimentaux disponibles dans la littérature.

**Mots-clés :** Ouvrages de soutènement, modélisation numérique, PLAXIS, fondation filante, courbe enveloppe, capacité portante, géosynthétiques, secousse sismique, excentricité.

## ABSTRACT

The retaining structures have used to support a natural, artificial backfill or steep slopes. The choice of such type of structures depends on the mechanical and geometrical configurations of the backfill. Four geotechnical problems form the subject of this thesis. The numerical modeling of these problems was carried out by using the finite element method established in the code PLAXIS.

The first problem is devoted to the prediction of limit loads in static case, under a rough strip footing subjected to vertical eccentric loads, resting on a level ground of purely frictional soil. In this context, an equation of failure envelope of eccentric vertical loads reduces to the V–M plane was proposed. In addition, the second problem treats the effect of a cohesionless slope on the bearing capacity of a rough strip footing subjected to vertical eccentric loads in static case. In the special case of a foundation placed on the crest of the slope, a radical change in the shape of the envelope curve (V-M) is observed, as well as the sense of eccentricity has a considerable effect on the distribution of normal stresses under the base of the foundation.

The purposes of the third and the fourth problems are to study the mutual effect between a rough strip footing resting near a wall of modular blocks reinforced by geosynthetics in static case and after a seismic shake respectively.

The results show that the bearing capacity has not affected neither in the static case nor after a seismic shake, when the relative distance  $d/B$  between the wall facing and the edge of the foundation exceeds the value 10. The influence of the vertical eccentric loads on the maximum tensile forces developed in the reinforcements and on the bearing capacity of the soil has well studied for each relative distance  $d/B$ . The influence of the eccentricity of vertical loads on the maximum tensile forces developed in the reinforcement and on the bearing capacity of the soil has well studied for each relative distance  $d/B$ .

The results of this research have presented in the form of tables and curves, and they have confronted with the analytical and experimental results available in the literature.

**Key words:** Retaining structures, numerical modeling, PLAXIS, strip footing, failure envelope, eccentricity, geosynthetics, seismic shake, bearing capacity.

## ملخص

تستعمل المنشآت الساندة لدعم الردوم الطبيعية، الاصطناعية أو المنحدرات الشديدة. إن اختيار أي نوع من هذه المنشآت يتعلق بالمظاهر الميكانيكية و الهندسية للأتربة المسندة. أربعة مسائل جيوتقنية تمثل موضوع هذه الأطروحة. أنجزت النمذجة الرقمية لهذه المسائل بواسطة طريقة العناصر المنتهية المستعملة في الكود بلاكسيس.

تخصص المسألة الأولى للتنبؤ بالحمولات الحدية المطبقة على أساس طولي ذو سطح خشن موضوع على تربة مستوية ذات احتكاك فقط، تحت تأثير حمولات شاقولية لامركزية في الوضع الساكن. في هذا السياق تم اقتراح معادلة للمنحنى المغلف في المستوي (V-M) الخاص بالحمولات العمودية اللامركزية في المستوي. في المقابل، تعالج المسألة الثانية تأثير منحدر تربة ذات احتكاك على قدرة تحمل أساس طولي خشن خاضع لحمولات عمودية لامركزية ساكنة. في الحالة الخاصة لأساس موضوع على حافة منحدر، لوحظ تغيير جذري في شكل المنحنى المغلف، كما أن لجهة تطبيق الحمولة أثر كبير على كيفية توزع الضغوط العمودية تحت قاعدة الأساس.

تهدف المسألتين الثالثة و الرابعة لدراسة التأثير المتبادل بين أساس طولي خشن موضوع بالقرب من جدار استناد من الحجارة المركبة مدعم بالجيوسنتيتيك، تحت تأثير الحمولات الساكنة و كذا بعد فعل زلزالي على التوالي. تظهر النتائج أن قدرة تحمل الأساس لا تتأثر عندما تبلغ المسافة النسبية  $d/B$  بين واجهة الجدار و حافة الأساس القيمة 10، سواء في الحالة الساكنة أو بعد حدوث فعل زلزالي. تتم دراسة تأثير لامركزية الحمولات الشاقولية على قيم الشد القصوى في طبقات تسليح الردم و على قدرة تحمل التربة لكل مسافة نسبية  $d/B$ .

نتائج هذا البحث تقدم على شكل جداول و منحنيات، و تتم مقارنتها بالنتائج التحليلية و التجريبية المتوفرة لدى مؤلفين آخرين.

**كلمات مفتاحية:** المنشآت الساندة، النمذجة الرقمية، بلاكسيس، أساس طولي، منحنى مغلف، اللامركزية، قدرة تحمل، الجيوسنتيتيك، فعل زلزالي.

## TABLE DES MATIERES

NOTATIONS .....	i
LISTE DES FIGURES .....	iii
LISTE DES TABLEAUX .....	viii
INTRODUCTION GENERALE .....	1

### CHAPITRE 1 :

#### ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT ET LES FONDATIONS SUPERFICIELLES SOUS CHARGEMENT SISMIQUE

1.1. Introduction .....	4
1.2. Murs non renforcés .....	5
1.2.1. Introduction .....	5
1.2.2. Etudes dynamiques antérieures .....	6
1.2.2.1 Etudes analytiques .....	6
1.2.2.2 Etudes expérimentales .....	7
1.2.2.3 Etudes numériques .....	9
1.3. Murs renforcés .....	16
1.3.1. Différents types d'ouvrages en sol renforcé .....	16
1.3.2. Mécanismes de ruptures .....	17
1.3.3. Différents types de parement .....	17
1.3.3.1 Eléments de parement flexibles .....	18
1.3.3.2 Eléments de parement semi-flexibles .....	18
1.3.3.3 Eléments de parement durs .....	19
1.3.4. Différents types des renforcements .....	22
1.3.4.1 Renforcements métalliques .....	22
1.3.4.2 Renforcements par géosynthétiques .....	23
1.3.4.3 Avantages des géosynthétiques en sols renforcés .....	24
1.4. Différents types de fondations superficielles .....	25
1.4.1. Mécanismes de rupture sous une fondation superficielle .....	25

1.4.1.1 Mécanisme de cisaillement général .....	25
1.4.1.2 Mécanisme de cisaillement local .....	26
1.4.1.3 Mécanisme de poinçonnement .....	26
1.4.2. Capacité portante des sols renforcés .....	27
1.4.2.1 Fondations filantes reposant sur des sols renforcés horizontaux .....	27
1.4.2.2 Fondations filantes au voisinage d'un mur en sols renforcés .....	27
1.4.2.3 Courbes enveloppes pour des chargements verticaux excentrés (V-M) .....	28
1.5. Action sismique .....	29
1.5.1. Paramètres de l'action sismique .....	30
1.5.1.1 Foyer .....	30
1.5.1.2 Epicentre .....	30
1.5.1.3 Magnitude M .....	30
1.5.1.4 Intensité I .....	30
1.5.1.5 Durée de la secousse sismique .....	30
1.5.1.6 Accélérogrammes (sismogrammes) .....	30
1.5.1.7 Accélération maximale du sol ( <i>PGA, Pic Ground Acceleration</i> ) .....	31
1.5.1.8 Déplacement optimal du sol .....	31
1.5.2. Propagation des ondes sismiques .....	31
1.5.3. Vitesse des ondes sismiques .....	32
1.5.3.1 Ondes de volume .....	32
1.5.3.2 Ondes de surface .....	33
1.5.4. Amortissement matériel .....	33
1.6. Conclusion .....	35

## CHAPITRE 2 :

### METHODES DE CALCULS ANALYTIQUES DES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT EN SOL RENFORCE ET DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

2.1. Introduction .....	37
2.2. Méthodes de calcul analytiques des murs renforcés .....	37
2.2.1 Dispositions générales .....	37

2.2.2 Stabilité des murs renforcés en cas statique .....	38
2.2.2.1 Stabilité externe .....	38
2.2.2.2 Stabilité interne .....	39
2.2.3 Stabilité des murs renforcés en cas dynamique .....	44
2.2.3.1 Stabilité externe .....	44
2.2.3.2 Stabilité interne .....	44
2.2.4 Influence de la distance de localisation de la fondation .....	46
2.3. Capacité portante d'une fondation filante .....	47
2.3.1 Fondation filante soumise à une charge verticale centrée .....	48
2.3.1.1 Equation de capacité portante de Terzaghi .....	48
2.3.1.2 Calcul de la capacité portante de Caquot-Kérisel .....	49
2.3.1.3 Capacité portante de Meyerhof .....	49
2.3.1.4 Capacité de portance selon l'Eurocode .....	50
2.3.2 Fondation filante soumise à des charges verticales excentrées .....	50
2.3.3 Fondation filante soumise à des charges verticales centrées ou excentrées, reposant sur une pente .....	52
2.4. Conclusion .....	54

## CHAPITRE 3 :

### ETUDE D'UNE FONDATION FILANTE POSEE SUR UN SOL HORIZONTAL ET SUR UNE PENTE

3.1 Introduction .....	55
3.2 Revue des travaux antérieurs.....	56
3.3 Procédures numériques .....	59
3.4 Fondation filante reposant sur un terrain horizontal .....	59
3.4.1 Mécanisme de rupture .....	60
3.4.2 Résultats et discussions .....	61
3.5 Fondation filante reposant sur une pente .....	76
3.5.1 Mécanisme de rupture .....	77
3.5.2 Résultats et discussions .....	77
3.6 Conclusion .....	80



CHAPITRE 4 :

ETUDE D'UN MUR RENFORCE SOLLICITE PAR UNE FONDATION  
FILANTE, DANS LES CAS STATIQUE ET DYNAMIQUE

4.1 Introduction .....	82
4.2 Validation du modèle numérique .....	83
4.3 Fondation filante au voisinage d'un mur renforcé en cas statique .....	88
4.3.1 Influence du rapport d/B sur la charge limite de la fondation .....	89
4.3.2 Influence du rapport d/B sur les tailles et les formes des courbes enveloppes.....	90
4.3.3 Influence du rapport d/B sur les tractions maximales développées dans les renforcements .....	91
4.3.4 Influence de la rigidité à la traction des nappes géosynthétiques sur la charge limite de la fondation .....	94
4.3.5 Influence de l'associativité du sol sur la charge limite de la fondation .....	95
4.3.6 Influence de la cohésion sur la charge limite de la fondation .....	96
4.3.7 Influence de l'angle de frottement du sol sur la charge limite de la fondation .....	98
4.4. Comportement de l'ouvrage de soutènement renforcé sous chargement sismique .....	98
4.4.1 Influence du rapport d/B sur la charge limite de la fondation .....	101
4.4.2 Influence du rapport d/B sur les tailles et les formes des courbes enveloppes .....	103
4.4.3 Influence du rapport d/B sur les tractions maximales développées dans les renforcements .....	105
4.4.4 Influence de l'excentricité des charges sur les valeurs et les positions des tractions maximales dans les renforcements .....	107
4.4.5 Influence de l'inclinaison du mur sur le tassement du sol soutenu .....	109
4.4.6 Influence de l'angle de frottement interne du sol sur les charges limites .....	110
4.4.7 Influence de la rigidité à la traction des nappes géosynthétiques sur les charges limites .....	112
4.4.8 Influence de l'angle de frottement interne du sol sur les tractions maximales dans les nappes de renforcement .....	113
4.5 Conclusion .....	114
CONCLUSION GENERALE .....	116
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES .....	119

## NOTATIONS

$a$	Accélération sismique, horizontale ( $a_h$ ), verticale ( $a_v$ )
$B$	Largeur de la fondation
$B'$	Largeur effective de la fondation
$c$	Cohésion du sol
$e$	Excentricité de la résultante de la charge verticale
$g$	Accélération de la pesanteur
$G$	Module de cisaillement du sol
$H$	Hauteur verticale d'un ouvrage de soutènement
$E$	Module d'Young
$N_c$	Facteur de capacité portante de la fondation filante, terme de cohésion
$N_q$	Facteur de capacité portante de la fondation filante, terme de surcharge
$N_\gamma$	Facteur de capacité portante de la fondation filante, terme de surface
$L$	Longueur d'une nappe de renforcement
$M$	Moment, par rapport au centre géométrique d'une fondation
$P_{AE}$	Force dynamique de poussée
$P_{ae}$	Pression active totale sous l'effet dynamique
$P_{d, ae}$	Pression active dynamique
$Q$	Charge limite par mètre linéaire
$q_u$	Capacité portante de la fondation
$S_v$	Espacement vertical des nappes de renforcement
$T$	Résistance à la traction d'un élément de renforcement
$T_{max}$	Effort de traction maximale dans une nappe de renforcement
$V$	Charge verticale appliquée sur une fondation à une excentricité quelconque
$V_{max}$	Charge verticale optimale appliquée sur une fondation à une excentricité quelconque
$W$	Poids du massif
$y$	Profondeur depuis le sommet d'un ouvrage
$\alpha$	Angle de la ligne de rupture
$\beta$	Angle d'inclinaison d'un talus par rapport à l'horizontale
$\alpha_R$	Coefficient de Rayleigh lié à la matrice de masse
$\beta_R$	Coefficient de Rayleigh lié à la matrice de rigidité

$\gamma$	Poids volumique du sol
$\gamma'$	Poids volumique déjaugé
$\gamma_b$	Poids volumique flottant
$\gamma_d$	Poids volumique sec
$\delta$	Angle d'interface
$\varepsilon$	Déformation
$\eta$	Angle d'inclinaison d'un mur renforcé par rapport à la verticale
$\nu$	Module de Poisson
$\rho$	Masse volumique d'un sol
$\sigma$	Contrainte, horizontale ( $\sigma_h$ ), verticale ( $\sigma_v$ )
$\sigma'$	Contrainte effective, horizontale ( $\sigma'_h$ ), verticale ( $\sigma'_v$ )
$\tau$	Contrainte de cisaillement
$\tau_{max}$	Contrainte tangentielle maximale
$\psi$	Angle de dilatance
$\varphi$	Angle de frottement interne du sol
$\theta$	Angle d'inclinaison d'un mur poids par rapport à l'horizontale
$\xi$	Coefficient d'amortissement
$\omega$	Fréquence angulaire (pulsation)
$f$	Fréquence
$t$	Temps d'excitation

## LISTE DES FIGURES

Numéro de la Figure	Désignation de la Figure	Page
Figure 1.1	Sol hétérogène, (a) : soutenu par une seule paroi rigide, (b) : soutenu entre deux parois rigides, (Brandenberg et al., 2017)	6
Figure 1.2	Différents modes de mouvements des murs, (a) : une rotation à la base, (b) : rotation en tête et (c) : translation pure, (Dubrova, 1963)	7
Figure 1.3	Modèle réduit d'un mur cantilever proposé par Dewoolkar et al. (2000)	8
Figure 1.4	Modèle expérimental utilisé par Mikola et al. (2016), (a) : des capteurs de déformation au niveau des parois de soutènement, (b) : des capteurs de pression placés sur les côtés des parois de soutènement	9
Figure 1.5	Modèle d'un mur gravitaire sollicité par une secousse sismique (Zerguine, 2013)	9
Figure 1.6	Effet du phasage de la mise en place du remblai derrière un mur gravitaire, sur les résultantes de la poussée des terres en cas statique	10
Figure 1.7	Comparaison entre les résultats adimensionnels de la pression latérale des terres estimée par plusieurs approches pour un sable sec (Zerguine et al., 2016)	11
Figure 1.8	Influence de l'accélération horizontale sur les pressions dynamiques en considérant un cas d'écoulement transitoire (Zerguine et al., 2016)	12
Figure 1.9	Influence de l'angle du frottement interne du remblai, sur les pressions dynamiques, pour le cas d'un écoulement transitoire (Zerguine et al., 2016)	13
Figure 1.10	Influence de l'angle du frottement d'interface, sur les pressions dynamiques, en considérant le cas d'un écoulement transitoire (Zerguine et al., 2016)	14
Figure 1.11	Influence de l'accélération verticale sur les pressions dynamiques en considérant le cas d'un écoulement transitoire (Zerguine et al., 2016)	15
Figure 1.12	Modèle d'un mur de soutènement en T renversé (Lee et al., 2015)	15
Figure 1.13	Exemples d'ouvrages en sol renforcé (NF P94-270, 2009)	16
Figure 1.14	Catégories d'ouvrage en remblai renforcé (NF P94-270, 2009)	17

Figure 1.15	Dimensionnement à la rupture des massifs en sol renforcé, (a), (b), (c) : stabilité externe, (d), (e), (f) : stabilité interne, (g), (h), (i) : stabilité du parement	17
Figure 1.16	Différents systèmes de parements en sols renforcés (Segrestin, 2009)	18
Figure 1.17	Murs en éléments de parements flexibles	18
Figure 1.18	Murs en éléments de parements semi-flexibles	19
Figure 1.19	Ecailles de hauteur partielle	20
Figure 1.20	Panneaux de pleine hauteur	20
Figure 1.21	Panneaux inclinés	21
Figure 1.22	Jardinières	21
Figure 1.23	Mur de soutènement en blocs modulaires	22
Figure 1.24	Blindage en béton	22
Figure 1.25	Renforcements métalliques	23
Figure 1.26	Géosynthétiques utilisées en renforcement, (a) : géotextile tissée, (b) : géotextile non tissée, (c) : géogrilles, (d) : géocellules	24
Figure 1.27	Différents types des fondations superficielles	25
Figure 1.28	Mécanisme de rupture des fondations superficielles, (a) : cisaillement général, (b) : cisaillement local, (c) : poinçonnement	26
Figure 1.29	Rupture d'un modèle réduit d'un mur renforcé par des nappes de géotextiles, surchargé en tête (Hardiyatmo, 1995)	28
Figure 1.30	Principe de la méthode "Probe" d'un mode de chargement V-M pour un terrain horizontal	29
Figure 1.31	Trajectoire des ondes sismiques (Capra et Davidovici, 1982)	29
Figure 1.32	Accélérogrammes, (a) : artificiel, (b) : naturel	31
Figure 1.33	Ondes de volume	32
Figure 1.34	Ondes de surface	32
Figure 1.35	Relation entre la courbe hystérétique et l'amortissement critique pour le cas d'un mur en sol renforcé (Sabermahani et al., 2009)	35
Figure 2.1	Stabilité externe (Philipponnat et al., 2000)	38
Figure 2.2	Exemples de contours à prendre en compte pour la vérification de la stabilité externe d'un ouvrage en sol renforcé (NF P94-270, 2009)	39
Figure 2.3	Mécanisme de renforcement d'un ouvrage de soutènement (Hausmann, 1990)	40

Liste des figures

Figure 2.4	Hauteur mécanique et position de la ligne des tractions maximales pour les armatures extensibles (AASHTO, 2009)	40
Figure 2.5	Hauteur mécanique et position de la ligne des tractions maximales pour les armatures inextensibles (AASHTO, 2009)	41
Figure 2.6	Détermination du coefficient $K_r$ selon la nature du renforcement (AASHTO, 2009)	41
Figure 2.7	Diffusion de la charge verticale dans le sol renforcé	42
Figure 2.8	Stabilité interne d'un mur renforcé sous l'effet sismique	45
Figure 2.9	Fondation posée en tête d'un mur (NF P94-270, 2009)	46
Figure 2.10	Mécanisme de rupture du sol sous une fondation filante	48
Figure 2.11	Principe de la charge excentrée d'une semelle filante	51
Figure 2.12	Formation d'un coin élastique sous la base d'une fondation soumise à une charge excentrée	52
Figure 2.13	Mécanisme de rupture d'une fondation filante au sommet d'une pente, soumise à une charge centrée	53
Figure 2.14	Facteur de portante $N_{\gamma q}$ d'une fondation filante, reposant au sommet d'une pente en sol pulvérulent (Meyerhof, 1957)	53
Figure 2.15	Convention de signe, (a) : signe positif, (b) : signe négatif	54
Figure 3.1	Présentation du problème de fondation posée sur un sol à surface horizontale, (a) : géométrie, (b) : maillage et conditions aux limites	60
Figure 3.2	Mécanisme de rupture correspond aux excentricités, (a) : $e/B = 0$ , (b) : $e/B = 0,20$ et (c) : $e/B = 0,30$ ; avec $\varphi = 30^\circ$ et $\kappa = 1$	61
Figure 3.3	Comparaison des résultats de la capacité portante de la présente étude avec ceux de Meyerhof et Loukidis et al. (2008), pour $\varphi = 30^\circ, 35^\circ$ et $40^\circ$ et $\kappa=0$	62
Figure 3.4	Comparaison des valeurs de la capacité portante d'une fondation filante pour $\varphi = 30^\circ$	63
Figure 3.5	Comparaison des valeurs $V/V_{\max} = f(e/B)$ par différentes approches, (a) : $\kappa=0$ et $\varphi = 40^\circ$ ; (b) : $\kappa = 0,25$ et $\varphi = 30^\circ$ ; (c) : $\kappa = 0,25$ et $\varphi = 35^\circ$ ; (d) : $\kappa=1$ et $\varphi = 30^\circ$	64
Figure 3.6	Courbes enveloppes (V-M) estimées par la simulation numérique et l'approche proposée, avec $\varphi = 30^\circ$ et $\kappa = 1, 2$ et $5$	65
Figure 3.7	Courbes enveloppes (V-M) estimées par plusieurs approches, avec $\varphi = 30^\circ$ et un rapport de surcharge $\kappa = 0$	66

Figure 3.8	Courbes enveloppes (V-M) estimées par l'approche de Meyerhof, pour différentes valeurs du rapport de surcharge $\kappa$ , avec $\varphi = 30^\circ$ et $35^\circ$	67
Figure 3.9	Courbes enveloppes (V-M) estimées par l'approche de Meyerhof, pour différentes valeurs du rapport de surcharge $\kappa$ , avec $\varphi = 30^\circ$ et $40^\circ$	68
Figure 3.10	Courbes enveloppes (V-M) estimées par l'approche proposée, pour différentes valeurs du rapport de surcharge $\kappa$ , avec $\varphi = 30^\circ$ et $35^\circ$	68
Figure 3.11	Courbes enveloppes (V-M) estimées par l'approche proposée, pour différentes valeurs du rapport de surcharge $\kappa$ , avec $\varphi = 30^\circ$ et $40^\circ$	69
Figure 3.12	Courbes enveloppes (V-M) estimées par différentes approches, avec $\varphi = 30^\circ$ et un rapport de surcharge $\kappa = 0,25$	70
Figure 3.13	Courbes enveloppes (V-M) estimées par différentes approches, avec $\varphi = 30^\circ$ et un rapport de surcharge $\kappa = 0,5$	71
Figure 3.14	Courbes enveloppes (V-M) estimées par différentes approches, avec $\varphi = 30^\circ$ et un rapport de surcharge $\kappa = 1,0$	72
Figure 3.15	Courbes enveloppes (V-M) estimées par différentes approches, avec $\varphi = 30^\circ$ et un rapport de surcharge $\kappa = 1,25$	72
Figure 3.16	Courbes enveloppes (V-M) estimées par différentes approches, avec $\varphi = 30^\circ$ et un rapport de surcharge $\kappa = 1,5$	73
Figure 3.17	Courbes enveloppes (V-M) estimées par différentes approches, avec $\varphi = 30^\circ$ et un rapport de surcharge $\kappa = 2,0$	73
Figure 3.18	Courbes enveloppes (V-M) adoptées en appliquant l'équation proposée, avec $\varphi = 30^\circ$ et $\kappa = 0,25$	74
Figure 3.19	Courbes enveloppes (V-M) estimées par la présente simulation numérique, pour différentes valeurs du rapport de surcharge $\kappa = 0,25, 0,75$ et $1$ avec $\varphi = 25^\circ$ et $35^\circ$	75
Figure 3.20	Présentation du problème, (a) : géométrie, (b) : maillage et les conditions aux limites	76
Figure 3.21	Mécanisme de rupture pour $e/B = 0,20$	77
Figure 3.22	Distribution des contraintes normales $\sigma_n$ agissant le long de la base d'une fondation soumise à des charges centrées et excentrées, pour $d/B = 3$ et $\varphi = 30^\circ$	78
Figure 3.23	Courbes enveloppes (V-M) d'une fondation filante au voisinage d'une pente, avec $\varphi = 30^\circ$ et $\beta = 26,56^\circ$	78

Figure 3.24	Charges limites d'une fondation filante au voisinage d'une pente en fonction de l'excentricité, avec $\varphi = 30^\circ$ et $\beta = 26,56^\circ$	79
Figure 3.25	Distribution des contraintes normales $\sigma_n$ agissant le long de la base d'une fondation soumise à des charges centrées et excentrées, pour $d/B = 0$ et $\varphi = 30^\circ$	80
Figure 4.1	Vue générale du massif expérimental (Haza, 1997)	84
Figure 4.2	Présentation du modèle adopté pour des nappes non tissées ( $EA = 95 \text{ kN/m}$ )	85
Figure 4.3	Présentation du modèle adopté pour des nappes tissées ( $EA = 340 \text{ kN/m}$ )	85
Figure 4.4	Maillage et conditions aux limites du modèle adopté ( $EA = 95 \text{ kN/m}$ )	85
Figure 4.5	Déformées du parement dans le cas d'une charge centrée en tête $Q = 190 \text{ kN/ml}$ pour $EA = 95 \text{ kN/m}$	86
Figure 4.6	Déformées du parement dans le cas d'une charge centrée en tête $Q = 190 \text{ kN/ml}$ pour $EA = 340 \text{ kN/m}$	86
Figure 4.7	Déformations principales observées en appliquant une charge centrée en tête $Q = 190 \text{ kN/ml}$ , avec (a) : $EA = 95 \text{ kN/m}$ et (b) : $EA = 340 \text{ kN/m}$	87
Figure 4.8	Convention de signe des moments d'excentrement, (a) : moment négatif, (b) : moment positif	89
Figure 4.9	Charge limite de la fondation en fonction du rapport $d/B$ pour un mur incliné ( $\theta = 80^\circ$ ), avec $\varphi = 36^\circ$ , $\psi = 16^\circ$ et $c = 4 \text{ kN/m}^2$	90
Figure 4.10	Courbes enveloppes (V-M) pour $d/B = 0$ à 3, avec $\varphi = 36^\circ$ , $\psi = 16^\circ$ et $c = 4 \text{ kN/m}^2$ (mur incliné)	91
Figure 4.11	Courbes enveloppes (V-M) pour $d/B = 9,5$ à 10,5 avec $\varphi = 36^\circ$ , $\psi = 16^\circ$ et $c = 4 \text{ kN/m}^2$ (mur incliné)	91
Figure 4.12	Rapport de la somme des tractions maximales des différentes nappes, en fonction du rapport d'excentricité $e/B$ , pour un mur incliné ( $\theta = 80^\circ$ )	92
Figure 4.13	Surface de rupture sous une fondation chargée axialement, et posée à $d/B = 3$ , du parement du mur incliné ( $\theta = 80^\circ$ ), avec $EA = 95 \text{ kN/m}$	93
Figure 4.14	Charge limite d'une fondation posée à $d = 3B$ , sur un mur vertical en sol renforcé, avec $\varphi = 36^\circ$ , $\psi = 16^\circ$ et $c = 4 \text{ kN/m}^2$ , pour différentes rigidités à la traction	94
Figure 4.15	Influence de l'angle de dilatance sur les tailles et les formes des courbes enveloppes (V-M) pour $d/B = 3$ et $d/B = 7$ , avec $\varphi = 36^\circ$ , $EA = 95 \text{ kN/m}$ et $c = 4 \text{ kN/m}^2$ (mur incliné)	95



Figure 4.16	Charges limites pour $d/B = 3$ et $7$ : cas de mur incliné avec, $\varphi = 36^\circ$ , $EA = 95 \text{ kN/m}$ et $c = 4 \text{ kN/m}^2$	96
Figure 4.17	Effet de la cohésion sur les tailles et les formes des courbes enveloppes (V-M) pour $d/B = 3$ et $d/B = 10$ : cas de mur incliné avec $\varphi = 36^\circ$ , $\psi = 16^\circ$ et $EA = 95 \text{ kN/m}$	97
Figure 4.18	Charges limites pour $d/B = 3$ et $d/B = 10$ : cas de mur incliné avec $\varphi = 36^\circ$ , $\psi = 16^\circ$ et $EA = 95 \text{ kN/m}$	97
Figure 4.19	Influence de l'angle de frottement interne sur la valeur de la charge limite d'une fondation posée sur un mur vertical, à une distance relative $d/B = 3$ , avec $\psi = \varphi$ et $c = 4 \text{ kN/m}^2$	98
Figure 4.20	Accélération temporelle de la charge harmonique sismique	99
Figure 4.21	Déplacement total maximal lors d'une excitation sismique du parement d'un mur vertical et d'un mur incliné ( $\theta = 80^\circ$ ), pour un sol associé ( $\psi = \varphi = 36^\circ$ )	100
Figure 4.22	Déplacement total au sommet d'un mur vertical, lors d'une excitation sismique dans le cas d'un sol associé et non associé	100
Figure 4.23	Déplacement total au sommet d'un parement vertical lors d'une excitation sismique, pour différentes rigidités à la traction des nappes (sol non associé)	101
Figure 4.24	Charges limites de la fondation en fonction du rapport $d/B$ , pour un mur incliné ( $\theta = 80^\circ$ ), après une secousse sismique	103
Figure 4.25	Courbes enveloppes (V-M) obtenues pour $d/B = 0$ à $5$ , pour un mur incliné, avec $\varphi = 36^\circ$ , $\psi = 16^\circ$ et $c = 4 \text{ kN/m}^2$	104
Figure 4.26	Courbes enveloppes (V-M) obtenues pour $d/B = 5$ à $10,5$ pour un mur incliné, avec $\varphi = 36^\circ$ , $\psi = 16^\circ$ et $c = 4 \text{ kN/m}^2$	104
Figure 4.27	Evolution de la capacité portante en fonction de $d/B$ , dans le cas statique et après une secousse sismique : cas de fondation au voisinage d'un mur incliné	105
Figure 4.28	Rapport de la somme des tractions maximales des différentes nappes, en fonction de $e/B$ , pour un mur incliné, après une secousse sismique	106
Figure 4.29	Tractions maximales dans les nappes géosynthétiques d'un mur incliné, après une secousse sismique, pour (a) : $d/B = 1$ , (b) : $d/B = 5$ , (c) : $d/B = 10$ , avec $\varphi = 36^\circ$ , $\psi = 16^\circ$ , $c = 4 \text{ kN/m}^2$ et $EA = 95 \text{ kN/m}$	108

Figure 4.30	Tassement du sol de fondation au voisinage d'un mur incliné ( $\theta = 80^\circ$ ), pour $d/B= 5$ , après une excitation sismique	109
Figure 4.31	Tassement du sol de fondation au voisinage d'un mur vertical, pour $d/B=5$ , après une excitation sismique	109
Figure 4.32	Evolution des charges limites en cas statique et dynamique, pour $d=5B$ et un mur vertical, avec $EA = 95 \text{ kN/m}$	111
Figure 4.33	Courbes enveloppes (V-M) pour différents angles de frottement, avec $c=4\text{kN/m}^2$ , $EA = 95 \text{ kN/m}$ et $d/B = 5$ (mur vertical)	111
Figure 4.34	Charges limites d'une fondation posée à une distance $d = 5B$ , à partir du parement d'un mur vertical, après une secousse sismique, pour différentes rigidités à la traction des nappes de renforcement	113
Figure 4.35	Efforts de traction maximale, développé dans les renforcements d'un mur incliné ( $\theta=80^\circ$ ) dus au chargement à la limite d'une fondation posée sur un sol associé à une distance $d=5B$ , après une secousse sismique, pour différents angles de frottement, avec $EA = 95 \text{ kN/m}$	114

## LISTE DES TABLEAUX

Numéro du Tableau	Désignation du Tableau	Page
Tableau 1.1	Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée (Schlosser, 1995)	5
Tableau 2.1	Classe de conséquence d'une fondation positionnée en tête d'un mur renforcé (NF P94-270, 2009)	47
Tableau 2.2	Valeurs des facteurs de portance $N_\gamma$ , $N_q$ et $N_c$ pour une fondation filante, estimées par plusieurs approches	50
Tableau 3.1	Valeurs des facteurs de portance, (a) : $N_\gamma$ et (b) : $N_q$ estimées par plusieurs approches, pour un sol associé	62
Tableau 3.2	Valeurs adoptées des constantes $a_i$	75
Tableau 4.1	Comparaison des valeurs des déplacements des têtes des nappes	88
Tableau 4.2	Charges limites appliquées sur une fondation avoisinante à un mur incliné après une secousse sismique (kN/m)	102
Tableau 4.3	Charges limites appliquées sur une fondation posée à une distance $d = 5B$ , à partir du parement d'un mur vertical, après une secousse sismique, pour différentes rigidités à la traction	112

## INTRODUCTION GENERALE

La conception des ouvrages de soutènement doit répondre aux critères sécuritaires en premier lieu, économique, esthétique, rapidité de la mise en service, durabilité de vie, ... etc. Ces ouvrages doivent être dimensionnés pour résister contre les poussées des terres et les surcharges de différentes natures, qui leurs sont appliquées en cas statique et dans le cas d'une sollicitation sismique. Les murs en sols renforcés par géosynthétiques sont largement utilisés.

Actuellement, les murs de soutènement en sol renforcé par géosynthétiques sont les plus utilisés à travers le monde. Les nombreux avantages liés à l'utilisation de ce type de murs, dans le côté économique, architectural, facilité de la mise en œuvre et l'amélioration de la portance du sol renforcé par rapport aux murs de soutènement classiques, ainsi que le comportement stable, ont rendu ces ouvrages très répandus. Pour une bonne conception des murs renforcés, le remblai utilisé comme un sol renforcé doit être frottant, pour éviter tout glissement entre le sol et les renforcements.

Les murs renforcés à parement en blocs modulaires verticaux ou à fruits, constituent une large partie de la famille des murs renforcés. La complexité du système composé des blocs et l'absence de certains paramètres, telle que la rigidité du parement, rend le calcul analytique parfois incapable de donner des résultats acceptables. L'existence d'un immeuble au voisinage d'un mur renforcé est un cas fréquent. Les charges verticales transmises à la fondation d'assise peuvent être centrées ou excentrées.

L'effet des charges provenant d'une fondation filante au voisinage d'un mur renforcé peut être étudié comme une culée de pont sollicitée verticalement. Les normes Françaises NF P94-270 (2009) : calculs géotechniques – ouvrages de soutènement – remblais en sol renforcé et massifs en sol cloué, les normes Américaines AASHTO (2007) (*The American Association of State Highway and Transportation Officials*) et le guide FHWA, 2009 (*Federal Highway Administration*), sont les règlements les plus utilisés dans ce cas.

En effet, le développement des outils de modélisation numérique présente une maniabilité pour résoudre les cas compliqués qui peuvent être envisagés dans la pratique, avec une performance satisfaisante. Dans ce cadre, le présent sujet de recherche s'intéresse à

exploiter le code PLAXIS 2D pour traiter tous les problèmes envisagés. Cette thèse est présentée en quatre chapitres :

**Le premier chapitre** présente une synthèse bibliographique sur les ouvrages de soutènement d'une manière générale. Quelques études traitant le problème des pressions actives sous chargement dynamique sont présentées en bref. Ce chapitre est consacré essentiellement pour définir les différents types des murs de soutènement en sols renforcés, les types des géosynthétiques utilisées dans le renforcement des murs, les systèmes de parement des murs renforcés, un aperçu sur les mécanismes de rupture des fondations filantes et un aperçu sur l'action sismique.

**Le deuxième chapitre** est consacré aux méthodes de calcul analytiques traitant la stabilité des ouvrages de soutènement renforcés par géosynthétiques en cas statique et sous l'effet dynamique, avec une formulation détaillée sur les normes les plus utilisées (Françaises et Américaines). La stabilité d'un mur renforcé sollicité au sommet par une fondation filante soumise à des charges verticales excentrées, est envisagée sur la base des normes citées précédemment. Les méthodes utilisées pour l'estimation des facteurs de portance du sol, ainsi que les méthodes de calcul d'une fondation filante soumise à des charges verticales excentrées, posée sur un terrain horizontal ou sur une pente, sont présentées dans ce chapitre.

**Le troisième chapitre** comporte deux applications numériques : La première application est consacrée à l'étude de l'effet de l'excentricité des charges verticales appliquées sur une fondation filante reposant sur un sol frottant. Le sol est considéré à surface horizontale avec des surcharges uniformément réparties, dans ce contexte, nous avons proposé une équation de la courbe enveloppe (V-M) en plan, basée sur des travaux antérieurs de Gottardi et Butterfield (1993), et ceci pour prédire les charges limites appliquées sur la fondation. La deuxième application traite l'influence de la distance relative  $d/B$  entre le bord d'une fondation filante et la crête d'une pente en sol purement frottant, des diagrammes illustrant les contraintes normales développées sous la fondation et des courbes enveloppes (V-M) en plan, sont tracées pour différentes distances relatives de la fondation. Ces courbes enveloppes peuvent être utilisées pour le dimensionnement des fondations.

**Le quatrième chapitre** comporte aussi deux études numériques : La première consiste à valider un modèle numérique à partir d'un ouvrage expérimental en vraie grandeur,

sollicité au sommet par une charge verticale centrée (Haza, 1997), dans le cas statique. Cette étude a aussi permis, de déterminer la distance relative  $d/B$  suffisante pour atteindre la capacité portante maximale de la fondation. L'influence de l'excentricité des charges verticales de la fondation sur les tractions maximales développées dans les nappes géosynthétiques est bien étudiée, pour les différentes valeurs des distances relatives  $d/B$ . La deuxième partie de ce chapitre comporte l'étude du cas précédent après l'effet d'une excitation sismique. L'objectif de cette étude est la détermination de la distance relative  $d/B$  suffisante pour négliger l'effet du mur renforcé sur la fondation avoisinante.

Les courbes enveloppes tracées et les valeurs de la capacité portante calculées de la deuxième application sont obtenues après l'excitation sismique. Néanmoins, les courbes des déformées du mur sont considérées pendant la secousse sismique.

# **CHAPITRE 1 :**

## **ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT ET LES FONDATIONS SUPERFICIELLES SOUS CHARGEMENT SISMIQUE**

### **1.1. Introduction**

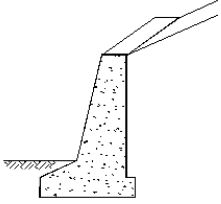
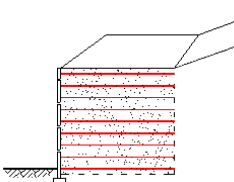
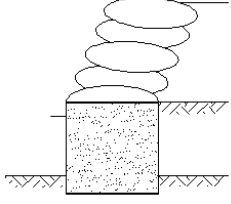
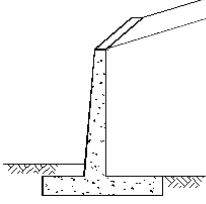
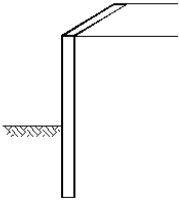
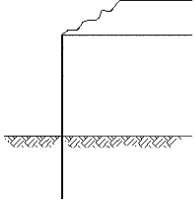
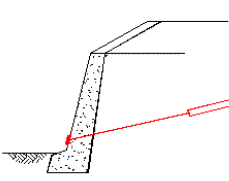
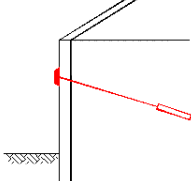
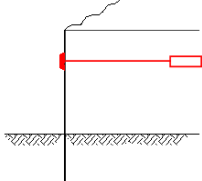
La détermination des actions exercées sur un écran de soutènement par un massif de sol renforcé ou non-renforcé est l'un des problèmes fondamentaux en mécanique des sols. Les ouvrages de soutènement sont des constructions destinées à reprendre les actions dus aux remblais retenus et aux surcharges de différentes natures (culée de pont, immeubles, routes, équipement...) en cas statique et même sous l'effet dynamique. Ces ouvrages sont classés selon l'Eurocode 7.1 CEN en trois catégories principales, qui sont les murs poids, les rideaux et les ouvrages de soutènement composites. Une autre classification des ouvrages de soutènement, faite selon le mode de reprise de la poussée est donnée dans le tableau 1.1 (Schlosser, 1995).

La littérature montre que les ouvrages en sol renforcé présentent une meilleure résistance aux séismes par rapport aux ouvrages d'autres types (Payeur, 2015).

Les secousses sismiques conduisent à la diminution de la capacité portante du sol soutenu derrière les ouvrages de soutènement. Généralement, il est conseillé de poser les fondations sur des sols horizontaux afin d'atteindre une capacité portante optimale, néanmoins le cas

d'une fondation placée au voisinage d'un talus ou d'un mur en sol renforcé devient une exigence particulière.

**Tableau 1.1** Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée (Schlosser, 1995)

Mode de reprise de la poussée	Types d'ouvrages de soutènement		
Poids de l'ouvrage	 <p data-bbox="555 857 805 936">Mur poids en béton ou maçonnerie</p>	 <p data-bbox="853 857 1062 887">Mur en terre armée</p>	 <p data-bbox="1161 857 1362 887">Ouvrage cellulaire</p>
Ancrage	 <p data-bbox="579 1182 772 1261">Mur cantilever en béton armé</p>	 <p data-bbox="882 1182 1031 1211">Paroi moulée</p>	 <p data-bbox="1142 1182 1385 1211">Rideau de palplanches</p>
Encastrement	 <p data-bbox="563 1507 788 1536">Mur en béton, ancré</p>	 <p data-bbox="847 1507 1070 1536">Paroi moulée ancrée</p>	 <p data-bbox="1190 1507 1334 1536">Rideau ancré</p>

## 1.2. Murs non renforcés

### 1.2.1. Introduction

Les méthodes d'estimation des pressions statiques des terres sont nécessaires pour la conception des écrans de soutènement. Elles forment également la base des méthodes simplifiées pour déterminer les pressions dynamiques des terres liées aux séismes. Les murs gravitaires en béton sont largement utilisés dans la construction de diverses structures, tels que, les culées des ponts et les murs de quai. Ils sont construits pour résister

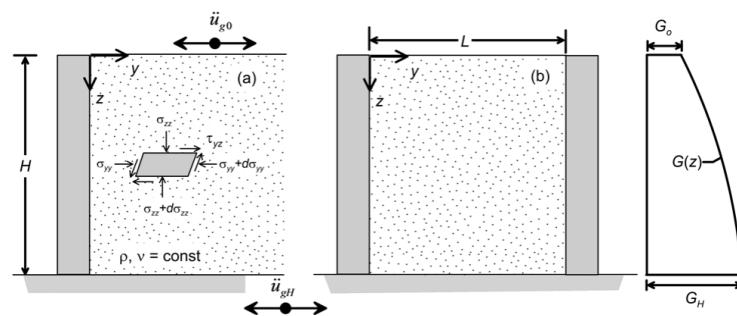


aux chargements latéraux d'une nature statique ou dynamique des remblais secs ou saturés. Le problème de la poussée bidimensionnelle dans le cas de chargement statique, a fait l'objet de nombreuses études théoriques (Li et Wang, 2014 ; Zhou et al., 2018), numériques (Benmeddour et al., 2012 ; Attallaoui, 2017 ; Khosravi et al., 2017) et expérimentales (Khosravi et al., 2013 ; Terrade, 2017). Pour le chargement dynamique, plusieurs méthodes analytiques disponibles dans la littérature, basées sur les méthodes pseudo-statique (Okabe, 1926 ; Mononobe et Matsuo, 1929 ; Al-Jaberi et al., 2018) et pseudo-dynamique (Steedman et Zeng, 1990 ; Ray et Baidya, 2018). Des méthodes numériques ont été utilisées pour étudier le comportement des ouvrages de soutènement sous chargement sismique (Khosrojerdi et Pak, 2015 ; Liu et al., 2017). Des essais expérimentaux sous chargement dynamique ont été effectuées dans ce contexte (Nakamura, 2006 ; Mikola et al., 2016).

## 1.2.2. Etudes dynamiques antérieures

### 1.2.2.1 Etudes analytiques

1- Une solution élasto-dynamique approximative a été développée par Brandenberg et al. (2017), pour calculer les pressions sismiques agissant sur des parois rigides soutenant un matériau élastique non homogène. Les modèles traités sont excités par des ondes de cisaillement qui se propagent verticalement. Le module de cisaillement du sol est représenté comme une fonction non linéaire en profondeur, tandis que la densité du sol et le coefficient de Poisson sont supposés constants. Les solutions sont présentées pour le cas d'un seul mur et pour deux murs espacés d'une distance définie (Figure 1.1).

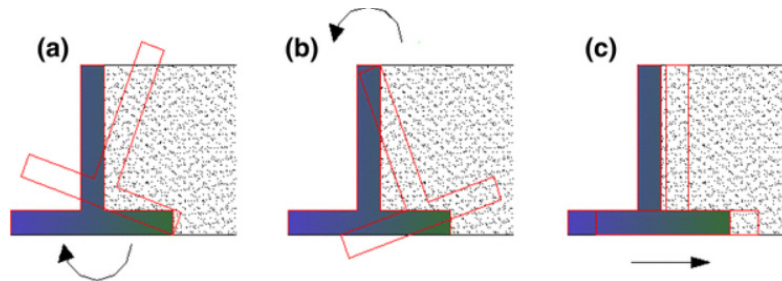


**Figure 1.1** Sol hétérogène, (a) : soutenu par une seule paroi rigide, (b) : soutenu entre deux parois rigides, (Brandenberg et al., 2017)

Les hypothèses de base rigide et de paroi rigide réduisent le déplacement du sol en champ libre. Ces hypothèses augmentent les pressions des terres du sol mobilisé. Les solutions

données par Brandenberg et al. (2017) s'accordent bien avec les solutions analytiques élasto-dynamiques exactes pour les sols non homogènes.

2- Dans le cadre de l'estimation des pressions latérales actives sous chargement sismique contre un mur de soutènement rigide, une étude analytique complète est présentée par Maskar et al. (2018), décrivant le comportement de la distribution des pressions actives sismiques des terres en utilisant le principe de la redistribution qui a été proposée pour la première fois par Dubrova (1963). La distribution des pressions des terres a été donnée, en fonction de divers mouvements de la paroi, à savoir, une rotation autour du sommet, une rotation autour de base et une translation, comme il est indiqué sur la figure 1.2.



**Figure 1.2** Différents modes de mouvements des murs, (a) : une rotation à la base, (b) : rotation en tête et (c) : translation pure, (Dubrova, 1963)

Les résultats de la pression active sismique des terres calculée par la méthode de redistribution proposée par Maskar et al. (2018) correspondent bien aux résultats de la méthode faite par Richards et Elms (1979) et ceux de l'Eurocode 8. Bien que la pression sismique obtenue par l'approche pseudo-dynamique et celle obtenue par le principe de redistribution de cette dernière étude ont un fond différent, néanmoins la distribution finale de la pression active sismique est approximativement la même.

### 1.2.2.2 Etudes expérimentales

1- Dewoolkar et al. (2000), ont fait une étude expérimentale sur les effets des tremblements de terre sur les murs de soutènement cantilever soutenant un remblai liquéfiable (Figure 1.3). Une série d'essais de centrifugeuse a été effectuée sur un modèle en aluminium à base fixe soutenant un remblai pulvérulent saturé.

Ces essais ont donné un aperçu sur l'historique de génération des surpressions interstitielles, pendant une secousse dynamique, et ainsi des mesures directes des pressions latérales statiques et dynamiques.

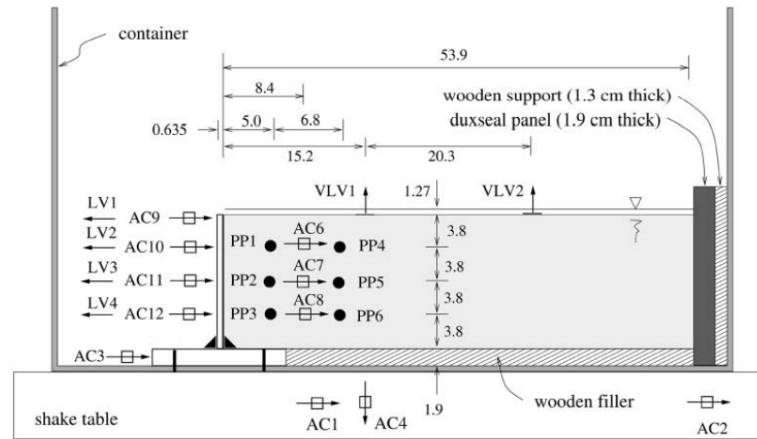


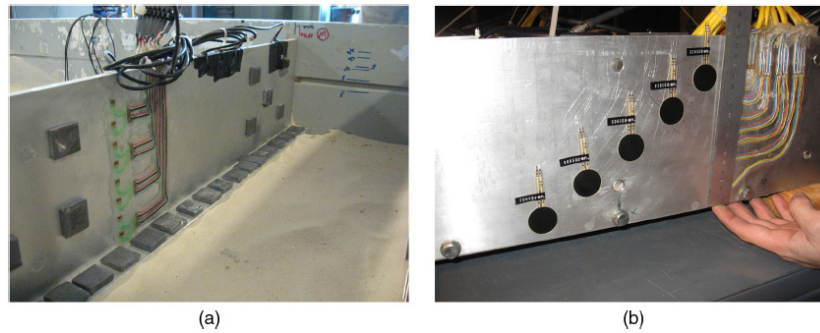
Figure 1.3 Modèle réduit d'un mur cantilever proposé par Dewoolkar et al. (2000)

Des valeurs d'accélération au niveau des murs et dans le remblai, des pressions hydrostatiques et des surpressions interstitielles dans le sol, des moments de flexion et des déformations dans le mur ont été mesurées. En outre, des mesures directes des pressions latérales statiques et dynamiques des terres ont été faites. Ils ont conclu que, la charge statique et dynamique des pressions latérales des terres, les accélérations, les moments de flexion et les déplacements du mur en modèle réduit, étaient conformes à la réalité. Les capteurs de pression des terres, ont fourni des mesures fiables des pressions latérales des terres si le sable saturé du Nevada est utilisé.

En outre, d'autres interprétations détaillées des mesures expérimentales, pourraient être effectuées pour étudier le problème complexe d'interaction structure-fluide et dynamique-sol-pore, des murs de soutènement sollicités par un séisme et soutenant un remblai liquéfiable.

2- Mikola et al. (2016) ont fait une étude expérimentale sur un modèle réduit pour évaluer les pressions dynamiques des terres. La figure 1.4 montre les dispositifs utilisés dans cette étude pour estimer les déformations des écrans et les pressions dynamiques agissant sur ces écrans.

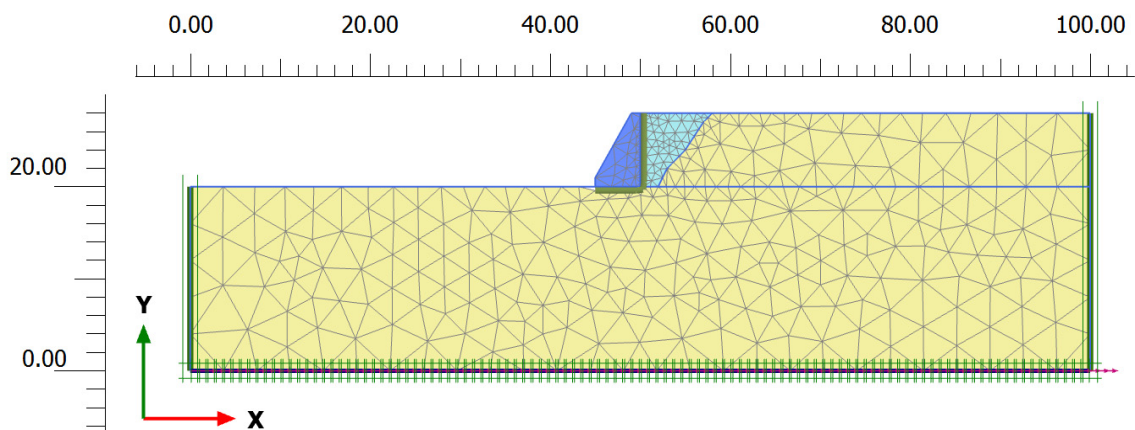
La mesure directe des pressions des terres latérales à l'aide de transducteurs de pression miniatures était initialement prévue. Cependant, en raison des caractéristiques de performance de ces capteurs, l'utilisation de capteurs de force dans le mur du sous-sol et de jauges de contrainte dans le mur en porte-à-faux était nécessaire pour évaluer l'ampleur des charges sismiques. Pour les études futures, les transducteurs de pression avec des réponses de haute précision sont clairement souhaitables, sinon essentiels, pour mesurer directement l'amplitude dynamique de la pression des terres et sa distribution.



**Figure 1.4** Modèle expérimental utilisé par Mikola et al. (2016), (a) : des capteurs de déformation au niveau des parois de soutènement, (b) : des capteurs de pression placés sur les côtés des parois de soutènement

### 1.2.2.3 Etudes numériques

1- Dans le cadre du mémoire de magister, Zerguine (2013) a fait une étude numérique pour estimer les pressions actives des terres agissant sur un mur gravitaire en béton sous l'effet dynamique en présence d'eau. Dans cette étude, les pressions des terres à l'état statique ne sont pas présentées. Une seule phase de la mise en place du remblai derrière le mur de soutènement est considérée dans cette première simulation. Le modèle traité est illustré sur la figure 1.5. Les forces de poussées issues de cette étude sont en bon accord avec la méthode de Coulomb avec une différence maximale n'excède pas 5%.



**Figure 1.5** Modèle d'un mur gravitaire sollicité par une secousse sismique (Zerguine, 2013)

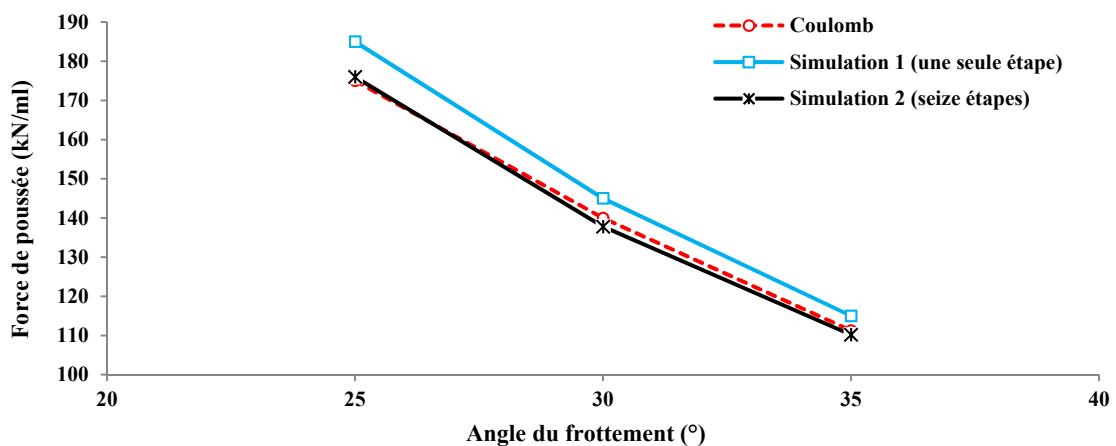
La différence entre les valeurs des pressions actives des différentes méthodes est clairement apparue au sommet et à la base du mur. La différence entre les valeurs obtenues au sommet du mur est probablement due à l'effet de l'accélération verticale qui provoque

le balancement du mur. Par ailleurs, la différence enregistrée au niveau de la base du mur est due au phénomène de distorsion.

Dans cette étude, les valeurs des pressions des terres résultant de la présence d'une nappe hydrostatique et d'un écoulement transitoire ont été comparées. Les résultats de cette étude montrent que les valeurs des pressions actives totales à l'état sec du remblai sont en bon accord avec celles des méthodes analytiques disponibles dans la littérature.

En outre, les résultats de cette étude montrent que les pressions dynamiques produites par un écoulement transitoire sont généralement plus considérables que celles produites par une nappe hydrostatique, notamment sur la mi-hauteur inférieure du mur.

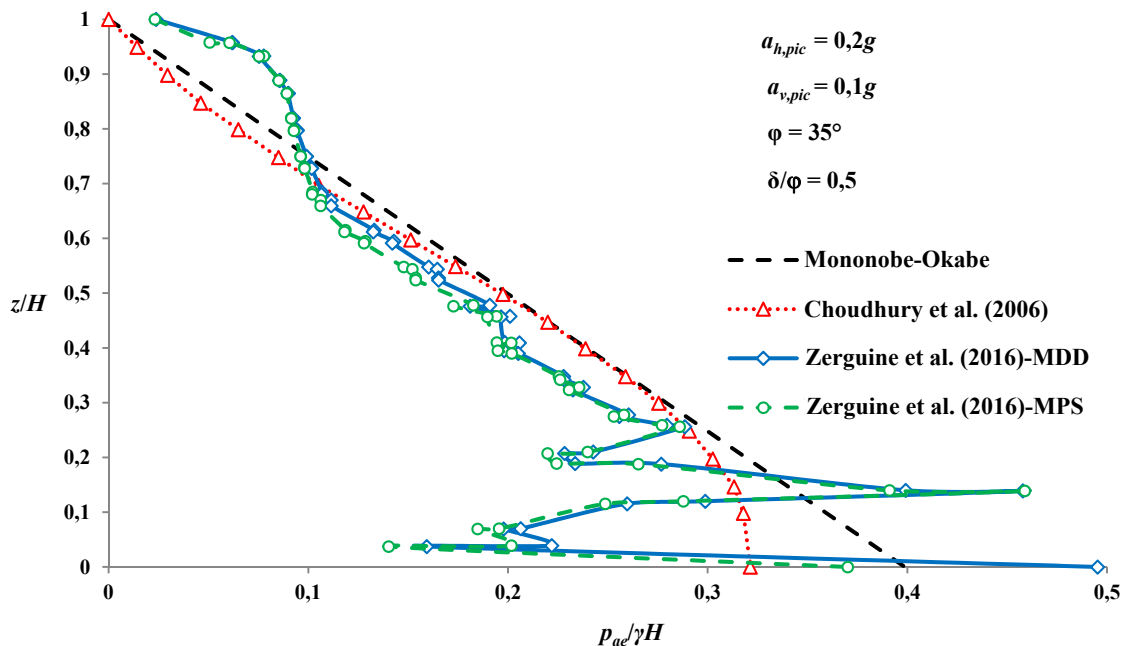
Dans ce contexte, des modifications apportées dans la simulation de ce problème, pour préciser les calculs liés à l'estimation des pressions actives des terres à l'état statique. Le phasage de la mise en place du remblai derrière le mur est réalisé en seize (16) étapes, c.-à-d. une couche de sol correspond à chaque demi-mètre. Les résultats issus du cas statique lors de la deuxième simulation (Zerguine et al., 2016) montrent un excellent accord avec la théorie de Coulomb (Figure 1.6). Par contre, les résultats des pressions actives des terres en cas dynamiques sont pratiquement semblables aux résultats de la première simulation (Zerguine, 2013), où le phasage de la mise en place du remblai derrière le mur de soutènement était en seule étape.



**Figure 1.6** Effet du phasage de la mise en place du remblai derrière un mur gravitaire, sur les résultantes de la poussée des terres en cas statique

En outre, la comparaison des résultats issus de la simulation du cas statique de l'étude faite par Zerguine et al. (2016), présente un très bon accord avec ceux obtenus par la méthode de Coulomb, notamment pour le cas d'un sol associé.

La figure 1.7 présente une comparaison entre les valeurs adimensionnelles des pressions des terres, obtenues par la méthode de Mononobe-Okabe, Choudhury et al. (2006) et Zerguine et al. (2016), pour un remblai de sable sec, où  $p_{ae}$  désigne la pression latérale totale (dynamique et statique). Il est à noter que les résultats fournis par Zerguine et al. (2016) sont pratiquement identiques aux résultats de l'étude faite par Zerguine (2013), où la seule différence entre ces deux études était l'augmentation du nombre des phases de la mise en œuvre du remblai, d'une seule étape jusqu'à seize étapes. Cette modification a permis de préciser les résultats du calcul de l'état statique, cependant, les résultats du calcul dynamique sont pratiquement inchangés.



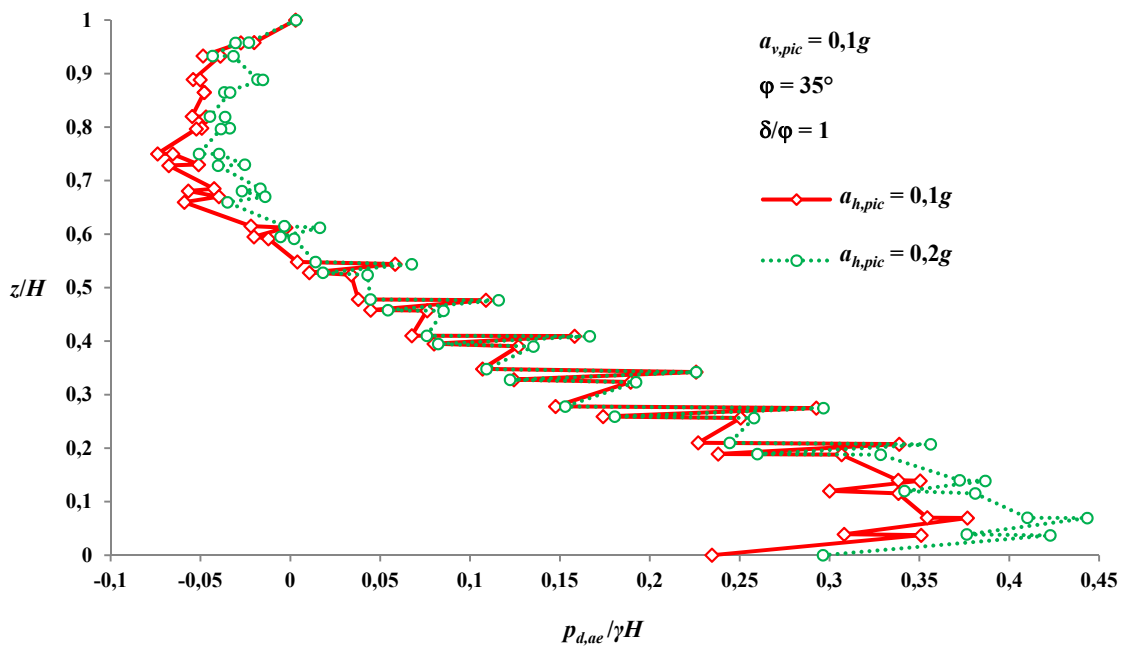
**Figure 1.7** Comparaison entre les résultats adimensionnels de la pression latérale des terres estimée par plusieurs approches pour un sable sec (Zerguine et al., 2016)

Le problème d'estimation de la pression latérale contre un mur de soutènement rigide sous l'effet d'une secousse sismique, réalisé par Zerguine et al. (2016) a été étudié en utilisant soit la méthode dynamique directe (MDD) en introduisant des accélérogrammes réels, soit la méthode simplifiée dite pseudo-statique (MPS).

La confrontation des résultats fournis par Zerguine et al. (2016), montre un bon accord avec ceux obtenus par l'approche pseudo-statique de Mononobe-Okabe et l'approche pseudo-dynamique présentée par Choudhury et al. (2006), pour un modèle sollicité par des accélérations, verticale de pic  $a_{v,pic} = 0,1g$  et horizontale de pic  $a_{h,pic} = 0,2g$ .

La figure 1.7 montre que les résultats de Choudhury et al. (2006) sont en accord avec ceux de la méthode de Mononobe-Okabe, où la différence ne dépasse pas 19,5 % à la base du mur. Il est clair que la méthode de Mononobe-Okabe donne un diagramme de pression linéaire ; cependant, celle de Choudhury et al. (2006) présente une variation non-linéaire. La comparaison des résultats fournis par Zerguine et al. (2016) montre que les valeurs des pressions des terres obtenues par la méthode dynamique directe sont en excellent accord avec celles de la méthode pseudo-statique. Egalement, ces résultats, sont en bon accord avec ceux de Choudhury et al. (2006) et de la méthode de Mononobe-Okabe, à l'exception de ceux obtenus dans la partie inférieure du mur, où une variation perturbée des pressions adimensionnelles est observée, ce phénomène peut être expliqué par l'effet du bord.

La figure 1.8 compare les valeurs des pressions dynamiques latérales  $p_{d,ae}$  estimées pour une valeur d'accélération verticale constante  $a_{v,pic} = 0,1g$  et deux valeurs d'accélération horizontale  $a_{h,pic} = 0,1g$  et  $0,2g$ , en considérant le cas d'un écoulement transitoire (Zerguine et al., 2016).



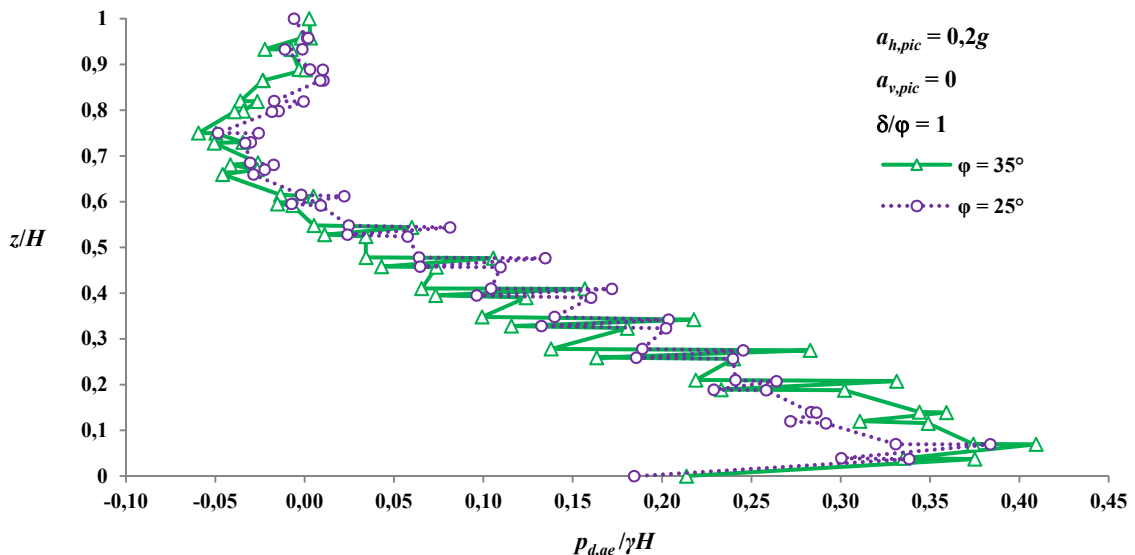
**Figure 1.8** Influence de l'accélération horizontale sur les pressions dynamiques en considérant un cas d'écoulement transitoire (Zerguine et al., 2016)

Cette figure montre que l'augmentation de l'accélération horizontale conduit à l'augmentation des pressions dynamiques. Les valeurs maximales des pressions dynamiques enregistrées au point  $z/H = 0,069$  sont  $p_{d,ae}/\gamma H = 0,376$  et  $0,443$ , respectivement pour les accélérations  $a_{h,pic} = 0,1g$  et  $0,2g$ .



La figure 1.8 montre une légère différence entre les valeurs de pression dynamique de poussée qui apparaît clairement dans les intervalles :  $0 \leq z/H \leq 0,21$  et  $0,54 \leq z/H \leq 0,92$ , notamment au niveau de la base du remblai où l'écart enregistré est de l'ordre de 26,40%. Cette étude a permis de mieux comprendre le comportement d'un mur gravitaire, soumis à une secousse sismique, en prenant en compte l'effet de l'interaction sol-structure.

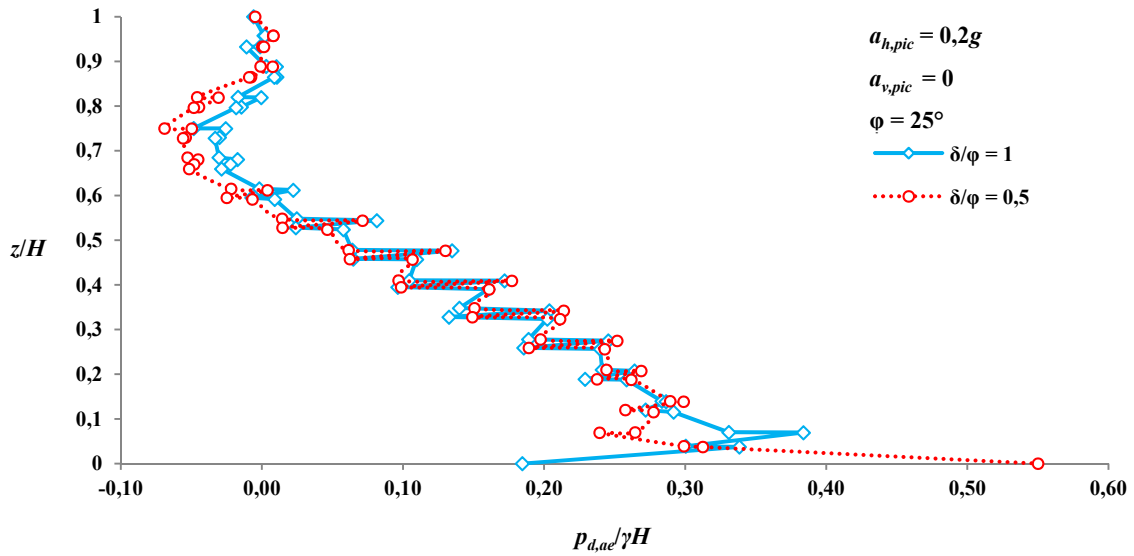
La figure 1.9 représente l'influence de l'angle de frottement interne du remblai, sur les pressions dynamiques, pour le cas d'un écoulement transitoire. Cette figure montre que l'augmentation de l'angle de frottement interne du sol conduit à la diminution des pressions dynamiques dans l'intervalle  $0,34 \leq z/H \leq 0,96$ , et l'inverse dans le reste de la profondeur. Les valeurs maximales des pressions dynamiques enregistrées au point  $z/H=0,069$ , pour  $\varphi = 25^\circ$  et  $35^\circ$  sont  $p_{d,ae}/\gamma H = 0,37$  et  $0,41$  respectivement.



**Figure 1.9** Influence de l'angle du frottement interne du remblai, sur les pressions dynamiques, pour le cas d'un écoulement transitoire (Zerguine et al., 2016)

Les courbes de pressions latérales dynamiques illustrées dans la figure 1.10, montrent un accroissement des pressions dynamiques relatif à l'accroissement de l'angle de frottement de l'interface sol-mur, pour les intervalles  $0,036 \leq z/H \leq 0,11$  et  $0,47 \leq z/H \leq 0,89$ . Pour le reste de la profondeur, l'angle de frottement d'interface sol-mur et les pressions dynamiques sont inversement proportionnelles. Les valeurs maximales des pressions dynamiques adimensionnelles enregistrées à la base du remblai sont  $p_{d,ae}/\gamma H = 0,55$  et  $0,18$  pour  $\delta/\varphi = 1/2$ , et  $1$  respectivement.

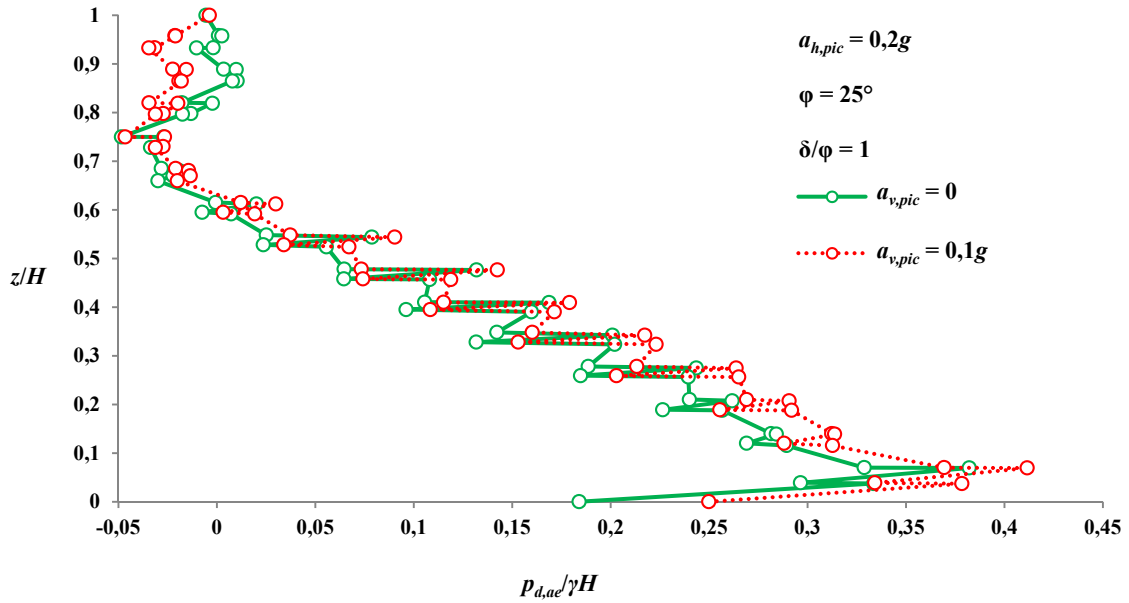




**Figure 1.10** Influence de l'angle du frottement d'interface, sur les pressions dynamiques, en considérant le cas d'un écoulement transitoire (Zerguine et al., 2016)

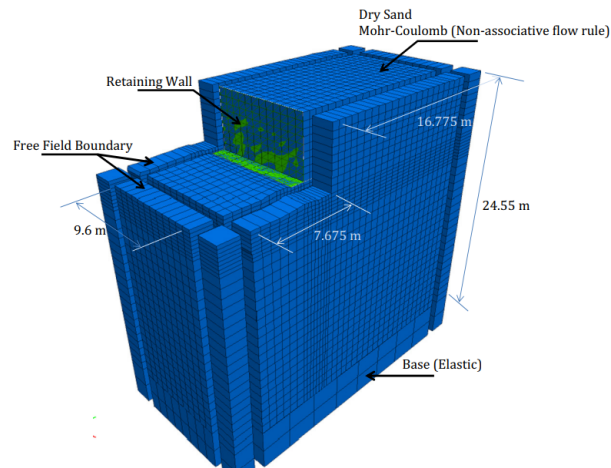
La figure 1.11 présente la variation des pressions dynamiques en fonction de la profondeur adimensionnelle du mur dans le cas d'un écoulement transitoire. Les courbes de pressions dynamiques sont obtenues pour une valeur d'accélération horizontale constante  $a_{h,pic} = 0,2g$ , et deux valeurs d'accélération verticale  $a_{v,pic} = 0$  et  $0,1g$ .

La figure 1.11 montre que l'augmentation de l'accélération verticale provoque une augmentation des pressions dynamiques de poussée appliquées sur le mur, à l'exception des valeurs obtenues dans la partie supérieure du mur ( $0,75 \leq z/H \leq 1$ ), où une diminution des pressions dynamiques provoquée par l'augmentation de l'accélération verticale est constatée. Ce phénomène est probablement dû à la diminution du poids du sol, après le chargement sismique vertical et horizontal. Les valeurs maximales des pressions dynamiques adimensionnelles enregistrées au point  $z/H = 0,069$ , sont  $p_{d,ae}/\gamma H = 0,382$  et  $0,411$  qui correspondent respectivement à des accélérations  $a_{v,pic} = 0$  et  $0,1g$ . Il est à noter que l'écart maximal entre les valeurs de pression dynamique, enregistré à la base du mur est de l'ordre de 35,76 %.



**Figure 1.11** Influence de l'accélération verticale sur les pressions dynamiques en considérant le cas d'un écoulement transitoire (Zerguine et al., 2016)

2- Lee et al. (2015) ont proposé un modèle numérique d'un mur de soutènement d'une forme T renversé (Figure 1.12), qui a été modélisé et vérifié à l'aide des tests de centrifugation dynamique à une échelle prototype.



**Figure 1.12** Modèle d'un mur de soutènement en T renversé (Lee et al., 2015)

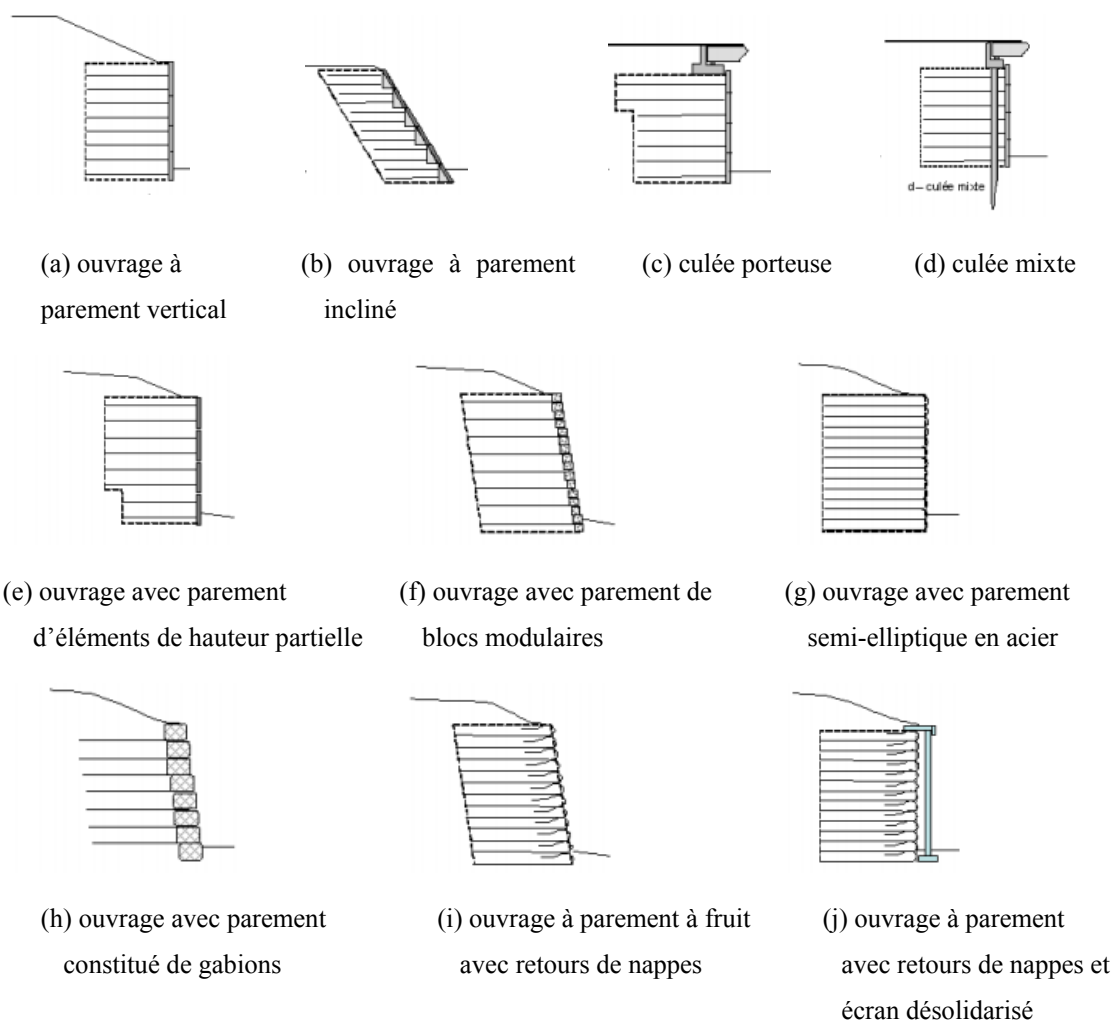
Le mécanisme de génération des pressions dynamiques des terres agissant sur ce mur de soutènement a été examiné à l'aide de clips vidéo enregistrés à partir des résultats de l'analyse numérique. La pression dynamique des terres a été principalement générée par les modifications du coefficient de pression latérale des terres résultant du déplacement relatif de la paroi du mur, et ainsi du tassement du coin actif du sol derrière le mur.

Le moment de flexion de la paroi verticale du mur a augmenté pendant la secousse dynamique. Il est à noter que les distributions maximales et finales des moments de flexion ne suivaient pas les résultats des calculs basés sur l'équation de Mononobe-Okabe.

### 1.3. Murs renforcés

#### 1.3.1. Différents types d'ouvrages en sol renforcé

Le type de parement joue un rôle fondamental sur les déformations horizontales des ouvrages en sol renforcé. Des exemples d'ouvrages en sol renforcé sont présentés sur la figure 1.13.

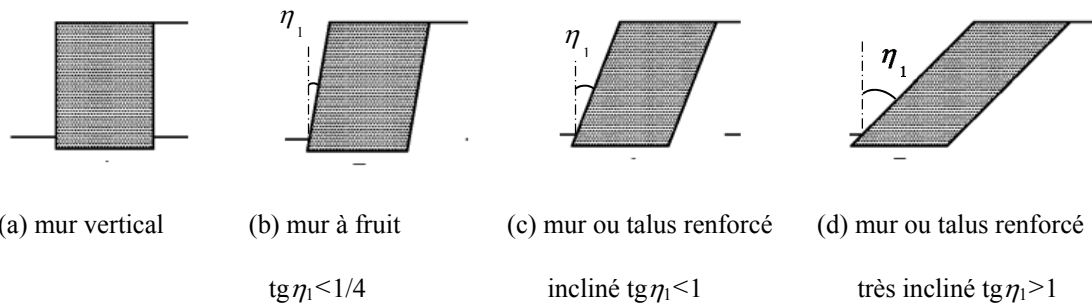


**Figure 1.13** Exemples d'ouvrages en sol renforcé (NF P94-270, 2009)

Selon le parement de la face amont, quatre cas peuvent être distingués :

- les murs verticaux (Figure 1.14a)
- les murs à fruit (Figure 1.14b)

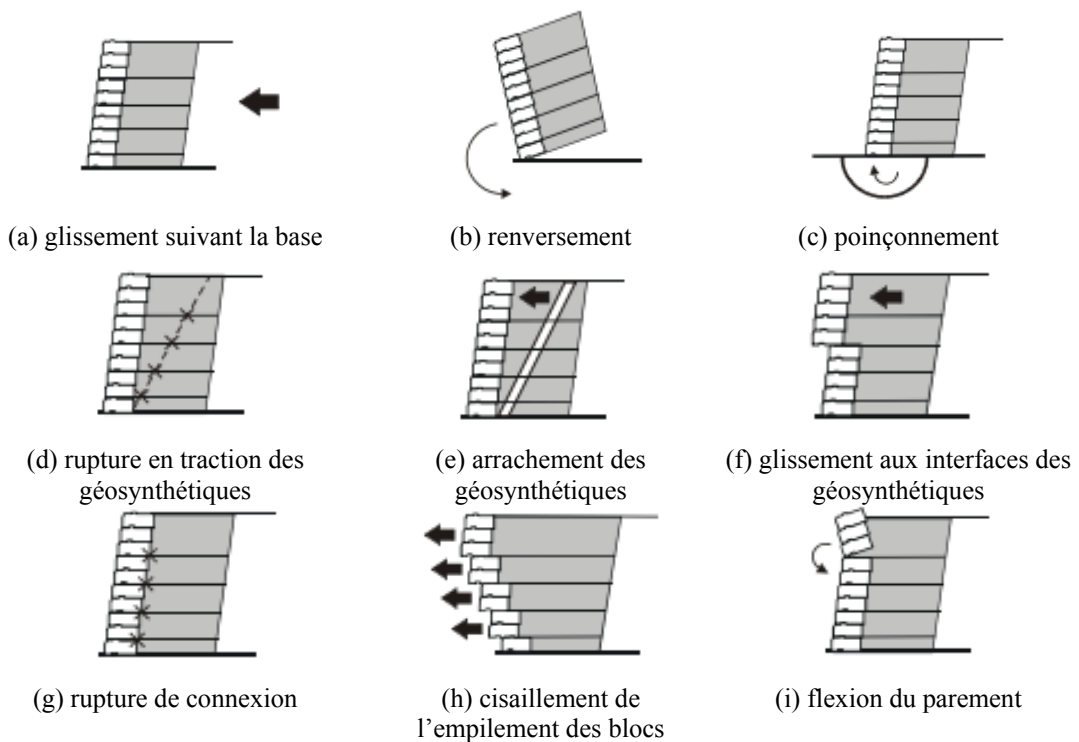
- les murs ou talus renforcés inclinés (Figure 1.14c)
- les murs ou talus renforcés très inclinés (Figure 1.14d)



**Figure 1.14** Catégories d'ouvrage en remblai renforcé (NF P94-270, 2009)

### 1.3.2. Mécanismes de ruptures

L'instabilité des murs en sols renforcés peut être liée à l'un des modes de ruptures suivants (Figure 1.15) :



**Figure 1.15** Dimensionnement à la rupture des massifs en sol renforcé, (a), (b), (c) : stabilité externe, (d), (e), (f) : stabilité interne, (g), (h), (i) : stabilité du parement

### 1.3.3. Différents types de parement

Les murs en sols renforcés sont caractérisés par leurs natures des parements. Le parement peut être composé d'éléments flexibles (constitués de nappes ou de grilles en géosynthétique avec ou sans retournement), d'éléments déformables (généralement

constitués d'éléments métalliques, de treillis ou grillages en acier, ou de cages de gabions), ou encore d'éléments durs (habituellement en béton). Selon la flexibilité du système de parements, trois types de parements sont distingués (Figure 1.16).

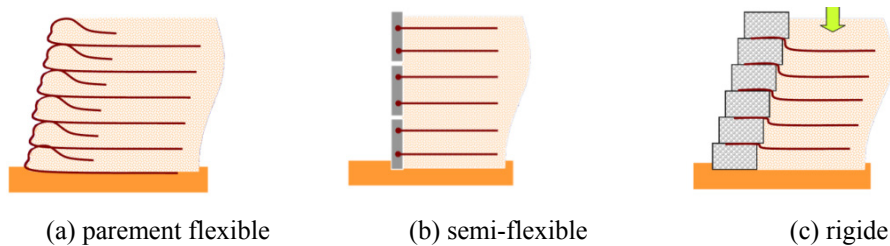


Figure 1.16 Différents systèmes de parements en sols renforcés (Segrestin, 2009)

### 1.3.3.1 Eléments de parement flexibles

C'est une enveloppe composée d'un géotextile ou d'une géogrille où sa raideur à la flexion est nulle. L'élément de parement flexible peut être à retournement (cas le plus utilisé, Figure 1.17) ou sans. Les éléments de ce type de parement peuvent être également composés de sacs en textile remplis de terre. Pour protéger le géotextile contre le rayonnement ultraviolet, la face du mur est protégée par des couvertures spéciales, des sols végétalisables ou par des constructions de parement devant la face enveloppée (séré, 1995).



Figure 1.17 Murs en éléments de parements flexibles

### 1.3.3.2 Eléments de parement semi-flexibles

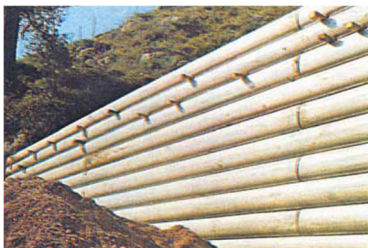
Ce type de parement peut être composé de grille en acier, de section pleine en acier, ou bien de gabion rempli de cailloux. Ce type de parement est caractérisé par une résistance élevée à la compression verticale et une faible raideur à la flexion.

- **Peaux métalliques semi-elliptiques** : éléments de parement en tôles métalliques en forme d'une demi-ellipse ou de U (Figure 1.18a). Ils sont équipés de trous sur leurs bords pour assurer l'assemblage avec les renforcements.
- **Treillis soudé métallique** : ces éléments peuvent être constitués de treillis soudés plats ou pliés d'un angle prescrit (Figure 1. 18b). Pour le cas des parements inclinés, ces

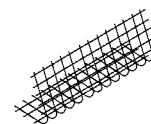
éléments sont habituellement associés à la végétation. Lorsqu'ils sont utilisés pour des parements verticaux ou à fruit, ces éléments peuvent être recouverts du béton projeté ou du béton coulé en place. Les éléments peuvent être raccordés ou non aux renforcements.

- **Gabions** : ces éléments peuvent être formés des géogrilles, de treillis soudé galvanisé, de grillage en acier tressé, galvanisé ou revêtu de plastique (Figure 1. 18c). Les cages sont remplies de pierres cassées ou de cailloux.
- **Pneusols** : Ces éléments doivent être de mêmes tailles. Les rangées sont disposées les unes sur les autres en quinconce (Figure 1. 18d).

(a) peaux métalliques semi-elliptiques



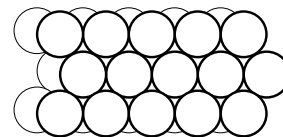
(b) treillis soudé métallique



(c) gabions



(d) pneusols



**Figure 1.18** Murs en éléments de parements semi-flexibles

### 1.3.3.3 Eléments de parement durs

Ces éléments sont construits en béton préfabriqué armé ou non. Ils ont une faible résistance vis-à-vis la compressibilité verticale et une forte raideur à la flexion. Les éléments de parement en béton peuvent être des panneaux de pleine hauteur, des écailles de hauteur partielle, des panneaux inclinés, des jardinières ou des blocs modulaires de différents types. Ces éléments sont attachés aux renforcements à l'aide de dispositifs d'accrochage enfoncés dans les éléments en béton ou par simple serrement entre les éléments.



- **Ecailles de hauteur partielle** : ces éléments (Figure 1.19) sont les plus utilisés et leur hauteur varie de 1 m à 2 m et leur épaisseur de 10 à 20 cm. Différentes formes de ces panneaux sont disponibles. Ces panneaux sont équipés de dispositifs d'accrochage intégrés à leur face arrière.

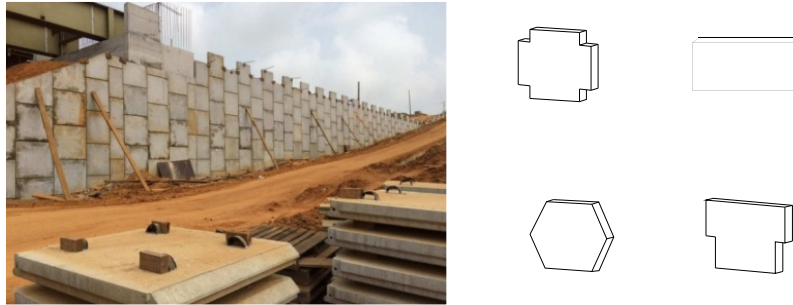


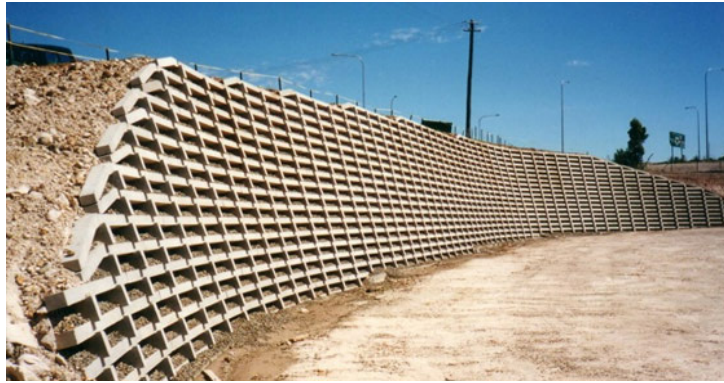
Figure 1.19 Ecailles de hauteur partielle

- **Panneaux de pleine hauteur** : ces panneaux (Figure 1.20) sont préfabriqués en une seule pièce, d'une hauteur totale égale à celle du mur. Couramment, la largeur de ces panneaux est comprise entre 1 et 3 m et leur épaisseur de 10 à 20 cm.



Figure 1.20 Panneaux de pleine hauteur

- **Panneaux inclinés** : Ce sont des éléments inclinés en béton préfabriqué (Figure 1.21), équipés de leur côté intérieur de contreforts s'appuyant sur le remblai compacté. La longueur du panneau est d'environ de 3 m et sa hauteur est de l'ordre de 1,5 m. L'inclinaison de ces panneaux est comprise entre 50° et 65° avec l'horizontale. Ces éléments sont munis de dispositifs d'accrochage ancrés dans les contreforts.



**Figure 1.21** Panneaux inclinés

- **Jardinières** : ce sont des éléments préfabriqués en béton, fréquemment composés d'une dalle inclinée (Figure 1.22), appuyée sur des contreforts extérieurs ou par des appuis latéraux basés sur le remblai compacté. Ces éléments ont fréquemment une largeur de l'ordre de 2 m et une hauteur comprise entre 0,5 m et 1 m. Les jardinières sont équipées par des dispositifs d'accrochage ancrés à l'arrière.



**Figure 1.22** Jardinières

- **Blocs modulaires** : ce sont des éléments préfabriqués en béton non armé (Figure 1.23). Ces blocs peuvent être pleins ou creux, leur masse est souvent comprise entre 20 kg et 50 kg. La hauteur des blocs est habituellement comprise entre 15 cm et 25 cm et leur longueur en face avant varie entre 20 cm et 50 cm. Dans le cas courant, chaque nappe de renforcement est scellée entre deux rangs successifs de blocs. Pour d'autres types de renforcement, les blocs peuvent être équipés par des astuces de fixation.





**Figure 1.23** Mur de soutènement en blocs modulaires

- **Système de blindage en béton** : il est composé de plaques en béton posées horizontalement glissant entre des profilés standards (Figure 1.24). Les renforcements sont couramment connectés à une glissière sur le côté arrière du profilé ou sont scellés entre les plaques. Le blocage des renforcements à l'extérieur est assuré par un dispositif de blocage.



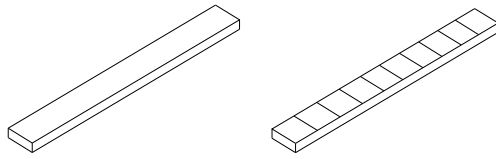
**Figure 1.24** Blindage en béton

### 1.3.4. Différents types des renforcements

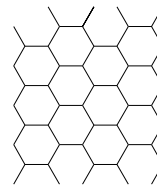
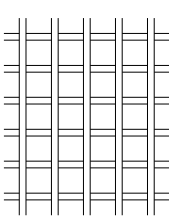
#### 1.3.4.1 Renforcements métalliques

Différents types de renforcements métalliques sont disponibles (Figure 1.25) : des bandes lisses ou à hautes adhérences, grillages tressés de différentes formes de mailles, des tiges et des barres ou sous forme des armatures en échelles.

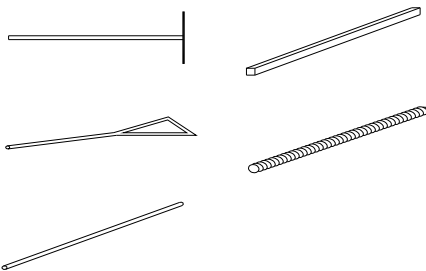
(a) bandes lisses ou à hautes adhérences



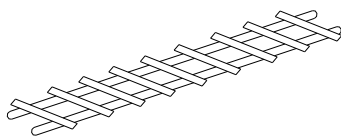
(b) grillages tressés



(c) tiges et barres



(d) armatures en échelles



**Figure 1.25** Renforcements métalliques

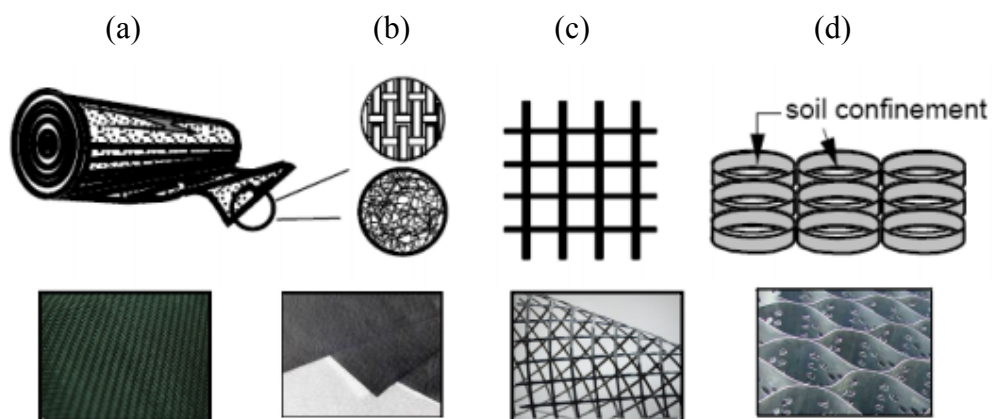
### 1.3.4.2 Renforcements par géosynthétiques

Les géosynthétiques sont des produits sous différentes formes à partir de matières synthétiques sur la base de divers polymères provenant de l'industrie chimique. Ces produits sont utilisés en contact avec les sols et les roches dans les domaines de la géotechnique, du génie civil, de l'hydrogéologie et de l'environnement (Koerner, 1990).

Les géosynthétiques sont des produits dont au moins l'un des constituants à base de polymère synthétique (polyester, polyamide, polyéthylène, ou polypropylène) ou naturel. Les centaines de produits géosynthétiques existant sur le marché peuvent être classés en 6 groupes, suivant les matières premières utilisées, les modes de fabrication et les domaines d'utilisation (séré, 1995) :

- les géotextiles, peuvent être tricotés, tissés ou non tissés,
- les géogrilles, peuvent être mono-axiales ou bi-axiales,
- les géofiliets,
- les géomembranes,
- les géocomposites,
- les "géodivers" ou "géoautes".

Des schémas illustrant les différents types des renforcements géosynthétiques sont montrés sur la figure 1.26.



**Figure 1.26** Géosynthétiques utilisées en renforcement, (a) : géotextile tissée, (b) : géotextile non tissée, (c) : géogrilles, (d) : géocellules

#### 1.3.4.3 Avantages des géosynthétiques en sols renforcés

- l'amélioration des caractéristiques mécaniques des sols ;
- la diminution des mouvements des terres ;
- la modification des structures routières et ferroviaires en augmentant leurs capacités ;
- la diminution des délais de construction ;
- l'augmentation de la stabilité et de la sécurité des remblais ;
- la conservation de l'environnement écologique ;
- l'optimisation des coûts de construction.

## 1.4. Différents types de fondations superficielles

Une fondation est dite superficielle si la profondeur d'ancrage dans le sol  $D < 1,5$ . Suivant le type de chargement ou la capacité portante du sol de fondation, trois types de fondations superficielles peuvent être distingués :

- les semelles filantes, couramment utilisées pour supporter les murs porteurs (Figure 1.27a) ;
- les semelles isolées utilisées sous les poteaux (Figure 1.27b) ;
- le radier général, utilisé lorsque la contrainte admissible du sol ne peut pas supporter l'ouvrage (Figure 1.27c).

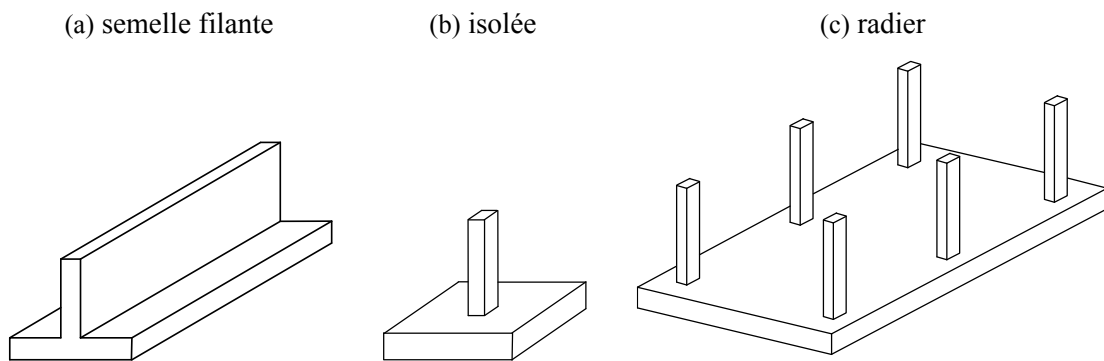


Figure 1.27 Différents types des fondations superficielles

### 1.4.1. Mécanismes de rupture sous une fondation superficielle

La capacité portante ultime  $q_u$  d'un sol est par définition, la charge extrême que le sol en-dessous et adjacent à la semelle de fondation peut supporter avant sa rupture par cisaillement. Selon la nature du sol, trois modes de mécanismes de rupture peuvent être distingués :

#### 1.4.1.1 Mécanisme de cisaillement général

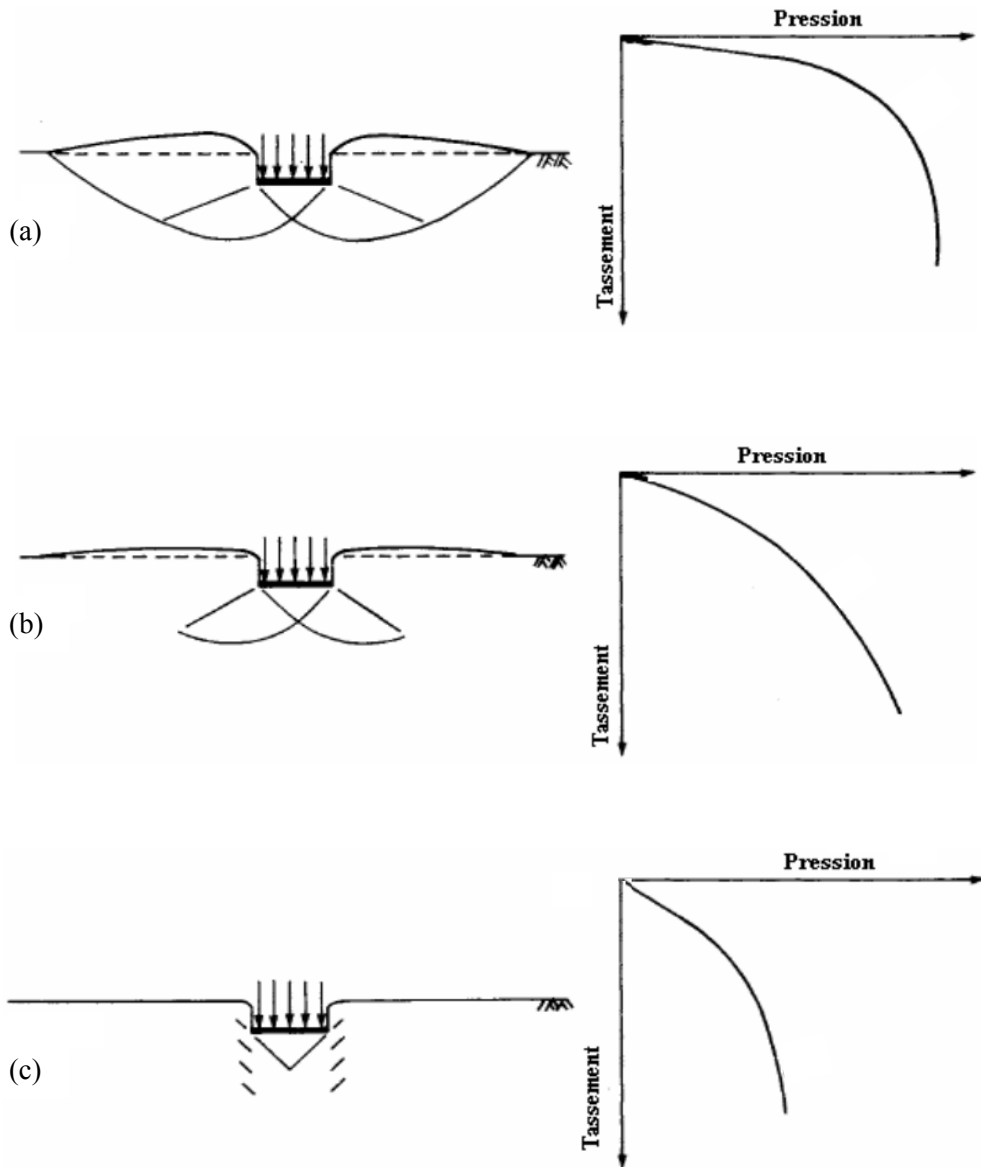
Ce mécanisme est caractérisé par la formation d'un prisme sous la base de la fondation, qui pousse le sol latéralement suivant des lignes de glissement jusqu'à la surface. L'enfoncement de la fondation provoque habituellement un soulèvement du sol. Ce cas est généralement envisagé pour les sols relativement résistants (Figure 1.28a).

### 1.4.1.2 Mécanisme de cisaillement local

Le mécanisme de cisaillement local qui se limite au voisinage immédiat de la fondation. Un enfoncement très important peut entraîner un soulèvement du sol. Ce mécanisme est couramment envisagé dans les sols très compressibles comme les sables lâches (Figure 1.28b).

### 1.4.1.3 Mécanisme de poinçonnement

La fondation s'enfonce verticalement dans le massif sans mobiliser le sol adjacent aux bords de la fondation (Figure 1.28c). Ce type de rupture est envisagé pour le cas d'un sable lâche ou un sol argileux.



**Figure 1.28** Mécanisme de rupture des fondations superficielles, (a) : cisaillement général, (b) : cisaillement local, (c) : poinçonnement

### 1.4.2. Capacité portante des sols renforcés

Les géoynthétiques ont de nombreux avantages dans le renforcement des sols situés sous les bases des fondations, plusieurs travaux de recherche ont été effectués dans ce contexte. Tous ces travaux ont montré que l'utilisation des géogrilles augmente la capacité portante des sols et diminue le tassement des fondations.

#### 1.4.2.1 Fondations filantes reposant sur des sols renforcés horizontaux

L'effet du renforcement sur la capacité portante est couramment exprimé par un rapport unidimensionnel de la capacité portante appelé (BCR : *Bearing Capacity Ratio*), donné comme suit :

$$BCR_u = \frac{q_{u(R)}}{q_u} \quad (1.1)$$

$$BCR_s = \frac{q_R}{q} \quad (1.2)$$

$BCR_u$  : rapport de capacité portante correspondant à la charge ultime.

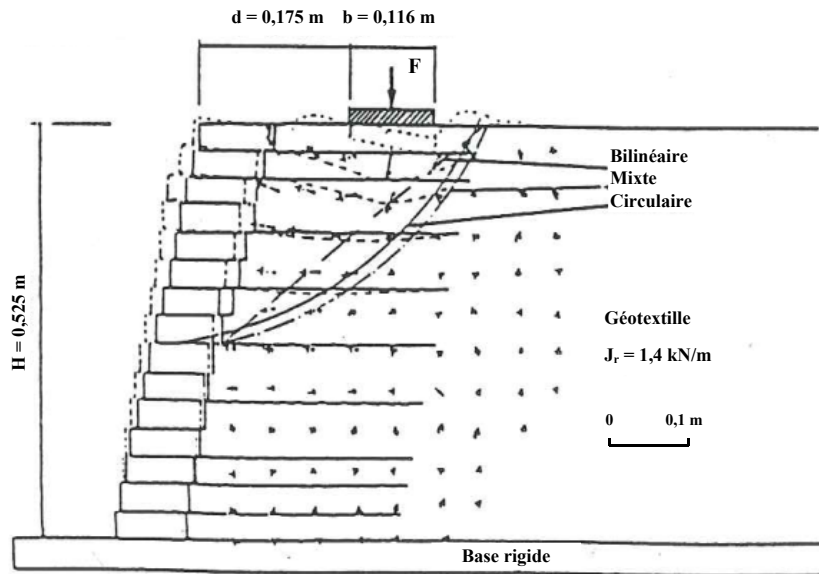
$BCR_s$  : rapport de capacité portante correspondant à un tassement donné  $\Delta S$ .

$q_{u(R)}$  et  $q_u$  : charges par unité de surface agissant sur la fondation, correspondant à la charge ultime, respectivement avec et sans renforcement.

$q_R$  et  $q$  : charges par unité de surface agissant sur la fondation, correspondant à un tassement  $\Delta S$ , respectivement avec et sans renforcement.

#### 1.4.2.2 Fondations filantes au voisinage d'un mur en sols renforcés

L'étude de la capacité portante d'une fondation filante reposant au voisinage d'un mur en sol renforcé est un cas fréquemment envisagé. Plusieurs études ont été réalisées dans ce sujet : études expérimentales en vraie grandeur (Gourc et al., 1995 ; Ahmadi et Bezuijen, 2018), en modèle réduit (Maréchal, 1999 ; Xiao et al., 2016) et par modélisation numérique (Arab et al., 2005 ; El Sawwaf, 2007 ; Ambauen et al., 2016). La figure 1.29 montre l'allure de la rupture observée lors de chargement d'une fondation filante reposant en tête d'un mur renforcé par géotextiles (Hardiyatmo, 1995).



**Figure 1.29** Rupture d'un modèle réduit d'un mur renforcé par des nappes de géotextiles, surchargé en tête (Hardiyatmo, 1995)

#### 1.4.2.3 Courbes enveloppes pour des chargements verticaux excentrés (V-M)

Les capacités portantes des sols sous les fondations peuvent être estimées en utilisant la méthode classique basée sur les coefficients correctifs. Une méthode avancée appuyée sur le traçage des courbes enveloppes a été développée pour cette raison. Cette dernière méthode a été décrite la première fois par Butterfield et Ticof (1979). Gottardi et Butterfield (1993) ont développé des équations estimant les courbes enveloppes pour différentes combinaisons de chargements en utilisant des modèles réduits.

Le traçage des courbes enveloppes peut être effectué numériquement en se basant sur deux méthodes dites "*Probe*" et "*Swipe*". Chacun de ces procédés peut être effectué selon les combinaisons des charges appropriées (horizontale, verticale et moment).

Dans le cadre de cette thèse, la méthode "*Probe*" est préconisée pour tous les calculs effectués. En outre, la combinaison étudiée est celle dite V-M (charge verticale et moment dû à l'excentricité)

Cette procédure consiste à charger progressivement la fondation (pour différentes valeurs d'excentricité) jusqu'à l'obtention de la charge limite. Chaque coordonnée obtenue ( $V/V_{\max}$ ,  $M/BV_{\max}$ ) constitue un point appartenant à la courbe V-M (Figure 1.30), où  $V$  est la charge limite à une excentricité  $e$ , donnée par unité de longueur,  $V_{\max}$  est la charge limite maximale enregistrée à travers la fondation de la largeur  $B$ ,  $M$  est le moment au niveau de la fondation dû à l'excentricité  $e$  de la charge verticale  $V$ .



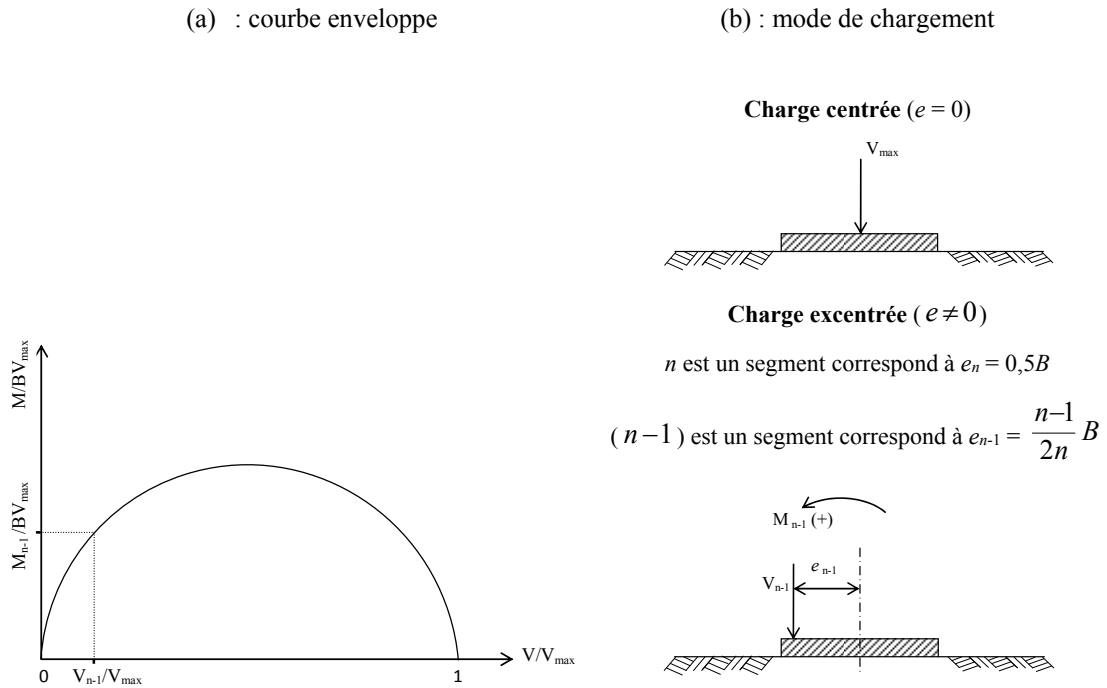


Figure 1.30 Principe de la méthode "Probe" d'un mode de chargement V-M pour un terrain horizontal

## 1.5. Action sismique

L'action sismique engendre un mouvement de terre plus ou moins violent, ce mouvement peut être caractérisé en termes d'accélération, vitesse ou déplacement. Ces mouvements sont générés par la propagation des ondes sismiques qui prennent naissance dans le foyer et se propagent à l'intérieur de la terre sous forme des ondes de volume et à l'extérieur de la terre sous forme des ondes de surface (Figure 1.31).

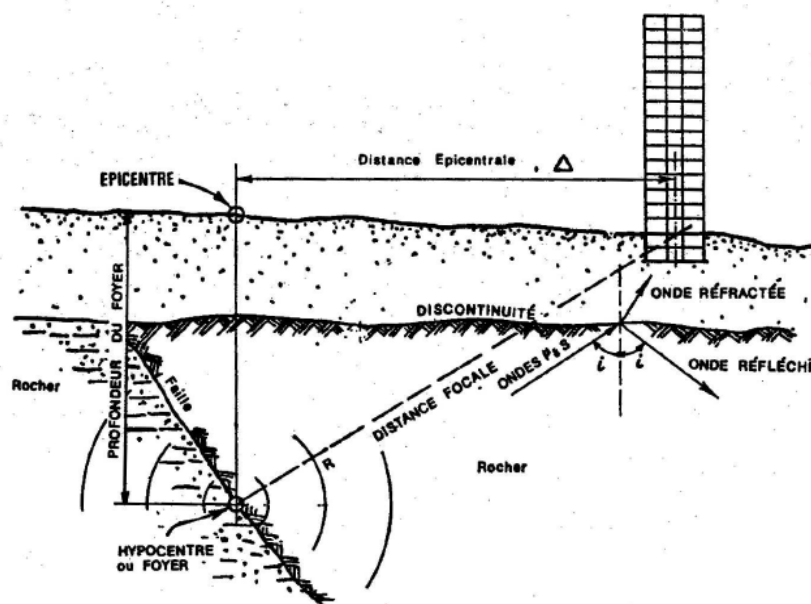


Figure 1.31 Trajectoire des ondes sismiques (Capra et Davidovici, 1982)



### **1.5.1. Paramètres de l'action sismique**

De nombreux paramètres existent pour caractériser un séisme, les plus cités dans la littérature sont les suivants :

#### **1.5.1.1 Foyer**

Le foyer (ou l'hypocentre) est le lieu d'effondrement des roches en profondeur. C'est la région d'où les ondes sismiques se libèrent.

#### **1.5.1.2 Epicentre**

L'épicentre est le point qui se situe à la verticale d'hypocentre. Le centre de la zone de plus forte intensité est appelé l'*épicentre macrosismique*. Il peut être différent de l'*épicentre réel*, dit *microsismique*, à cause de la présence d'alluvions ou des reliefs pouvant amplifier les ondes sismiques.

#### **1.5.1.3 Magnitude M**

La magnitude mesure la quantité d'énergie libérée lors d'un séisme. Elle est définie comme le logarithme décimal de l'amplitude maximale des ondes sismiques sur un sismogramme et se quantifie sur l'échelle de Richter.

#### **1.5.1.4 Intensité I**

L'intensité permet de classer qualitativement les séismes, par observation des dégâts causés. Elle varie suivant l'éloignement du foyer, la nature du sol, l'effet de site. Elle est couramment maximale à l'aplomb de site et elle diminue avec la distance (sauf effets de site, sur terrain sédimentaire par exemple). Elle se classe de 1 à 12 suivant l'échelle de Mercalli.

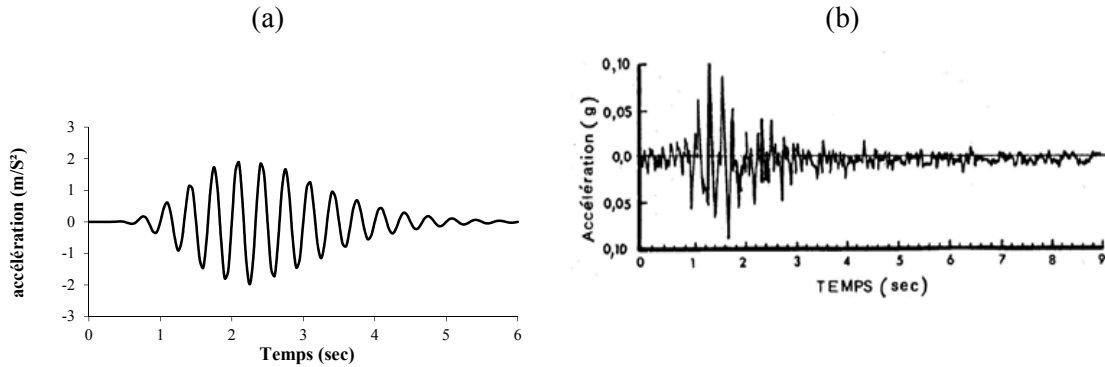
#### **1.5.1.5 Durée de la secousse sismique**

Elle a une relation directe avec sa magnitude, sa périodicité est de l'ordre de quelques secondes jusqu'à une minutes en zone fortement sismique.

#### **1.5.1.6 Accélérogrammes (sismogrammes)**

Ce sont des représentations graphiques des accélérations enregistrées au moyen des sismographes dans la zone sismique considérée, en fonction du temps. Ils peuvent être

naturels ou artificiels (Figure 1.32). Les sismogrammes déterminent à la fois l'accélération, la durée et le contenu fréquentiel.



**Figure 1.32** Accélérogrammes, (a) : artificiel, (b) : naturel

### 1.5.1.7 Accélération maximale du sol (*PGA, Pic Ground Acceleration*)

C'est un facteur primordial pour le calcul de n'importe quel type de structure. Cette valeur relève de mesures effectuées sur le site. L'accélération maximale est exprimée en  $m.s^{-2}$  ou en une fraction de la pesanteur  $g$ , valeur de l'accélération de la pesanteur.

### 1.5.1.8 Déplacement optimal du sol

Ce facteur donne une idée de l'importance du déplacement relatif du centre de gravité d'une structure par rapport à sa base, il peut être de l'ordre de quelques centimètres à un mètre en zone fortement sismique.

## 1.5.2. Propagation des ondes sismiques

Deux grands types d'ondes générées lors d'un séisme :

- les ondes de volume qui traversent la terre sous forme des ondes primaires (*P*) et de cisaillement (*S*),
- les ondes de surface qui se propagent seulement à la surface et auxquelles appartiennent particulièrement les ondes de Love et de Rayleigh.

Les figures 1.33 et 1.34 montrent respectivement les mécanismes de propagation des ondes de volume et de surface.

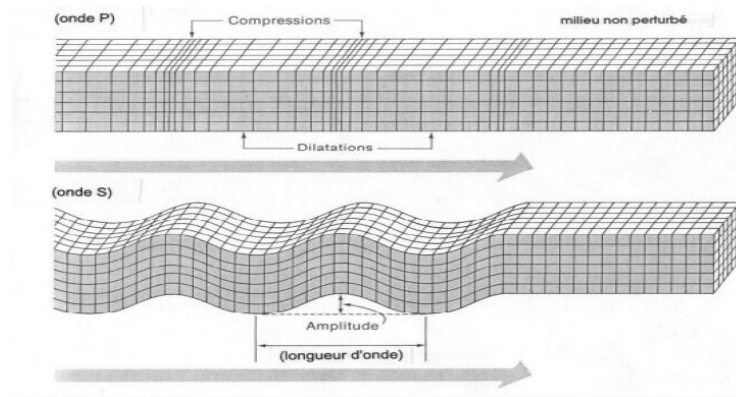


Figure 1.33 Ondes de volume

Onde de Love



Onde de Rayleigh

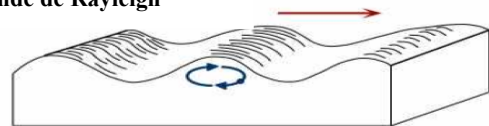


Figure 1.34 Ondes de surface

### 1.5.3 Vitesse des ondes sismiques

#### 1.5.3.1 Ondes de volume

Elles se déclenchent à partir du foyer et se propagent au fond de la terre sous deux formes :

- **Ondes de compression (ondes P)**

Ces ondes sont dites aussi primaires ou longitudinales. Elles se propagent dans tous les milieux et s'accompagnent d'un changement de volume (compression et dilatation alternées). La vitesse de ces ondes est donnée par :

$$v_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}} \quad (1.3)$$

- **Ondes de cisaillement (ondes S)**

Elles sont dites ondes de cisaillement ou ondes transversales. Ces ondes se propagent uniquement dans les solides. Les particules oscillent dans un plan vertical, à angle droit par rapport à la direction de propagation de l'onde si bien qu'à leur passage, les mouvements du sol s'effectuent perpendiculairement au sens de propagation de l'onde. Elles apparaissent en deuxième position sur les sismogrammes.

La vitesse de ces ondes est donnée par :

$$v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (1.4)$$

où  $\rho$  est la densité du milieu de propagation, où  $\lambda$  et  $\mu$  sont les constantes de Lamé données par :

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \quad (1.5)$$

$$\mu = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (1.6)$$

### 1.5.3.2 Ondes de surface

Elles se propagent en surface d'une vitesse plus lente que celle des ondes de volume. Deux types de ces ondes peuvent être distingués :

- **Ondes de Love**

Ces ondes se déplacent de la même façon que les ondes S sans mouvement vertical (oscillation horizontale). Elles causent un mouvement de vibrations latérales ou ébranlement horizontal causant de nombreux dégâts aux fondations des édifices. Sa vitesse est de l'ordre de 4 km/s.

- **Ondes de Rayleigh**

Le mouvement de ces ondes dans le sol forme des ellipses dans le plan vertical de propagation, il est analogue au mouvement d'une houle, il entraîne des compressions, des tractions ou des cisaillements dans le sol.

### 1.5.4 Amortissement matériel

Le problème lié au tremblement de terre est généralement simulé avec un modèle de déformation plane qui n'inclut pas l'amortissement géométrique. Par conséquent il convient d'inclure l'amortissement matériel adéquat pour obtenir des résultats réalistes.

La source de chargement dynamique est généralement appliquée le long du fond du modèle. Les ondes qui se propagent de la source du chargement s'amortiront au fur et à mesure de telle sorte qu'au niveau des frontières du modèle, celles-ci doivent être nettement amorties. Donc, il convient d'inclure un amortissement matériel pour obtenir

des résultats réalistes. Le code PLAXIS utilise l'amortissement de Rayleigh qui se caractérise par ses deux coefficients  $\alpha_R$  et  $\beta_R$ .

En pratique, l'amortissement est provoqué par déformations irréversibles ou par frottement (plasticité ou viscosité). L'augmentation de la plasticité ou de la viscosité provoque l'accroissement de l'énergie de vibration absorbée. Dans des formulations d'élément finis, L'amortissement généralisé est représenté par la matrice  $C$  donnée par :

$$C = \alpha_R[M] + \beta_R[K] \quad (1.7)$$

avec  $[M]$ : matrice de masse

$[K]$ : matrice de rigidité

Si la contribution de  $[M]$  est dominante, les basses fréquences sont amorties, si la contribution de  $[K]$  est dominante, les hautes fréquences sont amorties.

Les coefficients d'amortissement de Rayleigh  $\alpha_R$  et  $\beta_R$  peuvent être déterminés au moins de deux constantes d'amortissement  $\xi_i$  qui correspondent à deux pulsations  $\omega_i$ . La formule reliant  $\alpha_R$ ,  $\beta_R$ ,  $\xi_i$  et  $\omega_i$  est représentée par :

$$\alpha_R + \beta_R \omega_i^2 = 2\omega_i \xi_i \quad (1.8)$$

Combesure (2006) a indiqué que l'amortissement est pratiquement constant pour les fréquences importantes, cette indication permet de supposer que les amortissements correspondant aux deux pulsations  $\omega_1$  et  $\omega_2$  sont identiques ( $\xi_1 = \xi_2 = \xi$ ), donc les coefficients  $\alpha$  et  $\beta$  peuvent être donnés par :

$$\alpha_R = \frac{2\xi\omega_1\omega_2}{\omega_1 + \omega_2} \quad (1.9)$$

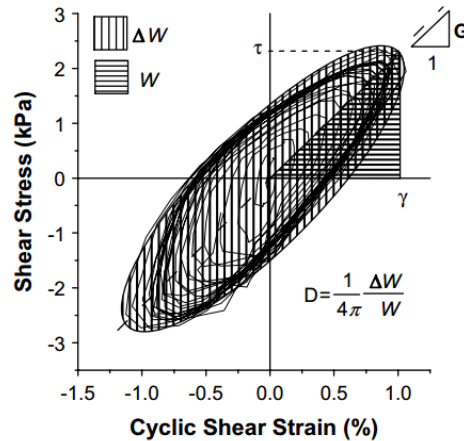
$$\beta_R = \frac{2\xi}{\omega_1 + \omega_2} \quad (1.10)$$

Le coefficient d'amortissement  $\xi$  des sols renforcés ou non renforcés peut être déterminé en utilisant la courbe distorsion-contrainte tangentielle dite hystérétique, en considérant que le matériau est parfaitement élastique (Koga et Matsuo, 1990 ; Sabermahani et al., 2009).

La figure 1.35 montre un exemple d'une courbe hystérétique pour un mur en sol renforcé (Sabermahani et al., 2009). Le coefficient d'amortissement  $\xi$  est donné par la relation :

$$\xi = \frac{1}{4\pi} \left( \frac{\Delta W}{W} \right) \quad (1.11)$$

où  $\Delta W$  et  $W$  sont respectivement les énergies emmagasinées et dissipées par cycle de contrainte en matériel parfaitement élastique.



**Figure 1.35** Relation entre la courbe hystérétique et l'amortissement critique pour le cas d'un mur en sol renforcé (Sabermahani et al., 2009)

## 1.6. Conclusion

La construction des murs de soutènement devient parfois une nécessité dans le cas des talus raides. Le choix du type de murs à construire doit répondre aux exigences : sécuritaire, économique, esthétique, etc. Le problème dynamique a des effets malveillants plus que le cas statique, c'est pour cela que des justifications supplémentaires doivent être prises en compte.

L'estimation des pressions actives des terres appliquées sur un mur de soutènement rigide, sous l'effet d'une secousse sismique, a fait l'objet de nombreuses recherches. Ces études montrent que ces pressions sont plus considérables que celles estimées dans le cas statique. Toutes les approches utilisées pour estimer les pressions latérales dynamiques ont donné des résultats très satisfaisant.

La présence de l'eau dans le sol provoque une augmentation considérable des pressions actives dynamiques par rapport au cas d'un sol sec. L'augmentation de l'accélération horizontale ou verticale engendre généralement un accroissement des pressions dynamiques. Il est aussi à noter que l'augmentation de la valeur d'angle d'interface sol-

mur ou l'augmentation de la valeur d'angle de frottement interne du remblai derrière le mur, engendre généralement une diminution des pressions dynamiques.

Le cas d'une fondation soumise aux charges verticales excentrées est fréquemment envisagé dans la pratique. La fondation peut être posée sur un terrain horizontal, au voisinage d'un talus ou au bord d'un mur de soutènement (par exemple, culée de pont). Le mécanisme de rupture, la distribution des contraintes et la capacité portante dépendent habituellement de la nature du sol d'assise de la fondation. Le renforcement par géosynthétiques augmente considérablement la portance du sol d'assise des fondations.

Les murs en sols renforcés ont de nombreux avantages par rapport aux autres types de murs, néanmoins leur utilisation dans certains cas est invalide (sols de faibles angles de frottement).

## **CHAPITRE 2 :**

# **METHODES DE CALCULS ANALYTIQUES DES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT EN SOL RENFORCE ET DES FONDATIONS SUPERFICIELLES**

### **2.1. Introduction**

Le dimensionnement des murs de soutènement en sol renforcé sollicités en tête passe par l'étude de la stabilité externe et interne. L'étude de la stabilité externe peut être vérifiée en calculant les facteurs de sécurité vis-à-vis au renversement et au glissement de la base, ainsi que la portance du sol de fondation. Cependant, l'étude de la stabilité interne concerne la vérification du facteur de sécurité contre la rupture par traction et le facteur de la sécurité vis-à-vis l'arrachement du renforcement. Les normes Françaises (NF P 94-270, 2009) et Américaines (AASHTO, 2007), sont considérées les plus utilisées dans le monde.

Ce chapitre décrit d'une part les méthodes d'estimation des tractions maximales développées dans les nappes de renforcement d'un mur en sol renforcé sollicité en tête par une fondation filante dans les cas statique et dynamique. D'autre part, il décrit les méthodes utilisées pour la détermination de la capacité portante d'une fondation reposant sur un terrain horizontal, au voisinage d'une pente ou au bord d'un mur de soutènement en sol renforcé.

### **2.2. Méthodes de calcul analytiques des murs renforcés**

#### **2.2.1. Dispositions générales**

Le dimensionnement d'un mur de soutènement en sol renforcé doit répondre aux critères de la stabilité interne et externe. Dans ce chapitre on expose les méthodes de dimensionnement des murs à parement en blocs modulaires en sol renforcé par



géosynthétiques selon les normes et les guides de dimensionnement à savoir, la norme française NF P94-270, 2009, la norme américaine AASHTO, 2007 et le guide américain FHWA (Berg et al., 2009), qui sont les plus utilisées à travers le monde.

La longueur des nappes de renforcement doit assurer les conditions de stabilité en donnant à la section du massif l'aspect d'un bloc de forme régulière. Pour conserver au massif cet aspect, il convient que les changements de longueur entre lits consécutifs soient progressifs et peu accentués.

Pour permettre au massif renforcé de garder son caractère de matériau composite et pour satisfaire les conditions courantes de stabilité mixte, il convient que l'espacement vertical des lits de renforcement  $S_v$ , ne soit pas excessif par rapport à leurs longueurs, en particulier dans la partie inférieure du massif.

## 2.2.2. Stabilité des murs renforcés en cas statique

### 2.2.2.1 Stabilité externe

Le massif du sol renforcé est examiné comme un mur poids monolithique d'une hauteur  $H$  et d'une largeur  $L$  (Philipponnat et al., 2000), (Figure 2.1).

Les efforts appliqués sur ce massif sont :

- La poussée des terres  $P_A$  agissant sur le mur, inclinée d'un angle  $\delta$ .
- Le poids du massif  $W_r$ .

La réaction de ces efforts  $R$  agissant au niveau de la base, présente une excentricité  $e$  par rapport à l'axe du remblai.

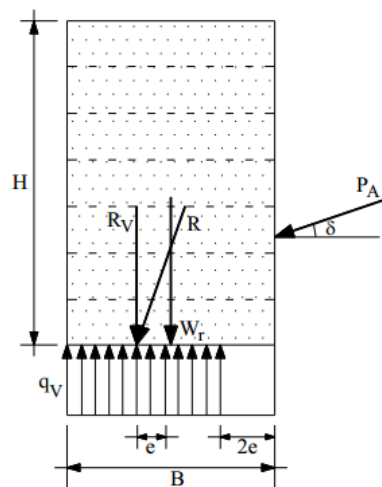
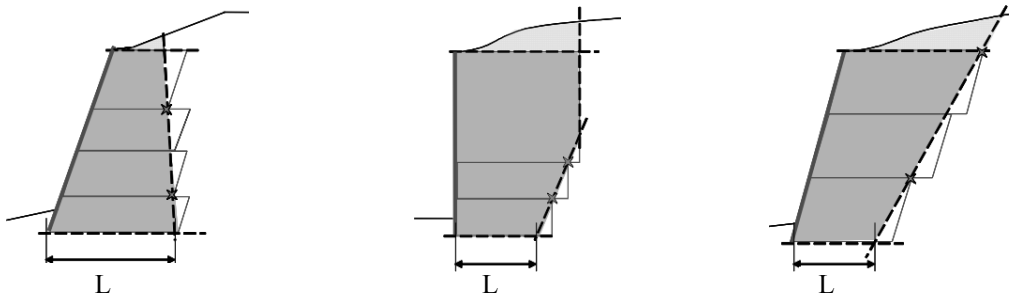


Figure 2.1. Stabilité externe (Philipponnat et al., 2000)

Notons que la stabilité externe des ouvrages de soutènement en sol renforcé est identique à celle des ouvrages de soutènement classiques. Il est nécessaire de déterminer les actions (poids de l'ouvrage, surcharges, efforts de poussée, etc...) et la largeur du massif renforcé  $L$ , sur laquelle l'ouvrage applique des contraintes normales au terrain de fondation (Figure 2.2).

La stabilité externe du massif en sol renforcé est assurée en vérifiant la stabilité vis-à-vis du glissement à l'interface avec le sol support et du poinçonnement de celui-ci.



**Figure 2.2** Exemples de contours à prendre en compte pour la vérification de la stabilité externe d'un ouvrage en sol renforcé (NF P94-270, 2009)

### 2.2.2.2 Stabilité interne

Derrière l'ouvrage de soutènement en sols renforcés, deux zones de comportements différents peuvent apparaître (Hausmann, 1990), à savoir (Figure 2.3) :

- une zone instable située juste derrière le parement, le massif du sol dans cette zone est en état d'équilibre limite, les renforcements dans cette zone sont en état de traction ;
- une zone stable où l'ancrage des renforcements les met en état d'arrachement, de telle sorte qu'ils peuvent absorber l'effort de traction auquel ils sont soumis.

Le dimensionnement visant la stabilité interne consiste à calculer les efforts maximaux de traction dans les nappes géosynthétiques, puis à déterminer la longueur de nappes géosynthétiques, à conditions qu'il n'y aura pas de défaut d'adhérence.

La vérification de la stabilité interne passe par trois étapes :

1<sup>ère</sup> étape : détermination de la ligne des tractions maximales,

2<sup>ème</sup> étape : calcul de la résistance à l'arrachement,

3<sup>ème</sup> étape : détermination du renforcement requis.

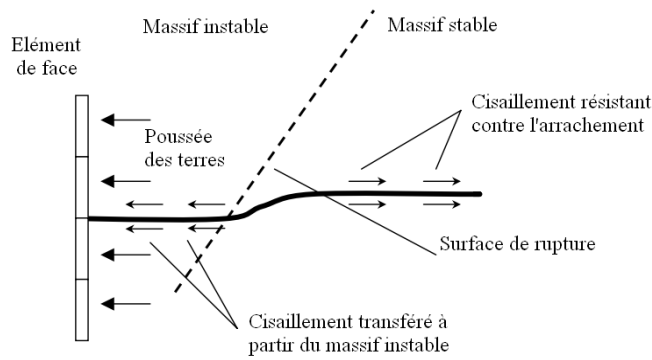


Figure 2.3 Mécanisme de renforcement d'un ouvrage de soutènement (Hausmann, 1990)

**1<sup>ère</sup> étape : Détermination de la ligne des tractions maximales et la hauteur mécanique.**

La hauteur mécanique d'un ouvrage  $H_m$ , est défini par le niveau à partir duquel est comptée la profondeur  $y$  (Figures 2.4 et 2.5), pour notre cas, la hauteur mécanique égale à la hauteur du mur :  $H_m = H$ . La zone transversale ( $L$ ) renforcée, derrière un ouvrage de soutènement vertical ou incliné doit respecter la condition  $0,6H \leq L \leq H$  (AASHTO, 2009), ou voisine de  $0,7H$  (NF P94-270, 2009).

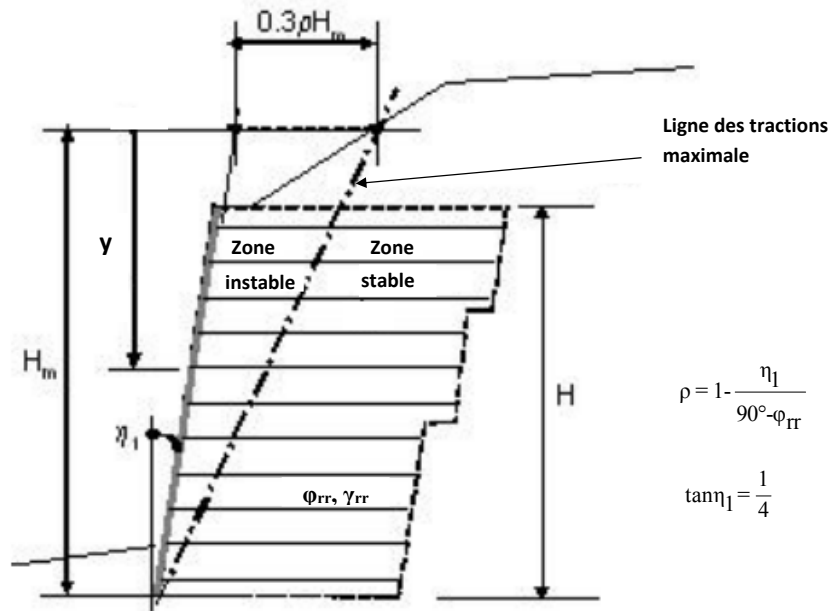
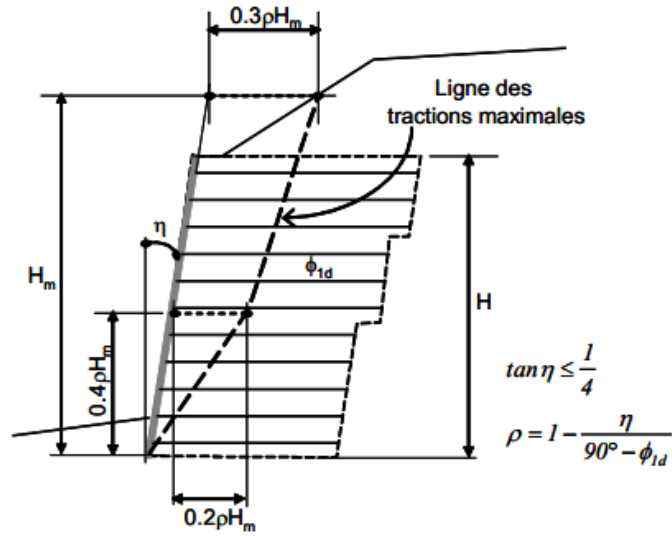


Figure 2.4 Hauteur mécanique et position de la ligne des tractions maximales pour les armatures extensibles (AASHTO, 2009)



**Figure 2.5** Hauteur mécanique et position de la ligne des tractions maximales pour les armatures inextensibles (AASHTO, 2009)

**2<sup>ème</sup> étape : Détermination des tractions maximales.**

La traction maximale dans chaque nappe géosynthétique peut être donnée par :

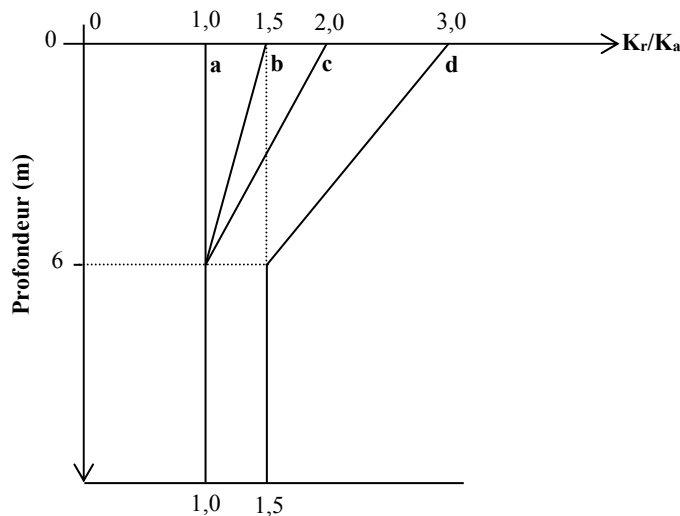
$$T_{\max} = \sigma_h S_v \quad (2.1)$$

La pression horizontale à la profondeur z est donnée par :

$$\sigma_h = K_r (\sigma_v + \Delta\sigma_v) \quad (2.2)$$

$S_v$  : l'espaceur vertical entre deux nappes géosynthétiques successives.

$K_r$  : coefficient de poussée des terres variant suivant le matériau du renforcement (Figure 2.6).



**Figure 2.6** Détermination du coefficient  $K_r$  selon la nature du renforcement (AASHTO, 2009)

**Notations :**

- a) géotextiles.
- b) géogrilles.
- c) armatures métalliques et bandes peu extensibles ou géosynthétique.
- d) nappes d'armatures et treillis métalliques.

La contrainte verticale du sol renforcé à la profondeur  $z$  est donnée par :

$$\sigma_v = \gamma_{rr} y \quad (2.3)$$

La contrainte verticale due à la diffusion des charges transmises par la fondation est donnée par :

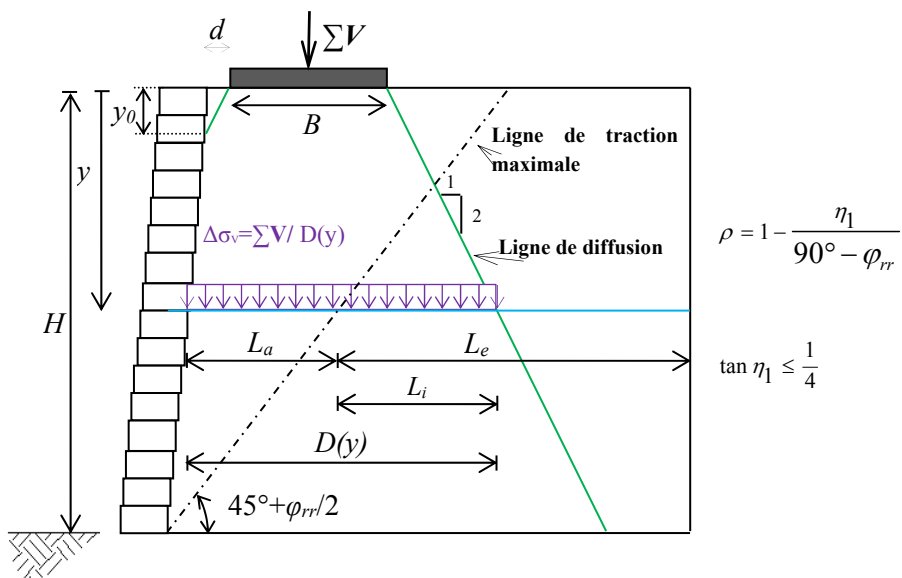
$$\Delta\sigma_v = \frac{\sum V_a}{D(y)} \quad (2.4)$$

avec :

$$D(y) = \begin{cases} B - 2e + y_0 & \text{si } y_0 \leq 2d \\ d + B - 2e + y_0 / 2 & \text{si } y_0 > 2d \end{cases} \quad (2.5)$$

$D(y)$  : largeur effective à la profondeur  $z$ , due à la diffusion de la charge appliquée sur la fondation (Figure 2.7).

$e$  : excentricité de la charge verticale.



**Figure 2.7** Diffusion de la charge verticale dans le sol renforcé

La résistance ultime maximale du renforcement est donnée comme suit :

$$T_{\max} \leq \frac{T_{ult}}{F_s} \quad (2.6)$$

$T_{ult}$  : résistance à la traction limite du renforcement déterminée par le fabricant.

$F_s$  : facteur de sécurité (FHWA, 2009 et NCHRP, 2006).

### 3<sup>ème</sup> étape : Résistance à l'arrachement (adhérence)

La résistance à l'arrachement d'interaction sol-renforcement (FHWA, 2009 et NCHRP 2006), peut être déterminée comme suit :

$$P_r = F^* \alpha \sigma_v L_e C R_c \quad (2.7)$$

$F^*$  : coefficient d'adhérence sol-renforcement, ( $F^* = 2 \tan \varphi_{rr} / 3$ ).

$\alpha$  : facteur correctif, en général,  $0,6 \leq \alpha \leq 1$ , pour les géosynthétiques  $\alpha = 0,6$  (FHWA, 2009 et NCHRP, 2006).

$\sigma_v L_e$  : force verticale au niveau de la nappe géosynthétique considérée.

$$\sigma_v L_e = \sigma_{vs} L_e + \Delta \sigma_v L_i \quad (2.8)$$

$L_e$  : longueur de l'ancrage dans la zone passive derrière la surface de rupture, à la profondeur  $z$  (Figure 2.7).

$$L_e = L - L_a$$

$L_a$  : longueur de l'ancrage dans la zone active à la profondeur  $z$  (Figure 2.7).

$$L_a = (H-z) \tan(45^\circ - \varphi_{rr}/2).$$

$L_i$  : longueur de l'encastrement comprise entre la zone d'influence et la ligne du glissement à la profondeur  $z$  (Figure 2.7)

$C$  : périmètre conventionnel de la surface du renforcement,  $C = 2$  pour les bandes, les grilles et les nappes.

$R_c$  : rapport de couverture du renforcement,  $R_c = 1,0$  à  $100$ .

$\sigma_{vs}$  : contrainte verticale du sol renforcé à la profondeur  $z$ .

$$\sigma_{vs} = \gamma_{rr} y \quad (2.9)$$

$\Delta\sigma_v$  : contrainte verticale due à la diffusion des charges transmises par la fondation (Figure 2.7), donnée par l'équation (2.16).

$D(y)$  : largeur effective de la charge appliquée à la profondeur  $z$  (Figure 2.7), donnée par l'équation (2.4).

L'effort de traction maximale  $T_{max}$  dans le renforcement à la profondeur  $z$  est donnée par l'équation (2.13).

Le facteur de sécurité de la résistance d'interaction sol-renforcement,  $F_{S, \text{arrachement}}$ , doit répondre à la condition suivante :

$$F_{S, \text{arrachement}} = \frac{P_r}{T_{\max}} \succ 1,5 \quad (2.10)$$

### 2.2.3. Stabilité des murs renforcés en cas dynamique

#### 2.2.3.1 Stabilité externe

Pour vérifier la stabilité externe des murs renforcés en cas dynamique, on se base sur la méthode des déplacements. Les démarches de la méthodologie sont présentées dans le code Américain (AASHTO, 2007).

#### 2.2.3.2 Stabilité interne

Le séisme engendre une force d'inertie dynamique  $P_I$  qui se produit dans la zone active, elle agit horizontalement au centre de gravité du massif de la zone instable. La quantité de la charge dynamique est déterminée comme suit :

$$P_I = k_{av} W_a \quad (2.11)$$

où  $k_{av}$  est un coefficient d'accélération moyenne (AASHTO, 2007),  $W_a$  est le poids du massif de la zone active (secteur hachuré sur la figure 2.8).

La force  $P_I$  engendre une augmentation dynamique des forces de traction maximales dans les renforcements. Donc, ces renforcements doivent être conçus pour absorber les efforts horizontaux générés par la force d'inertie  $P_I$ , en plus des efforts statiques. Pendant l'évaluation de la stabilité interne, on suppose que l'emplacement et les lignes de force de traction maximales ne changent pas pendant le chargement sismique (FHWA, 2009).

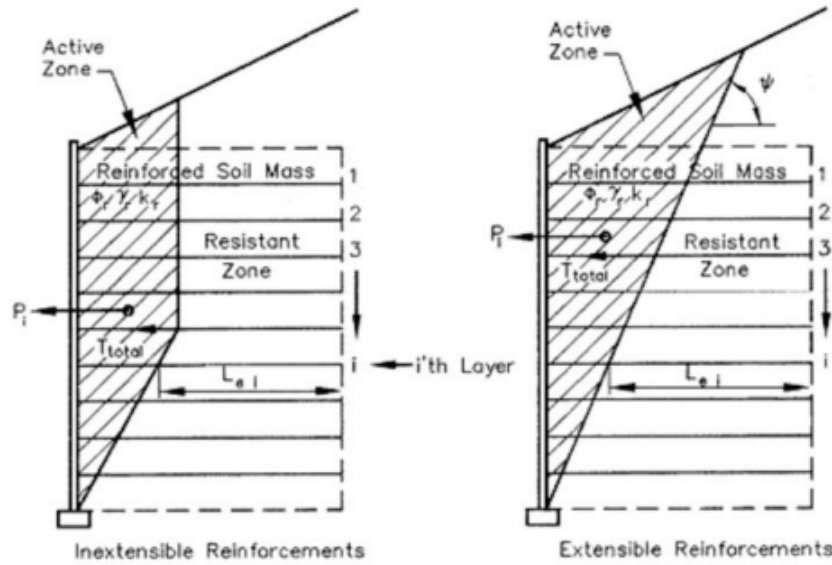


Figure 2.8 Stabilité interne d'un mur renforcé sous l'effet sismique

### *Traction ultime*

L'incrément dynamique de la traction  $T_{md}$ , induit par la force d'inertie  $P_I$ , au niveau de la nappe  $i$  est donné par :

$$T_{md} = \frac{P_I}{n} \quad (2.12)$$

où  $n$  est le nombre de nappes de renforcement du sol dans la zone renforcée.

La force de traction totale (statique et dynamique) vaut :

$$T_{totale} = T_{max} + T_{md} \quad (2.13)$$

où  $T_{max}$  est la traction maximale engendrée dans le renforcement au niveau  $i$ , dans le cas statique.

L'effort de traction requis pour résister à la charge statique est donné par :

$$S_{rs} \geq \frac{T_{max} RF}{\Phi R_c} \quad (2.14)$$

L'effort de traction requis pour résister à la charge dynamique est donné par :



$$S_{rt} \geq \frac{T_{md} R_{FD} R_{FID}}{\Phi R_c} \quad (2.15)$$

**Notations :**

$\Phi$  : facteur de résistance pour l'adhérence du renforcement = 1.20 ; Tableau 11.5.6-1 de AASHTO (2007).

$R_{FD}$  : facteur de réduction qui tient en compte les agressions chimiques dues à l'environnement dans lequel les renforcements sont placés (AASHTO, 2007).

$R_{FID}$  : facteur de réduction qui tient en compte les dégradations mécaniques subies par les renforcements lors de leur mise en place (AASHTO, 2007).

Par conséquent, la force de traction ultime dans le renforcement géosynthétique est donnée par :

$$T_{ult} = S_{rs} + S_{rt} \quad (2.16)$$

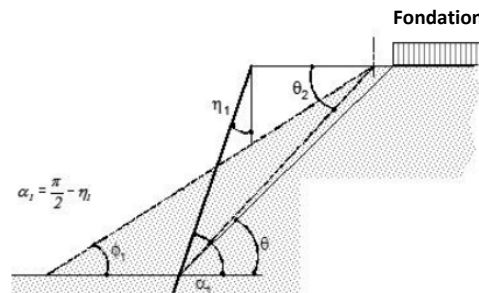
La longueur du renforcement dans la zone résistante doit satisfaire à la condition suivante :

$$L_e \geq \frac{T_{totale}}{0,8\Phi F^* \alpha \sigma_v C R_c} \quad (2.17)$$

où les facteurs,  $\alpha$ ,  $C$  et  $R_c$  sont définis à la 3<sup>ème</sup> étape du paragraphe 2.2.2.2.

**2.2.4. Influence de la distance de localisation de la fondation**

La figure 2.9 présente une configuration illustrant les conséquences qui peuvent apparaître dans le cas d'une fondation reposant en haut du mur selon les normes NF P94-270 (2009).



**Figure 2.9** Fondation posée en tête d'un mur (NF P94-270, 2009)

Le tableau 2.1 récapitule les degrés de conséquences d'une fondation positionnée en haut d'un mur renforcé, selon sa distance à la crête.

**Tableau 2.1** Classe de conséquence d'une fondation posée en tête d'un mur renforcé  
(NF P94-270, 2009)

$\theta$	Classe de conséquence
$\theta < \theta_2 = \frac{2\alpha + \varphi_{rr}}{3}$	CC1 ou CC2
$\theta \geq \theta_2 = \frac{2\alpha + \varphi_{rr}}{3}$	CC3

**Notations :**

CC1 : conséquences faibles, où les effets sont faibles ou négligeables sur les personnes, et/ou sur l'ouvrage à construire ou les constructions avoisinantes en termes sociaux, économiques ou d'environnement.

CC2 : conséquences moyennes où les effets sont modérés sur les personnes, et/ou des effets importants sur l'ouvrage à construire ou les constructions avoisinantes, en termes sociaux, économiques ou d'environnement.

CC3 : conséquences élevées, où les effets sont importants sur les vies humaines et/ou des conséquences très importantes sur l'ouvrage à construire ou les constructions avoisinantes en termes sociaux, économiques ou d'environnement.

### 2.3. Capacité portante d'une fondation filante

La capacité portante ultime d'une fondation superficielle est la charge maximale que peut supporter le sol sous la fondation. Le chargement des fondations positionnées au voisinage de la crête des talus ou des ouvrages de soutènement est un cas fréquemment envisagé dans la pratique. Dans ce cas, la capacité portante diminue d'une façon considérable, notamment dans le cas où les charges verticales soient excentrées.

Parmi les diverses méthodes utilisées pour estimer la capacité portante ultime des fondations superficielles, citons :

- La méthode des caractéristiques (méthode des lignes du glissement) ;
- La méthode d'analyse limite ;
- La méthode de l'équilibre limite ;

- La méthode des éléments finis.

La théorie de la capacité portante citée dans le cadre de cette thèse a été établie pour une fondation reposant sur un milieu homogène semi infini. Pour la présente étude, nous nous intéressons au cas de fondation filante rugueuse.

### 2.3.1. Fondation filante soumise à une charge verticale centrée

#### 2.3.1.1 Equation de capacité portante de Terzaghi

Terzaghi (1943) a amélioré la solution proposée par Prandtl (1921), en considérant la rugosité de la fondation et le poids de la zone de rupture. Le mécanisme de rupture par cisaillement du sol de la fondation est pratiquement similaire à celui proposé par Prandtl (Figure 2.10).

La formule générale de Terzaghi (1943) utilisée pour estimer la valeur de la capacité portante d'une fondation superficielle filante est donnée par :

$$q_{ult} = 0,5\gamma B N_{\gamma} + \gamma D N_q + c N_c \quad (2.18)$$

$N_{\gamma}$  : terme de surface, relatif à la largeur de la fondation  $B$  ;

$N_q$  : terme de profondeur, relatif à l'ancrage de la fondation  $D$  ;

$N_c$  : terme de cohésion, relatif à la cohésion du milieu  $c$ .

$$\begin{cases} N_{\gamma} = \frac{1}{2} \tan \varphi \left( \frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \varphi} - 1 \right) \\ N_q = \exp \left[ \left( \frac{3\pi}{2} + \varphi \right) \tan \varphi \right] / 2 \cos^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \\ N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \end{cases} \quad (2.19)$$

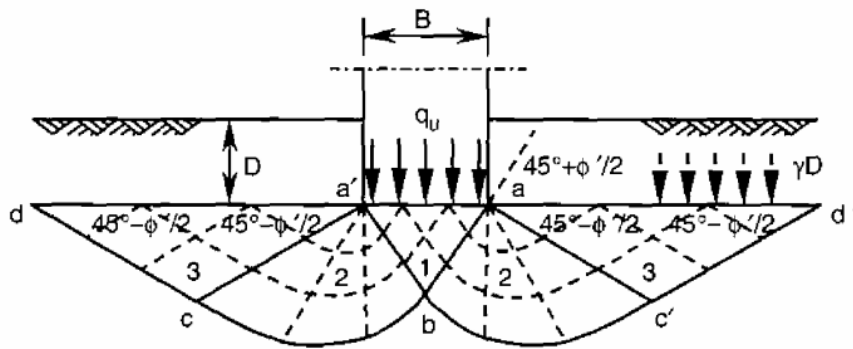


Figure 2.10 Mécanisme de rupture du sol sous une fondation filante

Le terme  $K_{p\gamma}$  est estimé à partir de l'équilibre limite du mécanisme de rupture. Ce paramètre est donné par les tables de Caquot-Kérisel (1948), ou par la formule approximative suivante :

$$K_{p\gamma} = (8\varphi'^2 - 4\varphi' + 3,8) \tan^2 \varphi' \left( \frac{\pi}{3} + \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (2.20)$$

### 2.3.1.2 Calcul de la capacité portante de Caquot-Kérisel

Caquot et Kérisel (1953) ont proposé des formules semblables à celles de Terzaghi (1943). La détermination de la force portante du sol constitue une application de la théorie de la pression des terres. L'étude faite par Caquot et Kérisel (1953) considère une fondation filante ancrée dans un sol homogène à surface horizontale et supportant une charge verticale centrée. Les facteurs de portances élaborés sont donnés par les équations (2.21).

$$\begin{cases} N_\gamma = \left[ \cos\left(\frac{\pi - \varphi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) / 2 \sin^2\left(\frac{\pi + \varphi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \right] \left[ K_p - \sin\left(\frac{\pi - \varphi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \right] \\ N_q = \exp(\pi \tan \varphi) \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \\ N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \end{cases} \quad (2.21)$$

où  $K_p$  est le coefficient de butée.

### 2.3.1.3 Capacité portante de Meyerhof

Meyerhof (1963) a expliqué que la portance des fondations filantes peut être évaluée en utilisant l'équation générale donnée par Terzaghi, en se servant des formules établies par Prandtl (1921) dans le but de la détermination du facteur  $N_c$ , Reissner (1924) pour la détermination du facteur  $N_q$  et par lui-même dans le but de donner une valeur approchée de  $N_\gamma$ . Ces facteurs, estimés en négligeant la résistance au cisaillement dans le sol sous la base de la fondation, sont données par les équations (2.22)

$$\begin{cases} N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1,4\varphi) \\ N_q = \exp(\pi \tan \varphi) \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \\ N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \end{cases} \quad (2.22)$$

### 2.3.1.4 Capacité de portance selon l'Eurocode

La formule de la capacité de portance des fondations superficielles donnée selon l'Eurocode est similaire à celle décrite par Terzaghi, où les expressions littérales des trois facteurs de portance précédents sont les suivantes :

$$\begin{cases} N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi \\ N_q = \exp(\pi \tan \varphi) \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \\ N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \end{cases} \quad (2.23)$$

Le tableau 2.2 récapitule des différentes valeurs des facteurs de portances, estimées par plusieurs recherches.

**Tableau 2.2** Valeurs des facteurs de portance  $N_\gamma$ ,  $N_q$  et  $N_c$  pour une fondation filante, estimées par plusieurs approches

$\varphi$ (°)	Terzaghi			Meyerhof			Eurocode 7		
	$N_\gamma$	$N_q$	$N_c$	$N_\gamma$	$N_q$	$N_c$	$N_\gamma$	$N_q$	$N_c$
0	0	1	5,70	0	1	5,14	0	1	5,1
5	0,14	1,64	7,34	0,07	1,57	6,49	0,11	1,6	6,5
10	0,56	2,69	9,61	0,37	2,47	8,35	0,5	2,5	8,3
15	1,52	4,45	12,86	1,13	3,94	10,98	1,6	3,9	11
20	3,64	7,44	17,69	2,87	6,40	14,83	4,6	6,4	14,8
25	8,34	12,72	25,13	6,77	10,66	20,72	9	10,7	20,7
30	19,13	22,46	37,16	15,67	18,40	30,14	20	18,4	30,1
35	45,41	41,44	57,75	37,15	33,30	46,12	45	33,3	46,1
40	115,31	81,27	95,66	93,69	64,20	75,31	106	64,2	75,3
45	325,34	173,28	172,28	262,74	134,88	133,88	268	134,9	133,9

### 2.3.2. Fondation filante soumise à des charges verticales excentrées

Pour ce cas, Meyerhof (1953) a indiqué que, pour les charges excentrées, la pratique implique de faire le calcul de portance sur une fondation filante de largeur  $B'$  réduite :

$$B' = B - 2e \quad (2.24)$$

( $B'$  correspond à la surface hachurée  $AA''$  de la figure 2.11) et de négliger la partie de la fondation la plus éloignée (zone  $A''A'$ ). La charge limite  $V_u$  par unité de longueur de la fondation est alors égale à :

$$V_u = B' q_u = B' \left( 0,5 \gamma B' N_\gamma + q N_q + c N_c \right) \quad (2.25)$$

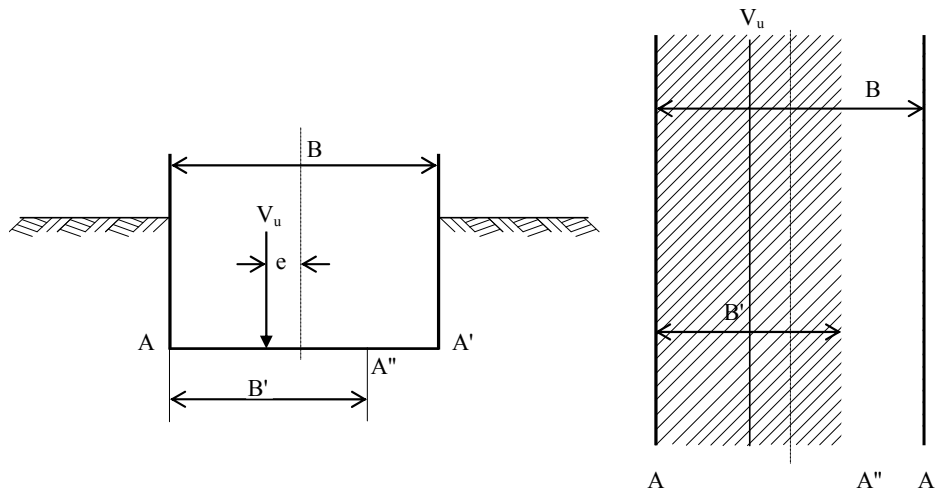


Figure 2.11 Principe de la charge excentrée d'une semelle filante

En substituant la largeur réelle de la fondation dans la formule précédente, on obtient :

$$V_u = B' q_u = B \left( \frac{B'}{B} q_u \right) \quad (2.26)$$

Après simplification, on aura :

$$V_u = B \left[ 0,5 \left( 1 - \frac{2e}{B} \right)^2 \gamma B N_\gamma + \left( 1 - \frac{2e}{B} \right) q N_q + \left( 1 - \frac{2e}{B} \right) c N_c \right] \quad (2.27)$$

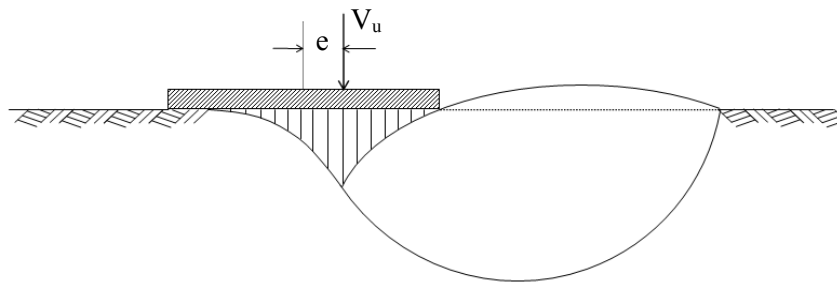
Costet et Sanglerat (1983) ont décrit d'une manière détaillée les différentes approches adoptées pour l'estimation de la capacité portante. Pour le calcul des fondations superficielles, ils ont recommandé d'utiliser la formule :

$$q_u = 0,5 \left( 1 - 0,2 \frac{B}{L} \right) \gamma B' N_\gamma + q N_q + \left( 1 + 0,2 \frac{B}{L} \right) c N_c \quad (2.28)$$

où  $L$  est la longueur de la fondation. Pour l'excentrement des charges, ils ont gardé la réduction de dimensions adoptées par Meyerhof, ce qui est équivalent aux coefficients réducteurs suivants :

$$\begin{cases} e_\gamma = \left(1 - \frac{2e}{B}\right)^2 \\ e_q = e_c = \left(1 - \frac{2e}{B}\right) \end{cases} \quad (2.29)$$

Des essais effectués sur des modèles réduits ont montré que pour un milieu pulvérulent, le coin développé sous la fondation garde la même forme que pour une charge verticale centrée, néanmoins ses dimensions se réduisent, de telle manière que la ligne d'action du chargement et l'axe de symétrie du coin coïncident (Figure 2.12).



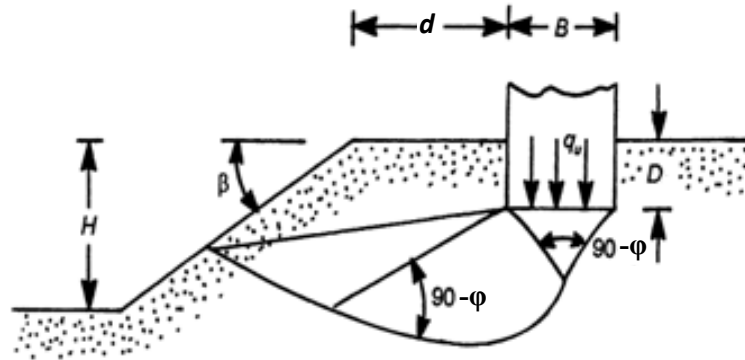
**Figure 2.12** Formation d'un coin élastique sous la base d'une fondation soumise à une charge excentrée

### 2.3.3. Fondation filante soumise à des charges verticales centrées ou excentrées, reposant sur une pente

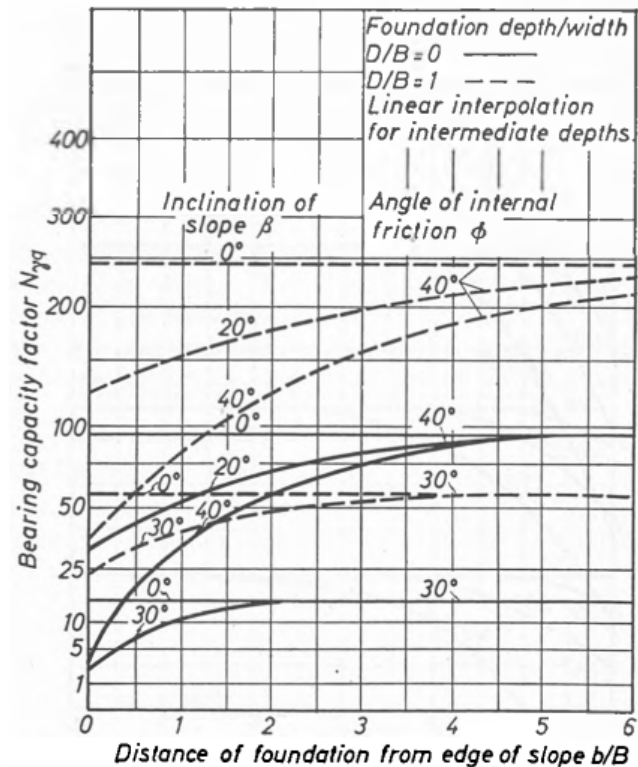
Le mécanisme de rupture d'une fondation filante reposant au sommet d'une pente est asymétrique (Figure 2.13), où  $q_u$  est la charge répartie ultime appliquée sur la fondation. La figure 2.14 montre que la capacité portante du sol sous une fondation superficielle diminue d'une façon considérable en se rapprochant du sommet d'une pente (Meyerhof, 1957). En outre, la variation du facteur de portance  $N_{\gamma q}$  dépend de la distance relative entre la fondation et la crête de la pente  $d/B$ , de l'angle du talus  $\beta$ , du rapport d'ancrage de la fondation  $D/B$  et de l'angle du frottement  $\phi$ . La valeur de la capacité portante est inversement proportionnelle avec l'inclinaison de la pente  $\beta$  (Figure 2.14).

Le renforcement de la pente par éléments géosynthétiques engendre l'augmentation de la capacité portante du sol d'assise par rapport à une pente non renforcée (Rostami et Ghazavi, 2015). En outre, la portance du sol est influencée par le signe d'excentricité de

la charge limite (Figure 2.15) (+ e, désigne l'excentricité dans le sens des moments positifs M(+), - e désigne l'excentricité dans le sens des moments négatifs M (-), où  $e=M/V_u$ ).



**Figure 2.13** Mécanisme de rupture d'une fondation filante au sommet d'une pente, soumise à une charge centrée



**Figure 2.14** Facteur de portante  $N_{\gamma q}$  d'une fondation filante, reposant au sommet d'une pente en sol pulvérulent (Meyerhof, 1957)



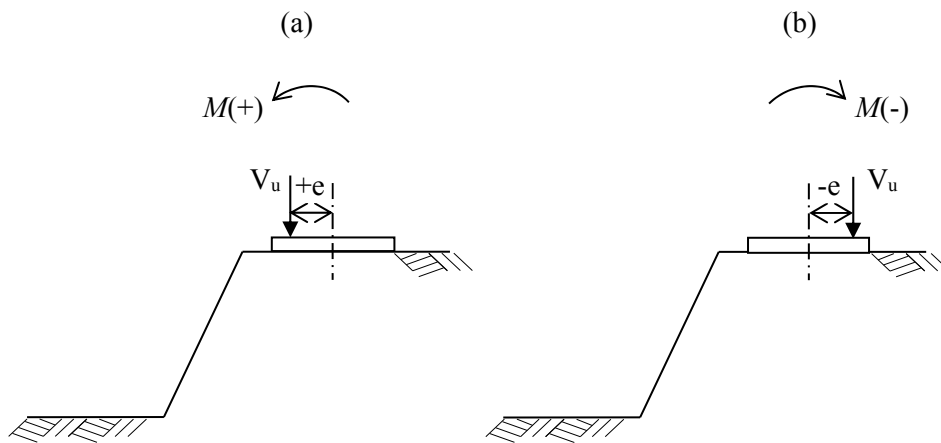


Figure 2.15 Convention de signe, (a) : signe positif, (b) : signe négatif

## 2.4. Conclusion

Les deux méthodes de dimensionnement des murs renforcés décrites dans ce chapitre (la norme française NF P 94-270, 2009 et la norme américaine AASHTO, 2007) présentent en effet, une différence notable dans la justification à la rupture, soit vis-à-vis de la stabilité externe ou la stabilité interne. La recherche bibliographique sur les déformations des murs en sol renforcé qui a été faite dans ce chapitre montre que :

L'évaluation du déplacement de l'ouvrage en sol renforcé est assez complexe puisque la déformation totale est une combinaison de plusieurs intervenants, à savoir : le tassement de base, la déformation produite pendant la construction, la déformation due aux charges de compactage et aux surcharges routières, pressions des terres derrière le mur et la déformation due au fluage de la géosynthétique.

De nombreux travaux de recherches ont montrés que les déformations dépendent également de plusieurs facteurs, à titre d'exemple, l'augmentation de l'espacement vertical entre les couches ou la diminution de la rigidité de renforcements.

Pour estimer les mouvements du sol de ce type d'ouvrage, les géotechniciens disposent plusieurs outils empiriques, analytiques et encore numériques. Jusqu'à présent, les méthodes numériques présentent l'outil le plus efficace pour simuler les murs renforcés.

## **CHAPITRE 3 :**

# **ETUDE D'UNE FONDATION FILANTE POSEE SUR UN SOL HORIZONTAL ET SUR UNE PENTE**

### **3.1. Introduction**

L'estimation de la capacité portance d'une fondation filante reposant sur un sol purement frottant sous l'effet d'un chargement excentrique et/ou incliné est un problème important dans le domaine géotechnique. Dans la littérature, il y a deux méthodes pour déterminer la capacité portance des fondations filantes soumises aux chargements excentrés et/ou inclinés : la méthode classique, en utilisant des facteurs de correction et la méthode avancée employant les courbes enveloppes correspondant au mode de chargement.

Différentes études ont été consacrées à l'évaluation de la capacité portance d'une semelle filante reposant sur un terrain horizontal et soumise aux charges excentrées et/ou inclinées (Meyerhof 1953, 1963 ; Gottardi et Butterfield 1993 ; Loukidis et al., 2008 ; Lu et al., 2014 ; Braim et al., 2016 ; Behera, 2018).

La configuration particulière d'une fondation superficielle placée au bord d'une pente est un cas fréquemment envisagée dans la pratique. Plusieurs études ont été effectuées dans ce contexte pour estimer la capacité portante du sol au voisinage d'une pente (Meyerhof, 1957 ; Maloum et Sieffert, 2002 ; Cascone et Casablanca, 2016 ; Moayedi et Hayati, 2018). Toutes les études effectuées ont montré que la portance du sol diminue considérablement, tout en rapprochant la fondation de la crête du talus. En outre, Georgiadis (2010) a étudié la capacité portante en utilisant des courbes enveloppes correspondant à chaque mode de chargement, pour différents paramètres géométriques et mécaniques du sol.

Dans la présente étude, le calcul de la capacité portante d'une fondation filante rugueuse soumise aux charges verticales excentrées reposant sur un sol horizontal ou en tête d'une pente sont étudiés, en utilisant le code de calcul PLAXIS. Les résultats sont représentés sous forme des courbes enveloppes d'un chargement vertical excentré (V-M), où V est la charge verticale de rupture et M est le moment dû à l'excentricité e de cette charge. La courbe enveloppe représente la surface qui régit la rupture du sol sous la fondation. Les points déterminant la courbe enveloppe sont obtenus par l'analyse "Probe". L'effet de la distance relative d/B entre la crête de pente et la fondation est étudié. Les résultats obtenus sont comparés à ceux disponibles dans la littérature.

### 3.2. Revue des travaux antérieurs

La détermination de la capacité portante d'une fondation superficielle reposant sur un sol horizontal est basée sur l'estimation des facteurs de portance. L'expression générale de la capacité portante d'une fondation filante a été proposée par Terzaghi (1943) comme suit :

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + q N_q + c N_c \quad (3.1)$$

où  $q_u$  est la capacité portante,  $\gamma$  est le poids volumique du sol,  $q$  est la surcharge au-dessus de la base de la fondation,  $c$  est la cohésion du sol,  $B$  est la largeur de la fondation,  $N_\gamma$ ,  $N_q$ ,  $N_c$  sont les facteurs de portance représentant respectivement, le terme de surface, de la surcharge  $q$  et de la cohésion  $c$ .

Plusieurs méthodes disponibles dans la littérature ont pour objet d'estimer le facteur  $N_\gamma$ , citons : la méthode d'équilibre limite (Terzaghi, 1943 ; Meyerhof, 1953, 1957, 1963), la méthode d'analyse limite (Michalowski et You, 1998 ; Krabbenhoft et al., 2012), la

méthode caractéristique (Bolton et Lau, 1993; Martin, 2005) et la méthode des éléments finis (Frydman et Burd, 1997; Loukidis et Salgado., 2009; Yamamoto et Hira, 2009; Remadna, 2013 ; Ganesh et al., 2016).

Plusieurs formules ont été élaborées pour estimer le facteur de portance  $N_\gamma$  d'une fondation filante rugueuse reposant sur la surface d'un sol frottant sans cohésion. Parmi ces formules, citons :

- Meyerhof (1963)  $N_\gamma = (N_q - 1) \text{tg}(1,4\varphi)$  (3.2)

- Michalowski (1997)  $N_\gamma = e^{(0,66+5,11\text{tg}(\varphi))} \text{tg}(\varphi)$  (3.3)

- Martin (2005)  $N_\gamma = (N_q - 1) \text{tg}(1,32\varphi)$  (3.4)

- Eurocode 7 (2004)  $N_\gamma = 2(N_q - 1) \text{tg}(\varphi)$  (3.5)

Meyerhof (1953), a proposé l'équation (3.6) pour déterminer la capacité portante d'une fondation superficielle filante posée sur un sol frottant sans cohésion et soumise à une charge excentrée :

$$q_u = \frac{Q_u}{B} = (qN_q d_q + 0,5\gamma B' N_\gamma d_\gamma) \frac{B'}{B} \quad (3.6)$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0,1 \left( \frac{D}{B} \right) \text{tg} \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{avec } \varphi \geq 10^\circ) \quad (3.7)$$

où  $Q_u$  est la charge limite par unité de longueur de la fondation,  $d_q$  et  $d_\gamma$  sont des facteurs d'ancrage de la fondation généralement égaux à 1 (l'unité),  $B'$  est la largeur effective de la fondation, et  $D$  est l'ancrage de la fondation. Meyerhof (1953) a fondé l'idée de la largeur effective, en proposant la formule donnée par :

$$B' = B - 2e \quad (3.8)$$

Loukidis et al. (2008) ont également traité le problème de l'excentricité des charges verticales et ils ont proposé la formule (3.9) pour estimer la valeur de la largeur effective pour le cas des charges verticales excentrées comme suit :

$$B' = B (1 - 2,273e/B)^{0,8} \quad (3.9)$$

Par suite, Yamamoto et Hira (2009) ont proposé la formule (3.10) pour prédire la largeur effective sous un chargement vertical excentré, donnée par :

$$B' = B - 2,5e \quad (3.10)$$

où  $B'$  est la largeur effective de la fondation,  $B$  est la largeur réelle de la fondation et  $e$  l'excentricité de la charge verticale appliquée.

Krabbenhoft et al. (2012) ont présenté une étude traitant le problème de la capacité portante d'une fondation filante soumise à une charge verticale excentrée reposant sur un sol frottant sans cohésion et avec des surcharges variables, en utilisant la méthode de bornes inférieures basées sur la méthode des éléments finis. La surcharge est représentée par le rapport  $\kappa$ , défini par :

$$\kappa = \frac{q}{\gamma B} \quad (3.11)$$

où la surcharge  $q$  peut être exprimée par l'équation :

$$q = \kappa \gamma B \quad (3.12)$$

En substituant  $\kappa$  dans l'équation (3.6) et en considérant seulement la charge excentrée, l'expression de la capacité portante devient comme suit :

$$q_u = \left( \kappa \gamma B N_q + 0,5 \gamma B' N_\gamma \right) \frac{B'}{B} \quad (3.13)$$

Donc, la charge ultime peut être donnée par la formule :

$$V = q_u B = \kappa \gamma B B' N_q + 0,5 \gamma B'^2 N_\gamma \quad (3.14)$$

Après simplification, le rapport de la charge excentrée ultime sur la charge centrée ultime peut être donné comme suit :

$$\left( \frac{V}{V_{\max}} \right) = \left( \frac{B'}{B} \right) \left( \frac{2\kappa N_q + \left( \frac{B'}{B} \right) N_\gamma}{2\kappa N_q + N_\gamma} \right) \quad (3.15)$$

Si on suppose l'approche de Meyerhof, l'équation précédente devient :

$$\left( \frac{V}{V_{\max}} \right) = \left( 1 - 2 \frac{e}{B} \right) \left( \frac{2\kappa N_q + \left( 1 - 2 \frac{e}{B} \right) N_\gamma}{2\kappa N_q + N_\gamma} \right) \quad (3.16)$$

Gottardi et Butterfield (1993) notent que la courbe enveloppe d'une fondation filante reposant sur terrain horizontal sans surcharge, peut être représentée par une équation du deuxième ordre comme suit :

$$\frac{M}{BV_{\max}} = 0,36 \frac{V}{V_{\max}} \left( 1 - \frac{V}{V_{\max}} \right) \quad (3.17)$$

où  $V_{\max}$  est la charge verticale maximale centrée,  $V$  est la charge verticale de rupture due à une excentricité  $e \neq 0$  et  $M = eV$  est le moment au niveau de la fondation.

### 3.3. Procédures numériques

Le domaine du sol est discrétisé par des éléments triangulaires à 15 nœuds. Afin d'examiner l'influence du maillage, une série de calculs numériques a été effectuée. Le maillage sous la base de la fondation est raffiné afin d'avoir une solution plus précise.

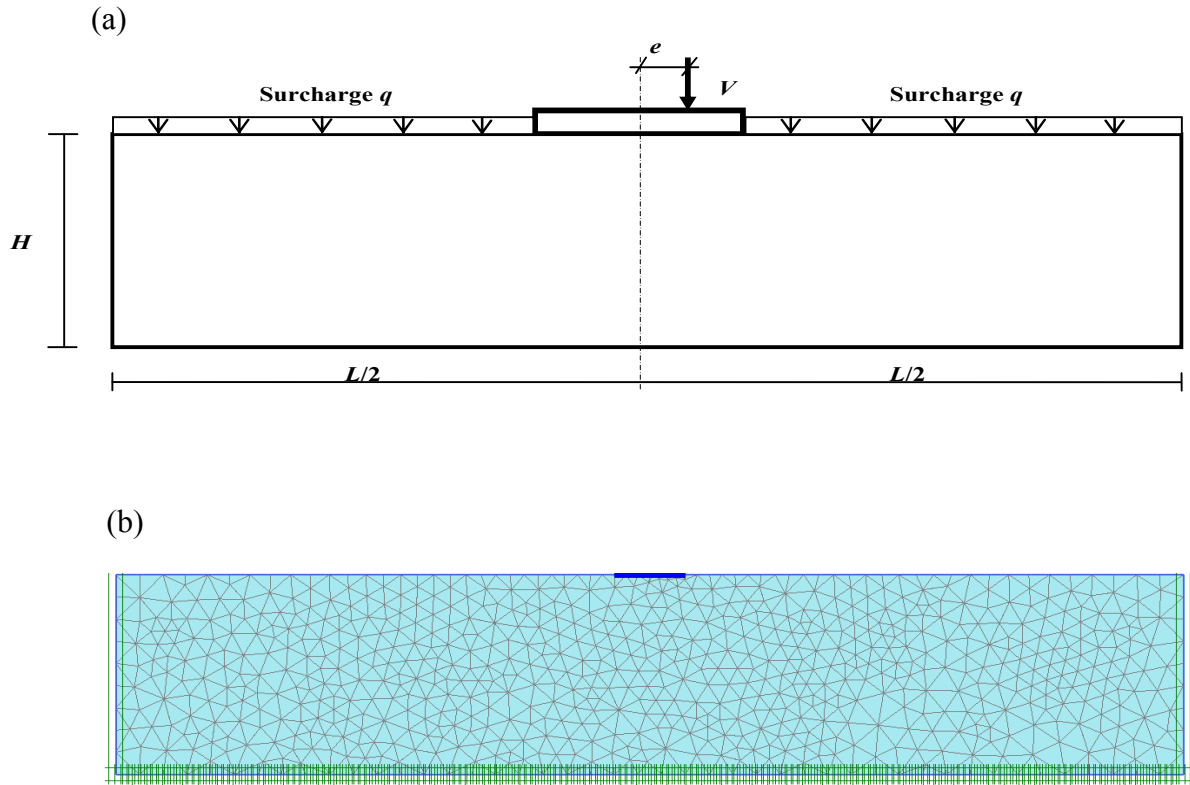
Pour atteindre la charge limite, on a appliqué une charge incrémentale sur la fondation jusqu'à la rupture du sol sous la fondation pour chaque valeur du rapport de l'excentricité  $e/B$ .

Chaque analyse employant la méthode "Probe" mène à déterminer une valeur de charge ultime qui est marquée comme un point dans la courbe enveloppe (V-M). Toutes les analyses numériques ont été réalisées pour le cas d'une fondation rugueuse. Le modèle constitutif utilisé est un modèle élasto-plastique et le critère de coulomb-Mohr est adopté. Cette étude est consacrée à l'estimation de la capacité portante d'une fondation filante posée sur un terrain horizontal et/ou au sommet d'une pente.

### 3.4. Fondation filante reposant sur un terrain horizontal

Le sol est considéré comme étant un sol associé ( $\varphi = \psi$ ), purement frottant, ses paramètres mécaniques sont : le coefficient de Poisson  $\nu = 0,3$  ; le poids spécifique du sol  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ , le module de cisaillement  $G = 20 \text{ MPa}$ , et l'angle de frottement du sol  $\varphi = 25^\circ, 30^\circ, 35^\circ$  et  $40^\circ$ . Les frontières latérales du modèle sont bloquées horizontalement,

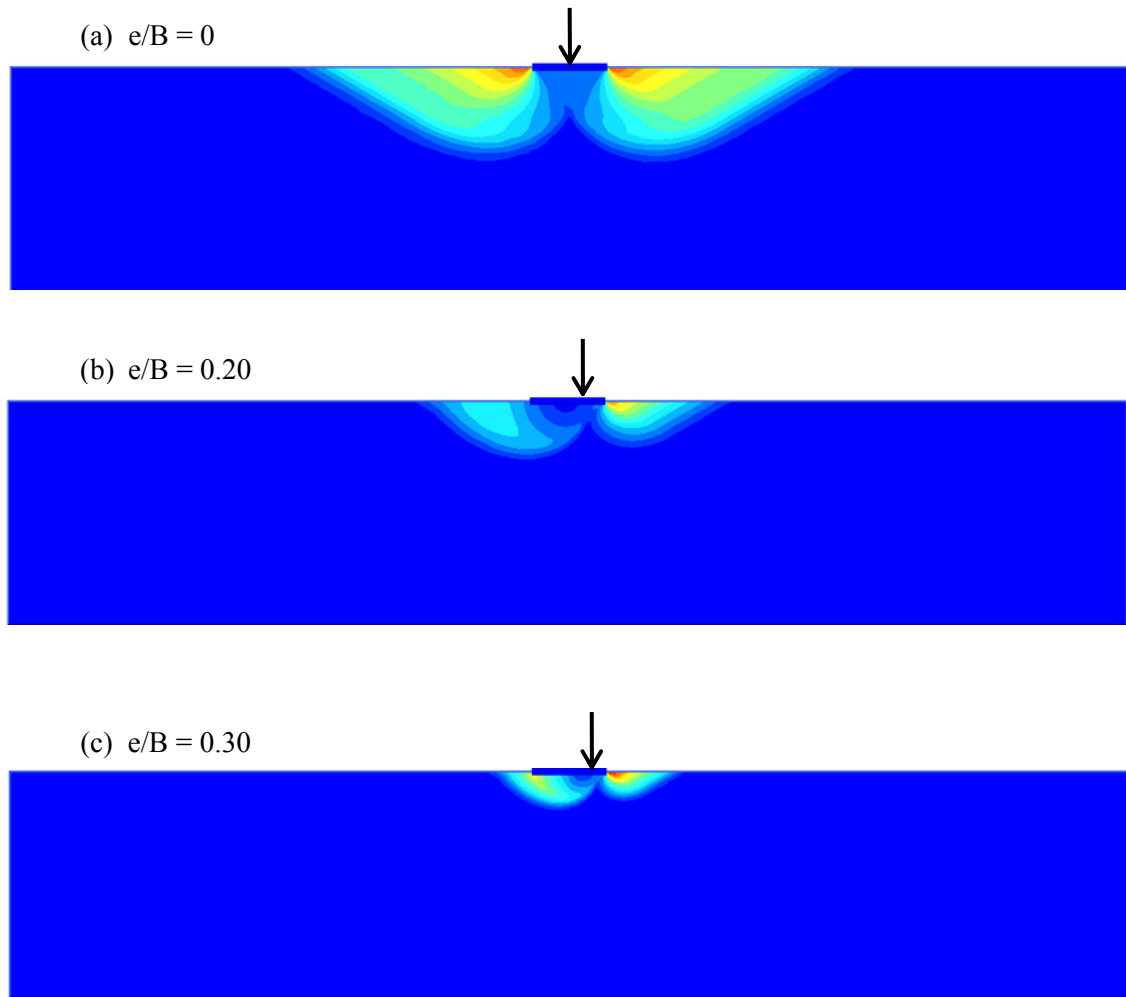
tandis que la base est bloquée dans toutes les directions. Les figures 3.1a et b montrent la géométrie et le maillage du problème lié au 1<sup>er</sup> cas. Le modèle a une hauteur  $H = 3$  m et une largeur  $L=15$  m.



**Figure 3.1** Présentation du problème de fondation posée sur un sol à surface horizontale,  
(a) : géométrie, (b) : maillage et conditions aux limites

### 3.4.1. Mécanisme de rupture

Le mécanisme de rupture correspond aux excentricités :  $e/B = 0 ; 0,20$  et  $0,30$  ; avec un angle de frottement du sol  $\varphi = 30^\circ$  et un rapport de surcharge  $\kappa = 1$ , est représenté sur la figure 3.2. Il est à noter que l'augmentation de l'excentricité conduit au raccourcissement du mécanisme de rupture et que les dimensions du coin qui se crée sous la fondation se réduisent (Costet et Sanglerat, 1983).



**Figure 3.2** Mécanisme de rupture correspond aux excentricités, (a) :  $e/B = 0$ , (b) :  $e/B = 0,20$  et (c) :  $e/B = 0,30$  ; avec  $\varphi = 30^\circ$  et  $\kappa = 1$

### 3.4.2. Résultats et discussions

Les valeurs de la capacité portante pour  $\varphi = 30^\circ$ ,  $\varphi = 35^\circ$  et  $\varphi = 40^\circ$ , calculées par la présente étude (simulation) et celles reportées par Loukidis et al. (2008), pour un sol purement frottant et sans surcharge, sont représentées sur la figure 3.3. Il est remarquable que les valeurs obtenues par cette étude surestiment légèrement la capacité portante comparativement à celles élaboré par Loukidis et al. (2008), et la différence augmente avec l'augmentation de l'angle de frottement du sol. La différence est optimale dans la fourchette  $0,1 \leq e/B \leq 0,25$ , et à partir de  $e/B = 0,35$  toutes les valeurs de la capacité portante sont pratiquement les mêmes. Pour  $\varphi = 30^\circ$ , la capacité portante estimée numériquement est en très bon accord avec l'approche de Meyerhof ( $B' = B - 2e$ ).



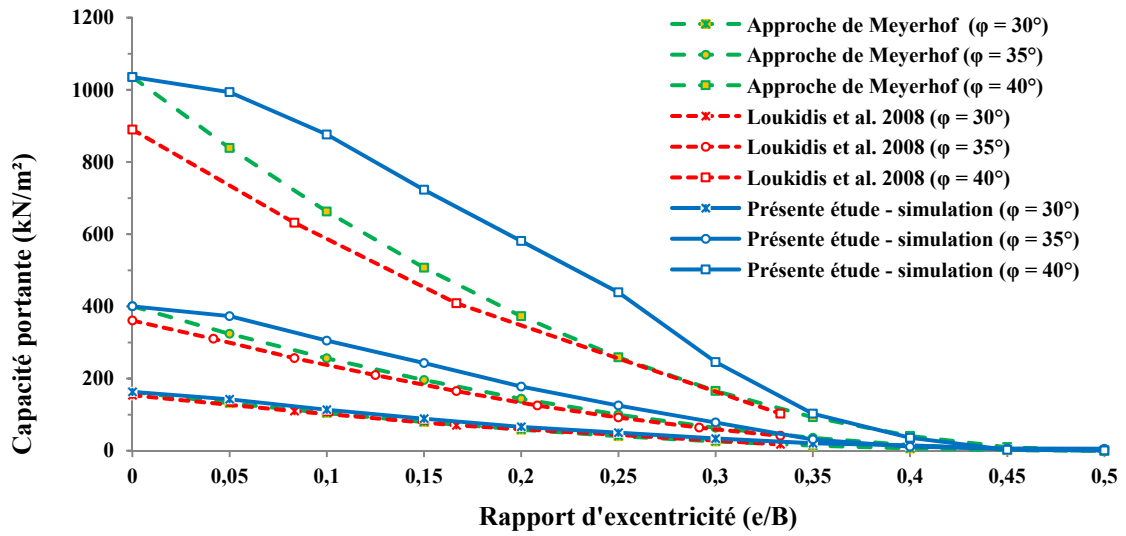


Figure 3.3 Comparaison des résultats de la capacité portante de la présente étude avec ceux de Meyerhof et Loukidis et al. (2008), pour  $\varphi = 30^\circ, 35^\circ$  et  $40^\circ$  et  $\kappa = 0$

Le tableau 3.1 récapitule des valeurs des facteurs de portance (a) :  $N_\gamma$  et (b) :  $N_q$  estimées par plusieurs approches pour un sol associé.

**Tableau 3.1** Valeurs des facteurs de portance, (a) :  $N_\gamma$  et (b) :  $N_q$  estimées par plusieurs approches, pour un sol associé

(a)

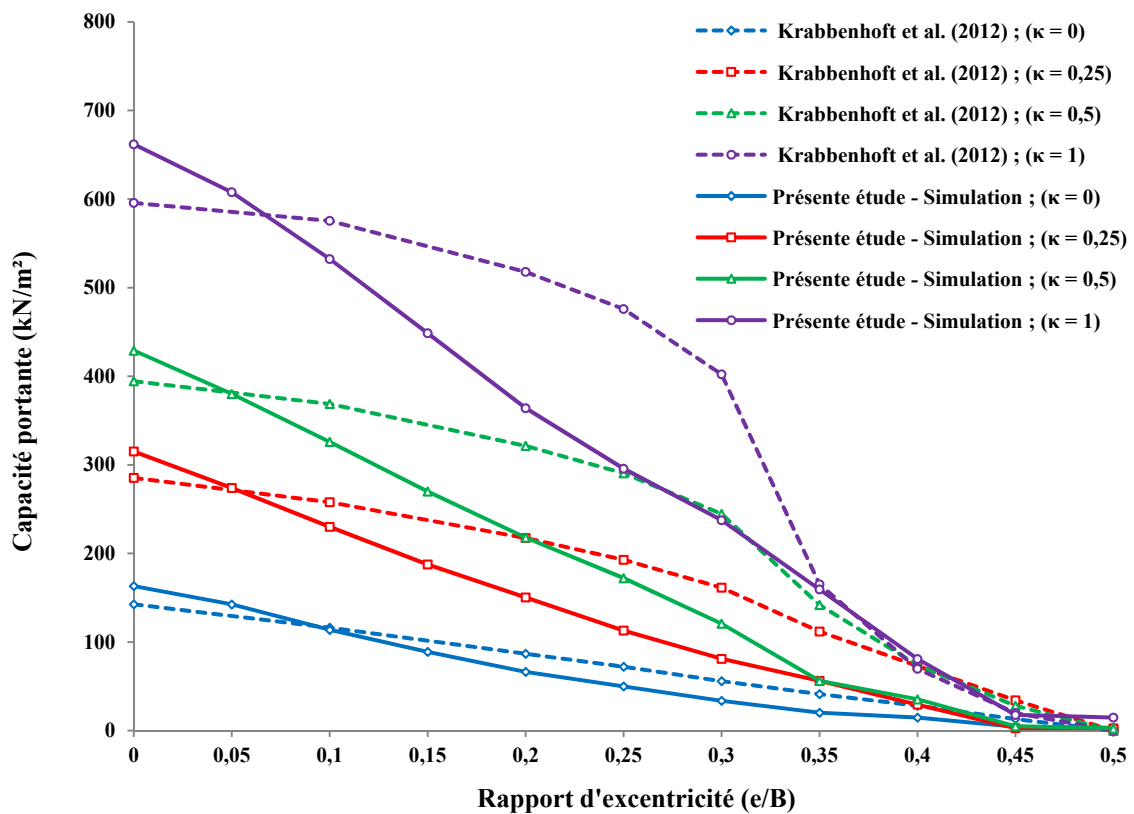
$\varphi$ (°)	Frydman et Burd (1997)	Krabbenhoft et al. (2012)	Loukidis et Salgado (2009)	Michalowski (1997)	Eurocode7 (2004)	Présente étude
25	/	6,35	/	9,77	9,01	8,80
30	21,70	14,27	15,20	21,39	20,09	16,32
35	54,20	32,70	35,50	48,68	45,23	40,03
40	147	/	87,70	118,83	106,05	103,55

(b)

$\varphi$ (°)	Krabbenhoft et al. (2012)	Caquot et Kérisel (1966)	Loukidis et Salgado (2009)	Présente étude
25	10,56	10,70	/	11,05
30	18,17	18,40	18,60	18,54
35	31,66	33,30	33,60	33,56
40	/	64,20	65	62,48

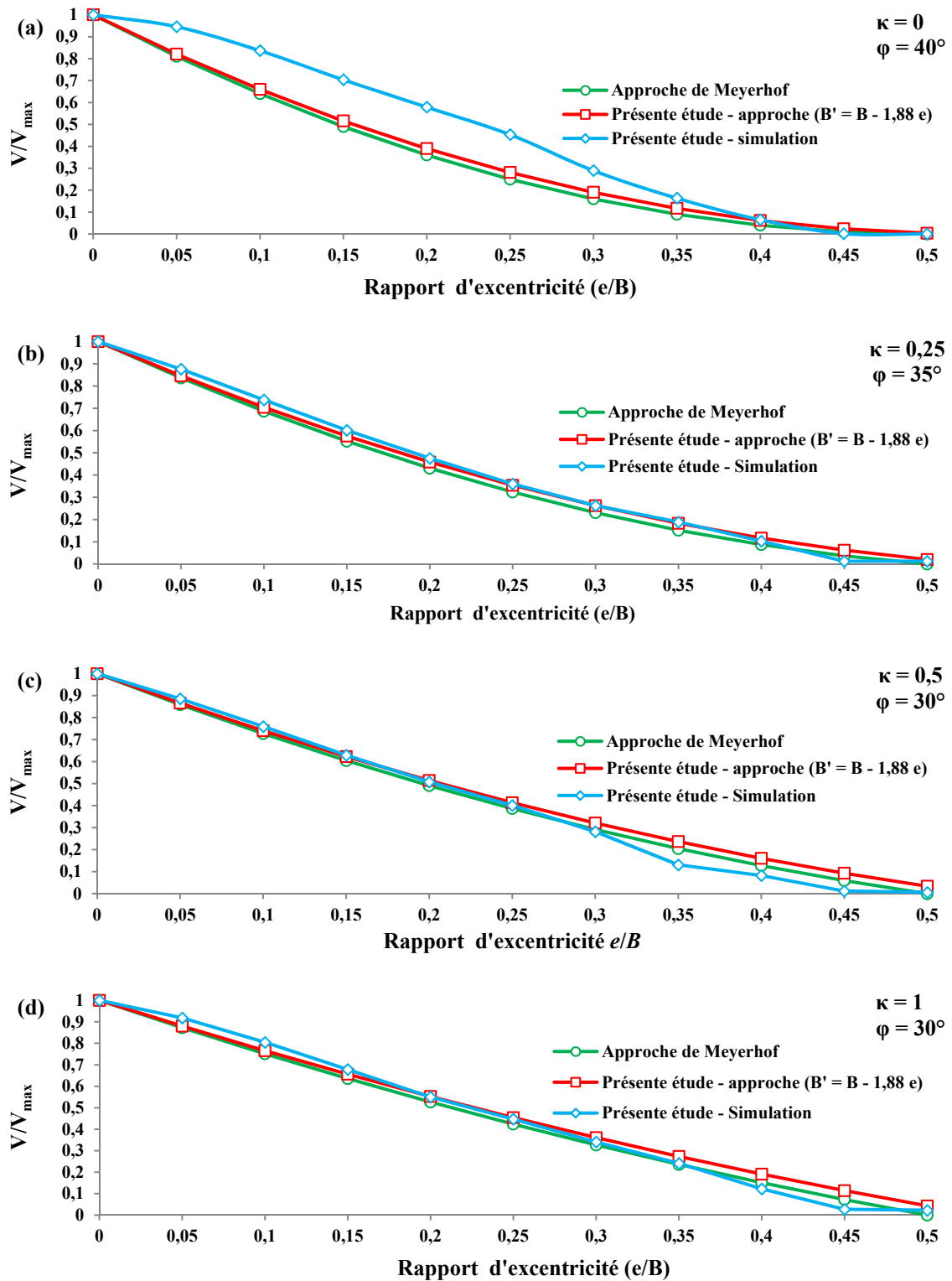
La figure 3.4 présente une comparaison des valeurs de la capacité portante obtenues par la présente étude et celles élaborées par Krabbenhoft et al. (2012), pour  $\varphi = 30^\circ$ .

La présente étude surestime la capacité portante pour  $e/B < 0,075$  dans le cas d'un sol surchargé ( $\kappa = 1 ; 0,5 ; 0,25$ ) et la sous-estime dans le reste ( $e/B > 0,075$ ). Dans le cas d'un sol non surchargé ( $\kappa = 0$ ) la présente étude surestime la capacité portante dans l'intervalle  $e/B < 0,1$ . L'écart maximal de la capacité portante estimé par la présente étude et celle trouvée par Krabbenhoft et al. (2012) est observé dans tous les cas pour  $e/B = 0,25$  ou  $0,30$ . Cet écart diminue en diminuant la surcharge.



**Figure 3.4** Comparaison des valeurs de la capacité portante d'une fondation filante pour  $\phi = 30^\circ$

Tous les calculs numériques effectués montrent que la capacité portante au bord de la fondation n'est pas nulle, et qu'elle est en bon accord avec l'approche proposée pour cette étude ( $B' = B - 1,88e$ ). Dans ce contexte, une comparaison est effectuée entre l'approche de Meyerhof, la présente approche et les résultats de la simulation numérique de la présente étude (Figure 3.5a, b, c, d). Cette figure montre la fiabilité de l'approche proposée quel que soit la surcharge considérée.



**Figure 3.5** Comparaison des valeurs  $V/V_{max} = f(e/B)$  par différentes approches, (a) :  $\kappa = 0$  et  $\phi = 40^\circ$  ; (b) :  $\kappa = 0,25$  et  $\phi = 30^\circ$  ; (c) :  $\kappa = 0,25$  et  $\phi = 35^\circ$  ; (d) :  $\kappa = 1$  et  $\phi = 30^\circ$

On note que le polynôme du 4<sup>ème</sup> ordre (formule 3.18) est adopté pour cette étude, vu son accord avec toutes les courbes enveloppes tracées par les différentes approches utilisées :

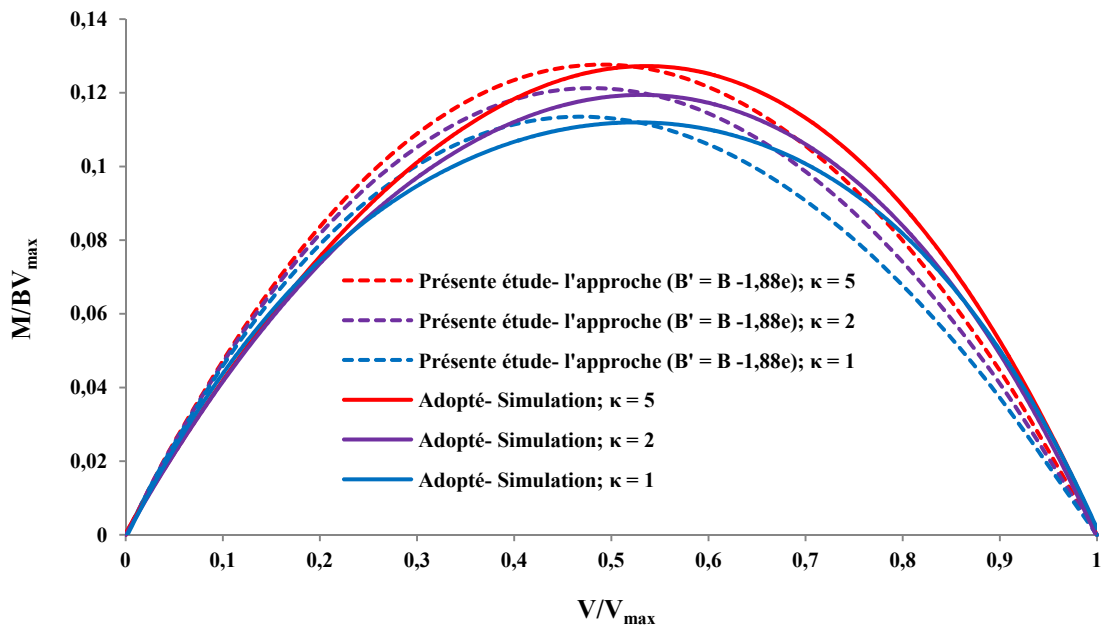
$$f(x) = a_1x^4 + a_2x^3 + a_3x^2 + a_4 \quad (3.18)$$

où  $x = V/V_{\max}$ ,  $f(x) = M/BV_{\max}$ , les constantes  $a_1$ ,  $a_2$ ,  $a_3$  et  $a_4$  sont données dans le tableau 3.2.

Si on suppose l'approche proposée, l'équation (3.15) devient comme suit :

$$\left(\frac{V}{V_{\max}}\right) = \left(1 - 1,88 \frac{e}{B}\right) \left(\frac{2\kappa N_q + \left(1 - 1,88 \frac{e}{B}\right) N_\gamma}{2\kappa N_q + N_\gamma}\right) \quad (3.19)$$

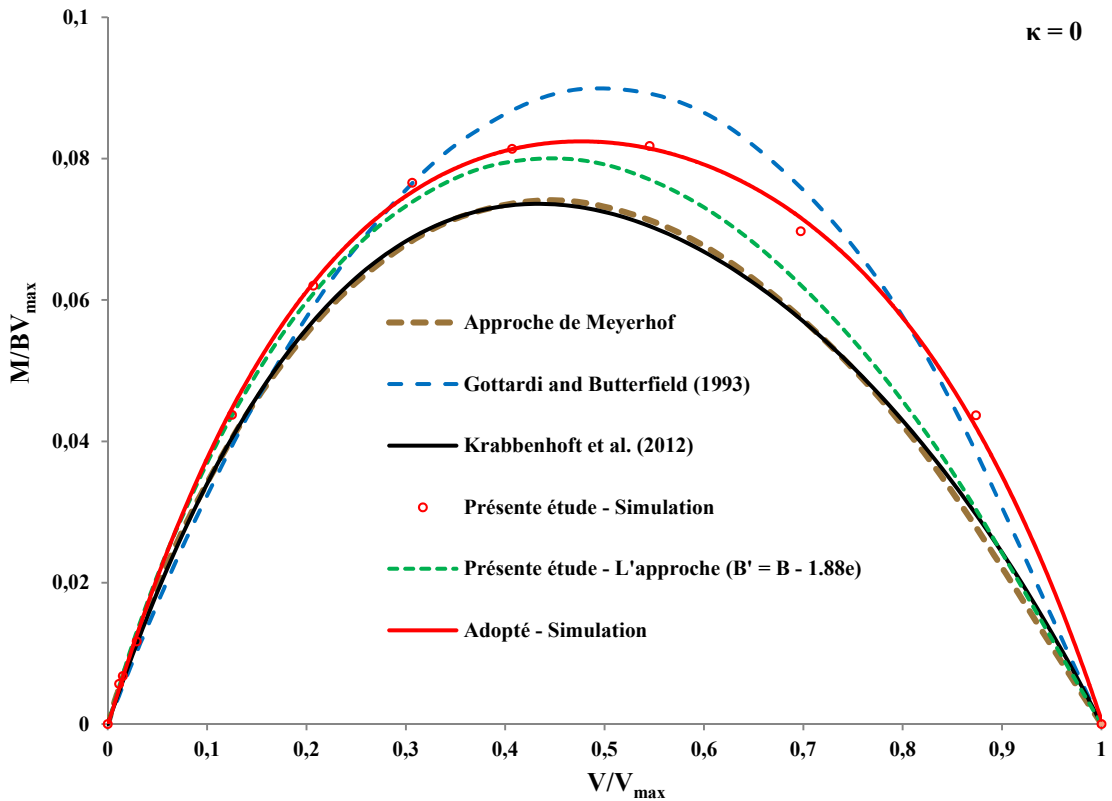
La figure 3.6 présente les courbes enveloppes tracées en utilisant la dernière équation et celle de la simulation numérique où la forme de toutes ces courbes est parabolique. Les courbes des deux approches ont presque les mêmes tailles, néanmoins, les pics de  $M/BV_{\max}$  pour les courbes tracées en utilisant les résultats directs de la simulation se décalent de  $0,065 V/V_{\max}$  par rapport celles tracées en utilisant les résultats de l'approche  $B' = B - 1,88e$ .



**Figure 3.6** Courbes enveloppes (V-M) estimées par la simulation numérique et l'approche proposée, avec  $\varphi = 30^\circ$  et  $\kappa = 1, 2$  et  $5$

Les courbes enveloppes (V-M) pour le cas d'un sol sans surcharge sont présentées sur la figure 3.7. Les résultats obtenus par la présente étude sont comparés à ceux obtenus par

Meyerhof, par Krabbenhoft et al. (2012) et les résultats obtenus en appliquant l'équation (3.17) de Gottardi et Butterfield (1993).



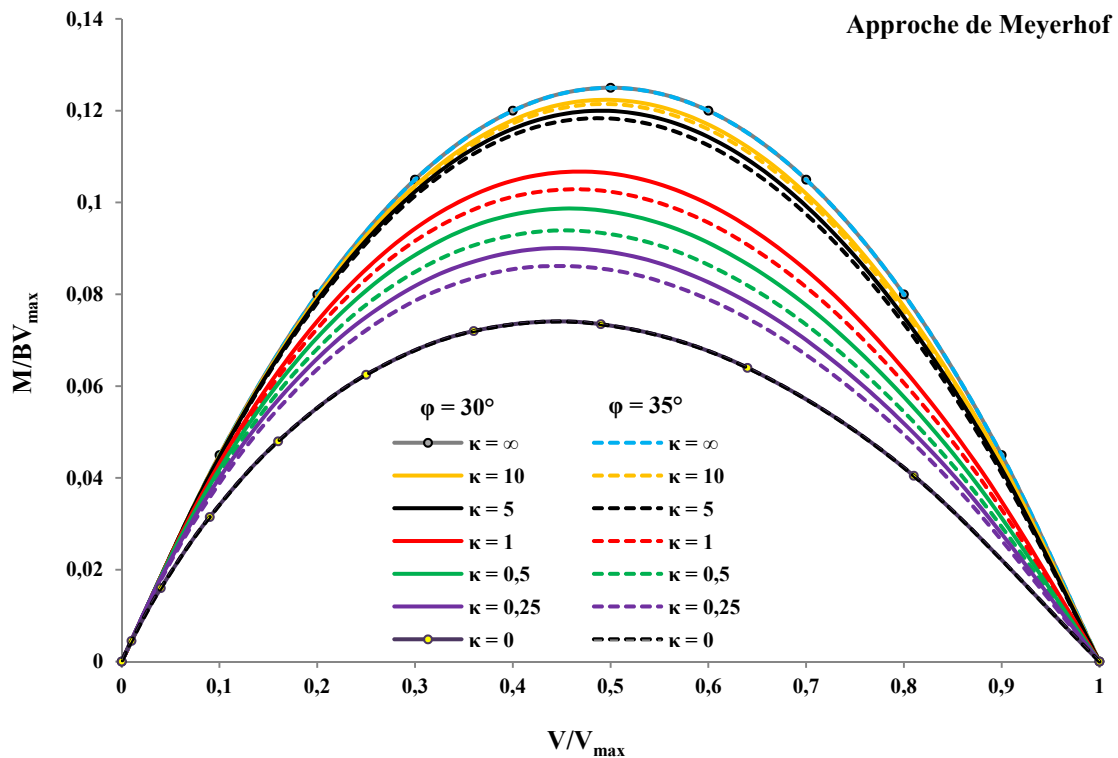
**Figure 3.7** Courbes enveloppes (V-M) estimées par plusieurs approches, avec  $\phi = 30^\circ$  et un rapport de surcharge  $\kappa = 0$

Les résultats numériques de la présente étude sont en bon accord avec ceux trouvés par l'application de l'équation proposée par Gottardi et Butterfield (1993) à l'exception des valeurs élevées de  $M/BV_{max}$ , où la simulation numérique sous-estime les résultats d'environ 8,85%. La courbe enveloppe tracée à l'aide de l'équation de Gottardi et Butterfield (1993) est supposée être la limite supérieure de la présente étude. Cependant, la présente solution surestime les résultats des bornes inférieures donnés par Krabbenhoft et al. (2012) et ceux de l'approche de Meyerhof d'environ 11,43%. Il est à noter que les courbes de Krabbenhoft et al. (2012) et de Meyerhof sont superposées. Par contre la présente approche  $B' = B - 1,88e$  fournit des valeurs en bon accord avec la simulation numérique pour  $V/V_{max} < 0,4$  ; néanmoins, pour les valeurs de  $V/V_{max} > 0,4$  ; l'approche  $B' = B - 1,88e$  sous-estime les résultats de la simulation numérique.

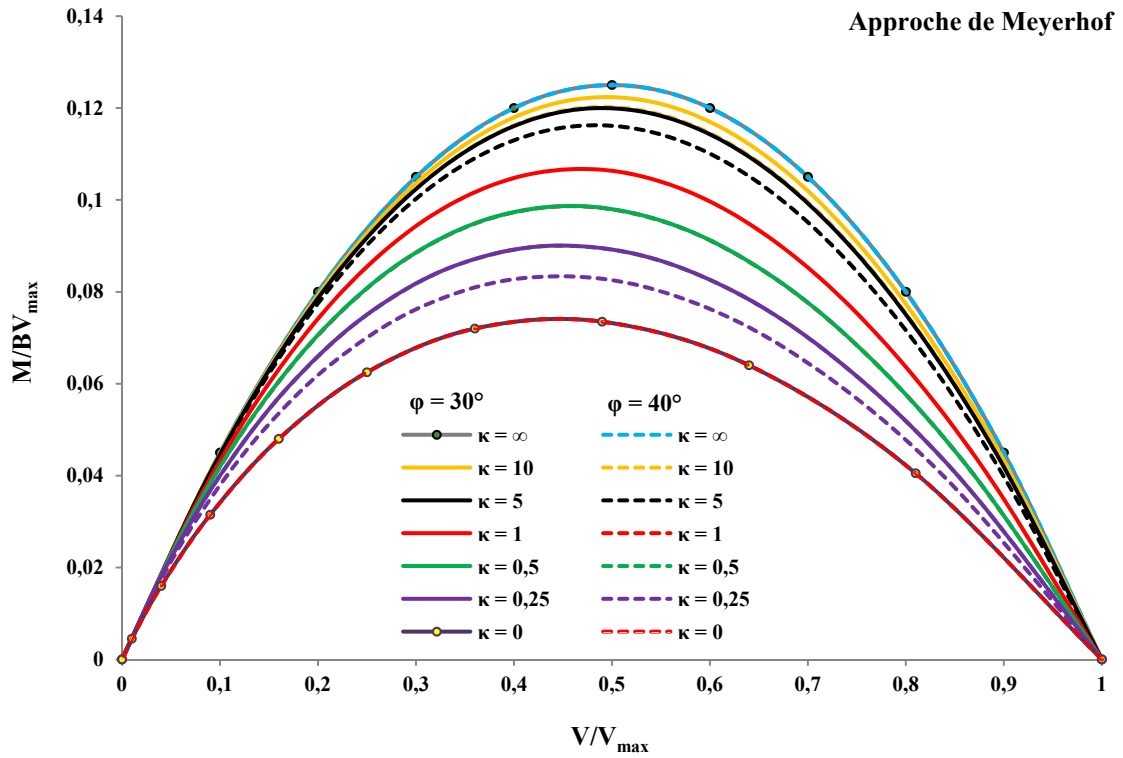
A titre d'exemple, le pic de la courbe enveloppe issue de la simulation numérique, correspond à la coordonnée  $(V/V_{\max}, M/BV_{\max}) = (0,475 ; 0,083)$ .

Il est à noter que pour l'approche de Meyerhof ( $B' = B - 2e$ ), les valeurs maximales de  $M/BV_{\max}$  sont comprises dans l'intervalle  $[0,075 ; 0,125]$  correspondant respectivement aux valeurs  $[0,456 ; 0,5]$  de  $V/V_{\max}$  (Figure 3.8 et 3.9). Par contre, pour l'approche proposée ( $B' = B - 1,88e$ ), elles sont comprises dans l'intervalle  $[0,077 ; 0,133]$  correspondant respectivement aux valeurs  $[0,440 ; 0,492]$  de  $V/V_{\max}$  (Figures 3.10 et 3.11), et ceci quel que soit l'angle de frottement interne du sol.

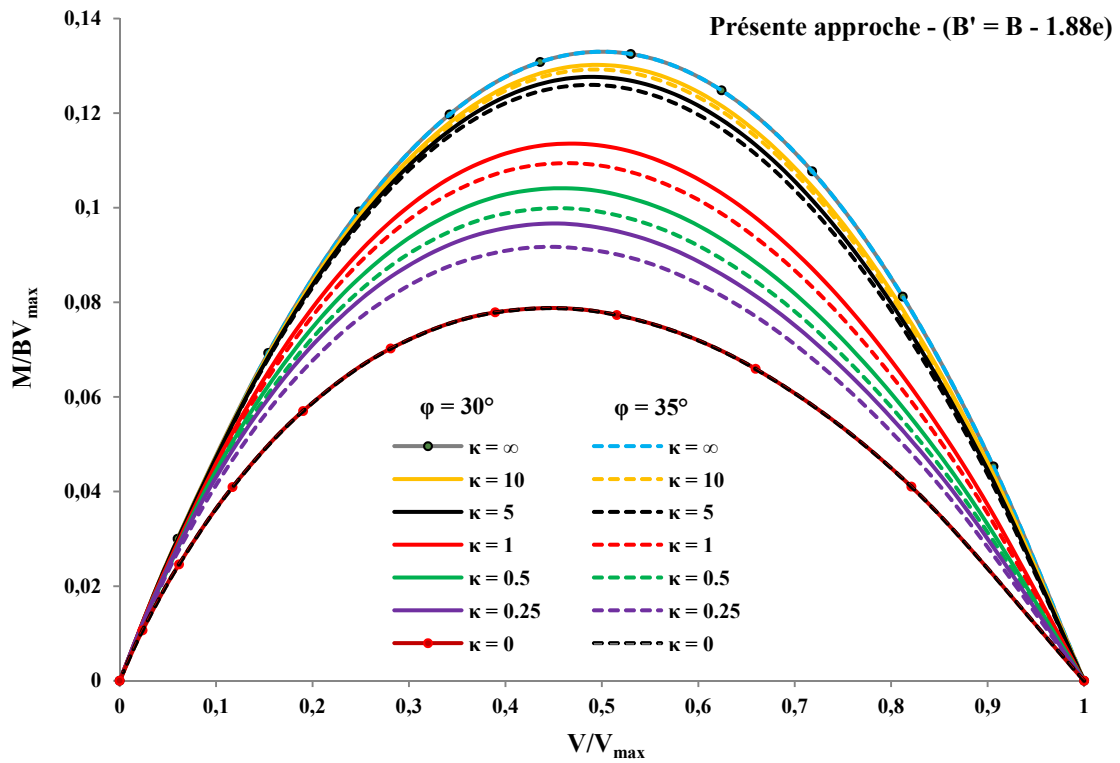
L'augmentation de l'angle de frottement provoque le raccourcissement de la taille de la courbe enveloppe. Les pics de ces courbes se décalent vers des valeurs  $V/V_{\max} > 0,448$ . Pour une valeur optimale du rapport de surcharges ( $\kappa = \infty$ ), toutes les courbes deviennent symétriques par rapport à la droite définie par  $V/V_{\max} = 0,5$ . L'accroissement des tailles des courbes devient très faible pour les rapports de surcharges  $\kappa > 1$ . L'effet de l'angle de frottement du sol diminue en augmentant le rapport de surcharge  $\kappa$ .



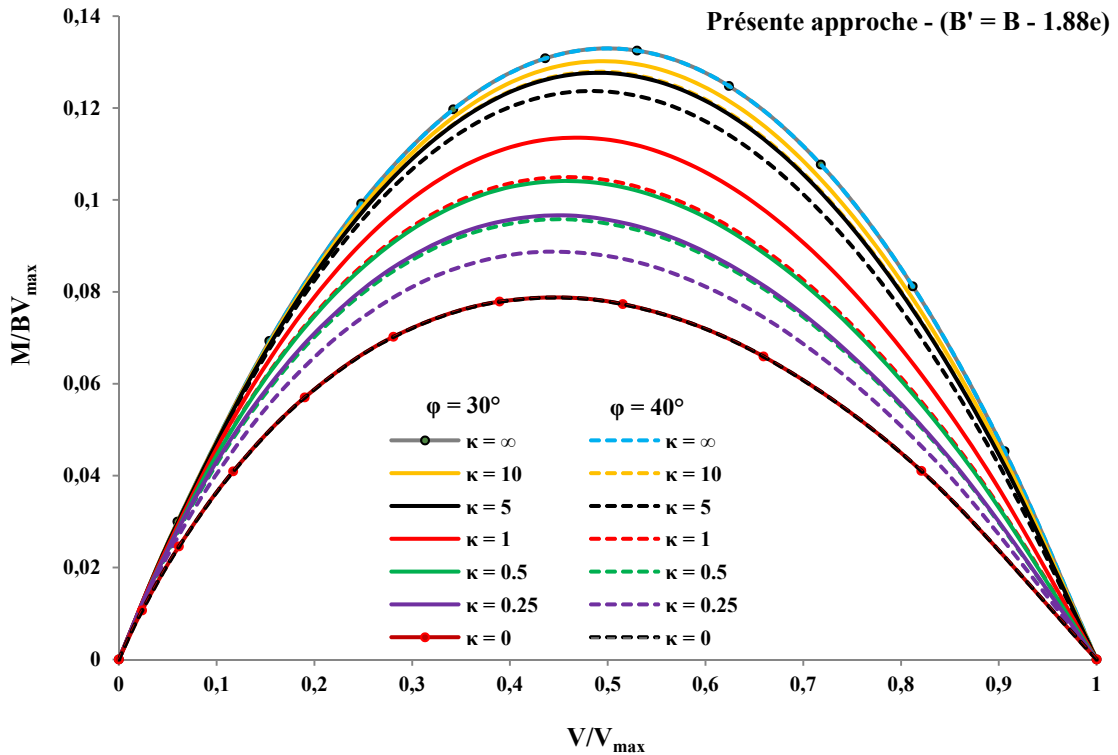
**Figure 3.8** Courbes enveloppes (V-M) estimées par l'approche de Meyerhof, pour différentes valeurs du rapport de surcharge  $\kappa$ , avec  $\phi = 30^\circ$  et  $35^\circ$



**Figure 3.9** Courbes enveloppes (V-M) estimées par l'approche de Meyerhof, pour différentes valeurs du rapport de surcharge  $\kappa$ , avec  $\varphi = 30^\circ$  et  $40^\circ$



**Figure 3.10** Courbes enveloppes (V-M) estimées par l'approche proposée, pour différentes valeurs du rapport de surcharge  $\kappa$ , avec  $\varphi = 30^\circ$  et  $35^\circ$



**Figure 3.11** Courbes enveloppes (V-M) estimées par l'approche proposée, pour différentes valeurs du rapport de surcharge  $\kappa$ , avec  $\varphi = 30^\circ$  et  $40^\circ$

Après une série de calculs numériques effectuée sur une fondation filante reposant sur un massif de sol purement frottant à surface horizontale uniformément surchargé, et soumise à des charges verticales excentrées. Nous avons proposé l'équation du deuxième ordre, basée sur celle de Gottardi et Butterfield (1993), ayant la forme suivante :

$$\frac{M}{BV_{\max}} = (0,6)^{[2-(2-0,45e\kappa/B)e\kappa/B]} \left(\frac{V}{V_{\max}}\right)^{(1+\frac{\kappa}{6})} \left(1-\frac{V}{V_{\max}}\right)^{(1-\frac{\kappa}{7})} \quad \text{avec } 0 \leq \kappa \leq 1,5 \quad (3.20)$$

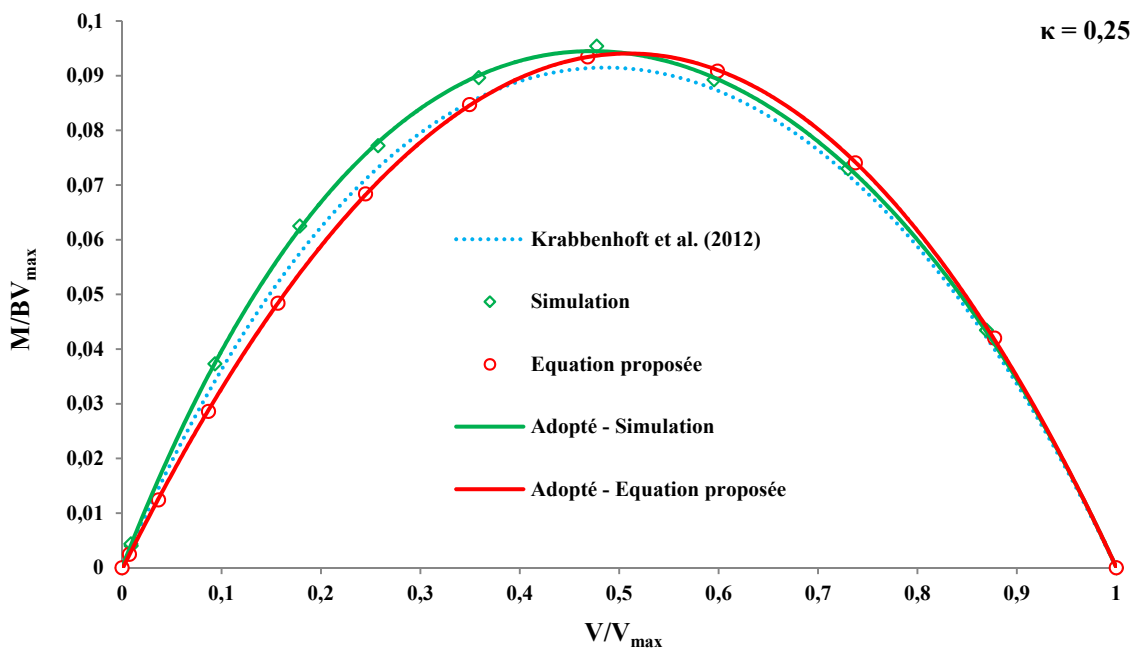
Les figures 3.12 à 3.15 illustrent les comparaisons des résultats obtenus par la présente étude (simulation et équation proposée) et ceux élaboré par Krabbenhoft et al. (2012). D'une part, la courbe tracée en utilisant l'équation proposée (Eq. 3.20) est en très bon accord avec celle de Krabbenhoft et al. (2012) dans le cas où  $\kappa = 0,5$ . Néanmoins, dans le cas où  $\kappa = 0,25$  elle la surestime légèrement pour  $V/V_{\max} > 0,4$  et la sous-estime légèrement pour  $V/V_{\max} < 0,4$ . Cependant, dans le cas où  $\kappa = 1$ , elle la surestime légèrement pour  $V/V_{\max} > 0,24$ , mais pour  $V/V_{\max} < 0,24$  les deux courbes coïncident.

D'autre part, pour  $\kappa = 0,25$ , la taille de la courbe tracée en utilisant l'équation proposée (Eq. 3.20) est légèrement supérieure à celle de la simulation numérique pour  $V/V_{\max} > 0,5$ ,



par contre, elle est légèrement inférieure par rapport à la courbe de la simulation numérique pour  $V/V_{\max} < 0,5$ . Pour  $\kappa = 0,5$  et  $1$ , la courbe enveloppe de l'approche proposée est légèrement inférieure à elle la simulation numérique pour toute la gamme  $V/V_{\max}$ . Pour  $\kappa = 1,25$ , la courbe tracée en utilisant l'équation proposée coïncide avec celle de la simulation dans l'intervalle  $V/V_{\max} > 0,8$ . Pour l'intervalle  $0,44 < V/V_{\max} < 0,8$  la taille de la courbe enveloppe de l'équation proposée est légèrement supérieure à celle de la simulation numérique. Pour  $V/V_{\max} < 0,44$  la taille de la courbe enveloppe de l'équation proposée est légèrement inférieure à celle de la simulation numérique. On note que l'écart maximal remarqué entre ces deux approches ne dépasse pas 3,11 %.

Pour les valeurs du rapport de surcharge  $\kappa = 1,5$  et  $\kappa = 2$  ; les courbes tracées en utilisant l'équation proposée sont supérieures à celles de la simulation pour  $V/V_{\max} > 0,33$  et  $V/V_{\max} > 0,3$  ; et inférieures pour  $V/V_{\max} < 0,33$  et  $V/V_{\max} < 0,3$  respectivement. On note qu'à partir de  $\kappa = 2$  (Figure 3.15) ; la différence entre les tailles et les pics des courbes tracées par ces deux dernières approches devient considérable, dont l'écart maximal enregistré est de 14,28% dans ce cas.



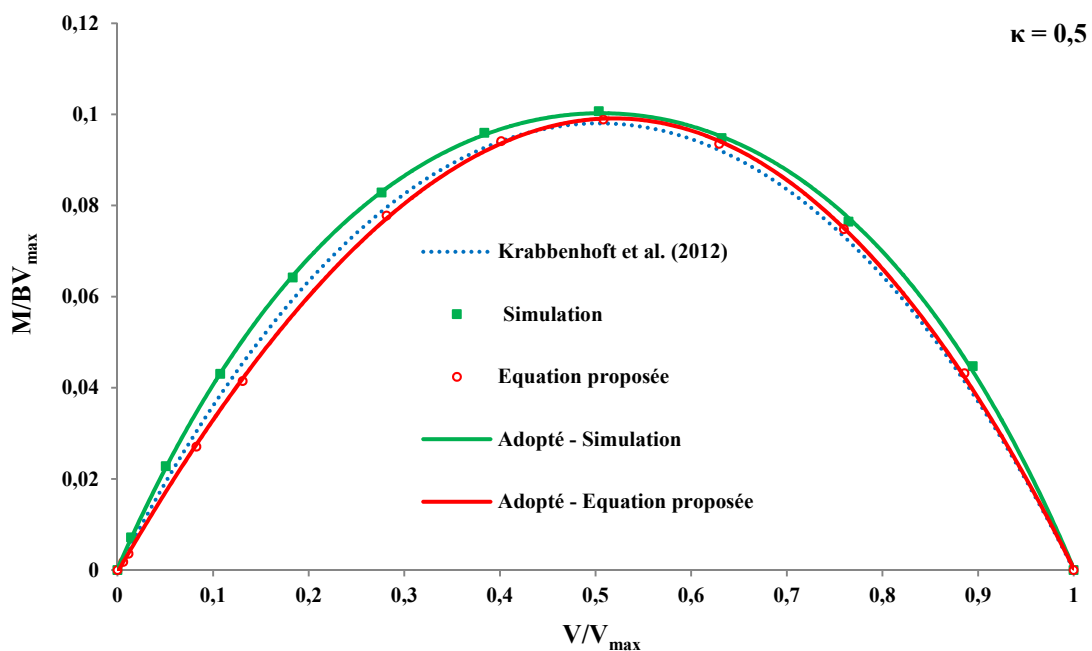
**Figure 3.12** Courbes enveloppes (V-M) estimées par différentes approches, avec  $\varphi = 30^\circ$  et un rapport de surcharge  $\kappa = 0,25$

Le domaine de validité de l'équation proposée (3.20) peut être donc estimé en comparant les tailles des courbes tracées en utilisant cette équation et les courbes disponibles dans la littérature. Pour  $\kappa \leq 1$ , les courbes enveloppes tracées en utilisant l'équation proposée

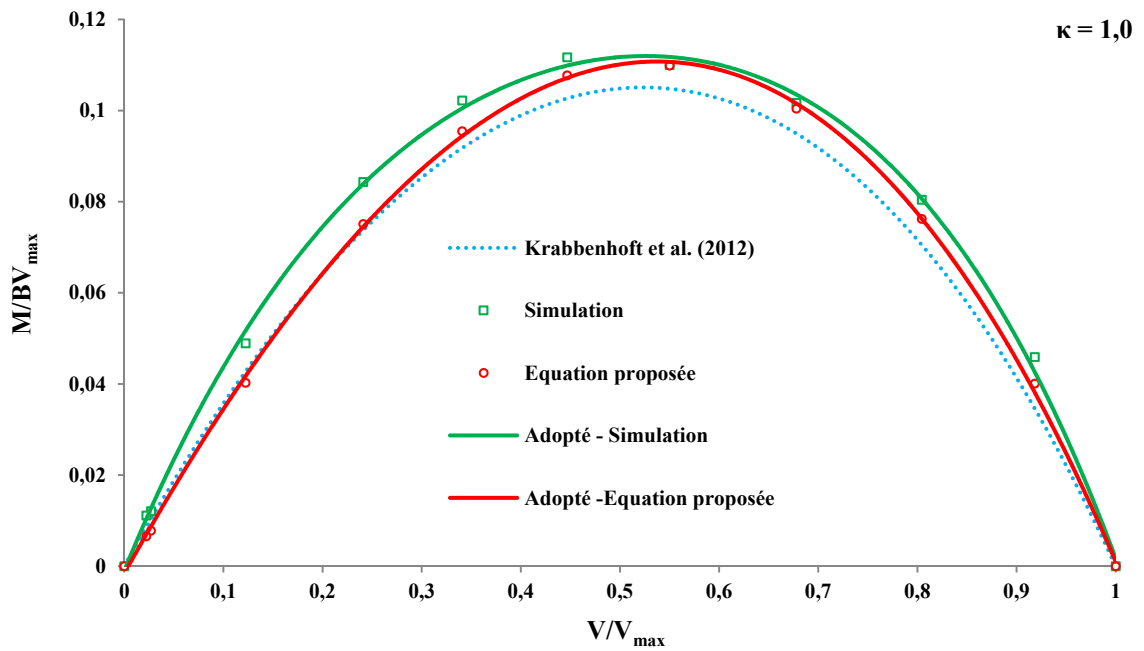
sont comparées avec celles de Krabbenhoft et al. (2012) et celles de la simulation numérique de la présente étude. Pour  $\kappa > 1$ , et vu l'absence des courbes enveloppes similaires de ce cas dans la littérature, les courbes enveloppes tracées en utilisant l'équation proposée sont comparées uniquement avec celles de la simulation numérique de la présente étude.

Les figures 3.16 et 3.17 montrent les courbes enveloppes (V-M) estimées par différentes approches, avec  $\varphi = 30^\circ$  et des rapports  $\kappa = 1,5$  et 2 respectivement. On remarque sur la figure 3.16 que la valeur maximale de  $M/BV_{\max}$  de la courbe enveloppe tracée en utilisant l'équation proposée (3.20) est légèrement supérieure à celle de la simulation numérique d'environ 8,65 %. Cette différence est légèrement inférieure au pourcentage toléré 8,85 %, qui représente l'écart entre le pic de la courbe enveloppe issue de la simulation numérique de la présente étude et celui de la courbe enveloppe tracée en utilisant l'équation de Gottardi et Butterfield (1993), pour  $\kappa = 0$  (Figure 3.7).

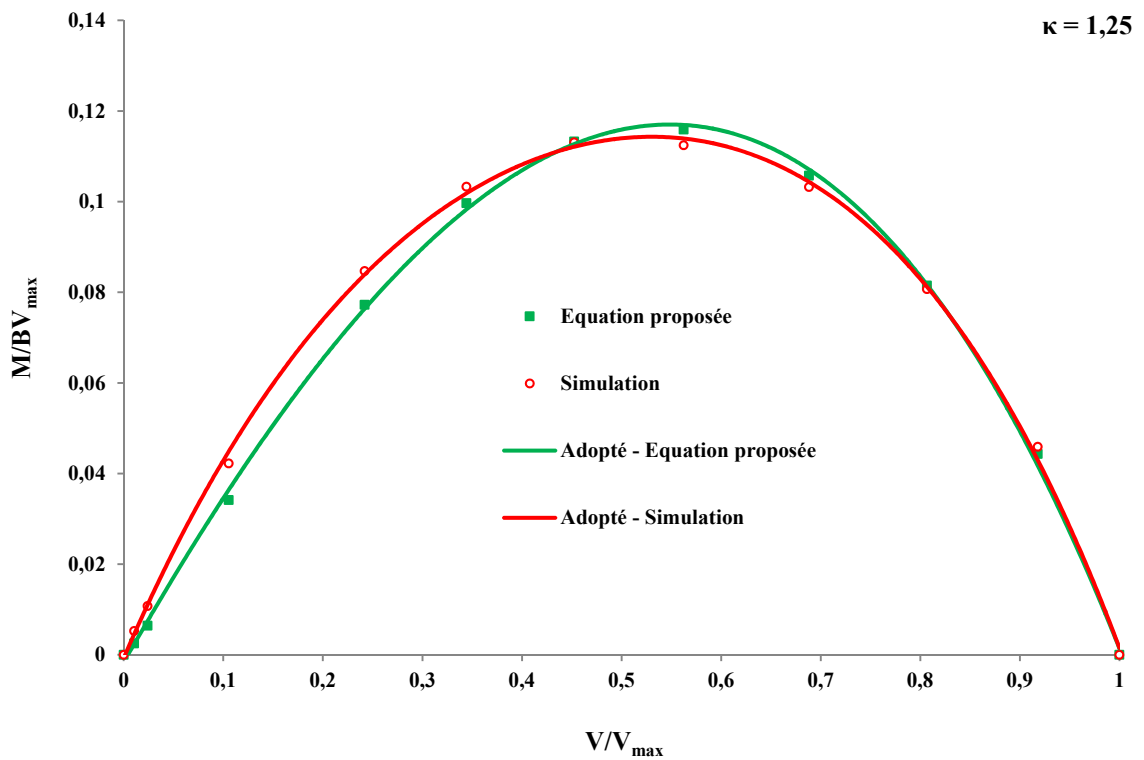
Par contre, on observe sur la figure 3.17 que la valeur maximale de  $M/BV_{\max}$  de la courbe enveloppe tracées en utilisant l'équation proposée (3.20) est supérieure à celle de la simulation numérique d'environ 14,28 %. Cette différence est supérieure au pourcentage toléré 8,85% indiqué précédemment. Pour cette raison, l'équation proposée est applicable pour les valeurs  $\kappa$  comprises entre 0 et 1,5.



**Figure 3.13** Courbes enveloppes (V-M) estimées par différentes approches, avec  $\varphi = 30^\circ$  et un rapport de surcharge  $\kappa = 0,5$



**Figure 3.14** Courbes enveloppes (V-M) estimées par différentes approches, avec  $\varphi = 30^\circ$  et un rapport de surcharge  $\kappa = 1,0$



**Figure 3.15** Courbes enveloppes (V-M) estimées par différentes approches, avec  $\varphi = 30^\circ$  et un rapport de surcharge  $\kappa = 1,25$

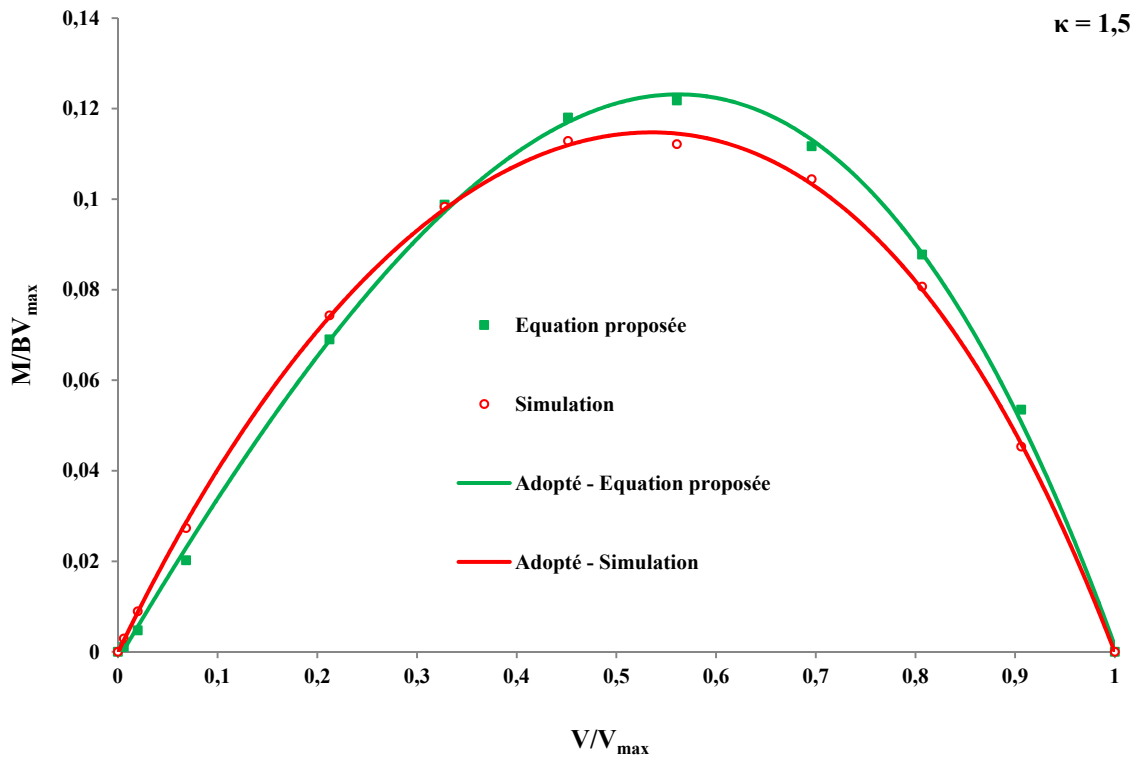


Figure 3.16 Courbes enveloppes (V-M) estimées par différentes approches, avec  $\varphi = 30^\circ$  et un rapport de surcharge  $\kappa = 1,5$

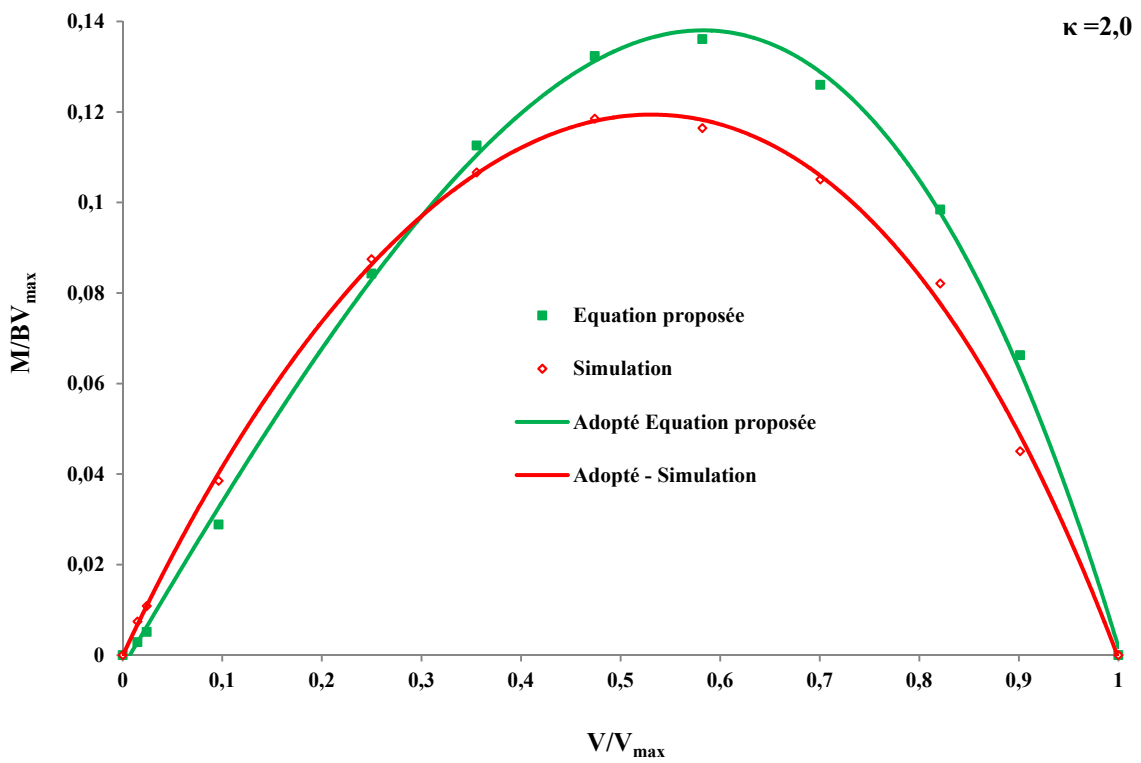
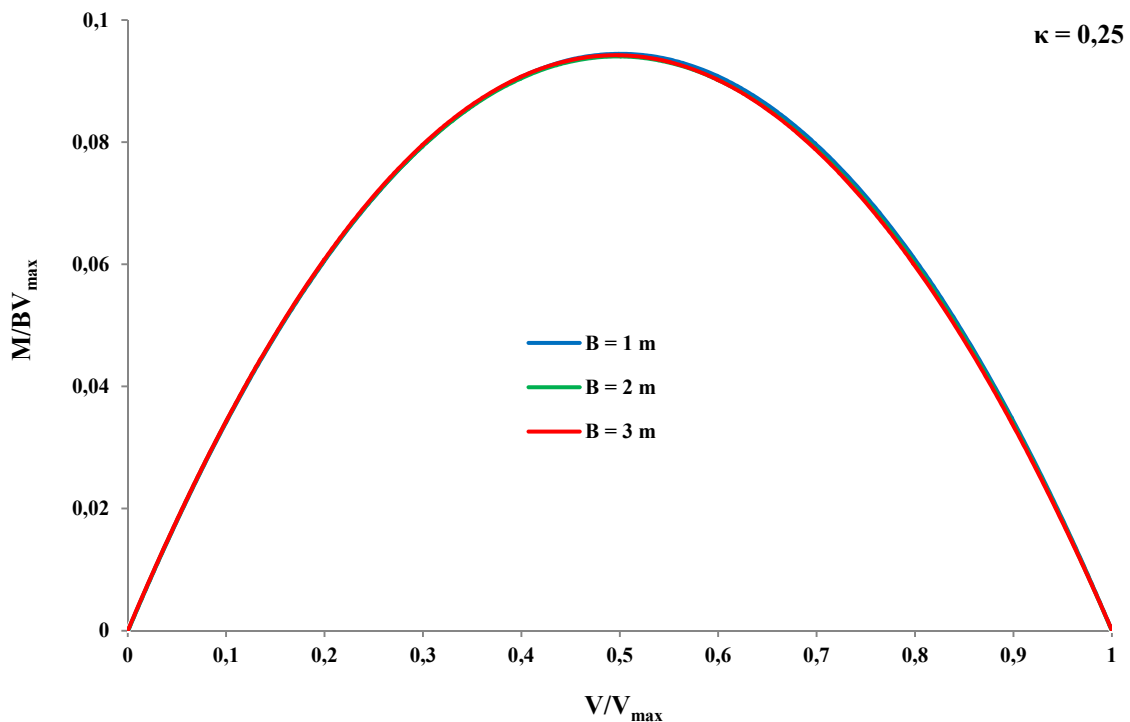


Figure 3.17 Courbes enveloppes (V-M) estimées par différentes approches, avec  $\varphi = 30^\circ$  et un rapport de surcharge  $\kappa = 2,0$

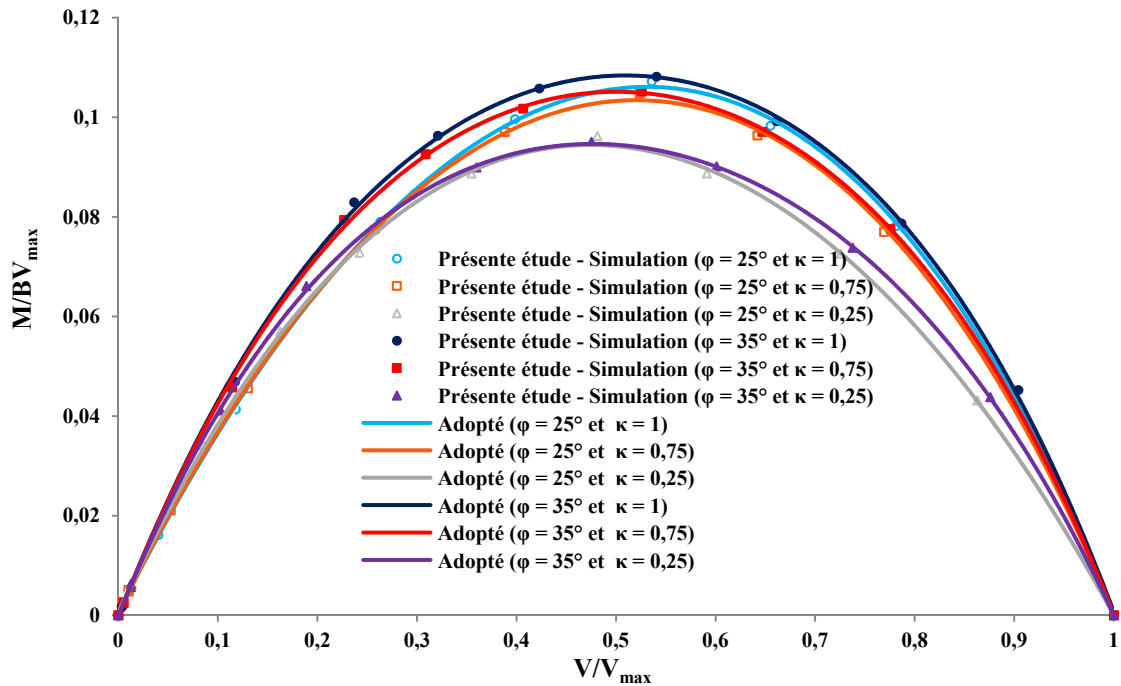
Pour des valeurs de  $B$  et  $\gamma$  différentes de 1 m et 20 kN/m<sup>3</sup>, respectivement, la capacité portante d'une fondation filante peut être estimée en utilisant les facteurs  $N_q$  et  $N_\gamma$  qui prennent des valeurs identiques pour les mêmes valeurs de  $\phi$  et  $\kappa$  (Michalowski, 1997). Les courbes enveloppes (V-M) présentées sur la figure 3.18 sont pratiquement superposées, ce qui signifie que la largeur de la fondation n'a aucun effet sur la taille des courbes enveloppes.



**Figure 3.18** Courbes enveloppes (V-M) adoptées en appliquant l'équation proposée, avec  $\phi = 30^\circ$  et  $\kappa = 0,25$

La figure 3.19 montre une comparaison entre les courbes enveloppes tracées en utilisant les résultats directs de la simulation. Deux valeurs de l'angle de frottement ont été considérées  $\phi = 25^\circ$  et  $\phi = 35^\circ$ . Contrairement aux approches traitées précédemment et les résultats illustrés dans les figures de 3.8 à 3.11. La taille des courbes enveloppes est inversement proportionnelle aux valeurs des angles de frottement du sol quel que soit la valeur de  $\kappa$ . La différence entre les tailles des courbes enveloppes augmente tout en augmentant la valeur de  $\kappa$ .

Le tableau 3.2 récapitule les valeurs des constantes du polynôme donné par l'équation 3.18 traçant les courbes enveloppes pour différents cas de chargement en utilisant l'équation proposée et/ou la simulation numérique.



**Figure 3.19** Courbes enveloppes (V-M) estimées par la présente simulation numérique, pour différentes valeurs du rapport de surcharge  $\kappa = 0,25, 0,75$  et  $1$  avec  $\varphi=25^\circ$  et  $35^\circ$

**Tableau 3.2** Valeurs adoptées des constantes  $a_i$

$\varphi$ (°)	Equation proposée	Simulation	$\kappa$	$a_1$	$a_2$	$a_3$	$a_4$
25		✓	0,25	-0,097	0,266	-0,604	0,435
25		✓	0,75	-0,111	0,162	-0,458	0,408
25		✓	1	-0,119	0,140	-0,422	0,401
30		✓	0	-0,457	0,958	-0,965	0,465
30		✓	0,25	-0,213	0,497	-0,750	0,465
30	✓		0,25	-0,006	-0,014	-0,343	0,364
30		✓	0,5	-0,341	0,668	-0,805	0,478
30	✓		0,5	0,016	-0,090	-0,288	0,363
30		✓	1	-0,449	0,839	-0,918	0,530
30	✓		1	-0,032	-0,056	-0,300	0,391
30		✓	1,25	-0,372	0,665	-0,800	0,509
30	✓		1,25	-0,022	-0,126	-0,235	0,387
30		✓	1,5	-0,230	0,345	-0,572	0,457
30	✓		1,5	-0,012	-0,214	-0,142	0,372
30		✓	2	-0,189	0,268	-0,549	0,469
30	✓		2	-0,049	-0,260	-0,060	0,374
30		✓	5	-0,075	0,011	-0,387	0,452
35		✓	0,25	-0,316	0,688	-0,857	0,485
35		✓	0,75	-0,330	0,662	-0,836	0,504
35		✓	1	-0,349	0,676	-0,835	0,509

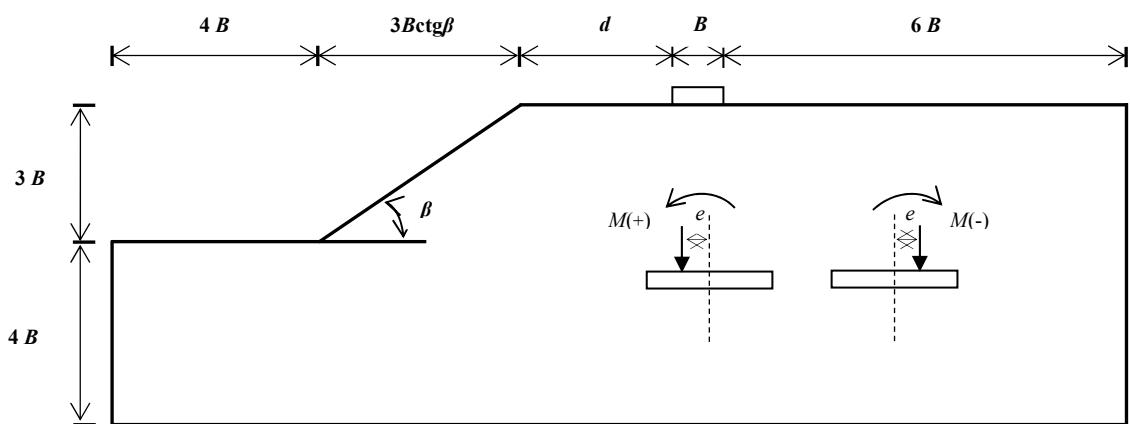
### 3.5. Fondation filante reposant sur une pente

L'objectif de la présente étude est de déterminer les sollicitations ultimes  $V$  et  $M$  d'une fondation filante reposant sur une pente d'un sol frottant sans cohésion, pour différentes valeurs du rapport d'excentricité  $e/B$ . La géométrie et les conditions de charge pour ce problème sont illustrées sur la figure 3.20a.

Une fondation filante de largeur  $B$  est située à une distance  $d$  de la crête d'une pente de hauteur  $H$  et d'angle d'inclinaison  $\beta$ . L'excentricité des charges appliquées peut être de signe positif ou négatif, comme il est montré sur la figure 3.20a. L'angle de la pente  $\beta=26,56^\circ$  et la distance relative entre la crête de la pente et le bord de la fondation a pour valeurs  $d/B = 0, 1, 2$  et  $3$ .

Les conditions aux limites et les dimensions du modèle choisi sont illustrées sur la figure 3.20b. Le problème présenté concerne le cas d'une fondation filante située à une distance  $d = B = 1\text{m}$  de la crête d'une pente en sol frottant sans cohésion, de hauteur  $H = 3\text{m}$ .

(a)



(b)

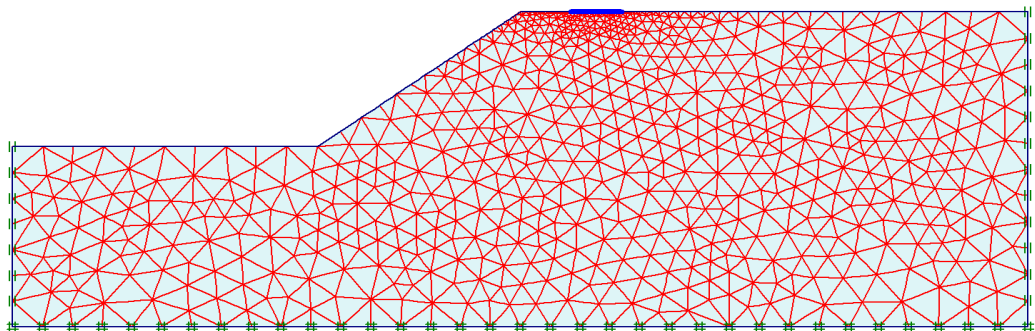


Figure 3.20 Présentation du problème, (a) : géométrie, (b) : maillage et les conditions aux limites

### 3.5.1. Mécanisme de rupture

La figure 3.21 montre les vecteurs du déplacement incrémental à la rupture, pour le cas d'une fondation filante soumise à une charge excentrée de  $e/B = 0,2$ , reposant au sommet d'une pente ( $d/B = 0$ ). Nous constatons que le mécanisme de rupture est antisymétrique. Les vecteurs du déplacement incrémental sont orientés vers la pente. Le volume du sol de la zone passive est réduit, ce qui conduit à une réduction de la portance du sol.

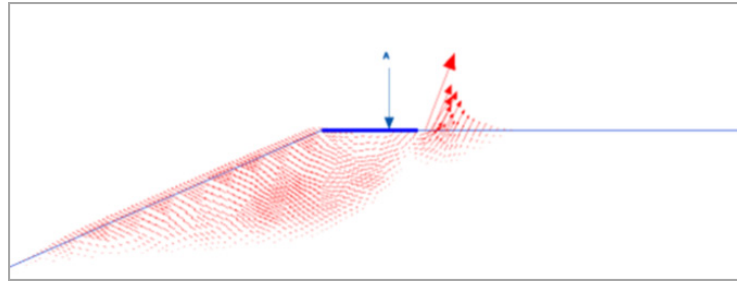


Figure 3.21 Mécanisme de rupture pour  $e/B = 0,20$

### 3.5.2. Résultats et discussions

La distribution des contraintes normales  $\sigma_n$  agissant sur la base de la fondation, pour le cas d'un sol associé frottant sans cohésion, en utilisant le code PLAXIS, est illustrée sur la figure 3.22. Les contraintes normales au niveau des nœuds sous la base sont calculées pour le cas d'une fondation filante reposant à une distance relative  $d/B = 3$  de la crête de la pente. On constate que l'augmentation de l'excentricité conduit à un changement de la forme et de la taille des diagrammes des contraintes normales sous la fondation, comme indiqué par Loukidis et al. (2008).

La figure 3.23 illustre les courbes enveloppes (V-M), en considérant différentes valeurs de la distance relative entre la crête de la pente et la fondation,  $d/B = 0, 1, 2$ , et  $3$ . On constate que l'augmentation du rapport  $d/B$  conduit à la diminution de la taille des courbes enveloppes jusqu'à ce qu'elle devient identique à celle du cas d'un terrain horizontal ( $\beta = 0$ ). Ceci indique que l'influence de la pente sur la portance de la fondation devient négligeable à partir d'une certaine distance relative ( $d/B = 3$ ). C'est-à-dire qu'au de-là de  $d/B = 3$ , la fondation est considérée posée sur une surface horizontale.



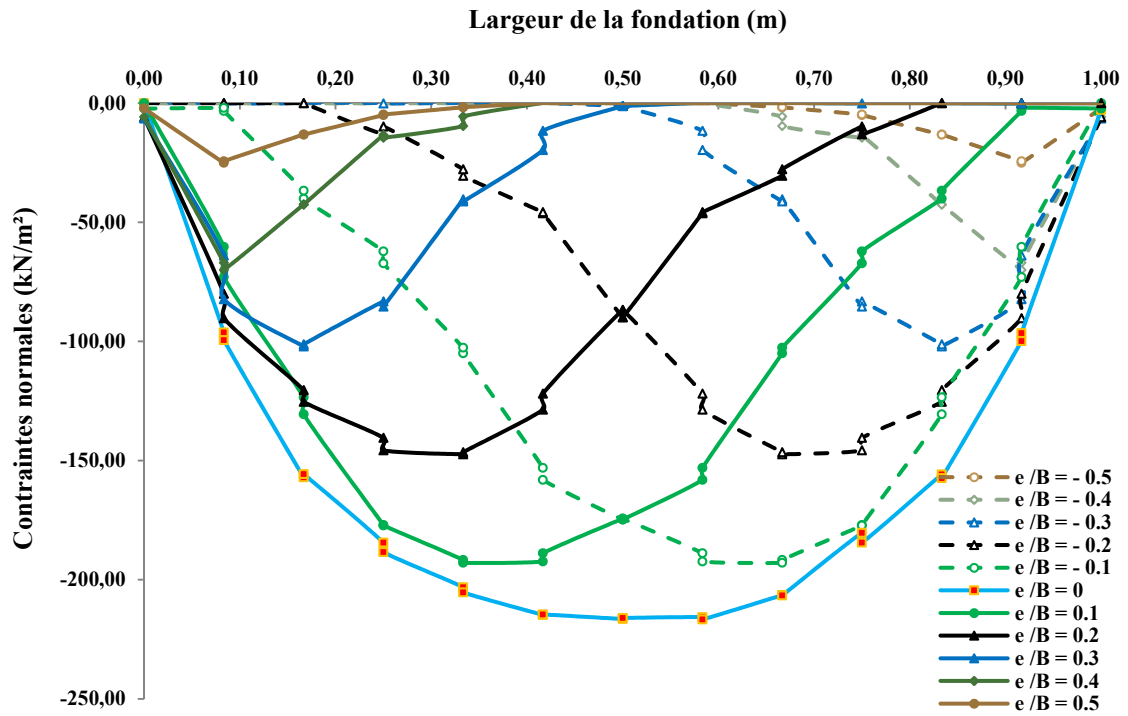


Figure 3.22 Distribution des contraintes normales  $\sigma_n$  agissant le long de la base d'une fondation soumise à des charges centrées et excentrées, pour  $d/B = 3$  et  $\phi=30^\circ$

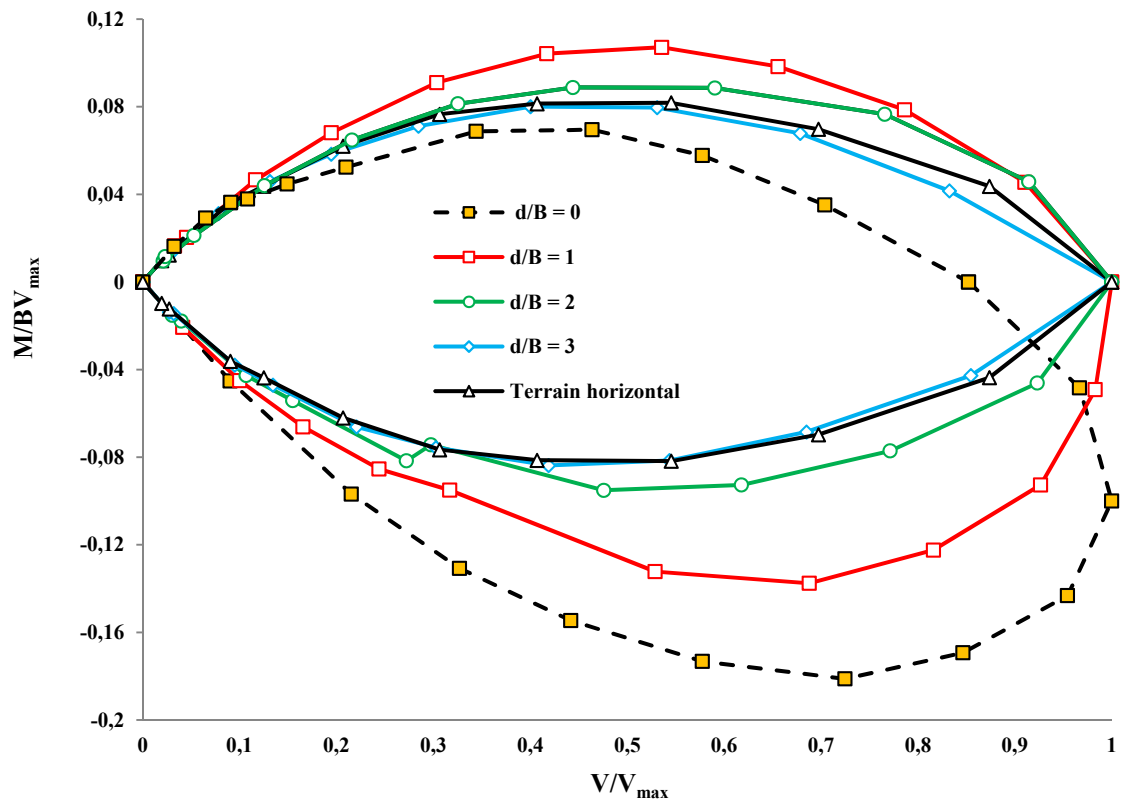
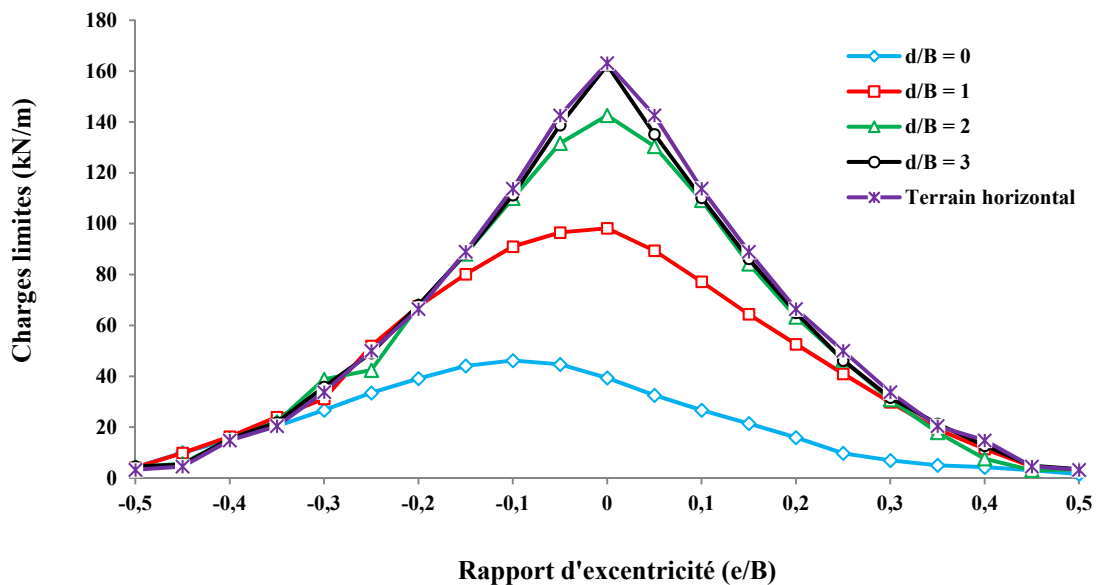


Figure 3.23 Courbes enveloppes (V-M) d'une fondation filante au voisinage d'une pente, avec  $\phi=30^\circ$  et  $\beta = 26,56^\circ$

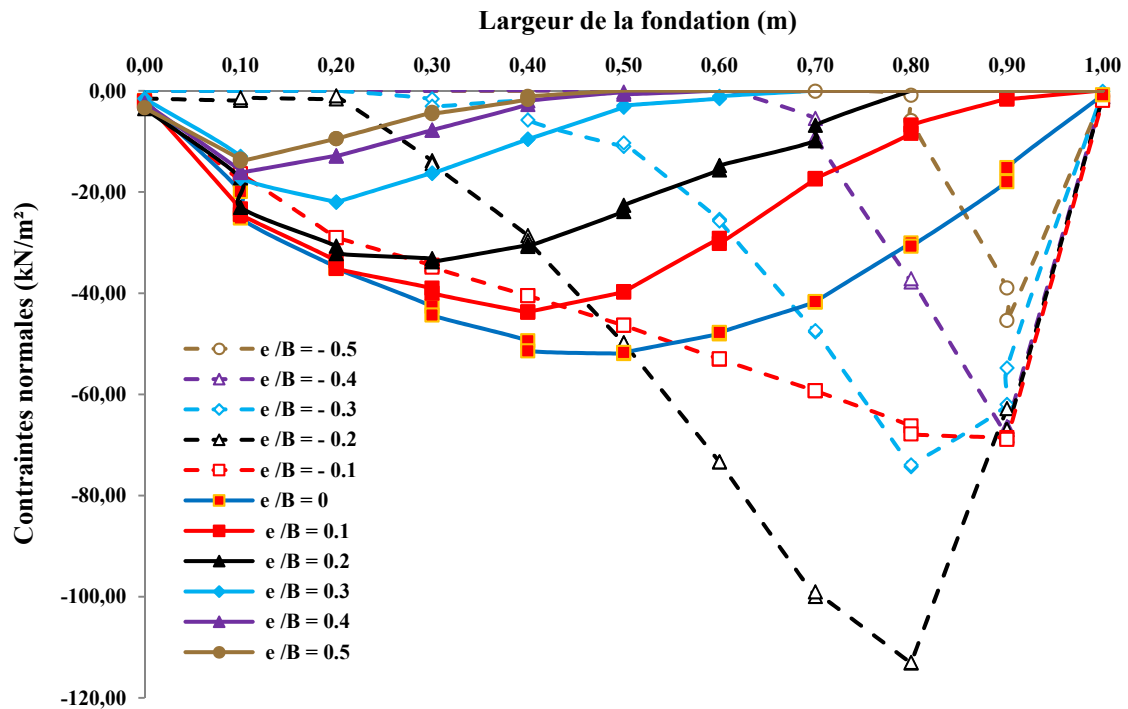
La figure 3.24 montre la distribution des charges limites de la fondation filante, en fonction de l'excentricité, pour différentes distances relatives à partir de la crête de pente. Pour une distance relative  $D/B = 0$ , la courbe de la charge limite en fonction de l'excentricité a une forme parabolique, et la valeur maximale est obtenue pour une excentricité  $e = -0,1B$ . Cette courbe est dissymétrique par rapport à l'axe  $e/B = 0$ .

Tout en éloignant la fondation de la crête de pente, la distribution des charges limites devient de plus en plus linéaire de part et d'autre du centre de la fondation. Toutes les charges limites deviennent centrées à partir de  $d = 1B$ . L'écart entre les pics des charges limites diminue en éloignant la fondation de la crête de pente, par exemple on a remarqué sur la figure 3.24, un écart de 52 kN/ml entre la charge limite d'une fondation posée à une distance  $d = 0$  et celle reposant à une distance  $d = 1B$ , par contre, l'écart noté pour les distances  $d = 2B$  et  $d = 3B$  n'est que 19,8kN/ml.



**Figure 3.24** Charges limites d'une fondation filante au voisinage d'une pente en fonction de l'excentricité, avec  $\varphi = 30^\circ$  et  $\beta = 26,56^\circ$

La figure 3.25 montre la distribution des contraintes normales  $\sigma_n$ , calculées au niveau des nœuds de la base d'une fondation reposant en crête du talus ( $d/B = 0$ ). Il est à noter que les contraintes normales engendrées par l'excentricité négative ( $e < 0$ ) sont plus élevées que celles engendrées par l'excentricité positive ( $e > 0$ ).



**Figure 3.25** Distribution des contraintes normales  $\sigma_n$  agissant le long de la base d'une fondation soumise à des charges centrées et excentrées, pour  $d/B = 0$  et  $\varphi = 30^\circ$

La forme de la distribution parabolique des contraintes dans la demi-largeur gauche correspond aux excentricités positives ( $e \geq 0$ ). Par ailleurs, la distribution triangulaire des contraintes dans la demi-largeur droite correspond aux excentricités négatives ( $e < 0$ ). La charge limite se produit à l'excentricité  $e = -0,2B$ . Les contraintes normales  $\sigma_n$  maximales se développent à  $e/B = -0,3$  ou  $e/B = -0,4$ .

### 3.6. Conclusion

PLAXIS est un outil très efficace pour la modélisation des fondations soumises à des charges verticales excentrées. La comparaison entre les résultats fournis par PLAXIS et les autres approches disponibles dans la littérature, montre la fiabilité des résultats élaborés par le code PLAXIS. La méthode dite "Probe" est une technique très efficace, employée pour déterminer point par point les charges limites permettant de tracer les courbes enveloppes (V-M), en tenant compte de l'excentricité des charges verticales. Cette procédure donne des résultats très satisfaisant par rapport à ceux élaborés par d'autres approches disponibles dans littérature. Les résultats des simulations obtenus par PLAXIS permettent de donner les conclusions suivantes :

La capacité portante du sol de fondation est très influencée par l'excentricité des charges verticales ;

Le polynôme du 4<sup>ème</sup> ordre est en très bon accord avec toutes les courbes enveloppes pour le cas d'un sol horizontal ;

La distribution des contraintes normales est pratiquement symétrique par rapport au centre de la fondation posée sur un sol horizontal ;

L'ancrage de la fondation ou les surcharges appliquées sur la surface libre du sol, conduisent à l'augmentation de sa capacité portante ;

Il est à noter que pour le cas d'une fondation reposant sur la crête du talus, les contraintes normales dues aux excentricités négatives sont plus grandes que celles dues aux excentricités positives ;

L'effet de la pente inclinée de  $\beta = 26,56^\circ$  disparaît en éloignant la fondation d'une distance relative  $d/B = 3$  de la crête du talus ;

Les tailles et les formes des courbes enveloppes sont très influencées par la distance relative  $d/B$ , entre la fondation et la crête du talus ;

Les tailles des courbes enveloppes diminuent en éloignant la fondation de la crête du talus ;

Dans le cas particulier d'une fondation posée sur la crête du talus ( $d/B = 0$ ), la courbe enveloppe (V-M) correspondante, a subi une rotation autour du centre du repère dans le sens des aiguilles d'une montre.

## **CHAPITRE 4 :**

# **ETUDE D'UN MUR RENFORCE SOLLICITE PAR UNE FONDATION FILANTE, DANS LES CAS STATIQUE ET DYNAMIQUE**

### **4.1. Introduction**

L'excentricité et l'inclinaison de la charge provoquent une diminution de la capacité portante de la fondation. Deux méthodes de calcul de la capacité portante des fondations filantes soumises à des charges excentrées et/ou inclinées, sont disponibles dans la littérature. La première c'est la méthode classique basée sur l'introduction des facteurs de correction, et la seconde c'est la méthode avancée des courbes enveloppes.

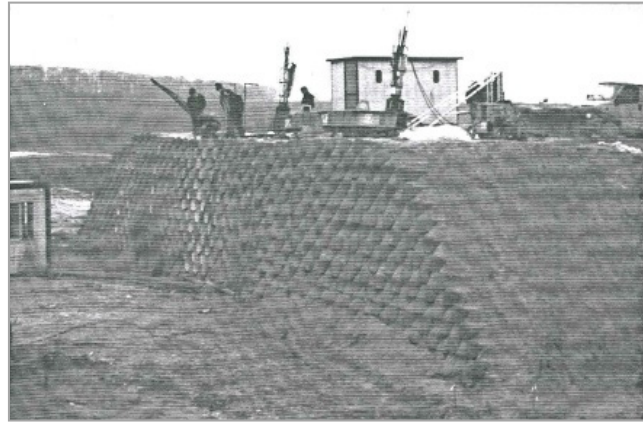
Lorsque la pente dépasse un certain degré d'inclinaison, elle devient instable même sous l'effet de son poids propre seulement. Plusieurs méthodes peuvent être utilisées pour stabiliser les pentes, parmi lesquelles, on cite le cas des murs soutènement. Les ouvrages de soutènement renforcés sont devenus très utilisés dans le domaine de la géotechnique (Holtz et Lee 2002 ; Arab et al. 2017 ; Gourc et Delmas 2017). Le renforcement des sols par géosynthétiques permet d'améliorer la stabilité et la portance des ouvrages de soutènement même sous un chargement sismique. Egalement, cette technique permet la réalisation rapide et économique de ce type d'ouvrages de soutènement. De nombreuses études ont été présentées dans ce contexte (Bathurst et Hatami, 1998 ; Ling et Leshchinsky, 1998 ; Kramer et Paulsen, 2001 ; Guler et al., 2012 ; Latha et Santhanakumar, 2015 ; Jiang et al., 2018). Des études expérimentales ont été réalisées pour comprendre le comportement réel des ouvrages de soutènement renforcés (Séré, 1995 ; Haza, 1997 ; Wang et al., 2015; El-Emam, 2018).

L'objectif de la présente étude est d'examiner un ouvrage de soutènement à parement en blocs modulaires renforcé par géosynthétiques, dans le cas statique et après un chargement sismique. Egalement, ce travail s'intéresse à la détermination de la distance relative  $d/B$  entre le parement du mur et le bord de la fondation de largeur  $B$ , suffisante pour la disparition de l'effet du mur, dans les deux cas de chargement. La détermination de cette distance se fait par plusieurs méthodes, en tenant compte de l'effet de l'excentricité des charges verticales appliquées sur la fondation. Le code de calcul par éléments finis PLAXIS est utilisé pour simuler ce problème, en appliquant la méthode «Probe» pour déterminer les courbes enveloppes des charges verticales excentrées en plan. En fin les résultats sont présentés sous forme de tableaux et courbes, et comparés avec ceux disponibles dans la littérature.

## **4.2. Validation du modèle numérique**

Gourc et al. (1995) ont réalisé des essais en vraie grandeur sur un massif en sol renforcé par géosynthétiques, sollicité localement en tête (Figure 4.1). Le parement du massif est constitué de blocs modulaires. Le remblai expérimental a une hauteur totale de 4,35 m pour une largeur à sa base de 38,41 m. Deux types de massifs renforcés par des nappes géosynthétiques de longueurs et de rigidité axiale différentes ont été réalisés pour des raisons de comparaison (Figures 4.2 et 4.3). Le premier mur (Figure 4.2) est renforcé par des nappes non tissées de rigidité axiale de  $EA = 95 \text{ kN/m}$ , le deuxième est renforcé par

nappes tissées avec  $EA = 340 \text{ kN/m}$  (Figure 4.3), où  $E$  désigne le module de déformation longitudinale et  $A$  la section transversale de la nappe géosynthétique. Ce massif est surchargé en tête par une semelle rigide de largeur  $B = 1 \text{ m}$  posée à une distance  $d = 1 \text{ m}$  du parement intérieur du mur.

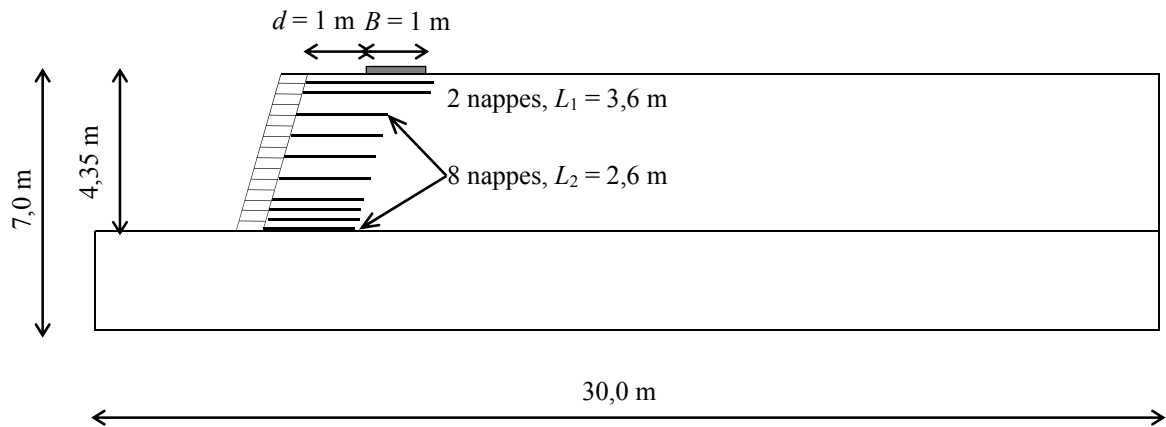


**Figure 4.1** Vue générale du massif expérimental (Haza, 1997)

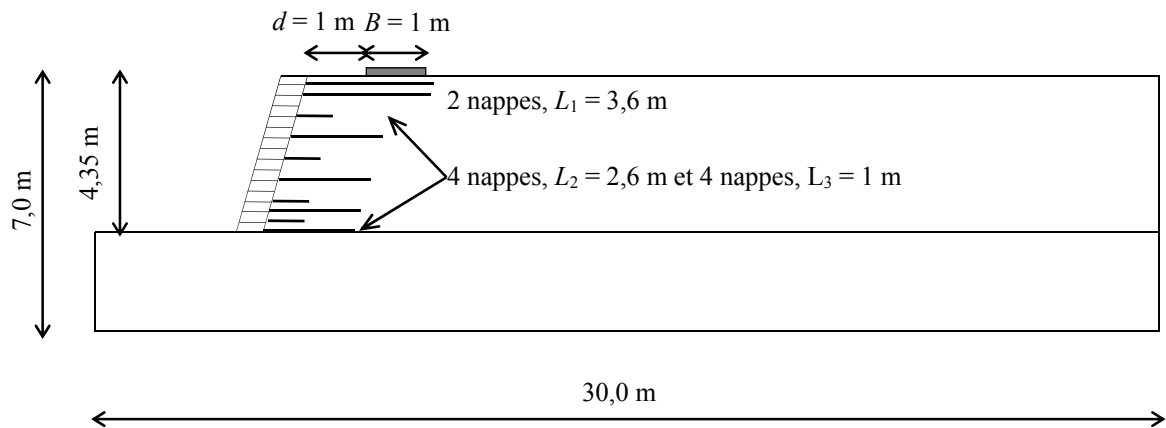
Le parement est formé de blocs modulaires creux en béton de dimensions  $57 \times 55 \times 29 \text{ cm}^3$ , le vide de chaque bloc est  $50 \times 47 \times 29 \text{ cm}^3$  est rempli par un remblai de poids volumique  $\gamma_1 = 18 \text{ kN/m}^3$ . Ces blocs sont simplement posés les uns sur les autres lors de la construction. Le poids volumique total des blocs modulaires est égal à  $27,82 \text{ kN/m}^3$ . Le sol derrière le mur ayant les caractéristiques suivantes : un angle de frottement interne  $\varphi = 36^\circ$ , un angle de dilatance  $\psi = 16^\circ$ , une cohésion  $c = 4 \text{ kN/m}^2$ , un poids volumique  $\gamma_2 = 19 \text{ kN/m}^3$ , un coefficient de Poisson  $\nu = 0,33$  et un module de déformation longitudinale  $E = 35 \text{ MPa}$ . Le modèle expérimental de Gourc et al. (1995) a été adopté par Arab et al. (2005) pour effectuer une étude numérique par la méthode des éléments finis, en considérant une largeur du modèle égale à  $8 \text{ m}$ .

Dans la présente étude on utilise le code PLAXIS pour examiner le modèle de Gourc et al. (1995). Ainsi, après une série d'analyses numériques effectuée sur différents modèles on adopte un modèle de  $7 \text{ m}$  de hauteur totale et de  $30 \text{ m}$  de largeur, avec une hauteur de mur égale à  $4,35 \text{ m}$  (Figures 4.2, 4.3 et 4.4). Les conditions aux limites appliquées aux frontières consistent à bloquer le déplacement horizontal pour les frontières latérales, tandis que la base du modèle est bloquée dans les deux directions horizontale et verticale.

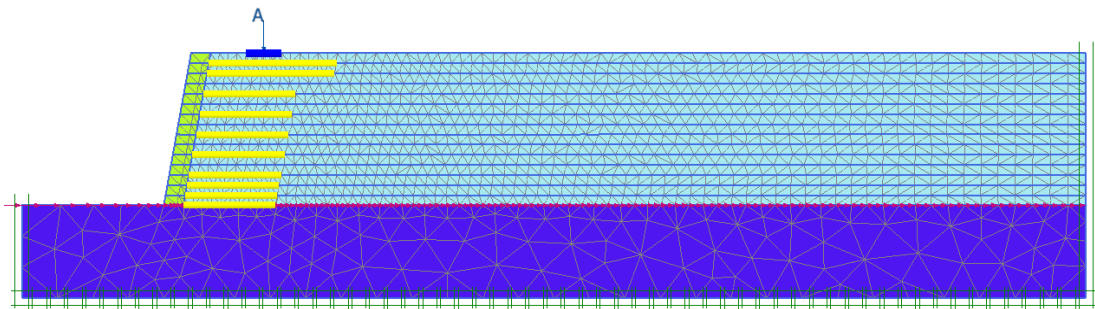
Le modèle de comportement élastique parfaitement plastique est utilisé en adoptant le critère de Mohr-Coulomb. Le maillage dans la zone de renferment est raffiné afin d'obtenir des résultats plus fiables.



**Figure 4.2** Présentation du modèle adopté pour des nappes non tissées ( $EA = 95 \text{ kN/m}$ )



**Figure 4.3** Présentation du modèle adopté pour des nappes tissées ( $EA = 340 \text{ kN/m}$ )



**Figure 4.4** Maillage et conditions aux limites du modèle adopté ( $EA = 95 \text{ kN/m}$ )

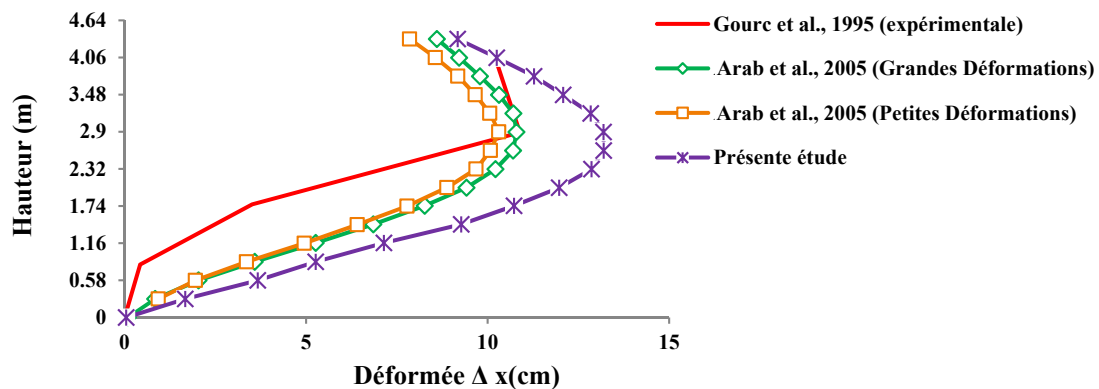
Le modèle est discrétisé en utilisant des triangles à 15 nœuds. La base de la fondation est considérée parfaitement rugueuse. Un raffinement local du maillage a été effectué dans les zones de forts gradients de contraintes, c'est-à-dire sous la base de la fondation. Les blocs modulaires du parement ont un comportement élastique. La valeur du module d'élasticité du parement adoptée est celle proposée par la norme française NF P94-210 (1992),



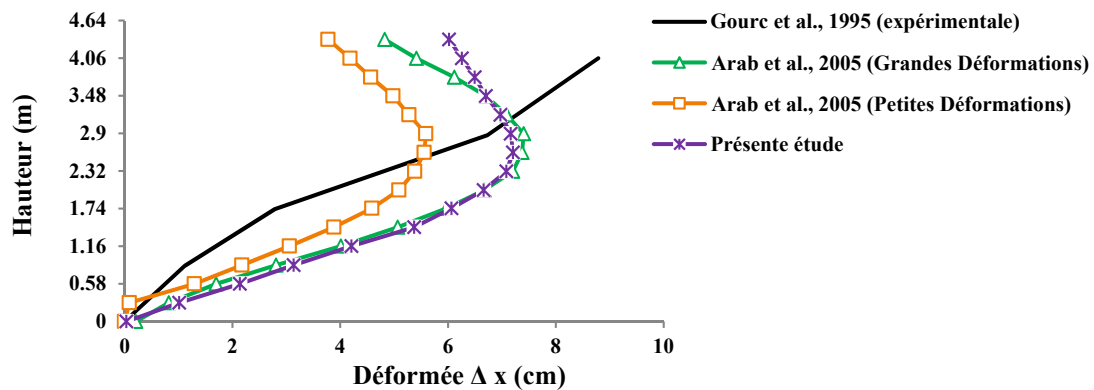
les valeurs des modules d'élasticité et le coefficient de Poisson adoptées sont respectivement :  $E = 20 \text{ MPa}$  et  $\nu = 0,2$ .

Les figures 4.5 et 4.6 comparent les résultats de déformée du parement obtenus par la présente étude avec ceux de Gourc et al. (1995) et Arab et al. (2005), après l'application d'une charge verticale centrée de  $Q = 190 \text{ kN/ml}$  sur une fondation filante placée à une distance  $d = 1 \text{ m}$  au bord du mur, en considérant respectivement des rigidités à la traction des nappes géosynthétiques 95 et 340 kN/m.

Il est à noter que le présent modèle fournit des résultats qui sont en bon accord avec les résultats expérimentaux et numériques, notamment pour la disposition illustrée sur la figure 4.3. La déformée du mur obtenue par la présente étude est en bon accord avec l'expérimentation dans les parties supérieure et inférieure du mur. Pour  $H = 4,06 \text{ m}$  les résultats de cette étude sont en excellent accord avec ceux de Gourc et al. (1995) pour le cas des nappes de rigidité axiale de 95 kN/m.



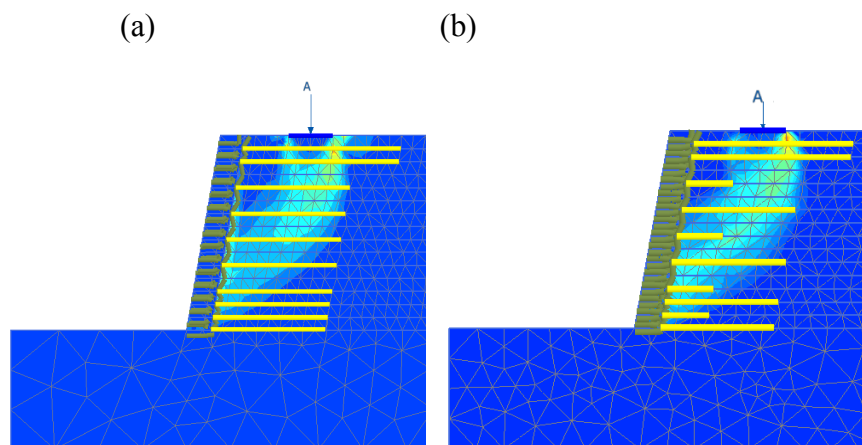
**Figure 4.5** Déformées du parement dans le cas d'une charge centrée en tête  $Q = 190 \text{ kN/ml}$  pour  $EA = 95 \text{ kN/m}$



**Figure 4.6** Déformées du parement dans le cas d'une charge centrée en tête  $Q = 190 \text{ kN/ml}$  pour  $EA = 340 \text{ kN/m}$

Par ailleurs, pour une hauteur de mur comprise entre 0,58 m et 2,9 m, la différence entre les déformées pour les deux études est presque constante, elle est de l'ordre de 3,5 cm. Les valeurs de déformées obtenues par la présente étude sont légèrement supérieures à celles données par Arab et al. (2005), les différences maximales entre les résultats sont de l'ordre de 10 % et 16,5 % respectivement pour le calcul en grandes et petites déformations ( $EA=95\text{kN/m}$ ). Il est important de noter que la différence entre les résultats des différents modèles est liée au choix des caractéristiques des sols et des différents matériaux en interaction, ainsi que le choix du modèle approprié. Il est à noter que les résultats publiés par Arab et al. (2005) sont obtenus en utilisant le logiciel GOLIATH pour le calcul en grandes déformations (GD) et le code PLAXIS pour le calcul en petites déformations (PD).

La figure 4.7 montre les déformations principales dans le massif du sol renforcé, au voisinage du parement et au-dessous de la semelle sous une charge  $Q = 190 \text{ kN/ml}$ . La présence des nappes de renforcement de longueur importante, scellées dans la partie passive du sol, conduit au développement de trois zones sont : le coin triangulaire sous la semelle et la partie supérieure située entre la semelle et le sommet du mur qui sont en état élastique, la troisième est une zone du sol plastifiée penchée vers le pied du parement.



**Figure 4.7** Déformations principales observées en appliquant une charge centrée en tête  $Q=190\text{kN/ml}$ , avec (a) :  $EA = 95 \text{ kN/m}$  et (b) :  $EA = 340 \text{ kN/m}$

Le tableau 4.1a et b présente une comparaison entre les valeurs des déplacements des nappes 3, 5, 7 et 9 estimées au niveau du parement pour deux valeurs de la charge verticale ( $Q = 0$  et  $Q = Q_u$ ) appliquée à une distance  $d = 1B$ , où  $Q_u$  est la charge limite par unité de longueur. Les résultats obtenus par la présente étude sont en bon accord avec ceux des

essais expérimentaux pour le cas d'un massif chargé en tête jusqu'à la rupture ou non chargé.

**Tableau 4.1** Comparaison des valeurs des déplacements des têtes des nappes

(a)

Nappe N°	Déplacement (mm)			
	EA = 95 kN/m			
	Q = 0		Q <sub>u</sub>	
	Présente étude	Expérimentale	Présente étude	Expérimentale
9	<b>21,9</b>	18	<b>199,08</b>	202,2
7	<b>21,1</b>	10	<b>198,44</b>	201,3
5	<b>16,7</b>	23	<b>136,46</b>	97,3
3	<b>7,8</b>	8	<b>52,86</b>	16,3

(b)

Nappe N°	Déplacement (mm)			
	EA = 340 kN/m			
	Q = 0		Q <sub>u</sub>	
	Présente étude	Expérimentale	Présente étude	Expérimentale
9	<b>17,1</b>	27	<b>172,4</b>	197,8
7	<b>15,9</b>	13	<b>177</b>	139,2
5	<b>12</b>	20	<b>121,9</b>	70,8
3	<b>5,5</b>	13,5	<b>44,9</b>	31,8

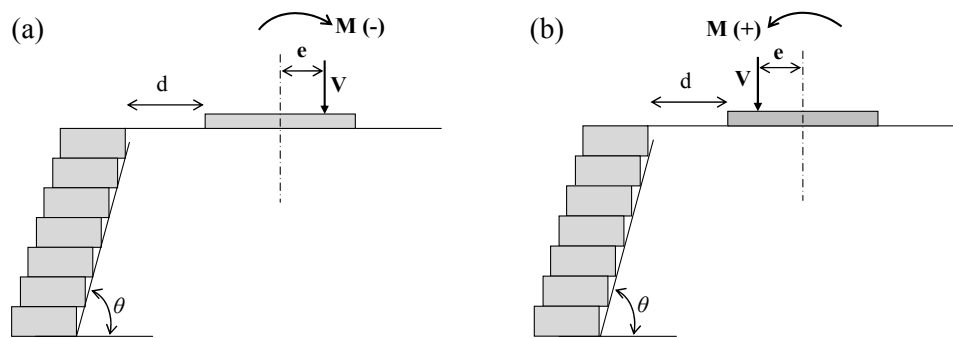
### 4.3. Fondation filante au voisinage d'un mur renforcé en cas statique

La réalisation d'une fondation au voisinage d'un mur renforcé par nappes géosynthétiques, soumise à des charges excentrées dans le cas statique est un cas très fréquent. La distance relative  $d/B$  entre le bord de la fondation et la crête du mur ayant un effet primordial sur la valeur de la charge limite de la fondation. Par conséquent, plusieurs calculs ont été effectués pour estimer la charge limite pour différents rapports  $d/B$ .

La figure 4.8 représente la convention de signe des moments d'excentrement. Les forces de traction maximales développées dans les nappes de renforcement sont aussi estimées pour chaque rapport  $d/B$ . La présente étude a pour objet de déterminer la distance relative  $d/B$  correspondant à la disparition de l'effet du mur renforcé sur la capacité portante ; ainsi, deux procédures sont utilisées :

La première méthode consiste à évaluer la capacité portante sous la fondation pour chaque distance relative  $d/B$ , jusqu'à l'obtention d'une capacité portante correspondant à celle

obtenue pour une surface horizontale. Par ailleurs, dans la deuxième méthode on calcule les forces de traction maximales dans toutes les nappes avant le chargement de la semelle (cas de référence), ensuite on applique une charge verticale excentrée jusqu'à la rupture pour différentes distances relatives  $d/B$ . La disparition de l'effet du mur correspond à la convergence de toutes les courbes de forces de tractions maximales vers le cas de référence.



**Figure 4.8** Convention de signe des moments d'excentrement, (a) : moment négatif, (b) : moment positif

#### 4.3.1. Influence du rapport $d/B$ sur la charge limite de la fondation

La figure 4.9 présente la charge limite appliquée sur la fondation en fonction du rapport  $d/B$  pour un mur incliné ( $\theta = 80^\circ$ ) en cas statique. On remarque que les charges centrées sont les plus importantes pour toutes les valeurs du rapport  $d/B$ . Généralement, les charges limites dues aux grandes excentricités  $0,3 \leq e/B \leq 0,5$  ou  $-0,5 \leq e/B \leq -0,3$  sont très influencées par la zone renforcée. Par contre les charges limites dues aux petites excentricités  $0 \leq e/B \leq 0,2$  ou  $-0,2 \leq e/B \leq 0$  sont influencées par la distance relative. Généralement, les charges limites dues aux excentricités négatives sont plus grandes que celles dues aux excentricités positives dans la zone proches du parement du mur, ce phénomène est probablement dû à l'effet des renforcements et du poids considérable du parement du mur. Il est à noter qu'à partir de  $d/B = 10$ , la capacité portante est pratiquement constante ( $q_u = 756,68 \text{ kN/m}^2$ ), où l'écart entre les capacités portantes calculées aux distances relatives  $d/B = 10$  et  $d/B = 10,5$  est pratiquement nul (n'excède pas 0,03 %).

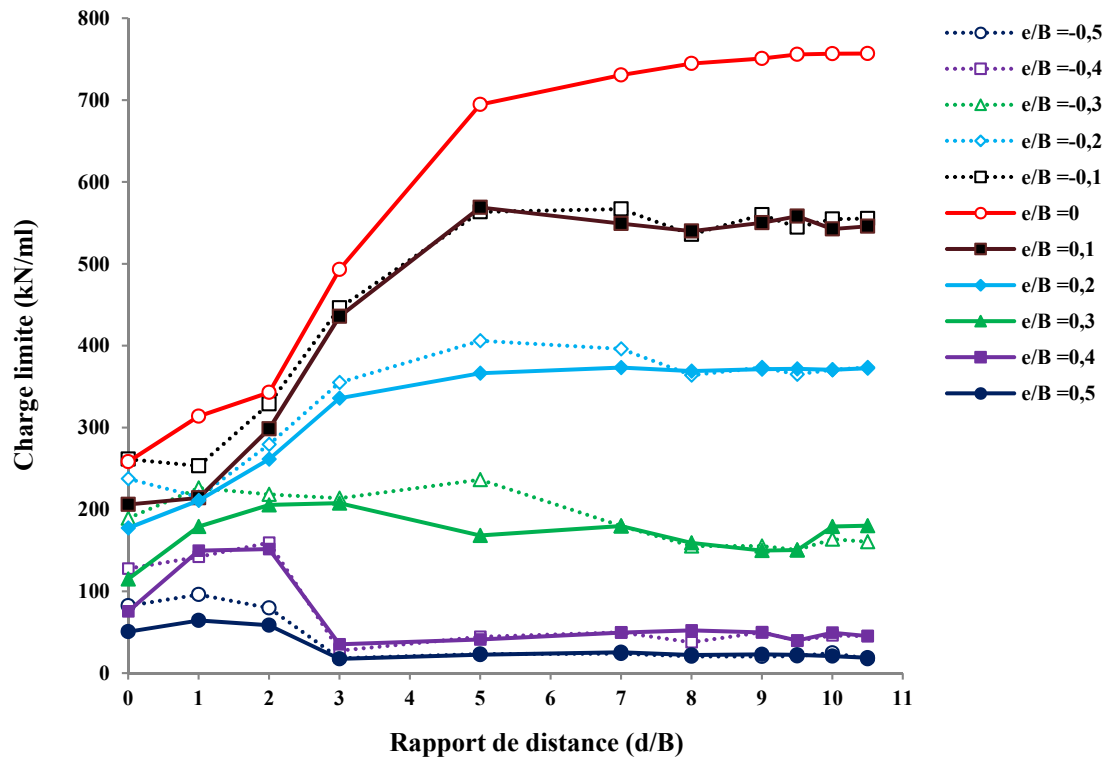


Figure 4.9 Charge limite de la fondation en fonction du rapport  $d/B$  pour un mur incliné ( $\theta=80^\circ$ ), avec  $\varphi = 36^\circ$ ,  $\psi = 16^\circ$  et  $c = 4 \text{ kN/m}^2$

#### 4.3.2. Influence du rapport $d/B$ sur les tailles et les formes des courbes enveloppes

Les figures 4.10 et 4.11 présentent les courbes enveloppes (V-M) en fonction des distances relatives  $d/B$ , d'une fondation posée sur un mur incliné, en sol renforcé de caractéristiques mécaniques :  $\varphi = 36^\circ$ ,  $\psi = 16^\circ$  et  $c = 4 \text{ kN/m}^2$ . On remarque que les tailles des courbes enveloppes se réduisent en augmentant le rapport  $d/B$ . Pour  $d/B = 0$  à 2, les formes des courbes sont irrégulières, puisque ces zones sont exposées à des fortes déformations (le long du parement du mur, ainsi que la zone active derrière le mur). La taille de la partie négative des courbes enveloppes (V-M) est légèrement supérieure à celle de la partie positive pour tous les rapports  $d/B$ , à l'exception du rapport  $d/B = 0$ . Les tailles des courbes enveloppes sont quasi-symétriques par rapport à l'axe horizontal, notamment pour  $d/B \geq 5$  (figure 4.11). Il est à noter que toutes les courbes enveloppes, convergent vers la courbe enveloppe du cas d'un sol horizontal, lorsque la distance relative  $d/B$  est supérieure à 9,5, où le pic de  $M/BV_{\max}$  correspond à ce cas est de l'ordre de 0,097.

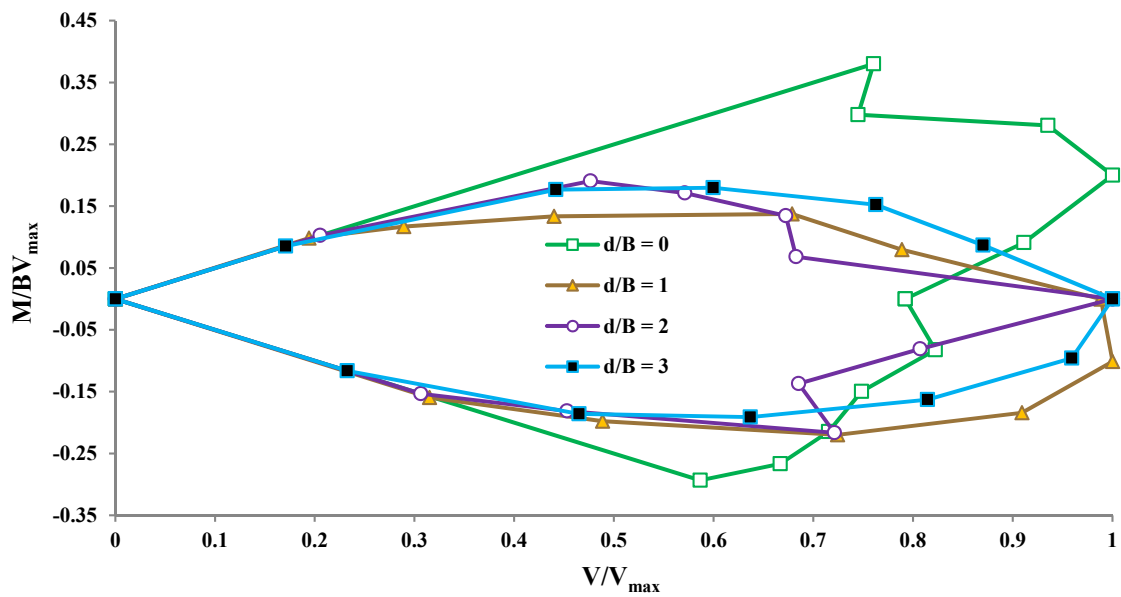


Figure 4.10 Courbes enveloppes (V-M) pour  $d/B = 0$  à  $3$ , avec  $\varphi = 36^\circ$ ,  $\psi = 16^\circ$  et  $c = 4 \text{ kN/m}^2$  (mur incliné)

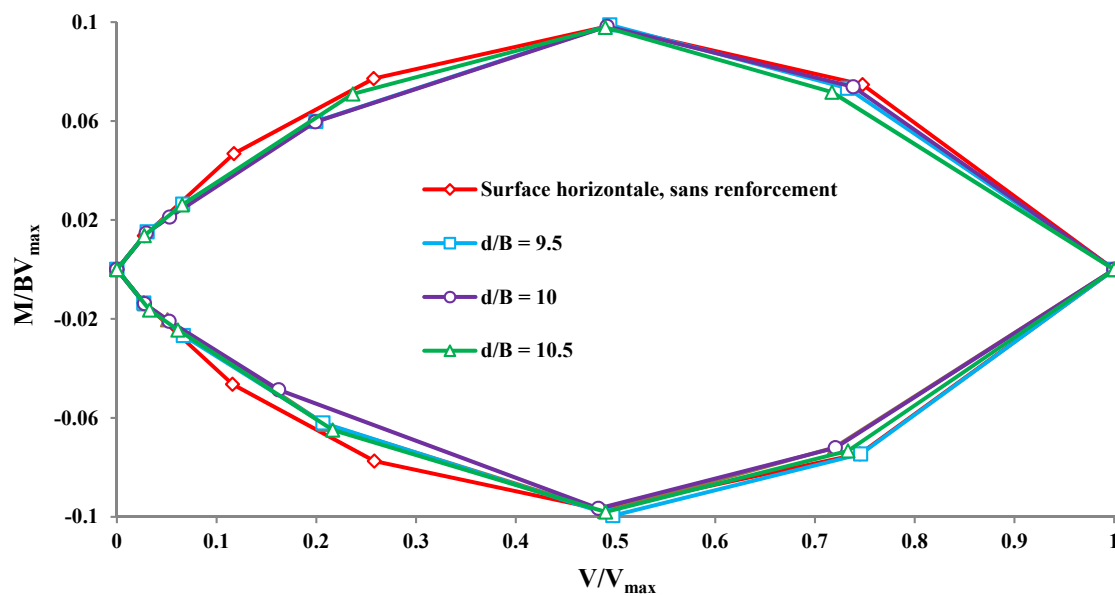


Figure 4.11 Courbes enveloppes (V-M) pour  $d/B = 9,5$  à  $10,5$  avec  $\varphi = 36^\circ$ ,  $\psi = 16^\circ$  et  $c = 4 \text{ kN/m}^2$  (mur incliné)

### 4.3.3. Influence du rapport $d/B$ sur les tractions maximales développées dans les renforcements

Soit  $R_{ST, \max} = \sum T_{ST, \max} / \text{Max}(\sum T_{ST, \max})$ , le rapport des tractions maximales du cas statique.

Soit  $R_{ST, \min} = \sum T_{ST, \min} / \text{Max}(\sum T_{ST, \max})$ , l'asymptote des tractions maximales du cas statique.

$\sum T_{ST, \max}$  : la somme des tractions maximales calculées pour chaque distance relative  $d/B$ , après le chargement de la fondation.

$\sum T_{ST, \min}$  : la somme des tractions maximales calculées pour le cas d'un mur renforcé dans le cas statique, sans prise en compte des charges parvenues de la fondation.

$\max \sum T_{ST, \max}$  : la valeur maximale parmi les sommes des tractions indiquées précédemment.

La figure 4.12 présente le rapport des tractions maximales dans les nappes géosynthétiques du cas statique  $R_{ST}$  en fonction du rapport d'excentricité ( $e/B$ ) pour différentes distances relatives  $d/B$ .

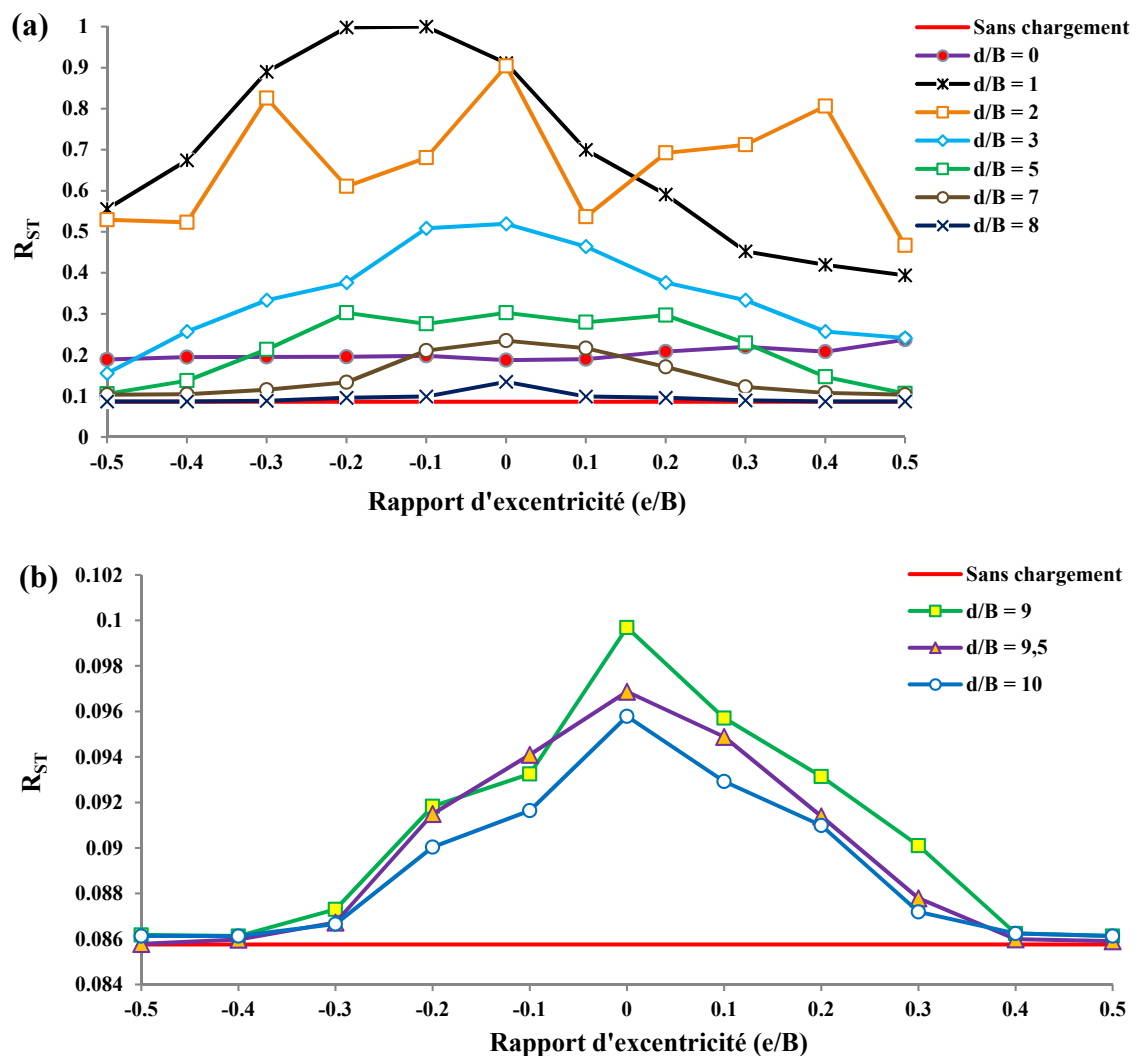
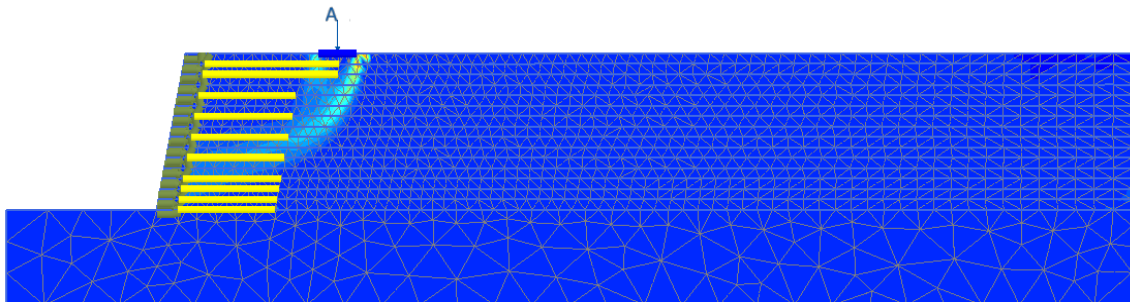


Figure 4.12 Rapport de la somme des tractions maximales des différentes nappes, en fonction du rapport d'excentricité  $e/B$ , pour un mur incliné ( $\theta = 80^\circ$ )

On remarque que la charge excentrée de  $e/B = -0,1$ , pour le cas de  $d/B = 1$ , provoque les forces des tractions maximales ( $R_{ST} = 1$ ) où :  $\max \sum T_{ST, \max} = 107,77 \text{ kN/m}$ . L'excentricité des charges verticales limites de la fondation a un effet considérable sur les valeurs des tractions maximales développées dans la zone renforcée ( $d/B = 1$  à  $3$ ), notamment pour le cas  $d/B = 1$ .

Les valeurs maximales des tractions dans les nappes de renforcement sont enregistrées pour le cas d'une fondation posée à une distance relative  $d/B = 1$ . Il est à noter que l'excentricité négative provoque des tractions plus élevées par rapport à l'excentricité positive pour  $d/B = 1$ , vu la rigidité du parement du mur d'une part, et le passage de la ligne de rupture dans cette zone, d'une autre part. Donc, l'excentricité de la charge limite d'une fondation posée sur une zone renforcée, a un grand effet sur les valeurs des tractions maximales développées dans les nappes de renforcement. On remarque que l'effet de l'excentricité sur les tractions maximales diminue considérablement à partir de  $d/B \geq 3$ , puisque la majorité des nappes de renforcement sont situées dans la zone mobilisée, comme il est montré sur la figure 4.13 ; pour cette raison qu'à partir de cette position, les charges limites obtenues sont des charges centrées. Les tractions maximales dans les nappes deviennent presque les mêmes à partir de la distance relative  $d/B \geq 9,5$ , et elles se convergent vers l'asymptote  $R_{ST, \min} = 0,086$ . A titre d'exemple, l'écart des sommes des tractions maximales entre  $d/B = 9$  et  $d/B = 9,5$  est de l'ordre de  $2,81 \%$ , par contre l'écart entre  $d/B = 9,5$  et  $d/B = 10$  n'est que de l'ordre de  $1,14 \%$ . Ce qui signifie qu'à partir de  $d/B = 10$ , les charges appliquées sur la fondation n'affectent pas les tractions dans les renforcements.

La figure 4.13 représente la surface de rupture due à l'application d'une charge limite à une distance relative  $d/B = 3$ .



**Figure 4.13** Surface de rupture sous une fondation chargée axialement, et posée à  $d/B = 3$ , du parement du mur incliné ( $\theta = 80^\circ$ ), avec  $EA = 95 \text{ kN/m}$



#### 4.3.4. Influence de la rigidité à la traction des nappes géosynthétiques sur la charge limite de la fondation

La figure 4.14 présente les charges limites appliquées sur une fondation posée à une distance relative  $d/B = 3$ , sur un mur vertical en sol renforcé, avec  $\varphi = 36^\circ$ ,  $\psi = 16^\circ$  et  $c=4\text{kN/m}^2$ . Ces charges sont estimées pour différentes rigidités à la traction des nappes géosynthétiques.

On constate que la charge centrée présente la charge maximale pour les différentes rigidités des nappes géosynthétiques. Il est à noter que dans l'intervalle  $-0,3 \leq e/B \leq 0,3$ , les excentricités négatives provoquent des charges limites plus grandes que celles dues aux excentricités positives. Par contre, le signe de l'excentricité n'affecte pas la charge limite quand  $e/B = \pm 0,4$  et  $e/B = \pm 0,5$ .

La différence entre les charges limites diminue en augmentant la rigidité des nappes, à l'exception des grandes excentricités. Par exemple pour une raideur à la traction  $EA=95\text{kN/m}$ , et pour une excentricité  $e/B = \pm 0,1$ , on a enregistré une différence de charge limite de  $45,28 \text{ kN/ml}$  ( $390,95 \text{ kN/ml} - 345,67 \text{ kN/ml}$ ), néanmoins, cette différence diminue jusqu'à  $22,74 \text{ kN/ml}$  pour la raideur  $EA = 2000 \text{ kN/m}$ , et jusqu'à  $13,07 \text{ kN/ml}$  pour la raideur  $EA = 10000 \text{ kN/m}$ .

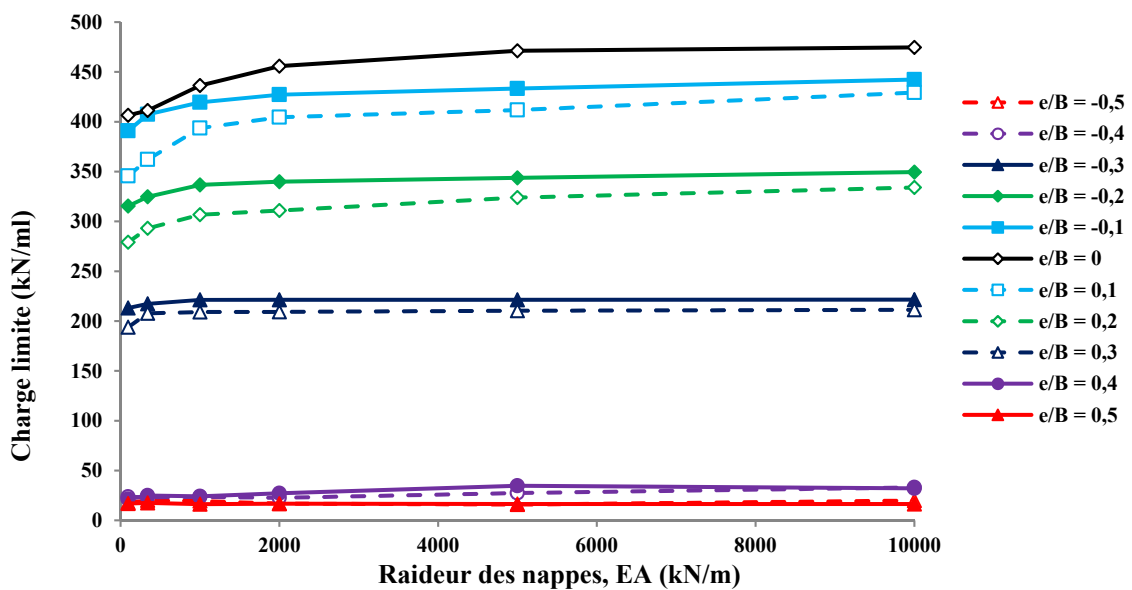
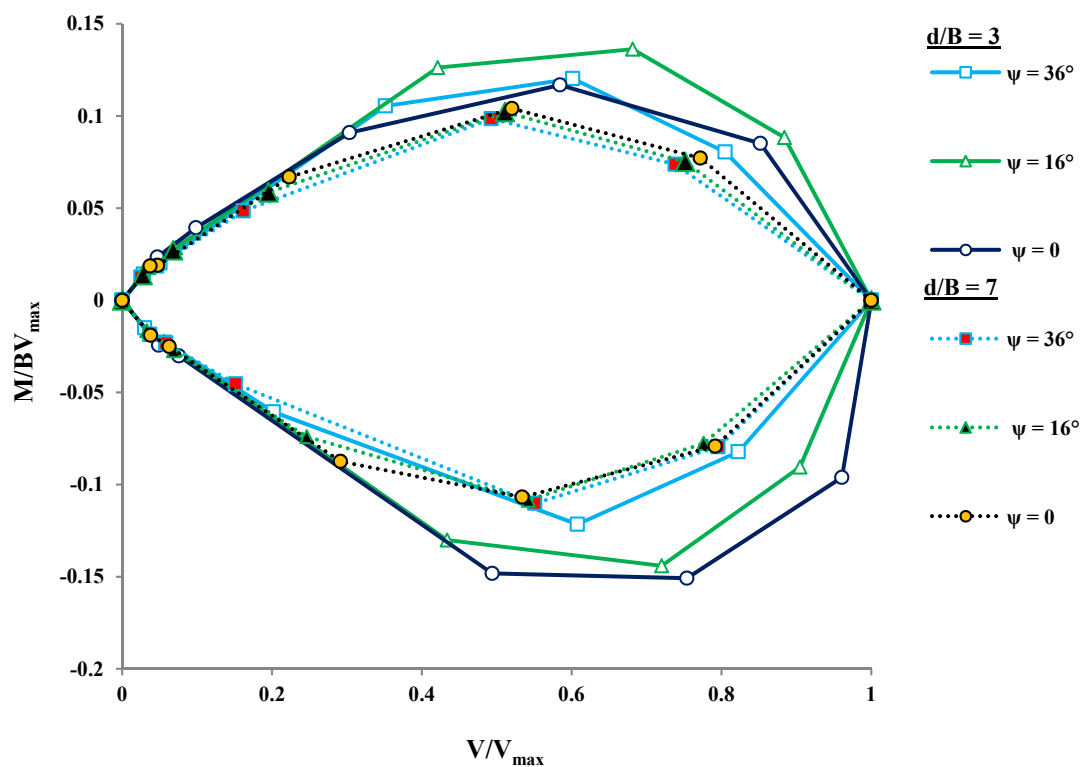


Figure 4.14 Charge limite d'une fondation posée à  $d = 3B$ , sur un mur vertical en sol renforcé, avec  $\varphi = 36^\circ$ ,  $\psi = 16^\circ$  et  $c=4\text{kN/m}^2$ , pour différentes rigidités à la traction

#### 4.3.5. Influence de l'associativité du sol sur la charge limite de la fondation

La figure 4.15 présente l'influence de l'angle de dilatance sur les charges limites d'une fondation posée à des distances relatives  $d/B = 3$  et  $7$ , au voisinage d'un mur incliné. On remarque d'après cette figure, que l'augmentation de l'angle de dilatance provoque le raccourcissement de la taille des courbes enveloppes, par exemple, pour une distance relative  $d/B = 3$ , on a enregistré une valeur  $M/BV_{\max} = 0,136$  pour un sol non associé ( $\varphi=36^\circ$  et  $\psi = 16^\circ$ ), néanmoins, cette valeur diminue jusqu'à  $M/BV_{\max} = 0,120$  pour un sol associé ( $\varphi = \psi = 36^\circ$ ), où un écart entre les pics des courbes enveloppes est de l'ordre de 13,33 %. Cependant, pour la distance relative  $d/B = 7$ , l'écart entre les pics des courbes enveloppes tracées pour le cas d'un sol non associé et d'un sol associé n'est que de l'ordre de 4 %.



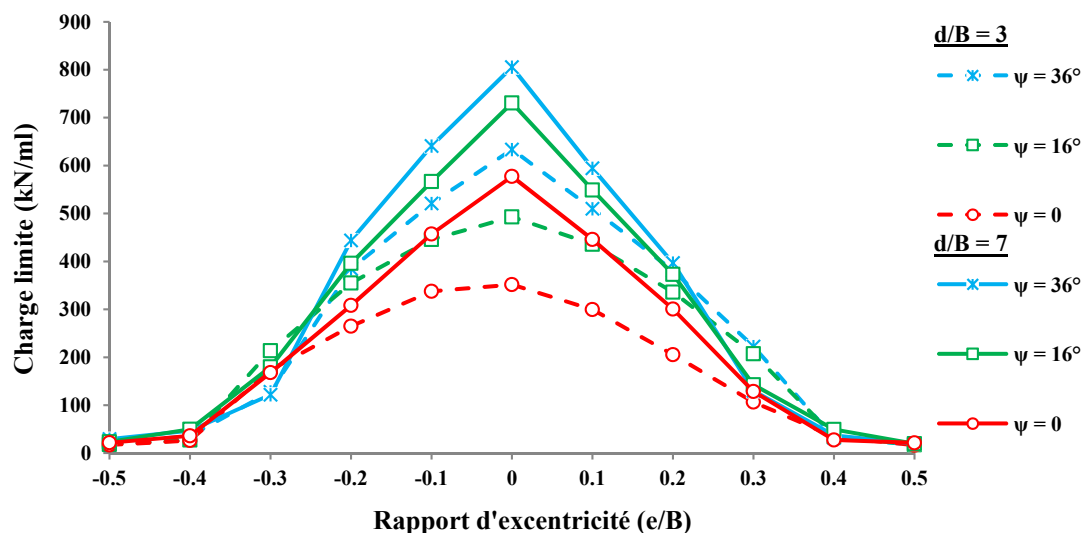
**Figure 4.15** Influence de l'angle de dilatance sur les tailles et les formes des courbes enveloppes (V-M) pour  $d/B = 3$  et  $d/B = 7$ , avec  $\varphi = 36^\circ$ ,  $EA = 95 \text{ kN/m}$  et  $c = 4 \text{ kN/m}^2$  (mur incliné)

On remarque que l'angle de dilatance a un effet considérable sur les valeurs des charges limites appliquées sur la fondation (figure 4.16). Ces charges limites augmentent avec l'augmentation de l'angle de dilatance du sol, quel que soit la distance relative entre la

fondation et le parement du mur. A titre d'exemple, les charges limites d'une fondation posée à distance relative  $d/B = 7$ , sur un sol associé ( $\varphi = \psi = 36^\circ$ ), et un sol non associé ( $\varphi = 36^\circ$  et  $\psi = 0$ ), sont respectivement de l'ordre de 805,77 kN/ml et 577,67 kN/ml.

En outre, la charge limite appliquée sur la fondation augmente avec l'accroissement de la distance relative, par exemple, pour un sol caractérisé par  $\varphi = 36^\circ$  et  $\psi = 16^\circ$ , la charge limite à une distance relative  $d/B = 3$  est de l'ordre de 493,58 kN/ml, cependant, pour une distance relative  $d/B = 7$ , la charge limite atteint la valeur 730,77 kN/ml.

La figure 4.16 montre aussi que pour les faibles valeurs de  $d/B$  et de  $\psi$  (sols non associé), les courbes de charges limite-excentricité sont parabolique, par contre pour des valeurs élevés de  $d/B$  et de  $\psi$ , les courbes sont linéaires.



**Figure 4.16** Charges limites pour  $d/B = 3$  et  $7$  : cas de mur incliné avec,  $\varphi = 36^\circ$ ,  $EA = 95 \text{ kN/m}$  et  $c = 4 \text{ kN/m}^2$

#### 4.3.6. Influence de la cohésion sur la charge limite de la fondation

La figure 4.17 présente l'influence de la cohésion sur les charges limites, sous une fondation posée à des distances  $d = 3B$  et  $10B$ , au voisinage d'un mur incliné.

On constate sur cette figure 4.17 que la diminution de la cohésion provoque généralement le raccourcissement de la taille des courbes enveloppes. Par exemple pour une distance relative  $d/B = 3$ , une cohésion  $c = 20 \text{ kN/m}^2$  correspond à un pic de  $M/BV_{\max} = -0,177$  ; par contre pour une cohésion  $c = 4 \text{ kN/m}^2$ , le pic de la courbe enveloppe diminue jusqu'à  $M/BV_{\max} = -0,144$ . L'augmentation du rapport  $d/B$  entraîne le raccourcissement de la taille des courbes enveloppes, et provoque un changement de la forme de ces courbes.

En outre, la figure 4.18 montre que quel que soit la valeur de la cohésion, la graduation de la charge limite excentrée est parabolique pour le cas d'une fondation proche du parement ( $d/B = 3$ ), par contre, cette graduation a une forme linéaire pour le cas d'une fondation lointaine du parement ( $d/B=10$ ).

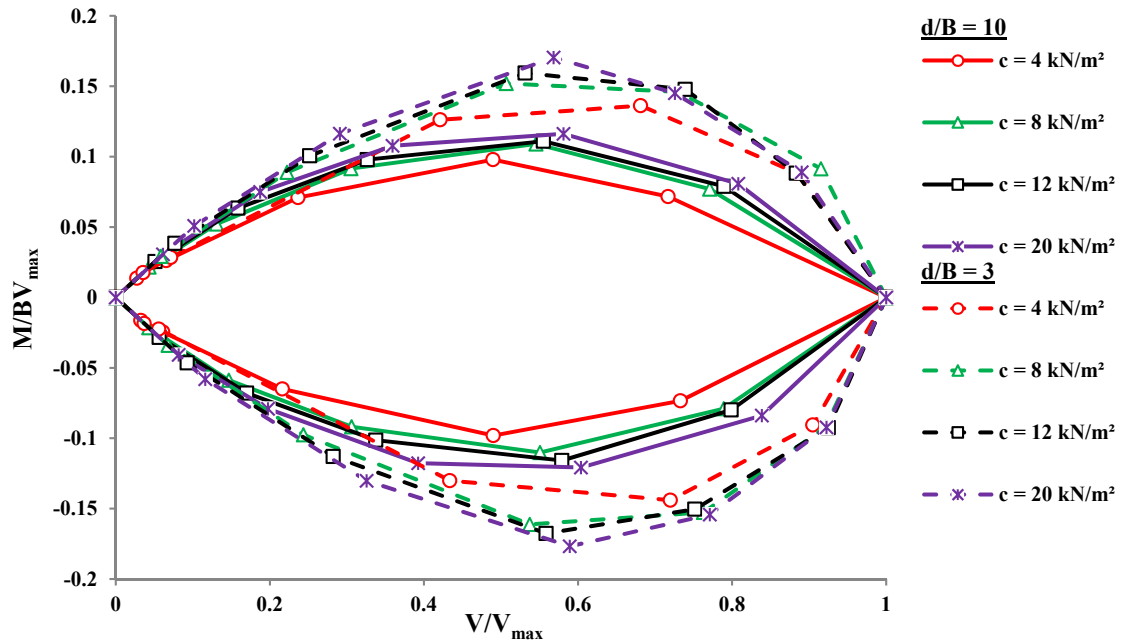


Figure 4.17 Effet de la cohésion sur les tailles et les formes des courbes enveloppes (V-M) pour  $d/B = 3$  et  $d/B = 10$  : cas de mur incliné avec  $\varphi = 36^\circ$ ,  $\psi = 16^\circ$  et  $EA = 95$   $kN/m$

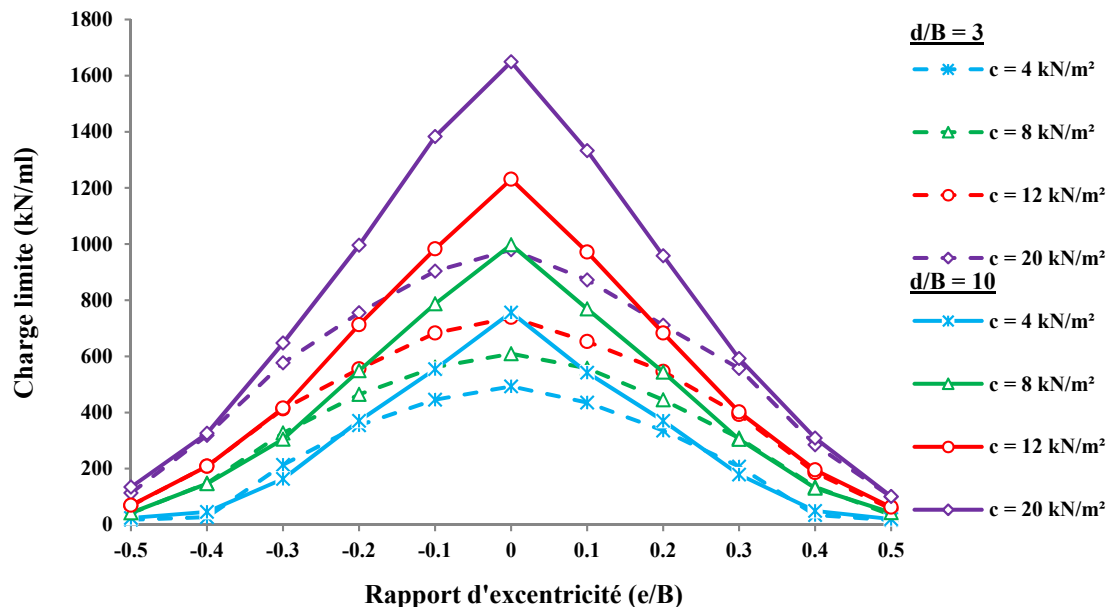


Figure 4.18 Charges limites pour  $d/B = 3$  et  $d/B = 10$  : cas de mur incliné avec  $\varphi = 36^\circ$ ,  $\psi = 16^\circ$  et  $EA = 95$   $kN/m$

#### 4.3.7. Influence de l'angle de frottement du sol sur la charge limite de la fondation

La figure 4.19 montre l'influence de l'angle de frottement interne du sol sur les valeurs des charges limites excentrées appliquées sur une fondation filante. On constate que la charge limite obtenue pour une excentricité nulle est la plus grande quel que soit la valeur de l'angle de frottement. On remarque que la charge limite augmente avec l'augmentation de l'angle de frottement dans l'intervalle  $-0,3 \leq e/B \leq 0,3$ , néanmoins, pour les grandes excentricités, la charge limite est presque constante pour tous les angles de frottement. Pour les angles internes  $\varphi = 25^\circ$  et  $\varphi = 30^\circ$ , les charges dues aux excentricités positives sont pratiquement identiques à celles dues aux excentricités négatives. Les charges limites excentrées de  $e/B = \pm 0,1$  ont pratiquement les mêmes valeurs pour les différents angles de frottement. L'effet de l'excentricité négative devient considérable tout en augmentant l'angle de frottement interne du sol, notamment pour les excentricités  $e/B = -0,2$  et  $e/B = -0,3$ . Pour les grandes valeurs de l'excentricité  $e/B = \pm 0,4$  et  $e/B = \pm 0,5$ , l'influence de l'angle de frottement interne du sol est presque négligeable.

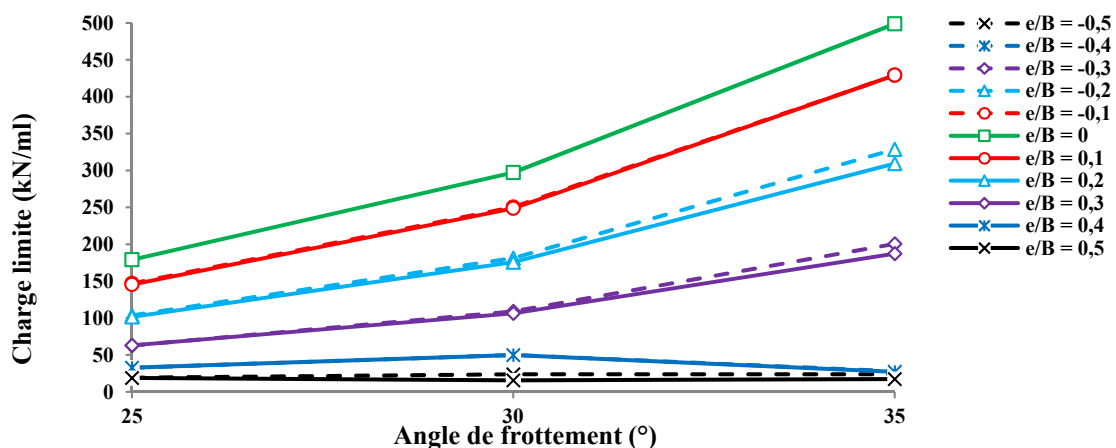


Figure 4.19 Influence de l'angle de frottement interne sur la valeur de la charge limite d'une fondation posée sur un mur vertical, à une distance relative  $d/B = 3$ , avec  $\psi = \varphi$  et  $c = 4 \text{ kN/m}^2$

#### 4.4. Comportement de l'ouvrage de soutènement renforcé sous chargement sismique

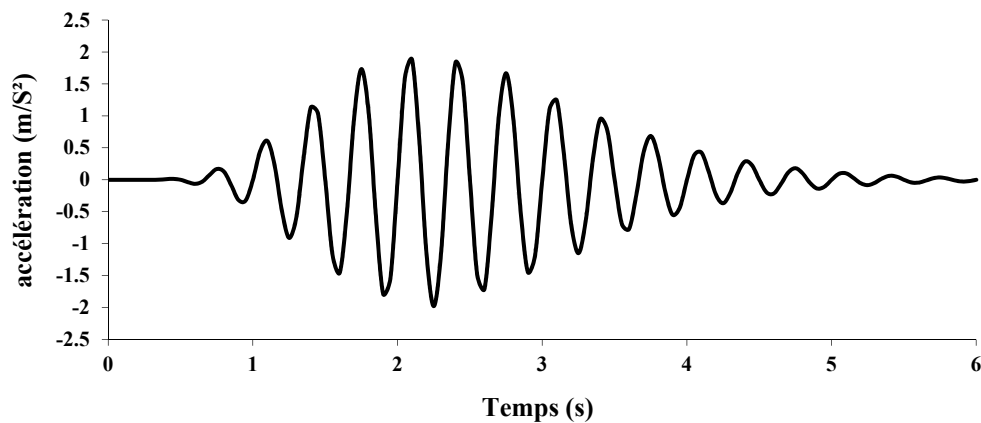
L'utilisation des fonctions harmoniques simples pour simuler le comportement sismique des murs en sol renforcé est très utile pour le cas des murs de soutènement renforcés (Bathurst et Hatami 1998). La charge sismique appliquée sur le modèle étudié est un mouvement harmonique d'amplitude variable avec intervalle de temps égal à 0,05

secondes pendant une excitation de six (06) secondes. Dans cette étude on considère que le modèle est sollicité par un mouvement harmonique d'amplitude maximale de 0,2 g. Les données d'accélération sont définies par la formule suivante :

$$\ddot{U}(t) = \sqrt{\beta e^{-\alpha t} t^\xi} \sin(2\pi ft) \quad (4.1)$$

Où  $\alpha = 5,5$  ;  $\beta = 55$  et  $\xi = 12$  sont des coefficients d'accélération maximale caractérisant le mouvement harmonique sismique pour une amplitude maximale de 0,2 g (Bathurst et Hatami 1998). La fréquence de la charge sismique défavorable  $f$  est égale à 3Hz (Guler et al. 2012). Dans cette analyse dynamique, une constante d'amortissement de 10 % est adoptée. L'amortissement dynamique est exprimé en utilisant les coefficients de Rayleigh  $\alpha_R$  et  $\beta_R$ . Ces coefficients sont respectivement proportionnels à la rigidité et à la masse du système. La figure 4.20 montre les données d'accélération temporelle de la charge harmonique sismique appliquée au niveau de la base du mur renforcé.

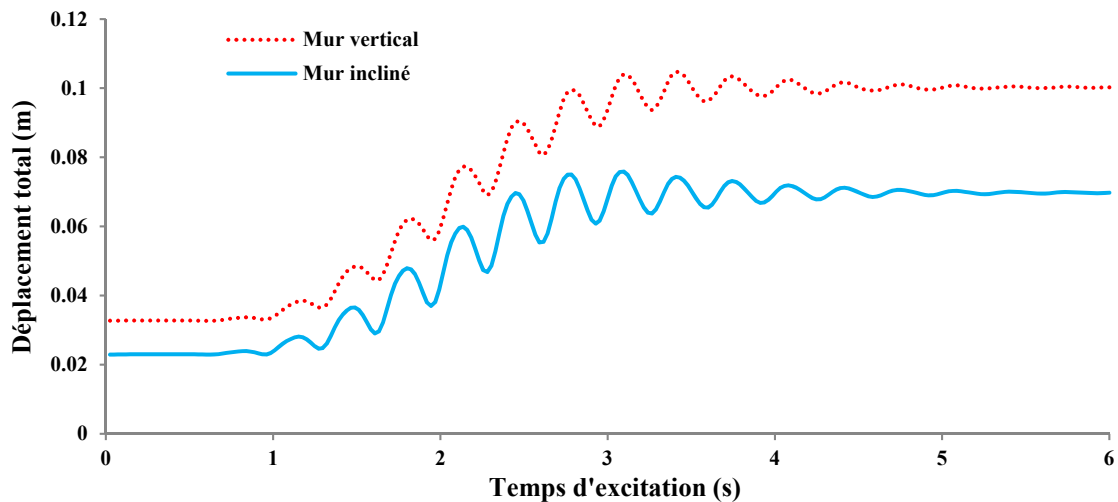
Dans cette étude, deux types de murs sont étudiés : un mur incliné d'un angle  $\theta = 80^\circ$  qui représente le modèle validé et un mur vertical. Le sol renforcé est considéré non associé ( $\varphi = 36^\circ$ ,  $\psi = 16^\circ$  et  $\psi = 0$ ) ou associé ( $\psi = \varphi = 36^\circ$ ).



**Figure 4.20** Accélération temporelle de la charge harmonique sismique

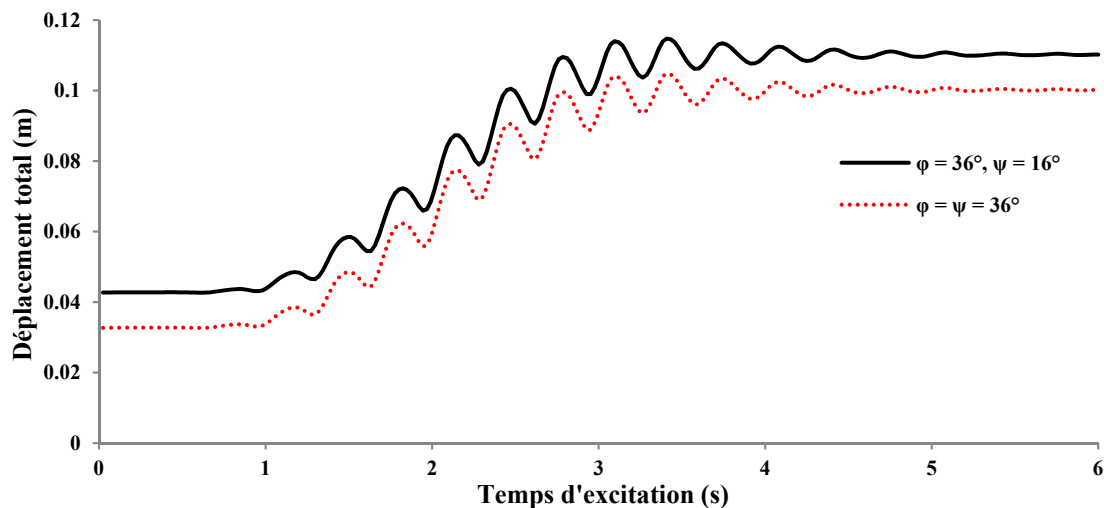
La figure 4.21 montre une comparaison entre les déplacements totaux maximaux du parement d'un mur vertical et un autre incliné ( $\theta = 80^\circ$ ) lors d'une excitation sismique, en considérant que le sol est associé ( $\psi = \varphi$ ). Les courbes présentées sur cette figure montrent que le déplacement total du parement est plus grand dans le cas d'un mur vertical. Les valeurs des déplacements totaux maximaux à la fin de l'excitation pour le mur vertical et le mur incliné sont respectivement de l'ordre de 10 et 7 cm. Il est à noter que l'écart entre

les déplacements totaux est constant au début et à la fin de l'excitation. Par contre, dans l'intervalle de temps  $0,96 \text{ s} \leq t \leq 3,29 \text{ s}$ , la différence augmente progressivement jusqu'à une valeur maximale égale à 3 cm.



**Figure 4.21** Déplacement total maximal lors d'une excitation sismique du parement d'un mur vertical et d'un mur incliné ( $\theta = 80^\circ$ ), pour un sol associé ( $\psi = \varphi = 36^\circ$ )

La figure 4.22 présente une comparaison entre les déplacements totaux calculés au sommet du parement d'un mur vertical soutenant un massif de sol associé ( $\psi = \varphi = 36^\circ$ ) et un autre non associé ( $\varphi = 36^\circ, \psi = 16^\circ$ ), lors d'une excitation sismique.



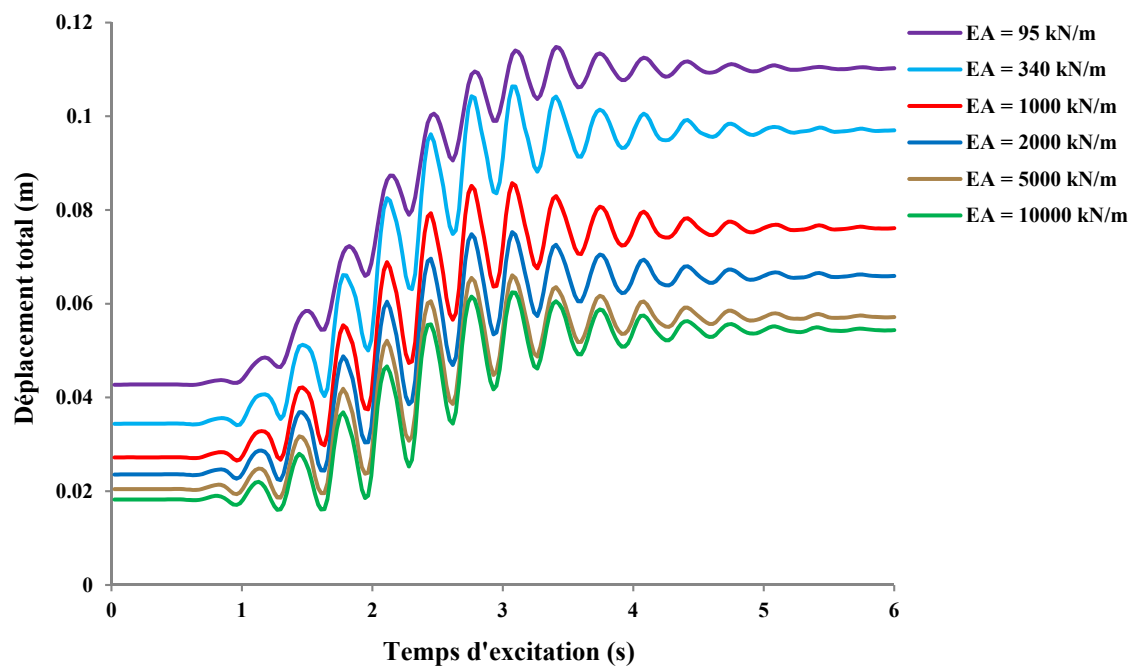
**Figure 4.22** Déplacement total au sommet d'un mur vertical, lors d'une excitation sismique dans le cas d'un sol associé et non associé

Les courbes présentées sur cette figure montrent que le déplacement total dans le cas d'un sol non associé est plus grand que celui d'un sol associé. Pour les deux types du sol, la

différence entre les déplacements totaux est constante sur toute la période d'excitation, elle est de l'ordre de 1 cm. La valeur maximale du déplacement total à la fin de l'excitation pour un sol non associé est égale à 11 cm.

La figure 4.23 présente une comparaison entre les déplacements totaux évalués lors d'une excitation sismique durant six (06) secondes au sommet du parement d'un mur vertical dans le cas un sol non associé ( $\varphi = 36^\circ$ ,  $\psi = 16^\circ$ ), en considérant six (06) différentes valeurs de rigidité à la traction des nappes géosynthétiques.

Les résultats montrés sur cette figure confirment que le déplacement total diminue avec l'augmentation de la rigidité à la traction des nappes géosynthétiques. Les déformées maximales correspondant aux différentes raideurs à la traction  $EA = 95 \text{ kN/m}$ ,  $340 \text{ kN/m}$ ,  $1000 \text{ kN/m}$ ,  $2000 \text{ kN/m}$ ,  $5000 \text{ kN/m}$  et  $10000 \text{ kN/m}$  sont respectivement, 11 cm, 9,71 cm, 7,6 cm, 6,6 cm, 5,7 cm et 5,4 cm. L'augmentation de la rigidité axiale des nappes de renforcement diminue l'écart entre le déplacement total du cas statique et celui du cas sismique.



**Figure 4.23** Déplacement total au sommet d'un parement vertical lors d'une excitation sismique, pour différentes rigidités à la traction des nappes (sol non associé)

#### 4.4.1. Influence du rapport $d/B$ sur la charge limite de la fondation

Le tableau 4.2 récapitule les valeurs des charges limites appliquées sur la fondation, en fonction du rapport  $d/B$ , pour un mur incliné ( $\theta = 80^\circ$ ), après une secousse sismique.



**Tableau 4.2** Charges limites appliquées sur une fondation au voisinage d'un mur incliné après une secousse sismique

Excentricité	Charge limite (kN/ml)					
	d/B = 0	d/B = 1	d/B = 2	d/B = 3	d/B = 5	d/B = 7
<b>e/B</b>						
<b>-0,5</b>	46,51	83,59	101,46	79,02	18,61	19,2
<b>-0,4</b>	65,35	182,86	173,21	164,86	27,75	44,09
<b>-0,3</b>	92,46	159,47	224,79	224,71	209,68	178,69
<b>-0,2</b>	103,13	153,96	250,39	285,64	356,99	405,97
<b>-0,1</b>	103,04	199,07	310,07	335,24	454,49	571,91
<b>0</b>	115,83	210	298,11	368,24	503,67	701,32
<b>0,1</b>	182,93	180,09	391,07	342,98	447,6	574,79
<b>0,2</b>	255,4	147,49	261,86	263,84	346,74	372,82
<b>0,3</b>	145,56	142,92	214,36	219,96	210,54	143,58
<b>0,4</b>	48,09	106,19	146,32	168,31	40,25	38,3
<b>0,5</b>	29,75	70,2	67,65	56,26	22,63	23,42

e/B	d/B = 8	d/B = 9	d/B = 9,5	d/B = 10	d/B = 10,5
<b>-0,5</b>	17,8	20,61	23,9	21,37	23,62
<b>-0,4</b>	69,95	37,83	52,12	61,02	54,37
<b>-0,3</b>	140,85	155,3	195,67	157,42	169,43
<b>-0,2</b>	394,57	364,1	387,72	365,04	378,83
<b>-0,1</b>	568,74	535,96	568,33	559,73	564,69
<b>0</b>	736,5	744,11	753,78	755,65	756,62
<b>0,1</b>	543,41	566,34	557,47	558,25	554,56
<b>0,2</b>	374,1	382,08	371,35	371,75	372,17
<b>0,3</b>	161,1	231,7	185,67	162,17	146,44
<b>0,4</b>	45,77	63,79	50,21	45,92	59,59
<b>0,5</b>	20,21	22,36	23,08	21,44	22,62

La figure 4.24 présente la charge limite appliquée sur la fondation en fonction du rapport  $d/B$ , pour un mur incliné ( $\theta = 80^\circ$ ), après une secousse sismique. On remarque que les charges centrées présentent les charges maximales pour les valeurs des distances relatives  $d/B \geq 2,8$ . On observe que l'augmentation de la charge limite centrée est presque linéaire dans l'intervalle  $0 \leq d/B \leq 7$ . Après une secousse sismique, les excentricités positives  $e/B=0,1$  à  $0,3$ , provoquent généralement des charges limites plus grandes que celles dues aux excentricités négatives. Par contre, pour le cas statique, les charges limites dues aux excentricités négatives sont les plus grandes. Il est à noter aussi qu'à partir de  $d/B = 10$ , la capacité portante est pratiquement constante ( $q_u = 755,65 \text{ kN/m}^2$ ), où l'écart entre les capacités portantes calculées aux distances relatives  $d/B = 10$  et  $d/B = 10,5$  est pratiquement nul (n'excède pas 0,13 %).

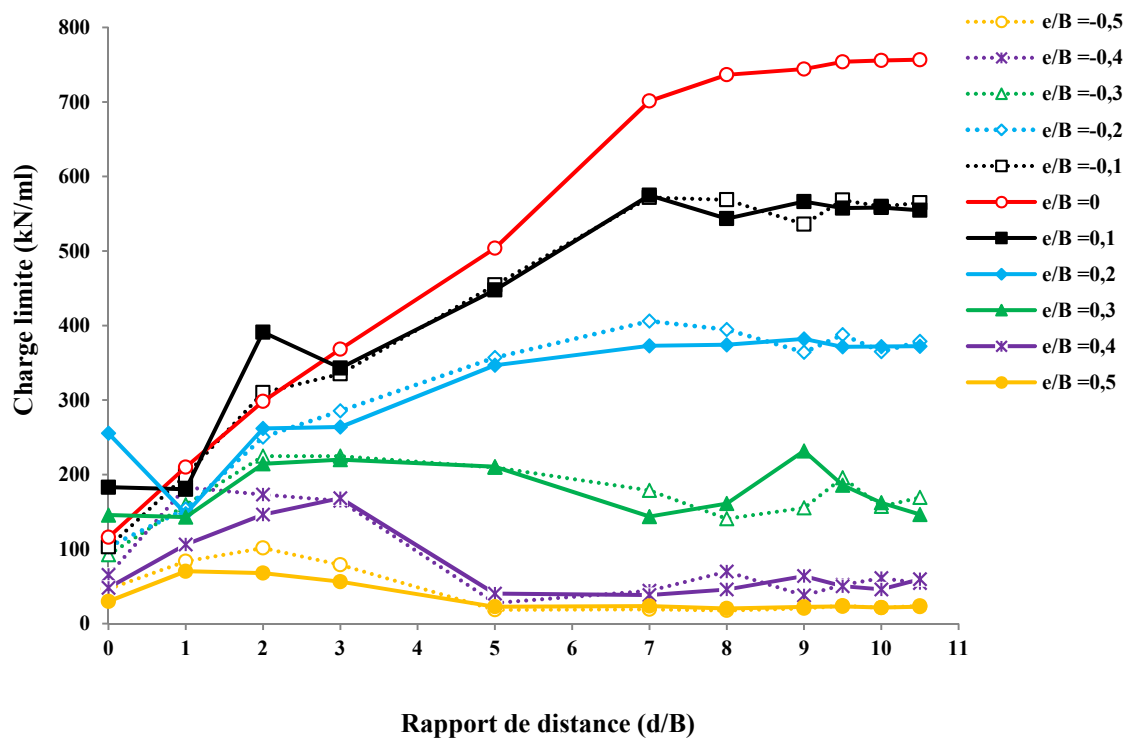
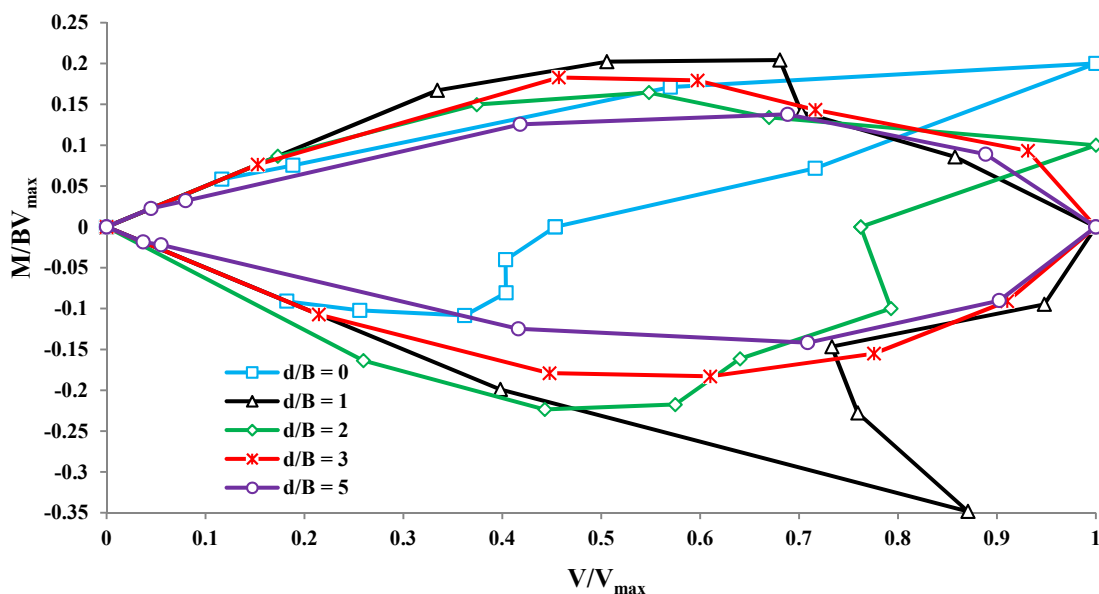


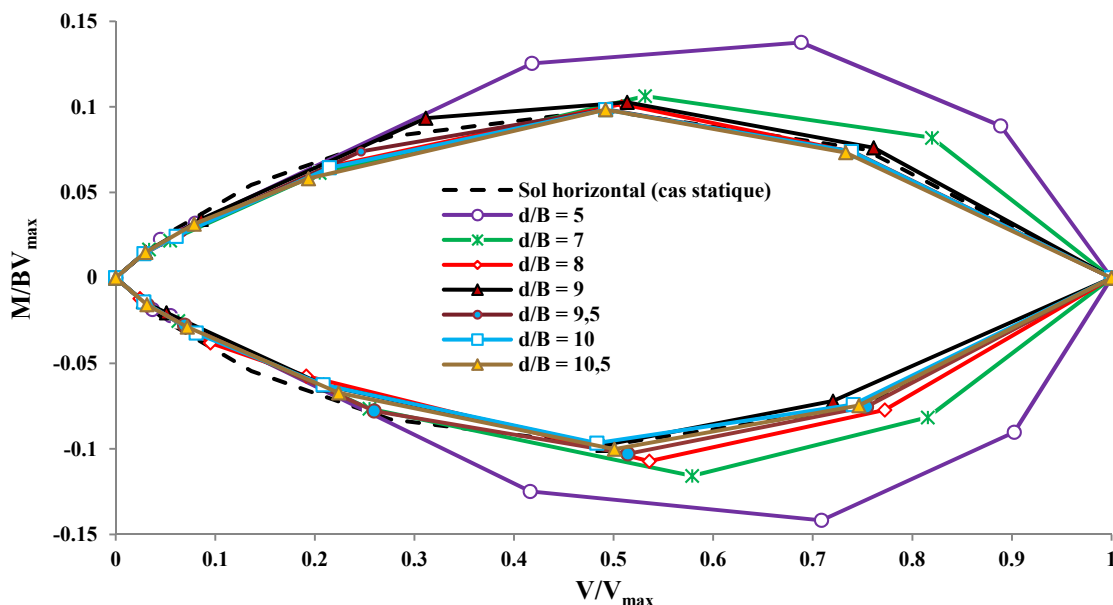
Figure 4.24 Charges limites de la fondation en fonction du rapport  $d/B$ , pour un mur incliné ( $\theta=80^\circ$ ), après une secousse sismique

#### 4.4.2. Influence du rapport $d/B$ sur les tailles et les formes des courbes enveloppes

Les figures 4.25 et 4.26 montrent les courbes enveloppes des charges verticales excentrées en plan (V-M), pour des distances relatives  $d/B = 0$  à 5 et  $d/B = 5$  à 10,5 respectivement. La fondation est posée sur un mur incliné en sol renforcé soumis à une secousse sismique. Les caractéristiques du sol renforcé sont :  $\varphi = 36^\circ$ ,  $\psi = 16^\circ$  et  $c = 4 \text{ kN/m}^2$ . On remarque que les tailles des courbes enveloppes se réduisent avec l'augmentation du rapport  $d/B$ . Pour  $d/B = 0$  à 2, les formes des courbes sont irrégulières, parce que ces zones sont exposées à des fortes déformations (le long du parement du mur et la zone active derrière le mur). La taille de la partie négative des courbes enveloppes (V-M) est légèrement supérieure à celle de la partie positive, pour tous les rapports  $d/B$ , à l'exception du rapport  $d/B = 0$ . Les tailles des courbes enveloppes sont quasi-symétriques par rapport à l'axe horizontal, notamment pour  $d/B \geq 5$  (figure 4.26). Il est à noter que toutes les courbes enveloppes, convergent vers la courbe enveloppe du cas statique d'un sol horizontal, en augmentant les valeurs des distances relatives  $d/B$ . Pour  $d/B = 10$ , le pic de la courbe enveloppe  $M/BV_{\max} = 0,098$ , est pratiquement identique à celui du cas d'un sol horizontal.

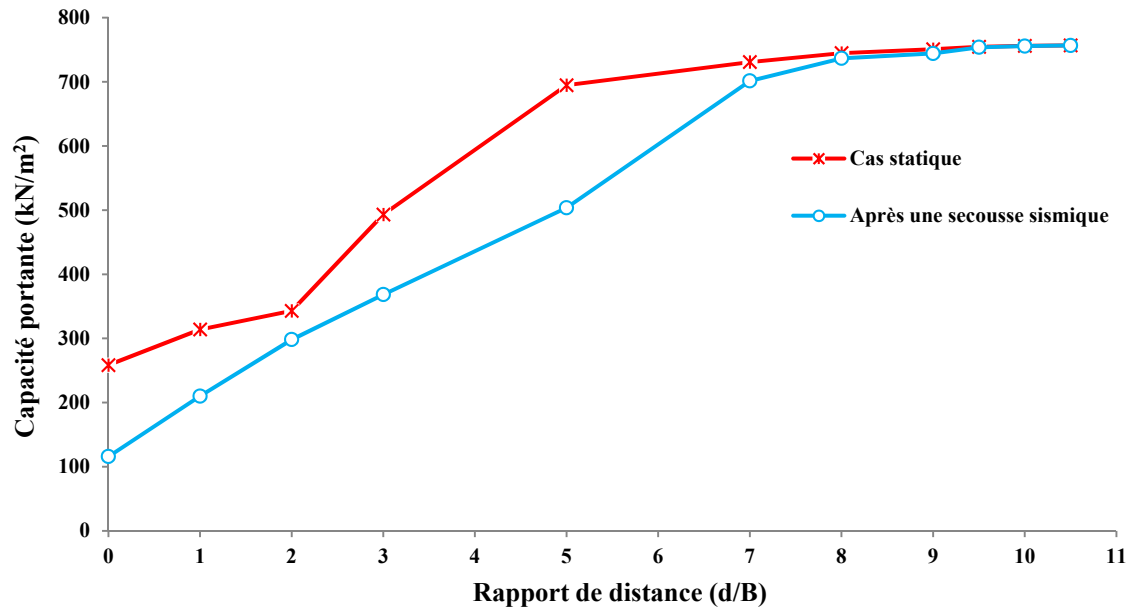


**Figure 4.25** Courbes enveloppes (V-M) obtenues pour  $d/B = 0$  à  $5$ , pour un mur incliné, avec  $\varphi = 36^\circ$ ,  $\psi = 16^\circ$  et  $c = 4 \text{ kN/m}^2$



**Figure 4.26** Courbes enveloppes (V-M) obtenues pour  $d/B = 5$  à  $10,5$  pour un mur incliné, avec  $\varphi = 36^\circ$ ,  $\psi = 16^\circ$  et  $c = 4 \text{ kN/m}^2$

La figure 4.27 présente la comparaison des capacités portantes obtenues dans le cas d'un chargement statique et après une secousse sismique de l'ouvrage de soutènement. Dans les deux cas, la capacité portante augmente avec l'augmentation de la distance entre le bord de la semelle et la crête du mur. Au-delà d'une certaine valeur de  $d/B$ , cette capacité portante atteint sa valeur maximale qui correspond à une semelle posée sur une surface horizontale.



**Figure 4.27** Evolution de la capacité portante en fonction de d/B, dans le cas statique et après une secousse sismique : cas de fondation au voisinage d'un mur incliné

La comparaison des résultats obtenus pour le cas statique et après une secousse sismique, montre que cette dernière conduit à une diminution considérable de la capacité portante. L'écart est 55 % pour une semelle posée au sommet du mur, cet écart diminue progressivement en fonction du rapport d/B jusqu'à la convergence des courbes pour d/B=10. Cette position correspond à la disparition de l'effet du mur sur la fondation.

#### 4.4.3. Influence du rapport d/B sur les tractions maximales développées dans les renforcements

Soit  $R_{DY, \max} = \sum T_{DY, \max} / \text{Max}(\sum T_{DY, \max})$ , le rapport des tractions maximales du cas dynamique (après la secousse sismique).

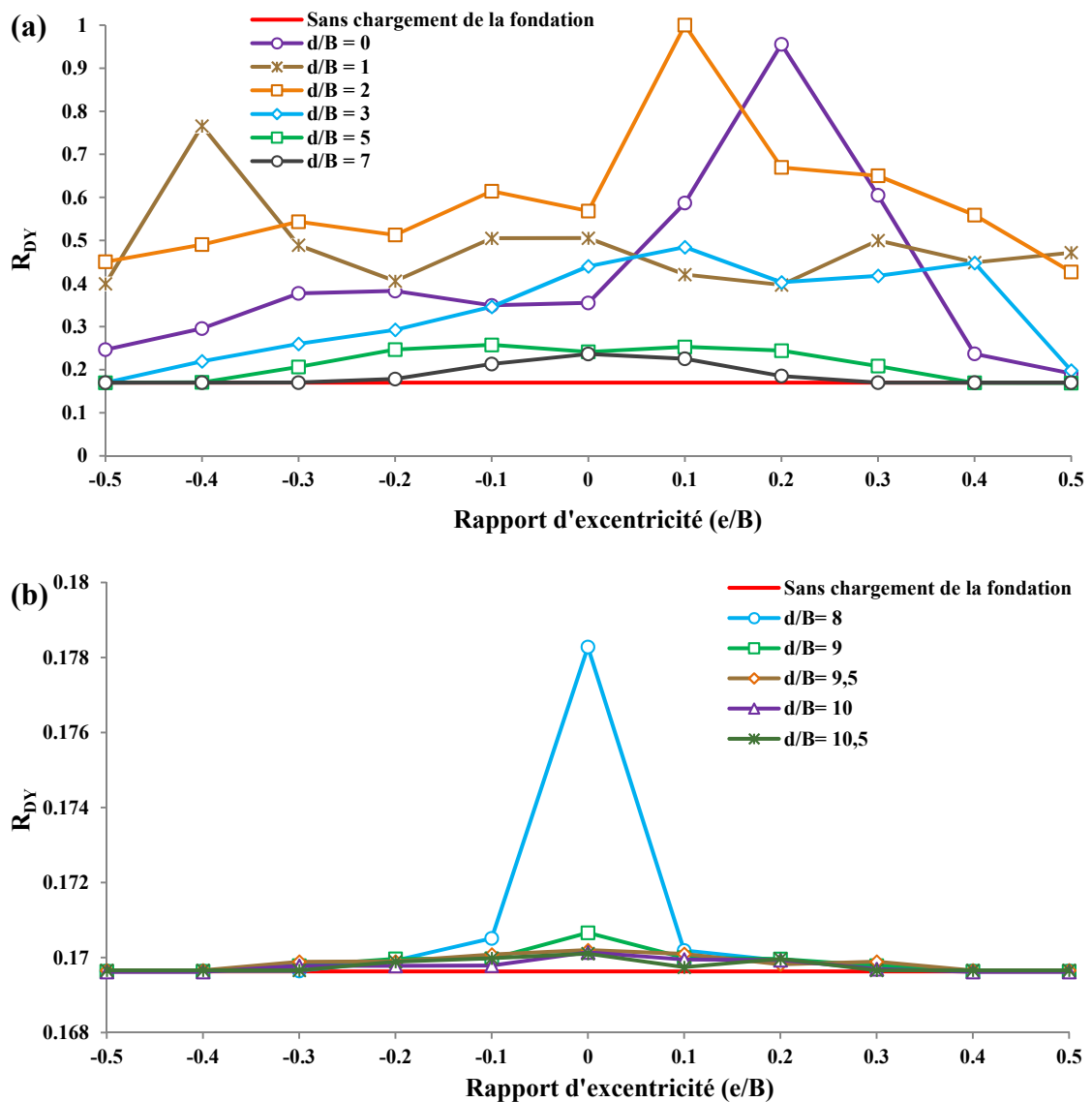
Soit  $R_{DY, \min} = \sum T_{DY, \min} / \text{Max}(\sum T_{DY, \max})$ , l'asymptote des tractions maximales du cas dynamique.

$\sum T_{DY, \max}$  : somme des tractions maximales calculées pour chaque distance relative d/B, après la secousse sismique et après le chargement de la fondation.

$\sum T_{DY, \min}$  : somme des tractions maximales calculées pour le cas d'un mur renforcé, après l'effet d'une secousse sismique, sans prise en compte des charges parvenues de la fondation.

$\max \sum T_{DY, \max}$  : la valeur maximale parmi les sommes des tractions indiquées précédemment ( $\sum T_{DY, \max}$ ).

La figure 4.28 présente le rapport des tractions maximales dans les nappes géosynthétiques  $R_{DY}$  en fonction du rapport d'excentricité ( $e/B$ ), pour différentes distances relatives  $d/B$ , après une secousse sismique.



**Figure 4.28** Rapport de la somme des tractions maximales des différentes nappes, en fonction de  $e/B$ , pour un mur incliné, après une secousse sismique

On remarque que la charge excentrée de  $e/B = -0,1$  pour le cas d'une distance relative  $d/B = 2$ , provoque les forces de traction maximales ( $R_{DY} = 1$ ) où :  $\max \sum T_{DY, \max} = 147,31 \text{ kN/m}$ .

La perturbation des valeurs du rapport  $R_{DY}$  est bien claire en cas d'une fondation posée à des distances relatives de 0 jusqu'à 3. Au contraire du cas statique, et pour  $d/B = 0$ , les charges limites excentrées après une secousse sismique, présentent un effet considérable sur les tractions maximales dans les nappes de renforcement. L'excentricité des charges verticales limites appliquées sur la fondation a un effet considérable sur les valeurs des tractions maximales développées dans la zone renforcée ( $d/B = 0$  à 3), notamment pour le cas où  $d/B = 2$ . Après une secousse sismique, les charges limites appliquées sur la fondation deviennent centrées dès le rapport  $d/B \geq 5$ , au lieu de  $d/B \geq 3$  pour le cas statique, ce qui signifie que la secousse sismique a diminué la capacité portante de la zone renforcée. Les tractions maximales dans les nappes diminuent au fur et à mesure, et elles se convergent vers l'asymptote  $R_{DY, \min} = 0,17$ , notamment à partir de la distance relative  $d/B \geq 9$ , où toutes les valeurs des tractions maximales deviennent pratiquement superposées.

#### **4.4.4. Influence de l'excentricité des charges sur les valeurs et les positions des tractions maximales dans les renforcements**

La figure 4.29 montre les forces de traction maximales dans les nappes de renforcement d'un mur incliné ( $\theta = 80^\circ$ ), après une secousse sismique pour les cas  $d/B=1, 5$  et  $10$  avec  $\varphi = 36^\circ$ ,  $\psi = 16^\circ$  et  $EA = 95 \text{ kN/m}$ . On remarque que l'excentricité a un effet considérable sur la distribution des forces de traction dans les nappes géosynthétiques. Dans le cas d'une fondation posée à une distance  $d = 1B$ , la nappe supérieure est la plus sollicitée, l'effort de traction maximal enregistré dans ce cas est égal à  $31,34 \text{ kN/m}$  pour une charge excentrée de  $e/B = -0,4$ .

Pour les distances relatives  $d/B \geq 5$ , tous les efforts de traction maximaux se développent dans la 4<sup>ème</sup> nappe. Dans le cas  $d/B = 5$ , l'effort de traction maximal est égal à  $7,48 \text{ kN/m}$ , il se développe en appliquant une excentricité de  $e/B = -0,1$ . Lorsque la fondation est trop loin du parement du mur ( $d/B \geq 10$ ), le sens du moment n'affecte pas la distribution de l'effort de traction maximal dans les nappes. Dans ce cas, l'effort maximal de traction est de l'ordre de  $3,38 \text{ kN/m}$ , et tous les efforts de tractions maximales ont pratiquement les mêmes valeurs.

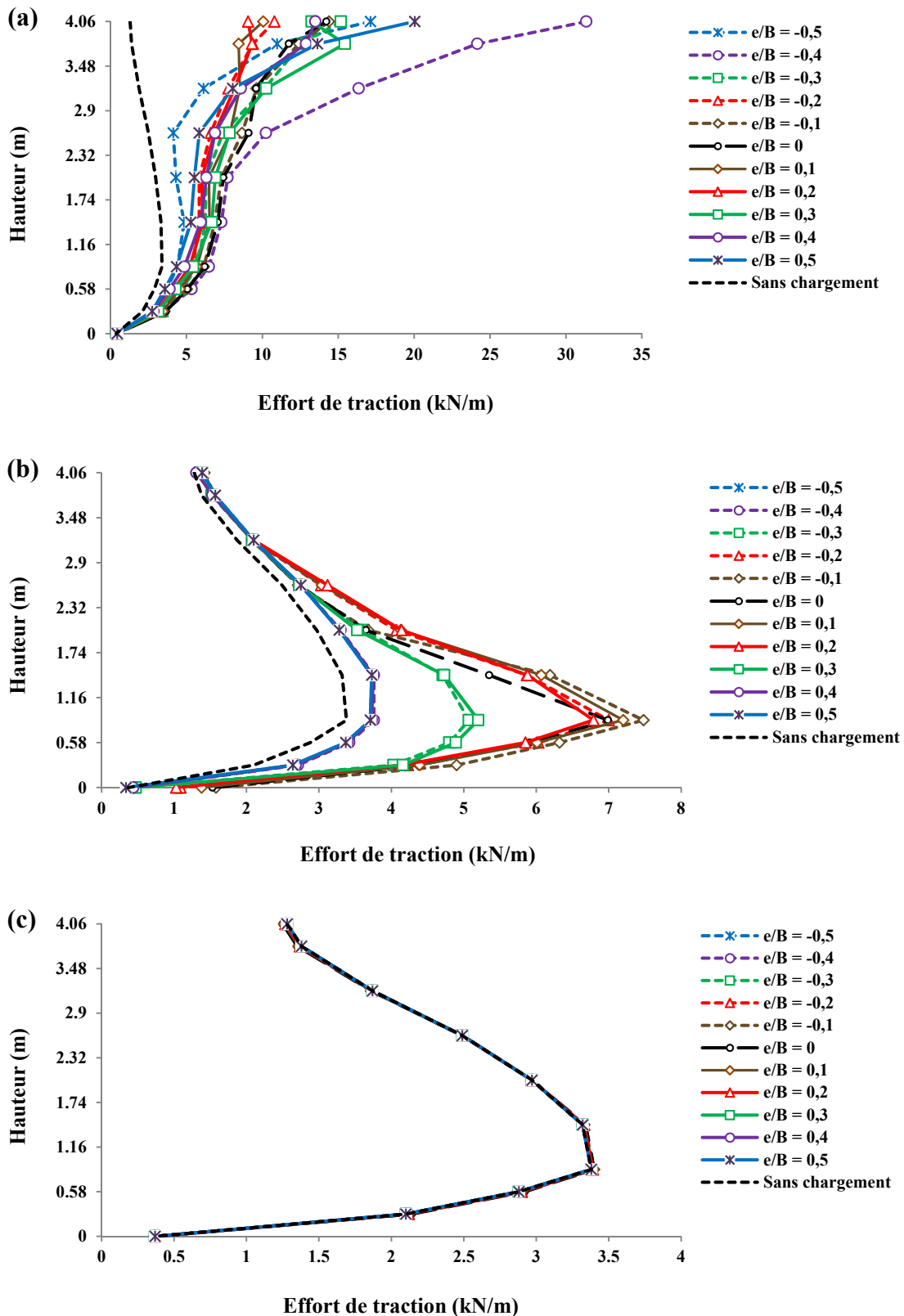
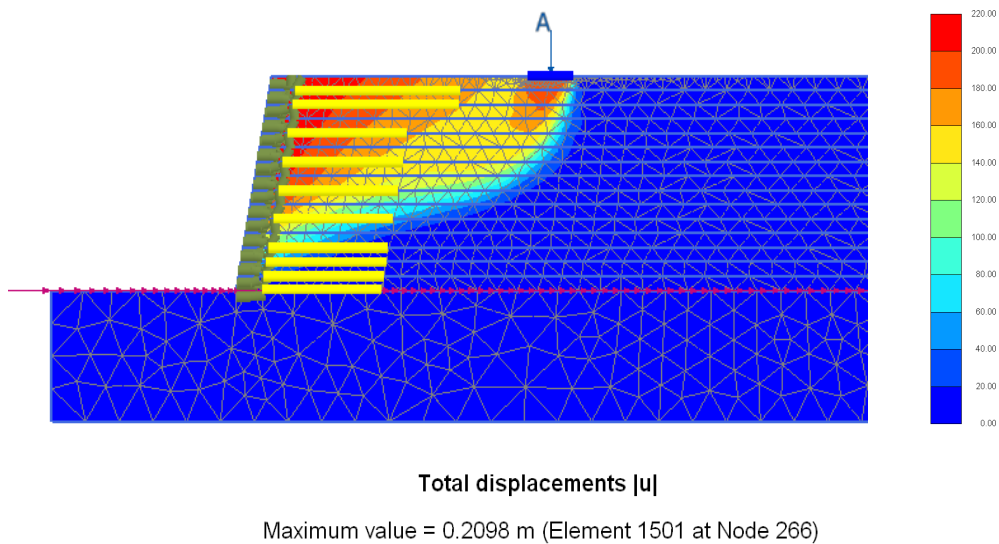


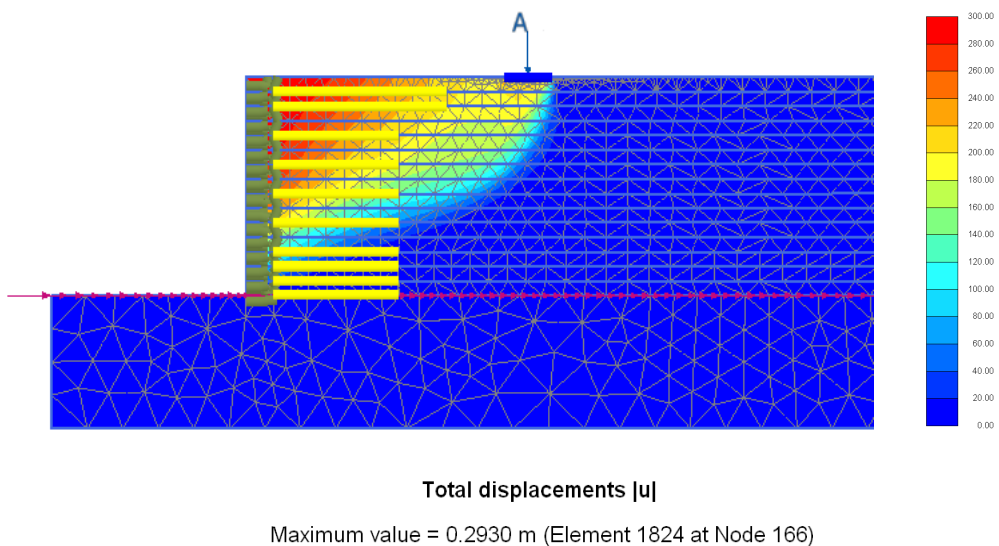
Figure 4.29 Tractions maximales dans les nappes géosynthétiques d'un mur incliné, après une secousse sismique, pour (a) :  $d/B = 1$ , (b) :  $d/B = 5$ , (c) :  $d/B = 10$ , avec  $\varphi = 36^\circ$ ,  $\psi = 16^\circ$ ,  $c=4\text{kN/m}^2$  et  $EA = 95 \text{ kN/m}$

#### 4.4.5. Influence de l'inclinaison du mur sur le tassement du sol soutenu

Les figures 4.30 et 4.31 présentent le tassement total du sol soutenu derrière le parement d'un mur incliné ( $\theta = 80^\circ$ ) et un mur vertical, sous l'effet d'une charge centrée due à une fondation posée à une distance  $d = 5B$ , après une secousse sismique.



**Figure 4.30** Tassement du sol de fondation au voisinage d'un mur incliné ( $\theta = 80^\circ$ ), pour  $d/B = 5$ , après une excitation sismique



**Figure 4.31** Tassement du sol de fondation au voisinage d'un mur vertical, pour  $d/B = 5$ , après une excitation sismique



L'étude numérique de l'ouvrage de soutènement a montré que le tassement total qui se produit au voisinage d'un parement vertical est d'environ 29 cm, néanmoins, il est de l'ordre de 21 cm pour un mur incliné. D'une autre façon, le tassement total sous la fondation au voisinage d'un mur incliné est légèrement supérieur d'environ 2 cm à celui produit sous une fondation posée au voisinage d'un mur vertical. C'est pour cela que la légère inclinaison du parement n'a pas un effet considérable sur la capacité portante du sol renforcé.

#### **4.4.6. Influence de l'angle de frottement interne du sol sur les charges limites**

La figure 4.32 présente les valeurs des charges limites d'une fondation posée à une distance  $d = 5B$  du parement intérieur d'un mur vertical, pour différents angles de frottement, en considérant un sol associé ( $\psi = \phi$ ). Ces valeurs sont estimées en cas statique et après une secousse sismique, en fonction de l'excentricité. On remarque sur cette figure que les charges limites augmentent avec l'augmentation des angles de frottement interne du sol soutenu. On remarque aussi que toutes les charges maximales sont des charges centrées. A titre d'exemple, les charges limites obtenues après la secousse sismique, pour les angles de frottement  $\phi = 25^\circ$ ,  $30^\circ$  et  $35^\circ$  sont respectivement 183,23 kN/m, 291,54 kN/m et 474,94kN/m. Il est à noter que la différence entre les charges limites centrées en cas statique et après la secousse sismique augmente avec l'augmentation de l'angle de frottement  $\phi$ . On a constaté que pour la faible valeur de l'angle de frottement  $\phi = 25^\circ$ , les valeurs des charges limites sont pratiquement les mêmes. Par ailleurs, les différences enregistrées pour  $\phi = 30^\circ$  et  $\phi = 35^\circ$  sont respectivement de l'ordre de 1,98 % et 4,79 %.

La figure 4.33 présente une comparaison entre les courbes enveloppes (V-M) du cas statique et après une secousse sismique, pour les différents angles de frottement  $\phi = 25^\circ$ ,  $30^\circ$  et  $35^\circ$ , avec  $c = 4 \text{ kN/m}^2$  et  $EA = 95 \text{ kN/m}$ . Il est remarquable que les tailles des courbes enveloppes (V-M) augmentent avec l'augmentation des valeurs de l'angle de frottement. Pour les angles  $\phi = 30^\circ$  et  $35^\circ$ , les tailles des courbes enveloppes du cas statique sont inférieures à celles tracées en considérant les valeurs des charges après la secousse dynamique. Néanmoins, pour  $\phi = 25^\circ$ , les courbes des deux cas sont pratiquement superposées.

L'écart entre les tailles des courbes en cas statique et après la secousse sismique augmente avec l'augmentation de l'angle de frottement. L'accroissement des valeurs des angles de frottement provoque le décalage des valeurs des pics vers des valeurs plus grandes.

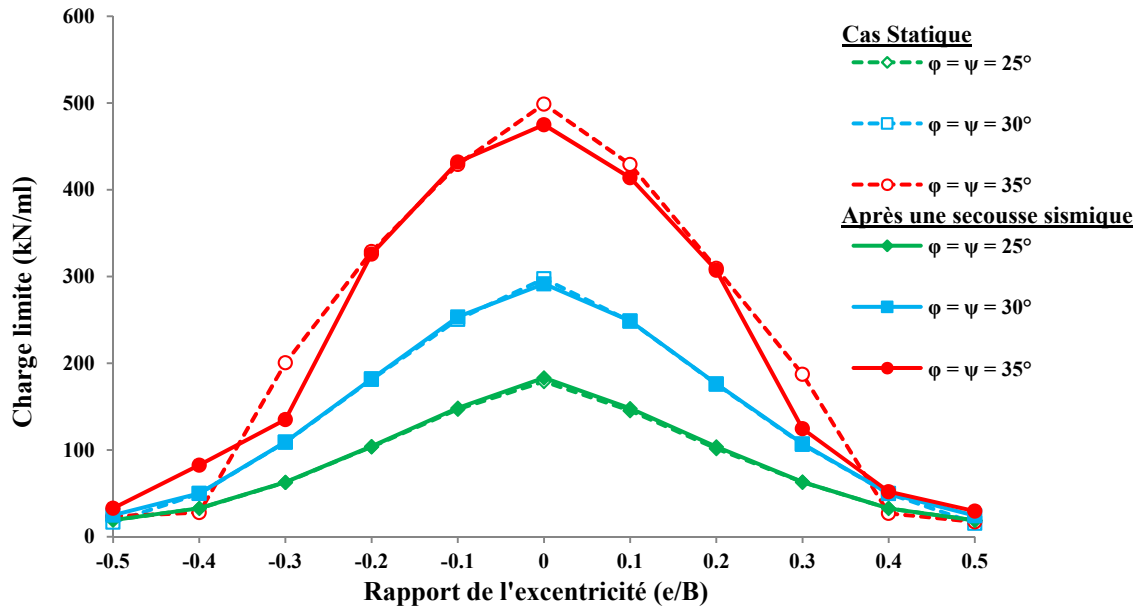


Figure 4.32 Evolution des charges limites en cas statique et dynamique, pour  $d=5B$  et un mur vertical, avec  $EA = 95 \text{ kN/m}$

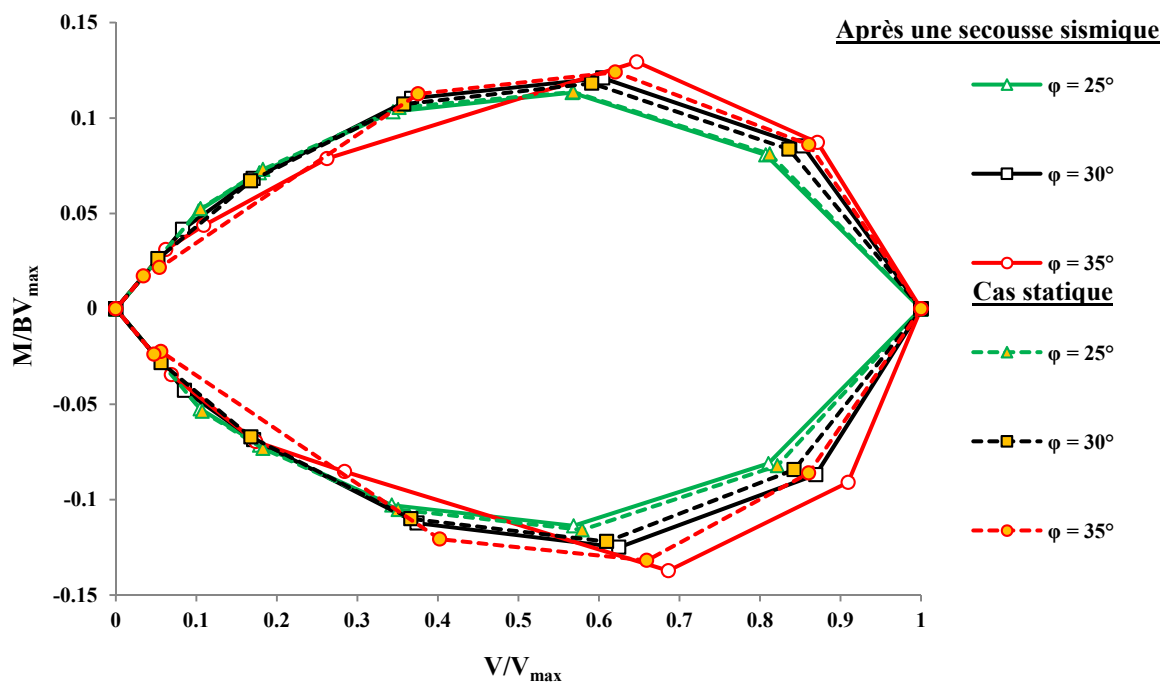


Figure 4.33 Courbes enveloppes (V-M) pour différents angles de frottement, avec  $c = 4 \text{ kN/m}^2$ ,  $EA = 95 \text{ kN/m}$  et  $d/B = 5$  (mur vertical)

#### 4.4.7. Influence de la rigidité à la traction des nappes géosynthétiques sur les charges limites

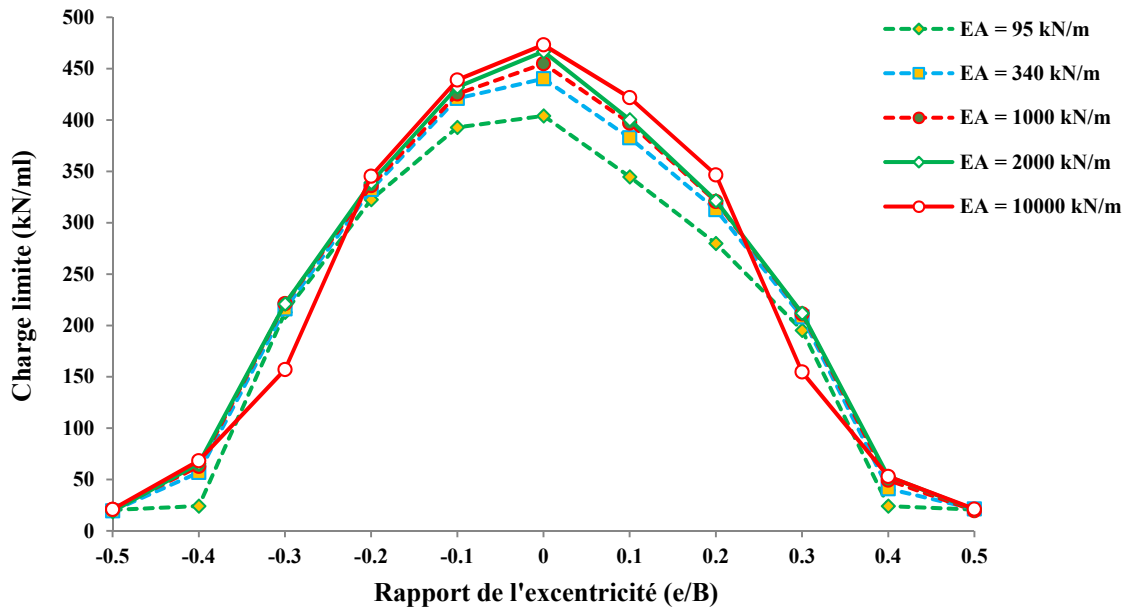
Le tableau 4.3 récapitule les valeurs des charges limites centrées et excentrées, sous une fondation posée à  $d/B = 5$ , au voisinage d'un mur vertical, estimées pour différentes valeurs de rigidités à la traction des nappes géosynthétiques.

**Tableau 4.3** Charges limites appliquées sur une fondation posée à une distance  $d = 5B$ , à partir du parement d'un mur vertical, après une secousse sismique, pour différentes rigidités à la traction

Excentricité <b>e/B</b>	Charges limites (kN/ml)					
	EA = 95 kN/m	EA = 340 kN/m	EA = 1000 kN/m	EA = 2000 kN/m	EA = 5000 kN/m	EA = 10000 kN/m
<b>-0,5</b>	20,55	19,64	20,9	18,81	20,26	21,04
<b>-0,4</b>	24,32	56,97	62,91	65,54	70,3	68,4
<b>-0,3</b>	212,99	216,16	221,41	221,11	181,44	157,11
<b>-0,2</b>	322,68	332,51	336,2	339,16	345,87	345,4
<b>-0,1</b>	392,96	421,04	425,42	432,17	444,27	439,07
<b>0</b>	404,15	440,27	454,99	466,72	469,29	473,28
<b>0,1</b>	344,7	382,73	397,12	400,43	403,86	421,83
<b>0,2</b>	279,91	312,86	320,69	321,57	334,86	346,68
<b>0,3</b>	195,26	208,36	211,37	212,02	202,81	154,77
<b>0,4</b>	24,32	41,14	49,55	53	51,64	53
<b>0,5</b>	20,83	21,4	19,74	20,7	20,61	21,36

La figure 4.34 montre les courbes des charges limites, pour différentes valeurs de la rigidité à la traction des nappes de renforcement. Il est évident que les charges limites augmentent avec l'augmentation de la raideur à la traction des renforcements. Il est important de noter que l'accroissement de la raideur des nappes de renforcement au-delà de la valeur de 2000kN/m est inutile, car l'augmentation de la rigidité à la traction de cette valeur jusqu'à 10000 kN/m ne contribue que d'un pourcentage de 1,4 % de la charge limite. Par contre, l'accroissement de la rigidité à la traction de la valeur 1000 kN/m jusqu'à 2000 kN/m contribue par un pourcentage de 2,58 % de la charge limite. Il est à noter que pour une

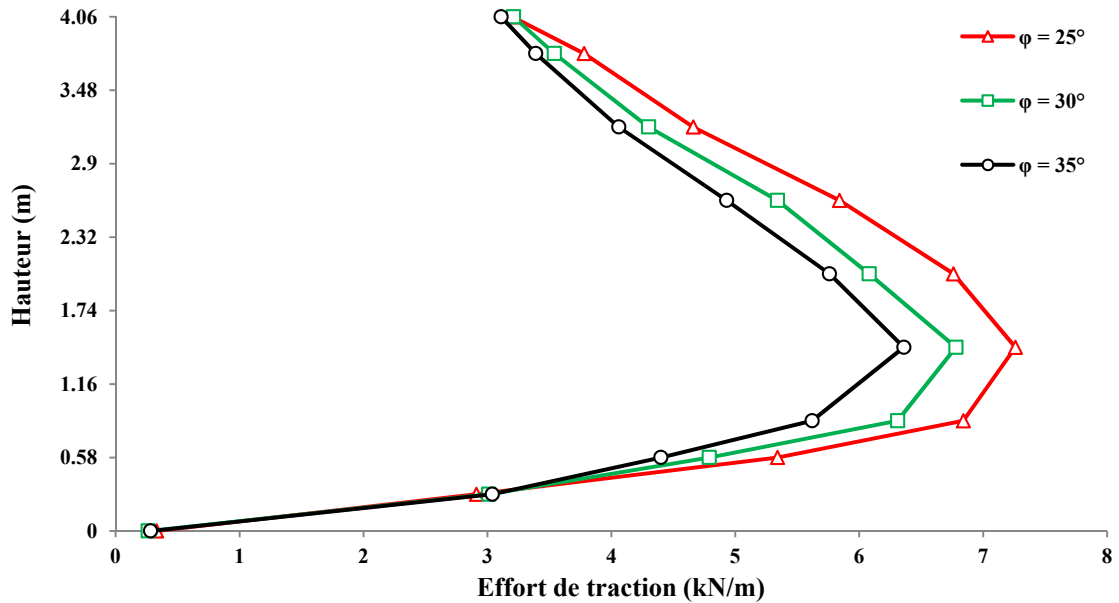
raideur de 10000 kN/m, la charge limite excentrée de  $e/B = \pm 0,3$ , présente une diminution brusque, probablement due à l'effet de l'arrachement local de la nappe de renforcement.



**Figure 4.34** Charges limites d'une fondation posée à une distance  $d = 5B$ , à partir du parement d'un mur vertical, après une secousse sismique, pour différentes rigidités à la traction des nappes de renforcement

#### 4.4.8. Influence de l'angle de frottement interne du sol sur les tractions maximales dans les nappes de renforcement

La figure 4.35 illustre l'effort de traction maximale développé dans les renforcements, d'un mur incliné ( $\theta = 80^\circ$ ), supportant une fondation posée sur un sol associé, à une distance  $d=5B$ , après une secousse sismique, pour différents angles de frottement, avec  $EA=95\text{kN/m}$ . L'analyse des résultats a montré que la diminution de l'angle de frottement engendre une augmentation de l'effort de traction dans les nappes de renforcement. Il est à noter que tous les efforts de traction maximaux se développent dans la 5<sup>ème</sup> nappe. Pour les angles de frottement  $\varphi = 25^\circ, 30^\circ$  et  $35^\circ$ , les efforts maximaux de traction développés dans les renforcements sont respectivement  $T = 7,26 \text{ kN/m}, 6,78 \text{ kN/m}$  et  $6,36 \text{ kN/m}$ . En outre, les tractions maximales se convergent à la base du mur pour atteindre une valeur minimale de  $T = 0,282 \text{ kN/m}$ , et elles se convergent au sommet du mur vers une valeur de  $T = 3,11 \text{ kN/m}$ .



**Figure 4.35** Efforts de traction maximale, développés dans les renforcements d'un mur incliné ( $\theta=80^\circ$ ), dus au chargement à la limite d'une fondation posée sur un sol associé à une distance  $d=5B$ , après une secousse sismique, pour différents angles de frottement, avec  $EA = 95 \text{ kN/m}$

## 4.5. Conclusion

Les résultats des simulations obtenus par PLAXIS permettent de donner les conclusions suivantes :

Les tailles et les formes des courbes enveloppes sont très influencées par la distance comprise entre la crête de la fondation et le bord du parement du mur en sol renforcé ;

La distance entre le sommet mur renforcé et le bord de la fondation ayant un effet considérable sur la portance de fondation ;

La somme des tractions maximales dans les renforcements est très affectée par la position de fondation chargée jusqu'à la limite ;

L'angle d'inclinaison du mur ayant un effet majeur sur les tailles et les formes des courbes enveloppes ;

En éloignant la fondation chargée à la limite de la zone renforcée, les formes des courbes enveloppes (V-M) deviennent plus régulières, et de petites tailles ;

L'effet de la dilatance augmente en rapprochant la fondation du parement du mur ;

Généralement, l'augmentation des angles de dilatance provoque le rétrécissement de la taille des courbes enveloppes (V-M) ;

L'influence de la cohésion du sol est considérable lorsque la fondation se rapproche du parement du mur ;

L'augmentation de la cohésion du sol provoque l'agrandissement de la taille des courbes enveloppes (V-M) ;

La sollicitation sismique provoque un réarrangement des efforts de traction dans les renforcements par rapport le cas statique ;

A partir de la distance relative  $d/B = 10$  séparant la fondation du parement intérieur du mur, la capacité portante de la fondation devient similaire à celle posée sur un sol à surface horizontale, pour le cas statique et après une excitation sismique.

## CONCLUSION GENERALE

Le problème d'une fondation filante soumise à des charges verticales excentrées, posée sur un sol horizontal uniformément surchargé, est un cas fréquent. L'étude de ce type des problèmes est très utile pour trouver des solutions aux autres problèmes plus compliqués tels que l'existence d'une fondation filante sollicitée par des charges verticales excentrées, au voisinage d'un talus ou d'un mur de soutènement.

Le problème des murs en sol renforcé à parement en blocs modulaires sollicités en tête par des charges verticales excentrées est compliqué, limitant l'utilisation des calculs analytiques. Ce problème devient plus compliqué si l'ouvrage de soutènement est soumis à une excitation sismique. La modélisation numérique de ce type de problèmes nécessite donc l'utilisation des outils informatiques robustes comme (ABACUS, FLAC, PLAXIS,...), capables de simuler les problèmes géotechniques complexes, vu leurs richesses en éléments nécessaires, éléments de renforcements, éléments d'interface et des différents modèles de comportement. Le critère élasto-plastique de Mohr-Coulomb est le plus utilisé parmi les modèles connus, vu sa simplicité et son efficacité.

Quatre problèmes géotechniques ont été traités dans la présente étude. Le premier porte sur le comportement des fondations filantes reposant sur un sol purement frottant à surface horizontale et soumises à des charges excentrées, où le sol avoisinant de la fondation peut être chargé uniformément de part et de l'autre. Dans ce contexte, une équation de la courbe enveloppe du mode de chargement vertical excentré en plan a été proposée, les résultats obtenus sont confrontés avec ceux disponibles dans la littérature. Le deuxième problème consiste à étudier la capacité portante d'une fondation filante soumise à des charges verticales excentrées, posée au voisinage d'un talus en sol purement frottant. Le troisième problème est consacré à l'étude du comportement d'un mur de soutènement en sol renforcé par géosynthétiques chargé en tête par une fondation filante soumise à des charges verticales excentrées. Le modèle étudié a été validé dans le cas statique en se basant sur les résultats expérimentaux de Gourc et al. (1995). La quatrième application consiste à étudier la réponse du modèle précédant à un chargement sismique. La capacité portante a été estimée pour différentes distances relative  $d/B$  entre le bord du parement intérieur du mur et la crête de la fondation. Des courbes enveloppes pour le mode de chargement vertical excentré en plan correspondant à chaque distance relative  $d/B$  sont tracées, ces courbes peuvent être utilisées pour dimensionner les fondations superficielles.

L'analyse des résultats de simulation des différentes applications nous a permis de conclure :

PLAXIS est un logiciel robuste pour le calcul des problèmes géotechniques complexes, quel que soit la nature du problème traité ;

La déformée du parement obtenue dans le cas statique par la présente étude est en bon accord avec celles des deux approches numérique et expérimentale. En générale, la différence ne dépasse pas 3,5 cm ;

La méthode *Probe* est utilisée pour estimer la capacité portante d'une fondation filante sous chargement vertical excentré en plan (V, M), posée sur un sol horizontal et au bord d'une pente;

La méthode *Probe* est utilisée pour estimer la capacité portante d'une fondation filante sous chargement vertical excentré en plan (V-M), posée au voisinage d'un mur en sol renforcé pour les cas statique et après une secousse sismique ;

La capacité portante estimée par la présente simulation numérique est en accord avec les résultats obtenus dans la littérature ;

L'approche proposée ( $B' = B - 1,88 e$ ) basée sur l'approche de la largeur effective de Meyerhof, présente un bon accord avec les résultats numérique de la présente étude et des autre résultats de la littérature ;

Les courbes enveloppes tracées en utilisant l'équation proposée basée sur l'équation de Gottardi et Butterfield (1993) sont en très bon accord avec les courbes tracées en utilisant l'approche des bornes inférieures (Krabbenhoft et al. 2012) ;

Les courbes enveloppes obtenues par l'équation proposée sont en bon accord avec les courbes tracées en utilisant l'approche numérique de la présente étude dans l'intervalle du rapport de surcharge  $0 \leq \kappa \leq 1,5$  ;

Les tailles et les formes des courbes enveloppes sont très influencées par la distance  $d$  entre la fondation et la crête du talus ou le bord du mur renforcé ;

Les tailles et les formes des courbes enveloppes sont influencées par le type de parement (mur ou talus) ;

La distance  $d$  entre le bord de la fondation et la crête d'un mur renforcé ou un talus ayant un effet considérable sur la portance du sol sous sa base ;

La capacité portante diminue lorsque la distance relative  $d/B$  entre le bord de la fondation et le mur décroît, néanmoins, les tractions dans les renforcements et les déplacements du mur augmentent ;

En éloignant la fondation de la zone renforcée, les formes des courbes enveloppes deviennent plus régulières et de tailles plus petites ;



La sollicitation sismique provoque un réarrangement des efforts de traction dans les renforcements ;

Pour un sol de faible angle de frottement, les courbes enveloppes issues du cas statique et après une secousse sismique sont presque superposées ;

Après l'excitation sismique, la capacité portante de la fondation située au voisinage du parement du mur renforcé, diminue considérablement ;

La somme des forces des tractions maximales dans les nappes de renforcement est très influencée par la position de fondation, notamment pour les rapports  $d/B \leq 5$  ;

A partir de  $d/B \geq 9,5$ , toutes les courbes enveloppes sont presque superposées avec la courbe enveloppe du cas statique ;

L'inclinaison du parement en blocs modulaires joue un rôle très important pour la stabilité de l'ouvrage de soutènement ;

La capacité portante n'est pas affectée ni statiquement, ni par le chargement sismique, lorsque la distance  $d/B$  est supérieure à 10 ;

Finalement, le traitement des problèmes envisagés précédemment a présenté un intérêt évident, vu les résultats obtenus qui présentent une contribution pour bien comprendre ces phénomènes géotechniques. Des simulations avec le code PLAXIS<sup>3D</sup> peuvent conduire à des résultats plus réalistes.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- AASHTO**, 2007 (American Association of State Highway and Transportation Officials). Standard specifications for highway bridges. 4th ed. Washington (DC), Inc.
- Ahmadi, H., & Bezuijen, A.** (2018). Full-scale mechanically stabilized earth (MSE) walls under strip footing load. *Geotextiles and Geomembranes*, 46(3), 297-311.
- Al-Jaberi, Z., Myers, J. J., & ElGawady, M. A.** (2018). Pseudo-static cyclic loading comparison of reinforced masonry walls strengthened with FRCM or NSM FRP. *Construction and Building Materials*, 167, 482-495.
- Ambauen, S., Leshchinsky, B., Xie, Y., & Rayamajhi, D.** (2016). Service-state behavior of reinforced soil walls supporting spread footings: a parametric study using finite-element analysis. *Geosynthetics International*, 23(3), 156-170.
- Arab, R., Villard, P., & Zermani, M.** (2005). comportement des murs de soutènements renforcés par des géosynthétiques sous sollicitations verticales-expérimentation et modélisations numériques. 1<sup>er</sup> congrès africain de la route, 6-8 décembre Alger, Algérie.
- Arab, R., Boumezoued, H., Kebah, R., & Mamouni, R.** (2017). Routes et glissements de terrains - Apports des geosynthétiques. 11<sup>ème</sup> Rencontres Géosynthétiques – 7-9 mars 2017, Lille.
- Attallaoui, S.** (2017). Analyse numérique du comportement des culées porteuses en sol renforcé. Thèse de doctorat. Université Mohamed Khider–Biskra.
- Behera, R. N.** (2018). Discussion of “Bearing Capacity of Shallow Strip Foundations in Sand under Eccentric and Oblique Loads” by R. Ganesh, Sunil Khuntia, and Jagdish Prasad Sahoo. *International Journal of Geomechanics*, 18(5), 07018007.
- Bathurst, R. J., & Hatami, K.** (1998). Seismic response analysis of a geosynthetic-reinforced soil retaining wall. *Geosynthetics International*, 5(1-2), 127-166. (Special issue on earthquake engineering.)
- Benmeddour, D., Mellas, M., Frank, R., & Mabrouki, A.** (2012). Numerical study of passive and active earth pressures of sands. *Computers and Geotechnics*, 40, 34-44.
- Berg, R. R., Christopher, B. R., & Samtani, N. C.** (2009). Design of mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes–Volume I (No. FHWA-NHI-10-024).

- Braim, K. S., Ahmad, S. N. A. S., Rashid, A. S. A., & Mohamad, H.** (2016). Strip footing settlement on sandy soil due to eccentricity load. *Int J GEOMATE*, 11(5), 2741-2746.
- Brandenberg, S. J., Mylonakis, G., & Stewart, J. P.** (2017). Approximate solution for seismic earth pressures on rigid walls retaining inhomogeneous elastic soil. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 97, 468-477.
- Bolton, M. D., & Lau, C. K.** (1993). Vertical bearing capacity factors for circular and strip footings on Mohr-Coulomb soil. *Canadian Geotechnical Journal*, 30, 1024-1033.
- Brinkgreve, R. B. J., Engin, E. & Swolfs, W. M.** (2012) *Plaxis user's manual*. Netherlands: Plaxis BV.
- Butterfield, R. & Ticof, J.** (1979). Design parameters for granular soils (discussion contribution). *Proc. 7th ECSMFE, Brighton*, 4, 259-261.
- Capra, A., & Davidovici, V.** (1982) *Calcul dynamique des structures en zone sismique*. Eyrolles.
- Caquot, A., & Kerisel, F.** (1948) *Tables for the Calculation of Passive Pressure, Active Pressure and Bearing Capacity of Foundations*. Gauthier Villars, Paris.
- Caquot, A., & Kérisel, J.** (1953) Sur le terme de surface dans le calcul des fondations en milieu pulvérulent. *Proc. 3rd Int Conf. Soil Mech. Found. Eng. Zurich*, 1(1), 336-337.
- Caquot, A., & Kérisel, J.** (1966) *Traité de mécanique des sols* (4<sup>ème</sup> édition). Gauthier – Villards, Paris.
- Candia, G., Mikola, R. G., & Sitar, N.** (2016). Seismic earth pressures on retaining structures and basement walls in cohesionless soils. *J Geotech Geoenviron Eng.* doi: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001507
- Cascone, E., & Casablanca, O.** (2016). Static and seismic bearing capacity of shallow strip footings. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 84, 204-223.
- Dewoolkar, M. M., Ko, H. Y. & Pak, R. Y. S.** (2000). Experimental developments for studying static and seismic behavior of retaining walls with liquefiable backfills. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 19, 583-593.
- Khosravi, M. H., Hamedi Azad, F., Bahaaddini, M., & Pipatpongsa, T.** (2017). DEM Analysis of Backfilled Walls Subjected to Active Translation Mode. *Int. Journal of Mining & Geo-Engineering*, 51(2), 191-197.
- Combescure, D.** (2006). *Eléments de dynamique des structures. Illustrations à l'aide de*

CAST3M. [www.cea/castem](http://www.cea/castem).

- Code, P. (2005).** Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance-part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels: European Committee for Standardization.
- Costet, J., & Sanglerat, G. (1983)** Cours pratique de mécanique des sols, Tome 2, Calcul des ouvrages, Paris, Dunod.
- Choudhury, D., & Nimbalkar, S. S. (2006).** Pseudo-dynamic approach of seismic active earth pressure behind retaining wall. *Geotechnical & Geological Engineering*, 24(5): 1103-1113.
- Dubrova, G. A. (1963).** Interaction between soils and structures. *Rechnoy Transport*, 40-45.
- El-Emam, M. M. (2018).** Experimental verification of current seismic analysis methods of reinforced soil walls. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 113, 241-255.
- Eurocode 7, (2004).** Geotechnical design, part 1: general rules. CEN, European Committee for Standardization, Brussels.
- Ganesh, R., Khuntia, S., & Sahoo, J. P. (2016).** Bearing Capacity of Shallow Strip Foundations in Sand under Eccentric and Oblique Loads. *International Journal of Geomechanics*, 17(4), 06016028.
- Georgiadis, K. (2010).** The influence of load inclination on the undrained bearing capacity of strip footings on slopes. *Computers and Geotechnics*, 37(3), 311-322.
- Mikola, R. G, Candia, G., & Sitar, N. (2016).** Seismic earth pressures on retaining structures and basement walls in cohesionless soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 142(10), 04016047.
- Gottardi, G., & Butterfield, R. (1993).** On the bearing capacity of surface footings on sand under general planar loads. *Soils and Foundations*, 33(3), 68-79.
- Gourc, J. P., Gotteland, P., Haza, E., Perrier, H., & Baraize, E. (1995).** Geotextile reinforced structures as bridge abutments: full-scale experimentation. *Proceedings of Geosynthetics*, 95(1), 79-92, Nashville, USA.
- Gourc, J. P., & Delmas, P. (2017).** Retour sur des ouvrages avec géosynthétiques toujours en service après plusieurs décennies. 11èmes Rencontres Géosynthétiques – 7-9 mars 2017,

Lille.

- 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(3), 793-811.
- Hausmann, M. R.** (1990). *Engineering principles of ground modification*. McGraw-Hill.
- Haza, E.** (1997). *Ouvrages renforcés par géosynthétiques, sollicités localement en tête : expérimentation et méthode de calculs*. Thèse de doctorat. Université Joseph Fourier, Grenoble.
- Holtz, R. D., & Lee, W. F.** (2002). *Internal stability analyses of geosynthetic reinforced retaining walls (No. WA-RD 532.1)*. Olympia, Washington : Washington State Department of Transportation.
- Jiang, Y., Han, J., Zornberg, J., Parsons, R. L., Leshchinsky, D., & Tanyu, B.** (2018). Numerical analysis of field geosynthetic-reinforced retaining walls with secondary reinforcement. *Géotechnique*, 1-11.
- Khosravi, M. H., Pipatpongsa, T., & Takemura, J.** (2013). Experimental analysis of earth pressure against rigid retaining walls under translation mode. *Géotechnique*, 63(12), 1020-1028.
- Khosrojerdi, M., & Pak, A.** (2015). Numerical investigation on the behavior of the gravity waterfront structures under earthquake loading. *Ocean Engineering*, 106, 152-160.
- Koerner, R. M.** (1990). *Designing with Geosynthetics* PRENTICE HALL, Englewood Cliffs, N.J., 1986, 1990 (652 pages).
- Koga, Y., & Matsuo, O.** (1990). Shaking table tests of embankments resting on liquefiable sandy ground. *Soils and Foundations*, 30 (4), 162-174.
- Krabbenhoft, S., Damkilde, L., & Krabbenhoft, K.** (2012). Lower-bound calculations of the bearing capacity of eccentrically loaded footings in cohesionless soil. *Canadian Geotechnical Journal*, 49(3), 298-310.
- Kramer, S. L., & Paulsen, S.** (2001). Seismic performance of MSE structures in Washington State. *Proc., Int. Geosynthetic Engineering Forum 2001*, Taipei, Taiwan, 145-173.
- Latha, G. M., & Santhanakumar, P.** (2015). Seismic response of reduced-scale modular block and rigid faced reinforced walls through shaking table tests. *Geotextiles and*

- Geomembranes, 43(4), 307-316.
- Lee, J. S., Chae, H. G., Kim, D. S., Jo, S. B., & Park, H. J.** (2015). Numerical analysis of inverted T-type wall under seismic loading. *Computers and Geotechnics*, 66, 85-95.
- Li, J. and Wang, M.** (2014). Simplified method for calculating active earth pressure on rigid retaining walls considering the arching effect under translational mode. *International Journal of Geomechanics*, ASCE, 14(2), 282-290.
- Ling, H. I., & Leshchinsky, D.** (1998). Effects of vertical acceleration on seismic design of geosynthetic-reinforced soil structures. *Geotechnique*, 48(3), 347-373.
- Liu, X. L., Ma, S. Z., Jia, H. B., Wu, T., Hu, Z. X., & Zhu, Z. H.** (2017). Numerical Simulation of Soil Pressure Characteristics of Gravity Retaining Walls during Earthquake. *China Earthquake Engineering Journal*, 4, 025.
- Loukidis, D., Chakraborty, T., & Salgado, R.** (2008). Bearing capacity of strip footings on purely frictional soil under eccentric and inclined loads. *Canadian Geotechnical Journal*, 45(6), 768-787.
- Loukidis, D., & Salgado, R.** (2009). Bearing capacity of strip and circular footings in sand using finite elements. *Computers and Geotechnics*, 36(5), 871-879.
- Lu, L., Wang, Z. J., & Arai, K.** (2014). Numerical and experimental analyses for bearing capacity of rigid strip footing subjected to eccentric load. *Journal of Central South University*, 21(10), 3983-3992.
- El Sawwaf, M. A.** (2007). Behavior of strip footing on geogrid-reinforced sand over a soft clay slope. *Geotextiles and Geomembranes*, 25(1), 50-60.
- Frydman, S., & Burd, H. J.** (1997). Numerical studies of bearing-capacity factor  $N \gamma$ . *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 123(1), 20-29.
- Hardiyatmo, H. C.** (1995). Approche expérimentale du dimensionnement des massifs renforcés à parement cellulaire. Thèse de doctorat. Université Joseph Fourier, Grenoble.
- Maloum, S., & Sieffert, J. G.** (2002). Interaction sol-fondation superficielle au voisinage de la crête d'un talus : analyse de la capacité portante. *Revue française de géotechnique*, 100, 83-89.
- Maskar, A. D., Madhekar, S. N., & Phatak, D. R.** (2018). Redistribution Principle Approach for Evaluation of Seismic Active Earth Pressure Behind Retaining Wall. *Journal*

- of The Institution of Engineers (India): Series A, 99(1), 79-93.
- Maréchal, O.** (1999). Portance des fondations superficielles établies à proximité d'un talus et soumises à des charges inclinées et excentrées, Thèse de doctorat, École Centrale de Nantes.
- Martin, C. M.** (2005). Exact bearing capacity calculations using the method of characteristics. Proc. IACMAG. Turin, 441-450.
- Meyerhof, G. G.** (1953). The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads. In Proc. of 3rd ICSMFE, Zurich, 1(1) ; 440-445.
- Meyerhof, G. G.** (1957). The ultimate bearing capacity of foundations on slopes. In Proc., 4th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1, 384-386.
- Meyerhof, G. G.** (1963). Some recent research on the bearing capacity of foundations. Canadian Geotechnical Journal, 1(1), 16-26.
- Michalowski, R.L.** (1997). An estimate of the influence of soil weight on bearing capacity using limit analysis. Soils and Foundations, 37(4), 57-64.
- Michalowski, R.L., & You, L.** (1998). Effective width rule in calculations of bearing capacity of shallow footings. Computers and Geotechnics, 23(4), 237-253.
- Moayedi, H., & Hayati, S.** (2018). Modelling and optimization of ultimate bearing capacity of strip footing near a slope by soft computing methods. Applied Soft Computing, 66, 208-219.
- Mononobe, N., Matuo, H.** (1929). On determination of earth pressures during earthquakes. In: Proceedings of the world engineering congress, vol 9. Tokyo, Japan, paper no. 388.
- Nakamura, S.** (2006). Reexamination of Mononobe-Okabe theory of gravity retaining walls using centrifuge model tests. Soils and Foundations, 46(2), 135-146.
- NCHRP** (National Cooperative Highway Research Program) (2006), Rock-Socketed Shafts for Highway Structure Foundations, NCHRP Synthesis 360, Transportation Research Board.
- NF P94-210**, (1992). Reinforcement of soils by inclusions - General and Terminology. French Standard, May.
- NF P94-270**, (2009). Calcul géotechnique - Ouvrages de soutènement - Remblais renforcés et

massifs en sol cloué.

- Okabe, S.** (1924). General theory of earth pressure and seismic stability of retaining wall and dam. *Journal of Japanese Society of Civil Engineering*, 10(6), 1277-1323.
- Payeur, J.** (2015). Modélisation du comportement d'un remblai en sol renforcé sous chargement ferroviaire de type TGV. Thèse de doctorat. Ecole des Ponts, Paris.
- Philipponnat, G., & Hubert, B.** (2000). *Fondations et ouvrages en terre*. Eyrolles, Paris.
- Prandtl, L.** (1921). Hauptaufsätze: Über die eindringungsfestigkeit (härte) plastischer baustoffe und die festigkeit von schneiden. *ZAMM-Journal of Applied Mathematics and Mechanics/Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik*, 1(1), 15-20.
- Ray, A. G., & Baidya, D. K.** (2018). Reliability Based Pseudo-Dynamic Analysis of Gravity Retaining Walls. *Indian Geotechnical Journal*, 48(3), 575-584.
- Reissner, H.** (1924). Zum erddruckproblem. In *Proc. 1st Int. Congress for Applied Mechanics*, Delft, 295-311.
- Richards, R., Elms, D.G.** (1979). Seismic behaviour of gravity retaining walls. *J. Geotech. Eng. ASCE* 105, 449-464
- Rostami, V., & Ghazavi, M.** (2015). Analytical solution for calculation of bearing capacity of shallow foundations on geogrid-reinforced sand slope. *Iranian Journal of Science and Technology. Transactions of Civil Engineering*, 39(C1), 167-182.
- Sabermahani, M., Ghalandarzadeh, A., & Fakher, A.** (2009). Experimental study on seismic deformation modes of reinforced-soil walls. *Geotextiles and Geomembranes*, 27(2), 121-136.
- Segrestin, P.** (2009). Le contexte normatif français des ouvrages en sol renforcé des origines à nos jours. Journée technique du CFMS.
- Séré, A.** (1995). *Ouvrages renforcés par géotextiles charges en tête : comportement et dimensionnement*. Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Schlosser, F.** (1995). *Murs de soutènement*. Techniques de l'ingénieur, C-244.
- 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.
- Terrade, B.** (2017). *Evaluation structurale des murs de soutènement en maçonnerie*. Thèse de



doctorat. Université Paris-Est.

- Terzaghi, K.** (1943). *Theoretical soil mechanics*. Chapman And Hali, Limited John Wiler And Sons, Inc; New York.
- Wang, L., Chen, G., & Chen, S.** (2015). Experimental study on seismic response of geogrid reinforced rigid retaining walls with saturated backfill sand. *Geotextiles and Geomembranes*, 43(1), 35-45.
- Xiao, C., Han, J., & Zhang, Z.** (2016). Experimental study on performance of geosynthetic-reinforced soil model walls on rigid foundations subjected to static footing loading. *Geotextiles and Geomembranes*, 44(1), 81-94.
- Yamamoto, K., & Hira, M.** (2009). Bearing capacity of rigid strip footings on frictional soils under eccentric and inclined loads. In *Geotechnical Risk and Safety: Proceedings of the 2nd International Symposium on Geotechnical Safety and Risk (IS-Gifu 2009)*, 11–12 June 2009, Gifu, Japan. Edited by Y. Honjo, T. Hara, M. Suzuki, and F. Zhang. Taylor & Francis Group, London, 265–271.
- Zerguine, S.** (2013). Estimation des pressions actives sur les murs de soutènement en présence d'eau sous sollicitation sismique. Mémoire de magister. Université Mohamed Khider-Biskra.
- Zerguine, S., Benmeddour, D., & Zatar, A.** (2016). Numerical study of seismic earth pressures acting against a vertical retaining wall in frictional soil. *Journal of Applied Engineering Science & Technology*, 2(1), 43-49.
- Zhou, Q. Y., Zhou, Y. T., Wang, X. M., & Yang, P. Z.** (2018). Estimation of active earth pressure on a translating rigid retaining wall considering soil-arching effect. *Indian Geotechnical Journal*, 48(3), 541-548.