

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

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 :

Mémoire présenté en vue de l'obtention
du diplôme de
Magister en génie civil

Option : Interaction sol-structure

Analyse du comportement des culées de pont en sol renforcé par nappes de géogrilles

Présenté par :
ATTALLAOUI Samir

Soutenu publiquement le

Devant le jury composé de :

Président :	Mme BENMEBAREK Naima	Prof	Université de Biskra.
Directeur de mémoire :	Mr BENMEBAREK Sadok	Prof	Université de Biskra.
Examineur :	Mr BELOUNAR Lamine	MC	Université de Biskra.
Examineur :	Mr OUNIS Abdelhafid	MC	Université de Biskra.

Remerciements

Je remercie en premier mon Dieu pour tout.

Je remercie en second mes parents, qui ont sacrifié leur vie pour notre bien. Toute ma famille et mes amis qui m'ont soutenu.

Mes sincères remerciement et gratitudes à tous mes enseignants, du primaire à l'étude supérieure.

Il m'est agréable d'adresser un remerciement particulier à l'égard de mon promoteur le Professeur Benmebarek Sadok pour avoir assuré l'encadrement scientifique de ce mémoire.

Je remercie également le président et les membres de jury d'avoir accepté d'examiner mon travail.

Enfin je dédie ce travail à la mémoire de mon père. Je le dédie aussi à ma mère, mes frères et sœurs. Une dédicace particulière est réservée pour mon ami Mustapha Haddad qui m'a encouragé à entreprendre des études de post-graduation.

RÉSUMÉ

Inspiré de la terre armée inventée par Henri Vidal dans les années soixante, de nombreux procédés de construction de soutènement par renforcement de sol par géosynthétique sont développés avec un succès remarquable. Ces procédés sont devenus populaires grâce à leur performance, à leur économie et à leur esthétique. Aux cours de la dernière décennie les ouvrages de soutènement à parement vertical ou avec fruit sont devenus très populaires en Algérie particulièrement les culées de pont et les remblais d'accès sur des sols supports meubles. Attiré par les performances des ouvrages de soutènement en sol renforcé par géosynthétiques, le présent travail s'intéresse à la sensibilité des mécanismes de rupture aux paramètres de conception.

Le présent sujet de recherche s'intéresse à la conception, calcul des murs de soutènements en sol renforcé par géosynthétiques et la simulation numérique sur le comportement de ces ouvrages à l'aide du logiciel PLAXIS sous l'effet des diverses sollicitations statiques, dynamiques auxquels peuvent être soumis ces ouvrages.

Mots clés : Géosynthétique, modélisation numérique, sol renforcé, culée, mécanisme de rupture.

ABSTRACT

Inspired from reinforced earth invented by Henri Vidal in the sixties, many processes of geosynthetics reinforced retaining structures are developed with a remarkable success. These processes became popular using to their performance, with their economy and their esthetics. During the last decade the retaining wall structures with a vertical or batter facing became very popular in Algeria particularly bridge abutments and access ramp on soft soils. Attracted by the performances of the geosynthetics reinforced retaining structures, this work is interested in the sensitivity of the failure mechanisms to the parameters of design.

This subject of research is interested with the design, calculation for geosynthetics reinforced earth wall and the numerical simulation on the behavior of these structures using PLAXIS program under the effect of the various static loads., dynamics to which can be subjected these structures.

Key words: Geosynthetic, numerical modeling, reinforced soil, bridge abutments, failure mechanisms.

ملخص

إلهام التربة المسلحة من مخترعها هنري فيدال في الستينات، العديد من طرق بناء الاستنادات الترابية المسلحة بالجيوسانتيك تطورت مع نجاح ملحوظ. وقد أصبحت هذه العمليات شعبية بسبب أدائها ، اقتصادها ، وجمالها. على مدى العقد الماضي المنشآت الاستنادية بواجهة عمودية او المائلة نسبيا أصبحت تحظى بشعبية كبيرة في الجزائر وخاصة ركائز الجسور و تربة مداخل الجسور على أتربة مرنة وللجاذبية الفعالة للمنشآت الاستنادية الترابية المسلحة بالجيوسانتيك، فإن هذ البحث سيركز على حساسية ميكانيزمات الإنكسار وأدوات التصميم.

الموضوع الحالي للبحث سيهتم بتصميم وحساب الجدران الاستنادية الترابية المسلحة بالجيوسانتيك والنموذج الرقمي لسلوك هذه المنشآت باستخدام برنامج البلاكسيس تحت مختلف القوى الستاتيكية،الديناميكية التي يمكن ان تخضع لها.

الكلمات المفتاحية : الجيوسانتيك، النموذج الرقمي، التربة المسلحة، ركائز الجسور، ميكانيزمات الإنكسار.

Sommaire

INTRODUCTION GÉNÉRALE	1
-----------------------------	---

Partie I : ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE

Chapitre 1 : SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES MATÉRIAUX DES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT EN SOL RENFORCÉ

1.1 GÉNÉRALITÉS SUR LES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT	3
1.2 LES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT EN SOL RENFORCÉ	4
1.2.1 Types d'ouvrages en remblai renforcé	4
1.2.2 Matériaux de remblai	6
1.2.2.1 Description	6
1.2.2.2 Ouvrabilité du remblai	7
1.2.2.3 Fonction et environnement de la structure et comportement à long terme	7
1.2.2.4 Épaisseur des couches de remblai et taille maximale des grains	7
1.2.2.5 Technologie du parement	8
1.2.2.6 Végétalisation	8
1.2.2.7 Propriétés drainantes	8
1.2.2.8 Agressivité du remblai	8
1.2.2.9 Interaction entre le remblai et le renforcement	8
1.2.2.10 Frottement interne et cohésion du remblai	9
1.2.2.11 Gélivité	9
1.2.3 Éléments et systèmes de parement	9
1.2.3.1 Description	9
1.2.3.2 Éléments de parement durs	10
1.2.3.3 Éléments de parement déformables	12
1.2.3.4 Éléments de parement mous	13
1.2.4 Renforcement	14
1.2.4.1 Armatures en acier	14
1.2.4.2 Armatures en polymère	15
1.2.4.3 Avantages de l'utilisation de géosynthétiques pour le renforcement	16
1.2.5 Récapitulatif	16
1.3 LA TERRE ARMÉE	20
1.3.1 Définition et principe de la terre armée	20

1.3.2	Le remblai	20
1.3.3	Le parement	22
1.3.4	Les armatures	23
1.3.5	Mise en œuvre de la terre armée	24
1.3.6	Applications	24
1.3.7	Avantages et limitations de la Terre Armée	24
1.4	QUELQUES RÉALISATIONS EN ALGÉRIE	25
1.5	CONCLUSION	27

Chapitre 2 : MÉTHODES DE CALCUL DES SOUTÈNEMENTS EN SOL RENFORCÉS

2.1	INTRODUCTION	28
2.2	PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT	30
2.2.1	Fonctionnement interne	30
2.2.2	Fonctionnement externe	30
2.3	MÉCANISMES DE RUPTURES	31
2.3.1	Cas de parement en écailles de béton	31
2.3.2	Cas de parement en blocs modulaires en béton	32
2.4	DÉTERMINATION DES EFFORTS MAXIMAUX DE TRACTION DANS LES RENFORCEMENTS	32
2.4.1	Introduction	32
2.4.2	Méthode de l'équilibre local	33
2.4.3	Méthodes de l'équilibre globales	34
2.5	COMBINAISONS D' ACTIONS	35
2.5.1	Généralités	35
2.5.2	Principes généraux	35
2.5.3	États-limites ultimes	36
2.5.3.1	Cas générale d'ouvrage géotechniques	36
2.5.3.2	Cas d'ouvrages en remblai renforcé et massifs en sol cloué	36
2.5.4	États-limites de service	38

2.6	DIMENSIONNEMENT DES CULÉES EN SOL RENFORCÉS PAR DES ARMATURES GÉOSYNTHÉTIQUES	39
2.6.1	Selon les Normes Françaises « NF »	39
2.6.1.1	Comportement des massifs de culée	39
2.6.1.2	Stabilité externe	40
2.6.1.3	Stabilité interne	43
2.6.1.4	Cas particulier : Murs de soutènement	49
2.6.2	Selon les Normes Américaines « AASHTO »	52
2.6.2.1	Stabilité externe	52
2.6.2.2	Stabilité interne	53
2.6.2.3	Cas particulier : Murs de soutènement	56
2.6.3	Selon les Normes Britannique « BS »	57
2.7	ÉTUDE AU SÉISME	59
2.7.1	Introduction	59
2.7.2	Poussée active du terrain – méthode de Mononobé-Okabé –	59
2.7.3	Application des Normes Françaises « NF »	62
2.7.3.1	Généralités	62
2.7.3.2	Massifs de soutènement	62
2.7.3.3	Culéées de pont	62
2.7.4	Application des Normes Américaines « AASHTO »	64
2.7.5	Application des Normes Algériennes « RPO »	67
2.8	CONCLUSION	68

Partie II : SIMULATION NUMÉRIQUE

Chapitre 3 : PRÉSENTATION DES OUTILS DE SIMULATION NUMÉRIQUE

3.1	INTRODUCTION	69
3.2	MODÉLISATION DES CULÉES EN SOL RENFORCÉ PAR PLAXIS	70
3.2.1	Modélisation du Comportement du Sol	70
3.2.2	Les géogrilles	72
3.2.3	Les interfaces	74
3.2.4	Les Panneaux de revêtement	76
3.2.5	Modélisation de l'interface sol/béton	79
3.2.6	Modélisation de la Semelle du pont	79
3.2.7	Modélisation de longrine de mise à niveau	79
3.2.8	Maillage	80
3.2.9	Conditions aux limites	80

3.2.10 Phasage des calculs	80
3.3 MODÉLISATION DE SÉISME	81
3.3.1 Introduction	81
3.3.2 Études dynamique	81
3.3.3 Études pseudo-statiques	89
3.4 CONCLUSION	91
 Chapitre 4 : MODÉLISATION NUMÉRIQUE DES MURS DE SOUTÈNEMENT ET CULÉES EN SOL RENFORCÉ	
4.1 INTRODUCTION	92
4.2 CULÉES EN SOL RENFORCÉS PAR NAPPES DE GÉOGRILLE	93
4.2.1 Présentation des cas étudiés	93
4.2.2 Données	95
4.2.3 Résultats des études	97
4.2.3.1 Mécanismes de rupture	97
4.2.3.2 Forces de traction et lignes des tractions maximales	99
4.2.3.3 Études paramétriques	104
4.2.3.4 Coefficient de sécurité	106
4.2.3.5 Conclusion	108
4.3 ANALYSE NUMÉRIQUE D'UN MUR DE SOUTÈNEMENT EN SOL RENFORCÉS SOUS DES CHARGES SISMIQUES	109
4.3.1 Présentation du cas étudié	109
4.3.2 Données	110
4.3.3 Résultats des études	115
4.3.3.1 Déplacements horizontaux de mur	115
4.3.3.2 Forces de traction dans les géogrilles	116
4.3.3.3 Conclusion	118
CONCLUSION GÉNÉRALE	119
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES	121

Liste des notations

Lettres latines

a	accélération sismique
B	largeur de la semelle d'appui d'une culée
b	largeur d'un élément de renforcement
c'	cohésion effective
e	excentricité de la résultante des charges
G	action permanente
g	accélération de la pesanteur
H	composante de l'action totale appliquée parallèlement à la base d'un ouvrage
h	hauteur d'un ouvrage en remblai renforcé
k	coefficient de poussée des terres
L	longueur d'un lit de renforcement
M	moment, par rapport au centre géométrique de la base d'un ouvrage
P	force de poussée
Q	action variable
q	pression au niveau de la base d'un ouvrage ou sous le sommier d'une culée
R	résistance verticale du terrain sous la base d'un ouvrage
R _f	résistance de l'interaction terrain-renforcement
R _{tc}	résistance de traction d'un lit de renforcement par mètre de parement
s	espacement vertical (s_v) des lits de renforcement ou espacement horizontal (s_h) des renforcements dans un lit d'un ouvrage en remblai renforcé
T	résistance à la traction d'un élément de renforcement
T _{max}	effort de traction maximale dans un lit de renforcement par mètre de parement
T _{par}	effort de traction au point d'attache d'un renforcement par mètre de parement
V	composante de l'action totale appliquée normalement à la base d'un ouvrage
z	profondeur depuis le sommet d'un ouvrage en remblai renforcé

Lettres grecques

α	coefficient pour l'évaluation de la traction au parement
β	angle d'inclinaison par rapport à l'horizontale d'un talus
γ	poids volumique du terrain
δ	angle d'inclinaison de la poussée des terres par rapport à la normale au plan de poussée
ε	déformation.
η	inclinaison par rapport à la verticale (fruit en degré) du parement (η_1) et de la face arrière moyenne du massif renforcé (η_2)
μ	coefficient d'interaction sol-lit de renforcement dans un remblai renforcé
ν	coefficient de Poisson.
ρ	coefficient de réduction pour la résistance du renforcement
σ	contrainte, verticale (σ_v), horizontale (σ_h)
σ_{par}	contrainte horizontale uniforme de rupture du parement

τ_{\max}	contrainte maximale de cisaillement mobilisable entre le terrain et un lit de renforcement
τ	contrainte de cisaillement
φ'	angle de frottement interne en contraintes effectives
ψ	angle de dilatance

INTRODUCTION GÉNÉRALE

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

L'utilisation des géotextiles synthétiques dans le génie civil remonte aux années 1960, avec une utilisation limitée essentiellement alors à un rôle de filtre anti-contaminant. Ce n'est qu'au cours des années 1970 que leur utilisation en renforcement des sols commence à se développer. Le premier mur renforcé par géotextile a été construit en France en 1971, et la première structure de ce type dans les Etats-Unis a été construite en 1974. Les géogrilles pour le renforcement de sol ont été développés autour de 1980. La première utilisation du géogrille dans le renforcement de la terre avait lieu en 1981. L'utilisation étendue des produits de géogrille aux Etats-Unis a commencé dans environ 1983, et ils comportent maintenant une partie croissante du marché. Depuis le début des années 80, l'utilisation du géosynthétiques en structures de sol renforcées a augmenté sensiblement. Quelques exemples d'applications sur le renforcement des sols (barrages renforcés, soutènements, déversoirs).

L'interposition d'éléments de renforcement, et notamment de nappes géotextiles dans un ouvrage en terre, est un des moyens permettant de donner aux sols qui le constituent une certaine résistance en traction, de ce fait, Les solutions de renforcement par géotextiles peuvent rendre possible l'utilisation de matériaux de remblai de qualité médiocre et s'avérer économiquement intéressantes.

Une application spécifique des géosynthétiques et qui concerne le sujet de ce mémoire de recherche est les murs en remblai renforcé par éléments géosynthétiques pour améliorer la résistance du remblai support des charges, en particulier les ponts routes. Ce type de renforcement devient actuellement plus adapté que l'ancien type de renforcement par armatures en acier.

Ce mémoire comporte quatre chapitres, répartis en deux parties :

- La première partie consacrée à la recherche bibliographique, comporte deux chapitres :
 - Le premier chapitre est une synthèse bibliographique sur les matériaux des ouvrages de soutènement en sol renforcé. Il sera présenté des principaux composants (remblai, renforcement et système de parement).
 - Le deuxième chapitre est consacré aux méthodes de calcul à la rupture des soutènements et culées porteuses en sol renforcés, avec une formulation détaillé sur deux normes récentes (françaises et américaines). Afin de se familiariser et minimiser les erreurs de calcul, ces méthodes ont été dressées sous forme de fichiers en Excel.

- La deuxième partie du mémoire, consacrée à l'étude numérique, comporte deux chapitres :
 - le troisième chapitre contient une présentation sur l'ensemble de fonctionnalités du code Plaxis nécessaires pour la modélisation des culées et murs de soutènement en sol renforcé dans le cas statique et dynamique.
 - le quatrième chapitre comporte deux applications numériques, la première application est aborde le comportement des culées en sol renforcé par géogrille (deux cas étudiés, sommier dans la zone active et l'autre est un sommier large), la deuxième application s'intéresse au comportement des murs en sol renforcé par géogrille sous chargement sismique.

PARTIE I : ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE

Chapitre 1 :

SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES MATÉRIAUX DES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT EN SOL RENFORCÉ

1.1 GÉNÉRALITÉS SUR LES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT

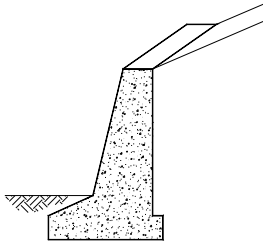
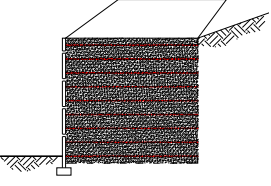
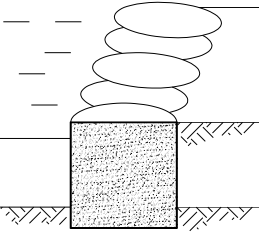
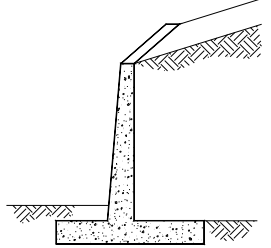
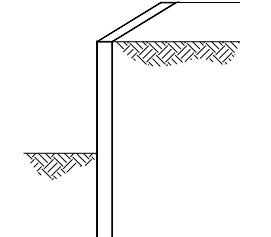
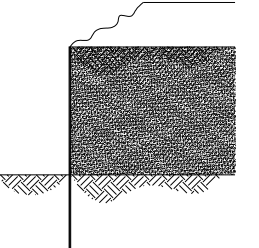
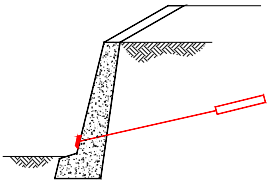
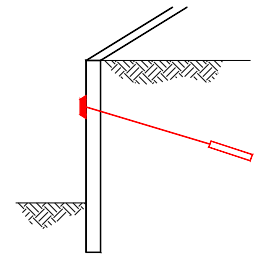
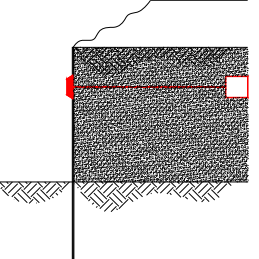
Un ouvrage de soutènement peut retenir soit des terres en remblai, c'est-à-dire rapportées, soit le terrain en place. On dit, dans ce dernier cas, qu'il s'agit d'un ouvrage de soutènement en déblai.

L'effort de poussée exercé par le massif de terre retenu. Poussée et butée peut être repris de diverses manières. Trois modes principaux peuvent être distingués :

- la poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement ;
- la poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement ;
- la poussée est reprise par des ancrages.

Le tableau 1.1 montre les divers types d'ouvrages de soutènement classés d'après la distinction précédente, en séparant les ouvrages rigides des ouvrages souples ou semi-souples.

Tab. 1.1. Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de reprise de la poussée

Mode de reprise de la poussée	Ouvrages de soutènement		
Poids de l'ouvrage	 <p data-bbox="497 593 769 651">Mur poids en béton ou maçonnerie</p>	 <p data-bbox="826 593 1098 651">Mur en Terre Armée</p>	 <p data-bbox="1158 593 1417 651">Ouvrage cellulaire</p>
Encastrement	 <p data-bbox="497 936 769 994">Mur cantilever en béton armé</p>	 <p data-bbox="826 936 1098 994">Paroi moulée</p>	 <p data-bbox="1158 936 1417 994">Rideau de palplanches</p>
Ancrage	 <p data-bbox="497 1265 769 1301">Mur en béton, ancré</p>	 <p data-bbox="826 1265 1098 1301">Paroi moulée ancrée</p>	 <p data-bbox="1158 1265 1417 1301">Rideau ancré</p>

1.2 LES OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT EN SOL RENFORCÉ

1.2.1 Types d'ouvrages en remblai renforcé

La construction d'un remblai renforcé implique l'utilisation des principaux composants suivants :

- matériau de remblai ;
- renforcement de remblai et, si nécessaire ;
- un système de parement.

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

Des schémas illustrant les différents types d'ouvrages sont montrés par (Fig. 1.1).

On distingue, suivant l'inclinaison de leur face vue, (Fig. 1.2)

Les murs de soutènement et les talus renforcés peuvent également être superposés (Fig. 1.3 a) ou aménagés en gradins (Fig. 1.3 b).

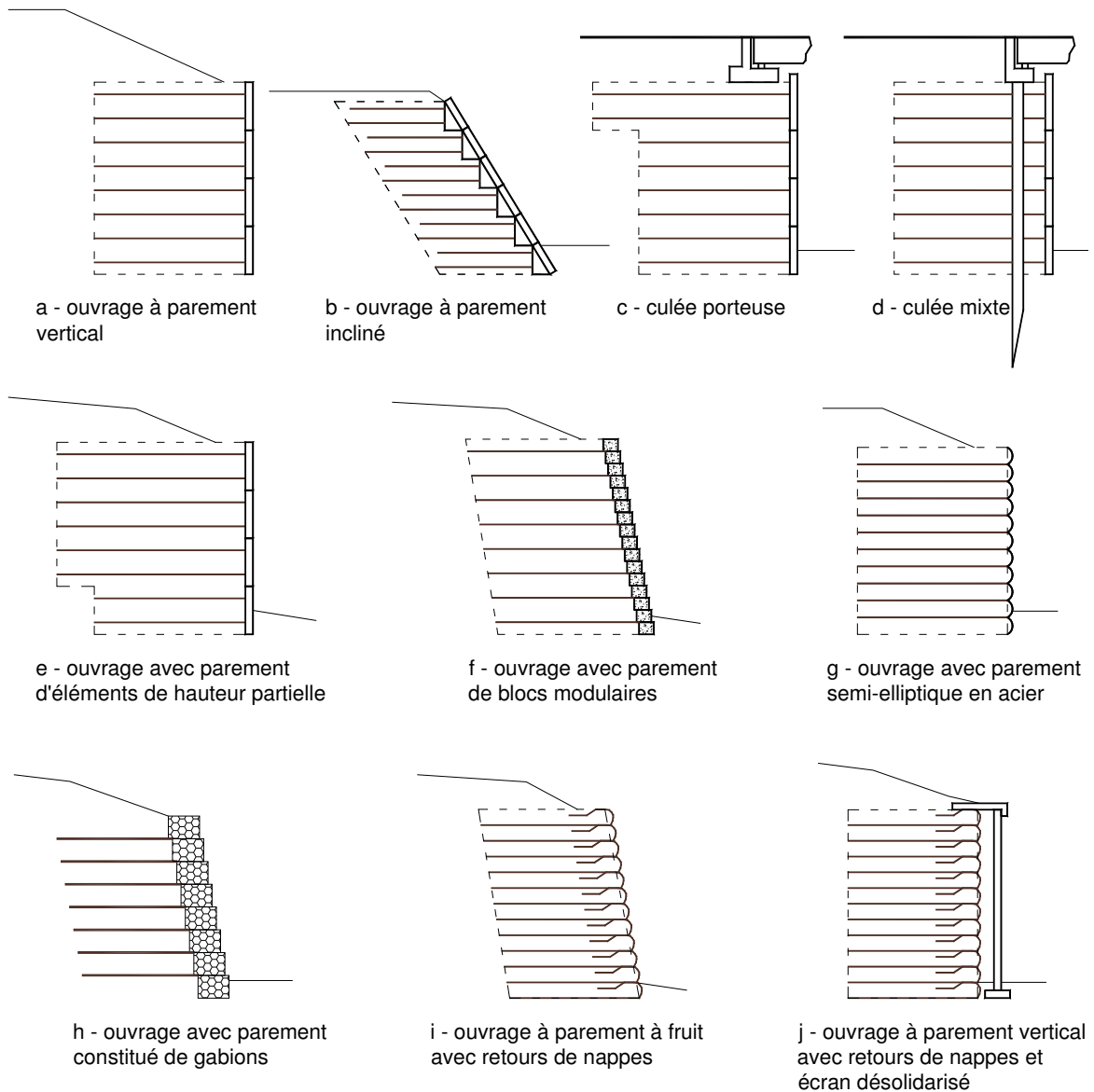


Fig. 1.1. Exemples d'ouvrages en remblai renforcé

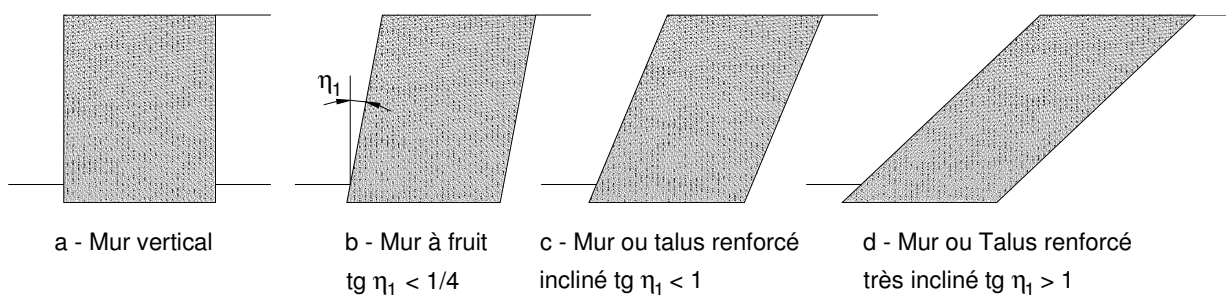


Fig. 1.2. Catégories d'ouvrage en remblai renforcé

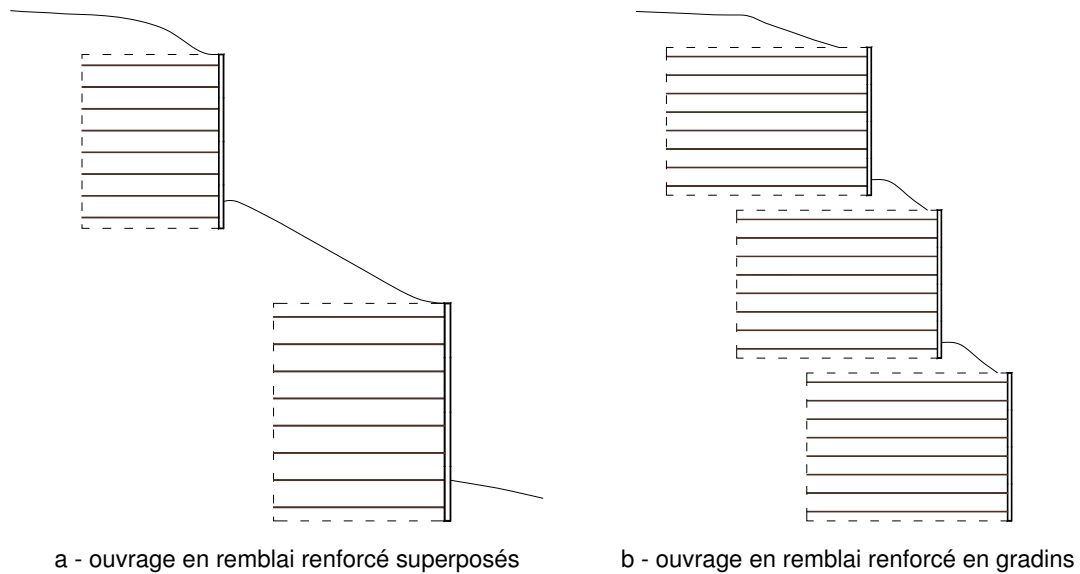


Fig. 1.3. Exemples d'ouvrages en remblai renforcé multiples

1.2.2 Matériaux de remblai

1.2.2.1 Description

Matériau naturel ou artificiel, constitué de particules solides pouvant être rocheuses, utilisé pour construire un remblai technique. Les propriétés des matériaux de remblai à utiliser dans la zone renforcée doivent être spécifiées avant le début des études de projet, en distinguant les cas où :

- la provenance du matériau est imposée (matériau provenant du site ou d'un emprunt proche du site);
- la provenance du matériau n'est pas prescrite.

Quand la provenance du matériau de remblai est imposée, il convient d'effectuer, avant le début des études, une reconnaissance géotechnique qui permette d'identifier ses propriétés et leur incidence sur les conditions du projet.

Quand la provenance du matériau n'est pas prescrite, celui-ci ne fait pas l'objet d'une étude géotechnique préalable mais il convient :

- avant le début des études : de définir les propriétés du remblai en fonction des conditions du projet.
- avant le début des travaux : de rechercher les zones d'emprunt ou les sources d'approvisionnement possibles correspondant aux critères définis, en se basant sur des données existantes documentées.

La convenance d'un matériau de remblai renforcé dépend de plusieurs facteurs qui doivent être pris en considération lors du choix du matériau :

- ouvrabilité du remblai ;
- fonction et environnement de la structure et comportement à long terme ;

- épaisseur des couches de remblai et taille maximale des grains ;
- technologie du parement ;
- végétalisation ;
- propriétés drainantes ;
- agressivité du remblai ;
- interaction entre le remblai et le renforcement ;
- frottement interne et cohésion du remblai ;
- gélivité.

1.2.2.2 Ouvrabilité du remblai

- L'ouvrabilité du matériau de remblai doit être telle qu'il soit possible de le mettre en place et de le compacter de façon à obtenir les propriétés requises par le projet.
- Le choix du matériau de remblai doit tenir compte des conditions climatiques dans lesquelles il sera mis en œuvre, du matériel de compactage ainsi que des pratiques et de l'expérience locales.
- Toute expérience locale pertinente concernant la réalisation de remblais non renforcés doit être prise en considération pour le choix du matériau de remblai des ouvrages en remblai renforcé.
- Tout additif utilisé pour améliorer l'ouvrabilité de certains matériaux de remblai, par exemple la chaux ou le ciment, doit être étudié en tenant compte des sujétions d'exécution, par exemple la présence de lits de renforcement dans le remblai, et leur durabilité.
- Le matériau de remblai doit être exempt de neige et de glace. Les matériaux sensibles au gel ne doivent pas être mis en place en période de gel.

1.2.2.3 Fonction et environnement de la structure et comportement à long terme

- La fonction de certains types d'ouvrages est déterminante quand ils sont très sensibles aux tassements attendus après construction. C'est le cas des culées de pont, des murs supportant des voies ferrées ou des bâtiments, des soutènements de grande hauteur, etc. Dans ces cas, le matériau de remblai sélectionné doit être un matériau de remblai facile à compacter et de faible compressibilité ultérieure.
- Lorsqu'une structure est exposée à des inondations suivies de décrues rapides, la compatibilité des propriétés de drainage du matériau de remblai avec les hypothèses du projet doit être vérifiée.
- Le comportement de certains sols à grains fins doit être étudié en fonction de la durée de service, de leur évolution et de la fonction de la structure en remblai renforcé. On ne doit pas utiliser de matériaux dégradables, tels que des sols friables, à moins que des études spécifiques ne justifient leur utilisation. En particulier, les propriétés des matériaux susceptibles de s'effriter doivent être évaluées à partir de planches d'essais ou d'essais effectués sur le matériau après compactage.

1.2.2.4 Épaisseur des couches de remblai et taille maximale des grains

- Il convient que la taille maximale des grains permette d'obtenir une surface correctement nivelée et qu'elle soit compatible avec l'épaisseur des couches compactées. La taille maximale des grains est également fonction de l'espacement des lits de renforcement et, le cas échéant, de la taille des éléments de parement.

- La taille maximale des grains dépendra aussi du choix du renforcement pour que les endommagements de celui-ci du fait de la mise en œuvre demeurent dans les limites spécifiées au projet.
- Il est en général nécessaire d'utiliser près du parement un matériel de compactage plus léger que celui utilisé pour le corps du remblai (sauf si le système de remblai renforcé ne le rend pas nécessaire). On peut donc être amené à y compacter des couches plus fines pour obtenir la masse volumique requise.
- Les matériaux de remblai impropres tels que les sols organiques, les matériaux solubles, et les matériaux fortement gonflants ne doivent pas être utilisés.

1.2.2.5 Technologie du parement

- Le choix du remblai doit tenir compte de la compatibilité du tassement induit par le compactage ainsi que du tassement du remblai postérieur à la construction avec le système de parement utilisé.

1.2.2.6 Végétalisation

- Lorsqu'un revêtement végétal (parement végétalisé) est prévu, le matériau de remblai proche du parement de l'ouvrage doit satisfaire à des exigences propres au revêtement végétal.

1.2.2.7 Propriétés drainantes

- Lorsqu'un géosynthétique drainant est utilisé, les propriétés de drainage et de filtration du géosynthétique doivent être compatibles avec le matériau de remblai sélectionné.

1.2.2.8 Agressivité du remblai

- L'agressivité électrochimique, chimique et biologique des matériaux de remblai doit être examinée pour s'assurer que ces propriétés ne nuisent pas au bon fonctionnement du renforcement ou du parement.
- L'évaluation de l'adéquation électrochimique, chimique ou biologique du matériau de remblai sélectionné avec le renforcement doit être fondée sur une expérience antérieure pertinente, par exemple sur une corrélation établie entre les caractéristiques du matériau et les pertes de résistance à long terme des renforcements.
- L'agressivité mécanique du matériau de remblai vis-à-vis du renforcement ou du parement doit être examinée afin de s'assurer de sa compatibilité avec les hypothèses du projet.
- L'évaluation de l'endommagement mécanique des renforcements ou de leurs revêtements provoqué, pendant la construction, par le remblai sélectionné doit être fondée sur une expérience antérieure pertinente, lorsqu'elle existe, ou sur des essais in situ spécifiques, quand c'est nécessaire. Ceci est particulièrement important lorsqu'un matériau concassé, anguleux, est utilisé.

1.2.2.9 Interaction entre le remblai et le renforcement

- L'interaction entre le remblai et le renforcement doit être examinée, pour en évaluer la compatibilité avec les hypothèses du projet.

– Il convient de fonder l'évaluation de l'interaction entre le remblai et le renforcement sur des essais comme des essais de cisaillement à la boîte ou des essais d'extraction, et/ou sur une expérience pertinente antérieure, lorsqu'elle est disponible.

1.2.2.10 Frottement interne et cohésion du remblai

- La compatibilité du frottement interne et de la cohésion du matériau de remblai sélectionné avec les hypothèses du projet doit être examinée.
- L'évaluation du frottement interne et de la cohésion du remblai doit être représentative des conditions dans lesquelles il est utilisé (par exemple masse volumique, teneur en eau, niveau de contrainte).
- L'évaluation des propriétés de frottement des matériaux de remblai drainants ou granulaires peut être fondée sur une expérience antérieure pertinente et reliée à la distribution granulométrique du matériau.

1.2.2.11 Gélivité

- La ou c'est nécessaire, un matériau de remblai non gélif doit être employé sur une épaisseur au moins égale à la profondeur de pénétration du gel, à partir de toute surface exposée à des températures négatives, à moins qu'une couche isolante ne soit utilisée.

1.2.3 Éléments et systèmes de parement

1.2.3.1 Description

Le parement est le revêtement de la face vue d'une structure de remblai renforcé, qui retient le remblai entre les lits de renforcement et le protège contre l'érosion. Le parement peut être composé d'éléments durs (habituellement en béton), d'éléments déformables (généralement constitués de métal, de treillis ou grillages en acier, ou de cages de gabions), ou encore d'éléments mous (notamment constitués de nappes ou de grilles en géosynthétique ou de grillage métallique en fil tressé).

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

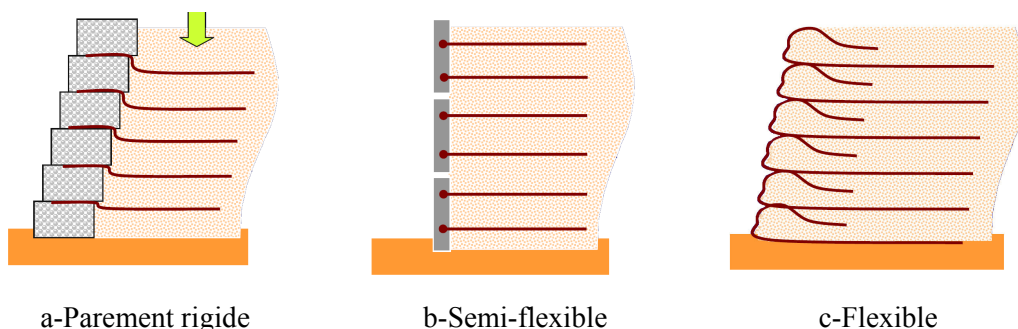


Fig. 1.4. Système de parement

Pour le parement non flexible, choisir un remblai qui ne risque pas d'entraîner de tassement différentiel remblai / parement

1.2.3.2 Éléments de parement durs

Les éléments de parement durs sont d'ordinaire en béton préfabriqué armé ou non armé, ayant intrinsèquement une faible compressibilité verticale et une rigidité à la flexion élevée. Les éléments de parement en béton peuvent être des panneaux de pleine hauteur, des panneaux modulaires de hauteur partielle, des panneaux inclinés, des jardinières ou des blocs. De nombreux types d'éléments de parement en béton sont des modèles exclusifs qui s'intègrent dans des systèmes eux-mêmes exclusifs. Les renforcements sont reliés aux éléments de parement, soit par l'intermédiaire de dispositifs d'accrochage noyés ou insérés dans les éléments en béton, soit par simple pincement entre les éléments.

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

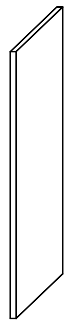


Fig. 1.5. Panneau de pleine hauteur

- **Panneaux de hauteur partielle** : ces panneaux (Fig. 1.6) sont les plus courants et leur hauteur est en général de 1 m à 2 m et leur épaisseur de 100 à 200 mm. Les formes distinctives de ces panneaux sont liées à leurs modes d'assemblage et aux méthodes spécifiques de construction. Des formes rectangulaires simples sont également disponibles. Les panneaux sont équipés sur leur face arrière des dispositifs d'accrochage intégrés. Leurs tranches sont en général munies de becquets ou de rainures et languettes.

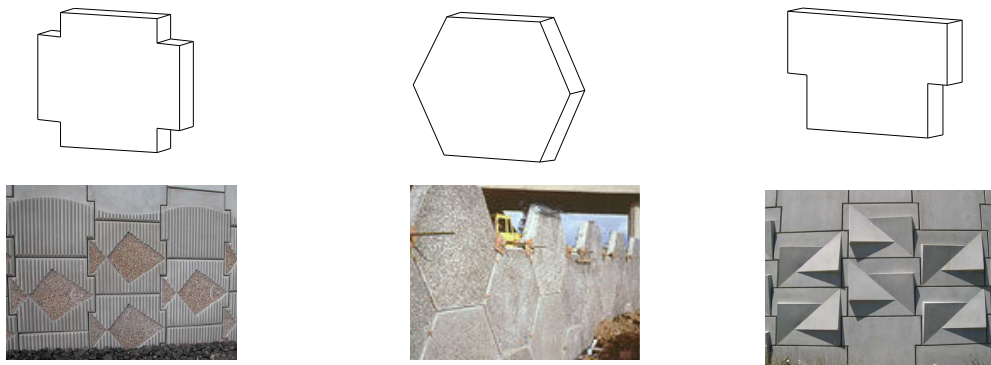


Fig. 1.6. Panneaux de hauteur partielle

Il existe aussi des panneaux avec des lignes de rupture préétablies (Fig. 1.7).

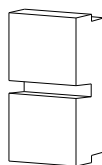


Fig. 1.7. Panneaux à ligne de rupture préétablie

- **Panneaux inclinés** : éléments inclinés en béton préfabriqué (Fig. 1.8), munis du côté intérieur de contreforts qui s'appuient sur le remblai compacté. La longueur est d'ordinaire de l'ordre de 3 m et la hauteur, mesurée le long de la pente, de l'ordre de 1,5 m. L'inclinaison est communément de 50° à 65° sur l'horizontale. Les éléments comportent des dispositifs d'accrochage noyés dans les contreforts.

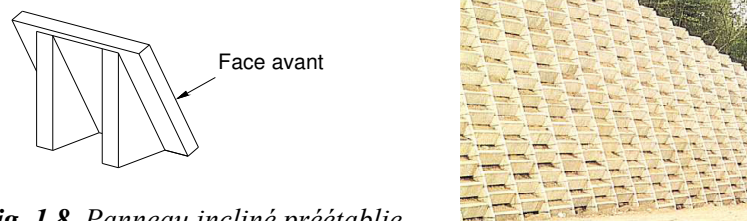


Fig. 1.8. Panneau incliné préétablie

- **Jardinières** : éléments préfabriqués en béton généralement constitués d'une dalle inclinée (Fig. 1.9), soutenue par des contreforts extérieurs ou par des joues latérales qui s'appuient (partiellement ou complètement) sur le remblai compacté. La longueur est d'ordinaire de l'ordre de 2 m, et la hauteur nominale est comprise entre 0,5 m et 1 m. Les éléments sont fournis avec des dispositifs d'accrochage noyés sur l'arrière.

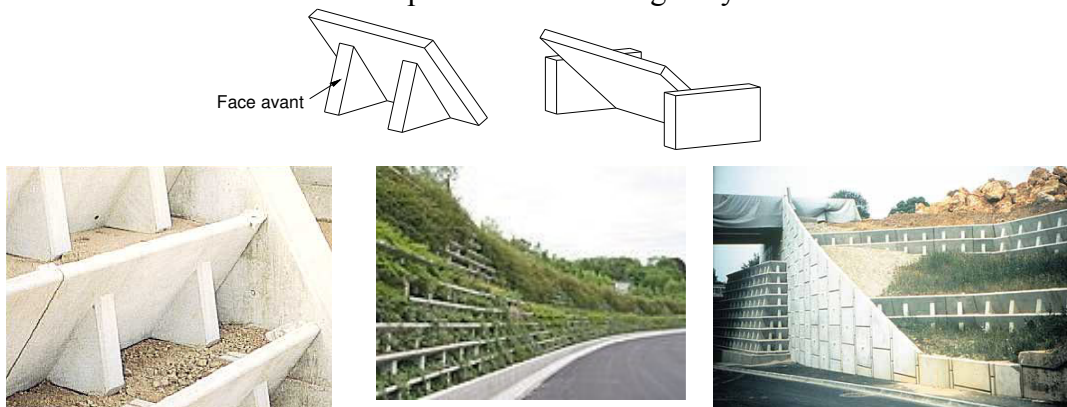


Fig. 1.9. Jardinières

- **Blocs** : les éléments de parement sous la forme de blocs préfabriqués ou mouillés à sec en béton non armé (Fig. 1.10) sont d'ordinaire désignés sous le nom de blocs modulaires ou cellulaires. Ces éléments peuvent être pleins ou évidés. La masse de ces éléments est d'ordinaire comprise entre 20 kg et 50 kg. Leur hauteur est en général comprise entre 150 mm et 250 mm, et la longueur de la face vue varie entre 200 mm et 500 mm. Selon le type de renforcement, les blocs peuvent être fournis avec des accessoires d'assemblage (broches, peigne, etc.) Dans les autres cas, les renforcements sont pincés entre les rangs successifs de blocs.

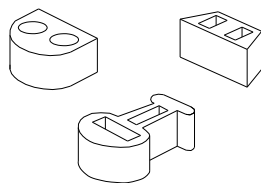


Fig. 1.10. Blocs



- **Poteaux et plaques béton (en blindage)** : plaques de béton horizontales glissées entre des profilés standard (Fig. 1.11) Les renforcements sont d'ordinaire connectés une barre qui coulisse sur les ailes arrières des poteaux ou sont pincées entre les plaques de béton, avec un dispositif de blocage à l'extérieur.

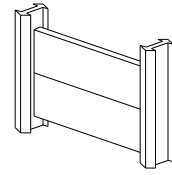


Fig. 1.11. Poteaux et plaques en béton

1.2.3.3 Éléments de parement déformables

Grille en acier préformée, ou section pleine en acier préformée, ou gabion rempli de matériaux rocheux, ayant intrinsèquement une compressibilité verticale élevée et une faible rigidité à la flexion.

- **Peaux semi-elliptiques en acier** : éléments de parement cylindriques en tôles d'acier cintrés en forme de une demie ellipse ou de U (Fig. 1.12). Ces éléments, qui sont placés horizontalement, ont d'ordinaire une épaisseur de 2 à 4 mm, une hauteur de 250 mm à 400 mm et mesurent quelques mètres de longueur. Ils sont munis de trous sur leurs bords horizontaux pour la jonction avec les renforcements.

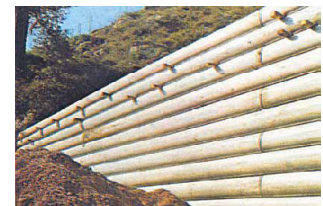
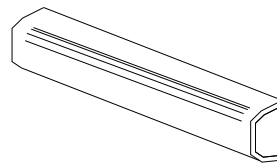


Fig. 1.12. Peau semi-elliptique en acier

- **Treillis soudé en acier** : les éléments de parement peuvent être constitués de panneaux de treillis soudé soit plats, soit pliés en usine à l'angle d'inclinaison voulu (Fig. 1.13) Ces éléments servent de coffrage pendant la construction. Lorsqu'ils sont utilisés pour des parements inclinés, ces éléments peuvent être associés à de la végétation pour éviter l'érosion à long terme de la surface. Lorsqu'ils sont utilisés pour des parements verticaux ou à fruit, ces éléments peuvent être garnis du côté intérieur de caillou ou de pierre cassée, ou être doublés d'une nappe en géosynthétique, en particulier pour les applications provisoires. Dans certains cas, ces éléments peuvent être, pour finir, recouverts par du béton projeté ou du béton coulé en place. Les éléments peuvent être raccordés ou non aux renforcements. Certains types de parement sont exclusifs et appartiennent à des systèmes particuliers.

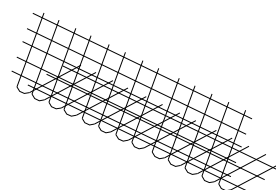


Fig. 1.13. Treillis soudé en acier

- **Gabions** : les éléments de parement peuvent aussi être constitués de cages, ou gabions, formés à partir soit de géogrilles en polymère, soit de grillage en fil d'acier tressé, galvanisé ou revêtu de plastique, soit de treillis d'acier soudé galvanisé (Fig. 1.14). Ces cages, remplies de caillou ou de pierre cassée, mesurent d'ordinaire de 0,5 m à 1,0 m de hauteur, 2 m à 3 m de longueur et 0,5 à 1,0 m de profondeur. Les cages de gabion peuvent être fournies avec une queue qui sert de raccordement par frottement avec le renforcement principal.

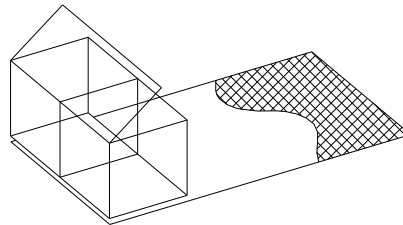


Fig. 1.14. Cages de gabions

- **Pneus** : les éléments de parement peuvent également consister en des pneumatiques (Fig. 1.15). Ces pneumatiques sont de taille similaire et sont généralement disposés en quinconce d'une rangée sur l'autre pour constituer le parement.



Fig. 1.15. Un parement en Pneusol

1.2.3.4 Éléments de parement mous

Enveloppe extérieure d'un remblai constituée par une géogridde ou un géotextile sans rigidité à la flexion. L'élément de parement mou le plus couramment utilisé est le parement dit «à retournement» (Fig. 1.16) ou le renforcement de pleine largeur, constitué d'une grille ou d'un géotextile en polymère, ou d'un grillage en fil d'acier tressé, s'étend en dehors du remblai renforcé de manière à envelopper le pourtour de chaque couche successive de remblai. Lorsque des grilles en polymère ou des grillages en fils tressés sont utilisés, ils peuvent être revêtus ou doublés d'un géotextile destiné à assurer la protection contre l'érosion superficielle.

– Pour construire des talus de ce type avec un alignement acceptable, l'utilisation d'un coffrage provisoire est de pratique courante.

– Les éléments de parement peuvent être aussi constitués de conteneurs en textile remplis de terre. Pour ces éléments de parement dits «en sac», il est préférable d'envelopper l'élément de parement dans le renforcement principal comme pour le parement à simple retournement.

– Dans la plupart des cas, les éléments de parement mous font l'objet d'une pulvérisation ou d'un ensemencement pour développer un revêtement végétal. Plus rarement, ils peuvent être recouverts de béton projeté.

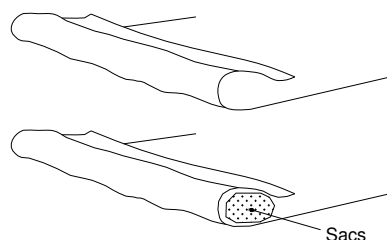


Fig. 1.16. Éléments de parement mous

1.2.4 Renforcement

1.2.4.1 Armatures en acier

Des renforcements métalliques sous forme de bandes, de barres ou de treillis soudés, ou sous forme de grillage en fil métallique tressé (Fig. 1.17).

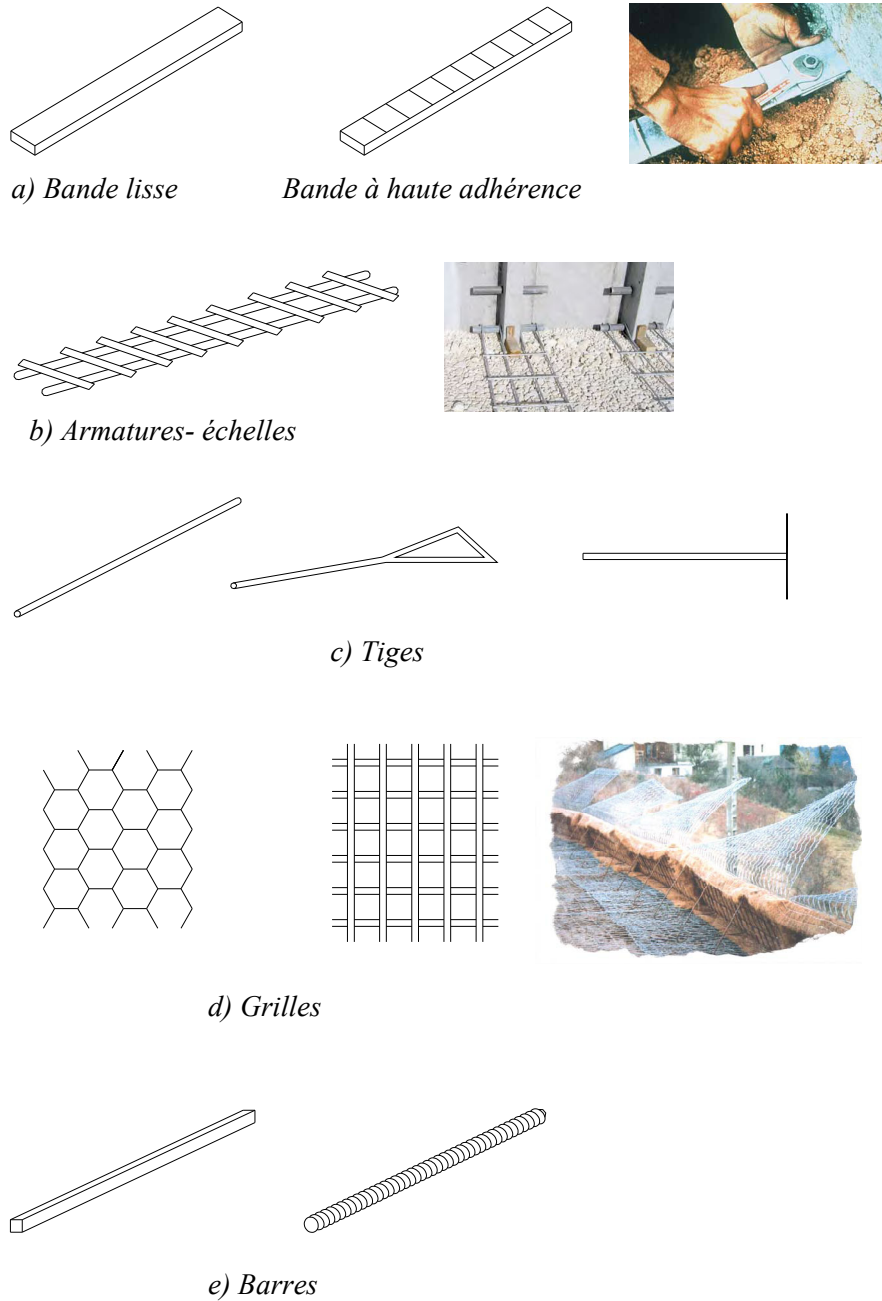


Fig. 1.17. Armatures en acier

1.2.4.2 Armatures en polymère

Des renforcements géosynthétiques sous forme de bandes ou de nappes, Des schémas illustrant les différents types des renforcements sont donnés par (Fig. 1.18).

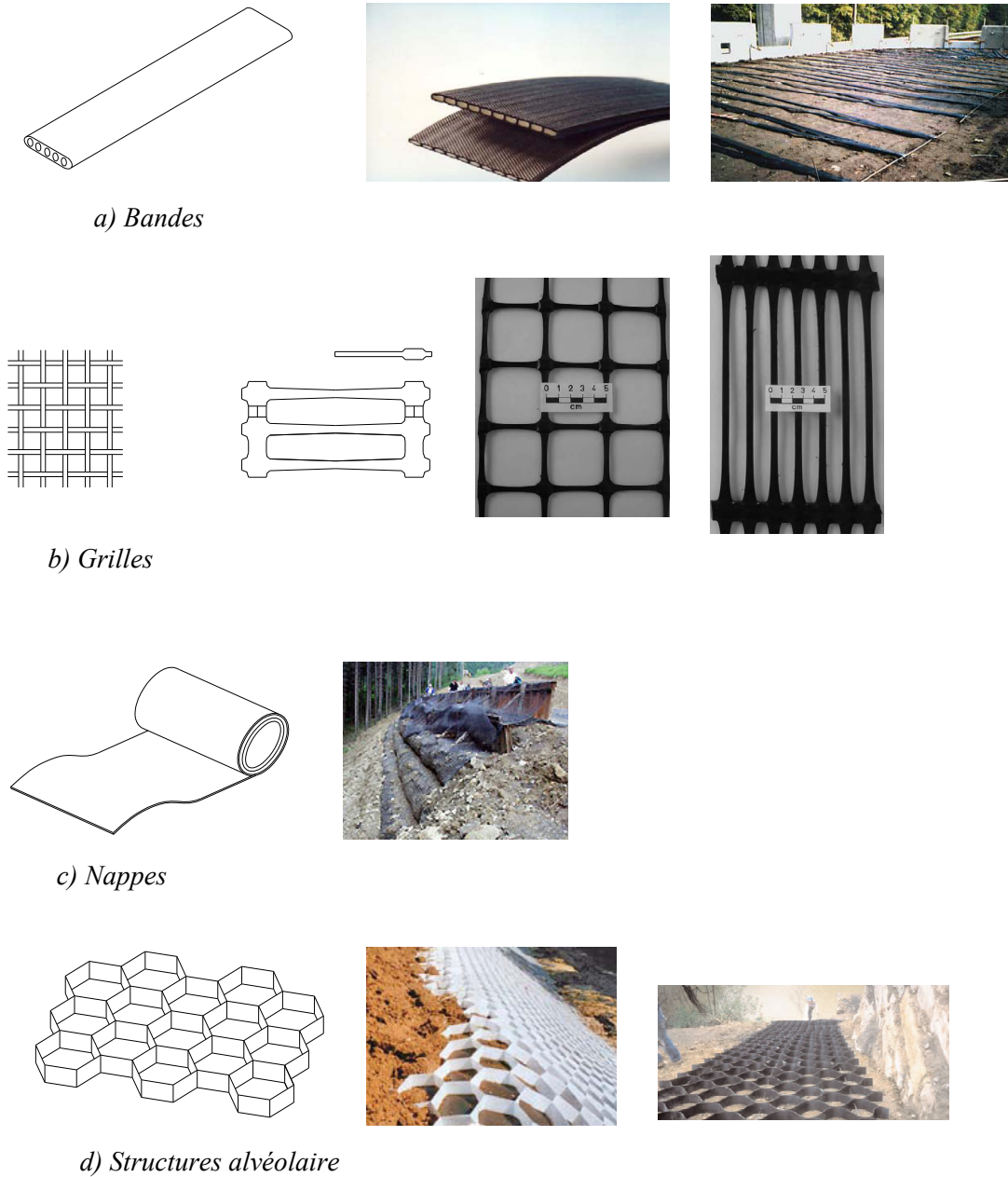


Fig. 1.18. Armatures en polymère

1.2.4.3 Avantages de l'utilisation de géosynthétiques pour le renforcement

- amélioration des caractéristiques mécaniques des sols;
- réduction de l'interpénétration des matériaux d'apport avec les sols en place et diminution des mouvements de terre;
- réduction du mélange indésirable de terres et diminution des exigences de transfert de matériau;
- modification des structures routières et ferroviaires pour en augmenter les capacités;
- diminution des emprises;
- création de merlons anti-bruit d'aspect naturel;
- réduction des délais de construction (possibilité de travailler pendant la période hivernale);
- augmentation de la sécurité et de la stabilité des remblais;
- préservation de l'aspect naturel du paysage;
- optimisation des coûts de construction.



1.2.5 Récapitulatif

Les deux tableaux suivants sont ceux tirés de la norme NF EN 14475.

- Le tableau 1.2 donne des Exemples d'utilisation de différents types de remblais, suivant les applications, les renforcements et les parements ;
- Le tableau 1.3 regroupent un ensemble d'informations condensées sur les applications courantes, les performances et des systèmes les plus répandus.

Cas particuliers

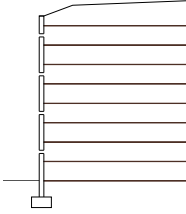
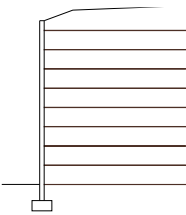
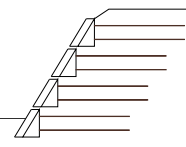
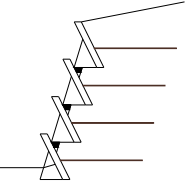
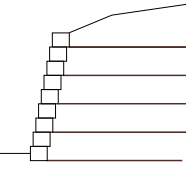
- (a) Si l'on n'a pas réalisé un compactage convenable, des tassements différentiels peuvent se produire entre le parement et les renforcements et entraîner des efforts supplémentaires dans les attaches.
- (b) Il convient d'évaluer l'effet des propriétés drainantes du géotextile sur les caractéristiques du matériau de remblai.
- (c) Les aspects suivants nécessitent une attention particulière : angle de frottement interne, méthode de compactage compte tenu de la teneur en eau et des conditions climatiques, nécessité éventuelle de couches drainantes.
- (d) Il convient d'évaluer l'interaction entre le matériau de remblai et le renforcement pour les conditions d'exécution et les conditions à long terme.
- (e) Il convient d'accorder, en cours de construction, une attention particulière au contrôle de l'alignement des éléments de parement (le cas échéant).

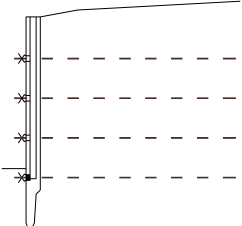
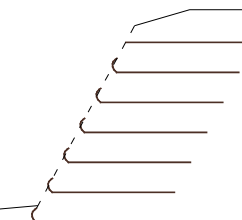
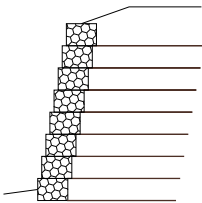


Tab. 1.2. *Combinaisons types de remblais, renforcements et parements*

CLASSES DE MATÉRIAU DE REMBLAI								
			Classe 1	Classe 2		Classe 3		Classe 4
			Matériau drainant	Matériau granulaire		Matériau intermédiaire		Sol fin
Caractéristiques géomécaniques		% pondéral inférieur à 80 µm	< 5 %	< 12 %	12 à 35 %	12 à 35 %	> 35 %	Autres
		% pondéral inférieur à 20 µm	n.a.	n.a.	< 10 %	> 10 %	< 40 %	
		Indice de plasticité IP	n.a.	n.a.	n.a.	< 25	< 25	
APPLICATIONS								
	Parties d'ouvrage exposées à des inondations et/ou à des décrues rapides		A	B	B	D	D	D
	Structures supportant des culées de pont, des voies ferrées ou des bâtiments		A	A	B	C (a)	D	D
	Murs en remblai renforcé de grande hauteur		A	A	B	B	D	D
	Talus renforcés de grande hauteur		A	A	B	B	C (b)	C (b)
	Murs et talus renforcés courants		A	A	A	B	C (c)	C (c)
RENFORCEMENT								
	Bandes ou barres rondes lisses (métalliques ou de polymère)		A	A		C (d)		D
	Bandes ou barres rondes à haute adhérence, armatures-échelles (métalliques ou de polymère)		A	A		B	C (d)	D
	Treillis, grillages, grilles, nappes (métalliques ou de polymère)		A	A		B	C (d)	D
	Géotextiles drainants (à perméabilité horizontale)		B	A		A		C (b)
SYSTÈME DE PAREMENT								
	Rigide		A	A		D (a)		D
	Semi-flexible		A	A		C (e)		D
	Flexible		A	A		A	B	C (e)

Légende :
 A : souvent utilisé
 B : parfois utilisé
 C : sujet à une étude particulière
 D : non recommandé

Tab. 1.3. *Combinaisons types de remblais, renforcements et parements*

TYPE DE PAREMENT	RENFORCEMENT	MATÉRIAU DE REMBLAI	APPLICATIONS PRINCIPALES
Panneaux de parement de hauteur partielle 	Utilisés le plus souvent avec des armatures en bandes d'acier ou de polymères ou des treillis en acier soudé. Également avec des armatures-échelles ou des barres d'acier, ou des géogrilles	Utilisés le plus souvent avec un matériau de remblai granulaire. Des remblais intermédiaires peuvent aussi être utilisés pour certaines applications.	Utilisés le plus souvent pour les murs verticaux, rectilignes ou en courbe, éventuellement en gradins, et des culées de pont. Des murs avec un léger fruit peuvent être construits, si le mur est à peu près rectiligne.
Panneaux de parement plein hauteur 	Essentiellement utilisés avec des géogrilles, des armatures en bandes en acier ou des treillis soudés. Des bandes de polymère, des armatures-échelles, ou des barres en acier peuvent également être utilisées.	Matériau de remblai granulaire bien compact (sauf si l'emploi d'accrochages mobiles rend le système semi-flexible).	Utilisés le plus souvent pour des murs verticaux hauts de quelques mètres, rectilignes ou en courbe, et des petites culées de pont. Des murs avec un léger fruit peuvent être construits, si le mur est rectiligne.
Panneaux inclinés 	Utilisés d'ordinaire avec des armatures en bandes en acier.	Un remblai granulaire de bonne qualité est recommandé, en particulier pour les murs de grande hauteur supportant une superstructure (toiture).	Murs rectilignes inclinés pour les installations de stockage en vrac. Pente en général comprise entre 50° et 65°.
Jardinières 	Utilisées habituellement avec des armatures en bandes en acier.	Le plus souvent utilisés avec un matériau de remblai granulaire. Des remblais intermédiaires peuvent également être utilisés pour certaines applications.	Murs végétalisés, verticaux, à fruit ou inclinés.
Blocs modulaires en béton 	Utilisés le plus souvent avec des géogrilles, des armatures-échelles ou des treillis en acier. D'autres types de renforcement (bandes en acier ou en polymère) peuvent également être envisagés.	Remblai granulaire de bonne qualité recommandé pour limiter les conséquences du risque de tassement différentiel entre le parement et les renforcements.	Le plus souvent utilisés pour des murs verticaux, en gradins, ou à fruit, et des petites culées de pont.

<p>Système de poteaux et plaques béton en blindage</p> 	<p>Principalement utilisé avec des géogrilles en polymère. Les renforcements sont d'ordinaire connectés à une barre qui coulisse sur les ailes des poteaux ou sont pincées entre les plaques de béton, avec un dispositif de blocage à l'extérieur.</p>	<p>Matériau de remblai granulaire ou intermédiaire.</p>	<p>Utilisé seulement pour des murs verticaux.</p>
<p>Treillis soudé</p> 	<p>Utilisé le plus souvent avec des géogrilles en polymère, des armatures en bandes, des armatures-échelles ou des treillis en acier.</p>	<p>Le plus souvent utilisé avec du matériau de remblai granulaire. Des remblais intermédiaires peuvent également être utilisés pour certaines applications.</p>	<p>Structures de soutènement verticales, à fruit ou inclinées et éventuellement en gradins. Les parements inclinés sont généralement plantés pour obtenir une couverture végétale. Les parements verticaux ou à fruit sont généralement doublés à l'arrière par un géotextile (en particulier pour les applications provisoires) ou par un remplissage de caillou ou de pierre cassée.</p>
<p>Gabions</p> 	<p>Principalement utilisés avec des grillages métalliques, des géogrilles en polymère et des géotextiles (tissés ou non tissés, ou textiles composites spéciaux). Le renforcement est solidaire ou dans le prolongement de la base du gabion.</p>	<p>Le plus souvent utilisé avec du matériau de remblai granulaire. Des remblais intermédiaires peuvent également être utilisés pour certaines applications.</p>	<p>Essentiellement utilisés pour des murs verticaux ou à fruit, éventuellement en gradins.</p>
<p>Parement à retournement (sans coffrage)</p> 	<p>Géogrilles, géotextiles, grillages en fil d'acier tressé.</p>	<p>Peut comprendre des matériaux fins lorsque des géotextiles drainants sont utilisés.</p>	<p>Talus faiblement inclinés, de l'ordre de 1/1. Dans la plupart des cas, ces talus sont végétalisés, par pulvérisation ou par ensemencement.</p>
<p>Parement à retournement (avec coffrage) ou en sacs</p> 	<p>Géogrilles, géotextiles, grillages en fil d'acier tressé.</p>	<p>Peut comprendre des matériaux fins lorsque des géotextiles drainants sont utilisés.</p>	<p>Murs inclinés ou à fruit. Ces talus sont souvent végétalisés, par pulvérisation ou ensemencement, ou recouverts de béton projeté. Également utilisé pour les murs verticaux, avec un écran indépendant en béton devant l'ouvrage.</p>

1.3 LA TERRE ARMÉE

1.3.1 Définition et principe de la terre armée

La Terre Armée (Fig. 1.19) est obtenue en associant des remblais et des armatures. Elle est basée sur une idée très simple : créer une liaison permanente entre les deux constituants grâce aux efforts de frottement qui se développent aux points de contact du sol et des armatures. Lorsque le massif de Terre Armée est sollicité, les armatures, par le biais du frottement, se mettent en traction et apportent au sol une cohésion anisotrope. On obtient ainsi un matériau composite original qui offre de nombreux avantages par rapport aux matériaux traditionnels du génie civil, en particulier:

- La souplesse, qui permet de réaliser des ouvrages fondés directement sur des sols de fondation compressibles ou sur des pentes peu stables.
- La grande résistance vis à vis des efforts statiques et dynamiques.
- La rapidité d'exécution, grâce à l'emploi d'éléments entièrement préfabriqués.
- L'esthétique des ouvrages dont le parement se prête à des traitements architectoniques variés.
- Les économies considérables.

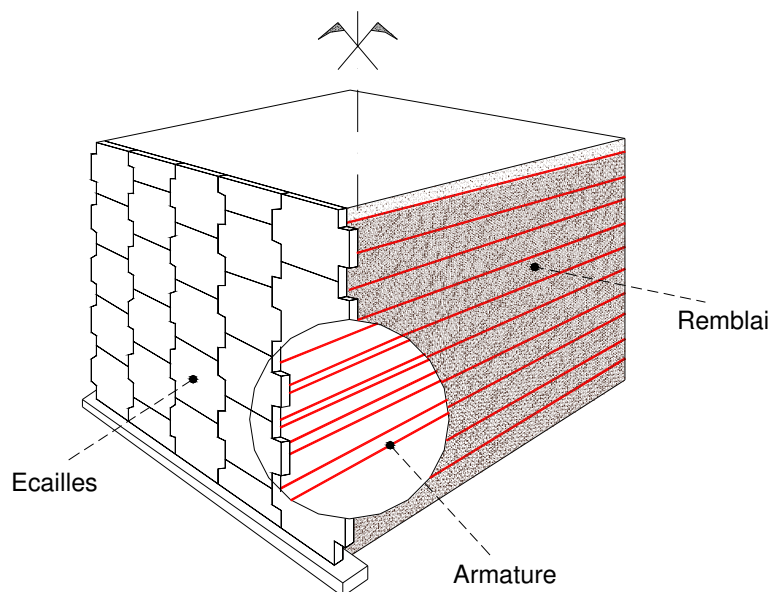


Fig. 1.19. Constitution d'un mur en Terre Armée

1.3.2 Le remblai

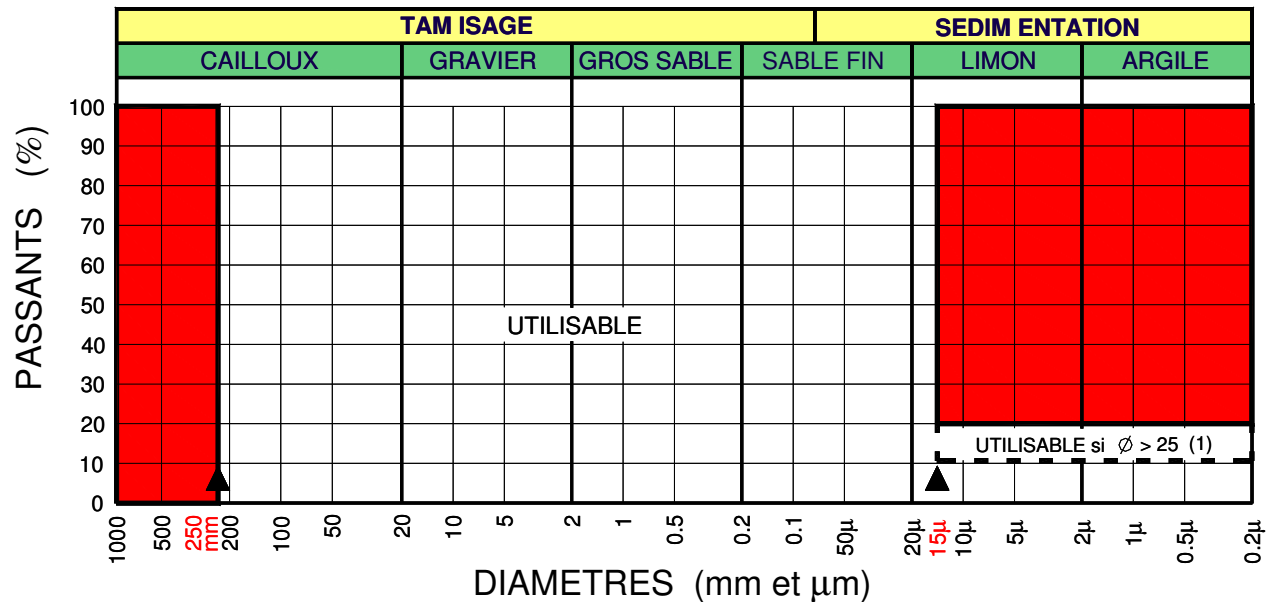
Les matériaux de remblai peuvent être soit des sols naturels, soit des matériaux d'origine industrielle. Ils ne doivent contenir ni terre végétale, ni matière putrescible (qui peut pourrir), ni déchets domestiques.

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

- d'une part des critères géotechniques (physiques) ;
- d'autre part des critères chimiques et électrochimiques.

▪ Critères géotechniques (physiques)

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



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

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

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

▪ Caractéristiques chimiques et électrochimiques des remblais utilisés

➤ Armatures métalliques

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

- résistivité du sol saturé supérieure à 1000 $\Omega \cdot \text{cm}$;
- PH de l'eau extraite compris entre 5 et 10 ($5 \leq \text{pH} \leq 10$) ;
- teneur en sels solubles ;
 - teneur en ions chlorures inférieure à 200 mg/kg ($\text{CL} \leq 200 \text{ ppm}$) ;
 - teneur en ions sulfates inférieure à 1000 mg/kg ($[\text{SO}_4^{2-}] \leq 1000 \text{ ppm}$) ;
 - teneur en sulfures totaux exprimée en concentration de soufre inférieure à 300mg/kg ($\text{S} < 300 \text{ ppm}$) ;
 - pas de matières organiques.

L'expérience montre que, sauf cas très particulier, les matériaux naturels conformes aux caractéristiques physiques demandées, satisfont à ces critères chimiques et électrochimiques. Il convient toutefois de ne pas utiliser de matériaux d'origine marine ou dragués dans des estuaires en eaux saumâtres, sauf après lavage à l'eau douce. Les matériaux d'origine minière (schistes houillers) doivent être analysés car ils peuvent comporter des teneurs excessives en sulfures ou en sulfates.

➤ Armatures synthétiques

En ce qui concerne l'armature synthétique généralement, seul le critère de pH doit être vérifié. Il convient de ne pas employer de renforcements géosynthétiques dans des conditions de pH extrêmes ($\text{pH} < 4$ ou $\text{pH} > 11,5$), quelle que soit la classe de durée d'utilisation de l'ouvrage. (Norme Pr NF P 94-270 Annexe F.4.5).

Le matériau traité constitue un milieu dont le PH est généralement élevé, et peut, de ce fait, provoquer une accélération du vieillissement des éléments de renforcement.

1.3.3 Le parement

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

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

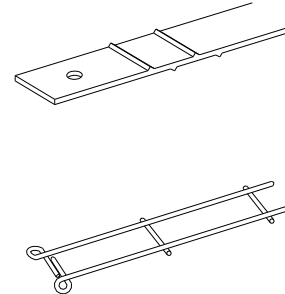
Trois types de parements existent :

- le parement **métallique**, qui aujourd'hui n'est plus employé. Pour information, il s'agissait d'éléments cylindriques à section semi-elliptique très déformable et stable vis-à-vis des poussées exercées par le sol de remblai ce type de parement n'est réservé qu'à la construction d'ouvrages où les problèmes d'accessibilité et de manutention font préférer des éléments de parements légers.
- le **parement en écailles** de béton préfabriqué armé ou non armé qui est très largement répandu. On distingue :
 - Panneaux de hauteur partielle : (Fig. 1.6) sont les plus courants et leur hauteur est en général de 1 m à 2 m et leur épaisseur de 100 à 200 mm.
 - Panneaux de pleine hauteur : comme leur nom l'indique, ces panneaux (Fig. 1.5) sont préfabriqués d'une seule pièce,
- **Blocs** : les éléments de parement sous la forme de blocs préfabriqués en béton non armé (Fig. 1.10) sont d'ordinaire désignés sous le nom de blocs modulaires ou cellulaires.

1.3.4 Les armatures

Les armatures se présentent sous la forme de bandes plus ou moins larges (5 à 10 cm), de faible épaisseur (quelques millimètres), souvent crénelées pour assurer un frottement plus important avec le sol à renforcer. Suivant les cas d'application, elles peuvent être constituées en :

- Acier plat :
 - Armatures HA :
 - Plats nervurés à Haute Adhérence, communément 50x4mm ou 45x5mm ;
 - applications courantes.
 - Echelles :
 - barres Ø12 mm, maille ~200 à 100mm ;
 - associées à certains parements ou remblais peu frottants.
- Revêtements :
 - Galvanisées ($\geq 70\mu$)
 - aciers plats ou échelles pour des structures permanentes et des milieux modérément agressifs.
 - Noires
 - aciers plats minces ou échelles pour des structures provisoires.
- Armatures Polymères : (Exemple : PRAWEB-2S)



Les armatures sont constituées de 10 faisceaux de fils de polyester à haute résistance enrobé dans une gaine de polyéthylène basse densité traitée au noir de carbone (Fig. 1.20).

Chaque type d'armature est défini par sa résistance nominale à la rupture.

Résistance min. à la rupture	Largeur Nominale (mm)	Epaisseur Nominale (mm)	Largeur du rouleau (m)	Poids nominal par rouleau (kg)
30	85	2.2	100	15.7
50	90	3.5	100	23.8
75	90	4.0	100	29.8
100	90	6.0	100	38.5

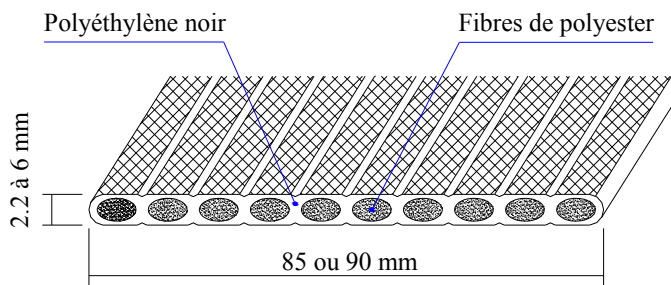


Fig. 1.20. Constitution d'une armature polymère

1.3.5 Mise en œuvre de la terre armée

La construction d'un ouvrage en Terre Armée implique le respect de conditions de mise en œuvre spécifiques.

La technique de mise en œuvre employée correspond à la construction par niveaux successifs du massif renforcé. Pour chaque niveau, les étapes suivantes sont à suivre :

- mise en place d'un niveau d'éléments du parement ;
- pose d'armatures parallèles et régulièrement espacées ;
- ancrage des armatures au parement ;
- remblaiement ;
- compactage de la couche de sol.



1.3.6 Applications

Les applications des ouvrages en Terre Armée, limitées initialement aux murs de soutènement à parement métallique puis en écailles, se sont diversifiées au cours des années.

Citons :

- les murs à parement végétalisables,
- les culées de pont (fonction de soutènement et de portance du tablier qui repose sur une semelle située en tête du remblai et à l'arrière du parement),
- les culées mixtes (fonction de soutènement, le tablier étant repris par une pile indépendante située devant le mur),
- les piles culées de pont (fonction de soutènement et de portance du tablier qui repose sur une structure en béton intégrée au parement),
- les murs en site aquatique,
- les barrages en terre armée,
- les silos de stockage, etc.

1.3.7 Avantages et limitations de la Terre Armée

Les avantages de la technique de la Terre Armée sont les suivantes :

- rapidité d'exécution ;
- murs souples pouvant supporter sans dommage des tassements différentiels importants ;
- construction ne nécessitant qu'un matériel très léger ;
- coût compétitif.

La principale limitation à l'utilisation de cette technique est la qualité du remblai, qui doit être frottant.

1.4 QUELQUES RÉALISATIONS EN ALGÉRIE

•Culées en sol renforcé RN 03 (Biskra)

Vue de l'ouvrage d'Art



L'ouvrage en construction



•Rampes d'accès à un OA à MSILA

Vue de l'ouvrage d'Art



Ouvrage achevé

L'ouvrage en construction



Ouvrage achevé

•Rampes d'accès à un OA à Mellala Bejaia

Vue de l'Ouvrage d'Art



L'ouvrage en construction





Ouvrage achevé

•Rampes d'accès à un échangeur à Constantine

Vue de l'ouvrage d'Art

L'ouvrage en construction



Ouvrage achevé

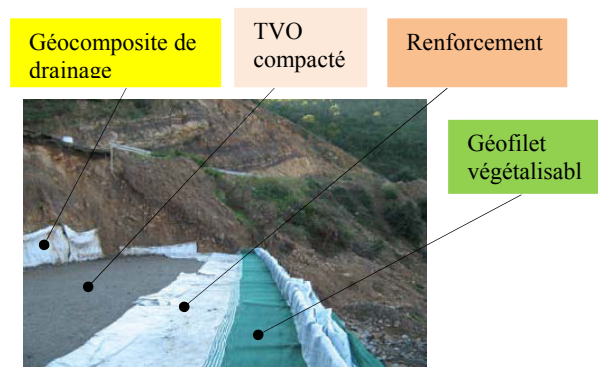
•Traitement d'un glissement de terrain RN 12 PK 144+000



Mise en œuvre des couches de TVO de 30 cm.



Vue générale du massif en septembre 2008



Éléments constitutifs du massif.

•Mur de soutènement TIFRA : traitement du Glissement de terrain + élargissement de la route CW 13

Matériaux Utilisés :

- Un Géocomposite de drainage comme masque drainant les eaux verticalement.
- Un Géotextile de renforcement pour la réalisation de l'extension de la route et le renforcement des remblais qui ont atteint les 11m de hauteur (principe des terres armées).



•Mur de soutènement Chevalley wilaya d'Alger

Matériaux Utilisés :

- Un Géotextile de renforcement pour la réalisation de l'extension de la route et le renforcement des remblais qui ont atteint les 4m de hauteur (principe des terres armées)



1.5 CONCLUSION

On ce qui a été vue dans ce chapitre que les types de soutènement en sol renforcé présentent en fait une grande variété. Il est bien adapté dans les cas suivants :

- réduction des emprises par rapport à un remblai courant ;
- élargissement de remblai, avec fondation à mi-talus, alternative à un mur classique lorsque le sol support a des caractéristiques mécaniques insuffisantes (risques de tassements généraux ou différentiels, portance faible qui aurait nécessité des pieux pour un ouvrage en béton, etc.) ;
- possibilité d'utiliser des matériaux ayant un pourcentage de fines plus élevé (moyennant certaines précautions), dans le seul cas des remblais renforcés par nappes continues, par rapport aux ouvrages renforcés par des armatures métalliques ou en bandes ;
- intégration au site pour les parements inclinés et végétalisés ;
- insensibilité à la corrosion et neutralité vis-à-vis des courants vagabonds, pour le renforcement géosynthétiques ;
- L'utilisation de cette technique a permis une économie importante comparativement à une solution classique en béton armé et mur à contreforts. D'autre part, l'accès réduit du chantier était bien adapté à cette technique.

Chapitre 2 :

MÉTHODES DE CALCUL DES SOUTÈNEMENTS EN SOL RENFORCÉS

2.1 INTRODUCTION

Le calcul pour l'analyse et la conception du culée et mur de soutènement en sol renforcé a impliqué le calcul de la stabilité globale comme, le facteur de sécurité vis-à-vis du renversement, glissement le long de la base et le facteur de sécurité vis-à-vis la portance. Indépendamment de cela, l'analyse et la conception ont également impliqué le calcul de la stabilité locale comme la vérification du facteur de sécurité contre la rupture de traction et le facteur de sécurité contre l'arrachement de renforcement.

On a développé un programme de calcul avec Microsoft Excel, qui analyse les culées de pont en sol renforcé par les deux récentes normes, la norme française "Pr NF P 94-270" 2007 et la norme américaine "AASHTO" 2007, qui sont les plus utilisées dans le monde.

Les schémas ci après représentent quelques images sur le programme de calcul avec Microsoft Excel.

Microsoft Excel - Copie de culée N Fr et Am en géorille

→ Données **EVALUATION DES CHARGES**

Portée (longueur du travée) $L = 25$ m
 largeur de culée : $L_{culée} = 10.9$ m
 largeur roulable $L_r = 8$ m
 Largeur chargeable $L_c = 8$ m généralement $L_c = L_r$

→ Données **calcul statique**

Type 1 $L = 7$ m
 Type 2 $L = 7$ m, $L' = 9$ m, $H_3 = 1.81$ m
 Type 3 $L = 7$ m, $L' = 9$ m, $H_3 = 1.81$ m

cas 1 $\gamma_r, \phi_r = \gamma_m, \phi_m$
 cas 2 $\gamma_r, \phi_r = \gamma_m, \phi_m$

Norme Fr
 cas 1 remblai renforcé
 $\gamma_m(\text{cas}) = 18$ kN/m³, $\gamma_r(\text{cas}) = 20$ kN/m³, $\phi_r = 36$ deg
 remblai maintenu sol de fondation
 $\gamma_m(\text{cas}) = 18$ kN/m³, $\gamma_r(\text{cas}) = 20$ kN/m³, $\phi_r = 36$ deg

Norme Am
 cas 2 remblai renforcé remblai derrière sommaire
 $\gamma_m(\text{cas}) = 18$ kN/m³, $\gamma_r(\text{cas}) = 20$ kN/m³, $\phi_r = 36$ deg
 remblai derrière sommaire
 $\gamma_m(\text{cas}) = 18$ kN/m³, $\gamma_r(\text{cas}) = 20$ kN/m³, $\phi_r = 36$ deg

remblai maintenu sol de fondation
 $\gamma_m(\text{cas}) = 18$ kN/m³, $\gamma_r(\text{cas}) = 20$ kN/m³, $\phi_r = 36$ deg

$H_1 = 6.61$ m, $H_2 = 2.45$ m
 $\gamma_{sat} = 25$ kN/m³, $q = 28$ kN/m, $G = 250$ kN

$d = 0.1$ m, $d1 = 1.35$ m, $B = 2.45$ m, $B' = 0.4$ m, $h = 0.2$ m, $h' = 1$ m, $h'' = 0.1$ m, $h''' = 0.97$ m

Traction Norme Fr

Ligne de traction maximale ABCD

n°	lit	x	y	$\sigma 12(x)$	e	$\sigma 11$	C1	σhq	K(z)	$\sigma 1$	σh	Tmax			
(m)	(m)	(m)	(m)	KN/m	m	KN/m	m	KN/m	KN/m	KN/m	KN/m	KN			
5	9	0.5	0.64	2.95	1.325	0.5	202.93	-0.431	122.97	2.55	60.291	0.3388	325.9	170.7	109.25
6	9	0.78	0.46	3.23	1.325	0.78	193.36	-0.403	130.7	2.55	52.056	0.3315	324.05	159.49	72.568
7	9	1.41	0.72	3.86	1.325	1.41	167.31	-0.337	147.65	2.55	33.527	0.3152	314.96	132.79	94.947
8	7	2.21	0.8	4.66	1.325	2.21	141.83	-0.173	211.89	2.55	9.9994	0.2944	353.72	114.14	91.309
9	7	3.01	0.8	5.46	1.045	3.01	129.71	0.0193	225.56	2.55	0	0.2736	355.27	97.214	77.771
10	7	3.81	0.8	6.26	0.645	3.81	119.07	0.1925	261.76	2.55	0	0.2596	380.83	98.87	79.096
11	7	4.61	0.8	7.06	0.245	4.61	107.1	0.3536	300.99	2.55	0	0.2596	408.09	105.95	84.757
12	7	5.41	0.8	7.86	0	5.41	95.306	0.5073	343.8	2.55	0	0.2596	439.1	114	91.199
13	7	6.21	0.8	8.66	1	6.21	85.307	0.3874	357.04	2.55	0	0.2596	442.35	114.84	91.873
14					7.01										

Traction Norme Am

Ligne de traction maximale

n°	lit	x	y	D	$\Delta \sigma v$	$\sigma v s$	σv	I1	$\Delta \sigma h$	Ka	$\sigma 1$	σh	Tmax		
(m)	(m)	(m)	(m)	m	KN/m	KN/m	KN/m	m	KN/m		KN/m	KN/m	KN		
58	9	0.5	0.64	4.3615	0.5	2.6568	264.21	159.3	219.3	4.7235	36.201	0.2596	483.51	161.73	103.51
59	9	0.78	0.46	4.2189	0.78	2.7968	250.98	174.42	234.42	4.7235	33.801	0.2596	485.4	159.82	72.718
60	9	1.41	0.72	3.6979	1.41	3.1118	225.58	208.44	268.44	4.7235	28.401	0.2596	494.02	156.66	112.01
61	7	2.21	0.8	3.4902	2.21	3.5118	199.89	240.84	300.84	4.7235	21.544	0.2596	500.72	151.54	121.23
62	7	3.01	0.8	3.0826	3.01	3.9118	179.44	262.44	322.44	4.7235	14.687	0.2596	501.88	144.98	115.99
63	7	3.81	0.8	2.675	3.81	4.3118	162.9	284.04	344.04	4.7235	7.8301	0.2596	506.84	139.41	111.53
64	7	4.61	0.8	2.2674	4.61	4.7118	148.98	305.64	365.64	4.7235	0.9732	0.2596	514.62	134.58	107.66
65	7	5.41	0.8	1.8598	5.41	5.1118	137.32	327.24	387.24	4.7235	0	0.2596	524.56	136.18	108.95
66	7	6.21	0.8	1.4521	6.21	5.5118	127.35	348.84	408.84	4.7235	0	0.2596	536.19	139.2	111.36

2.2 PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT

2.2.1 Fonctionnement interne

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

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

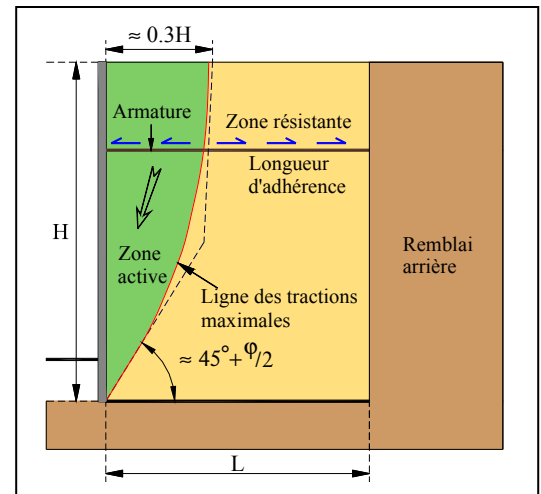


Fig. 2.1. Stabilité interne.

2.2.2 Fonctionnement externe

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

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

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

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

Les justifications concernent les points ci après.

- Le poinçonnement du sol de fondation : Une bonne approche consiste à considérer une contrainte moyenne sur une largeur $(L-2e)$, e étant l'excentricité de la résultante. Cette contrainte est donnée par la formule de Meyerhof : $q_v = \frac{R_v}{L - 2e}$

- La résistance au glissement ;
- Le tassement de l'assise ;
- La stabilité générale :

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

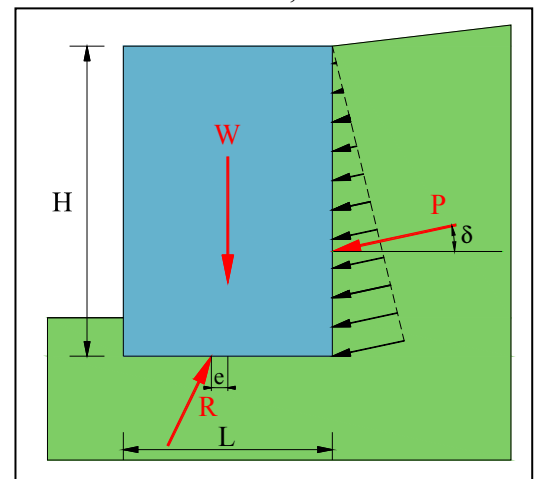


Fig. 2.2. Stabilité externe.

2.3 MÉCANISMES DE RUPTURES

2.3.1 Cas de parement en écailles de béton

Les différents Modes de ruine des murs en remblai renforcé par éléments métalliques ou géosynthétiques sont donnés à la figure suivante (Fig. 2.3).

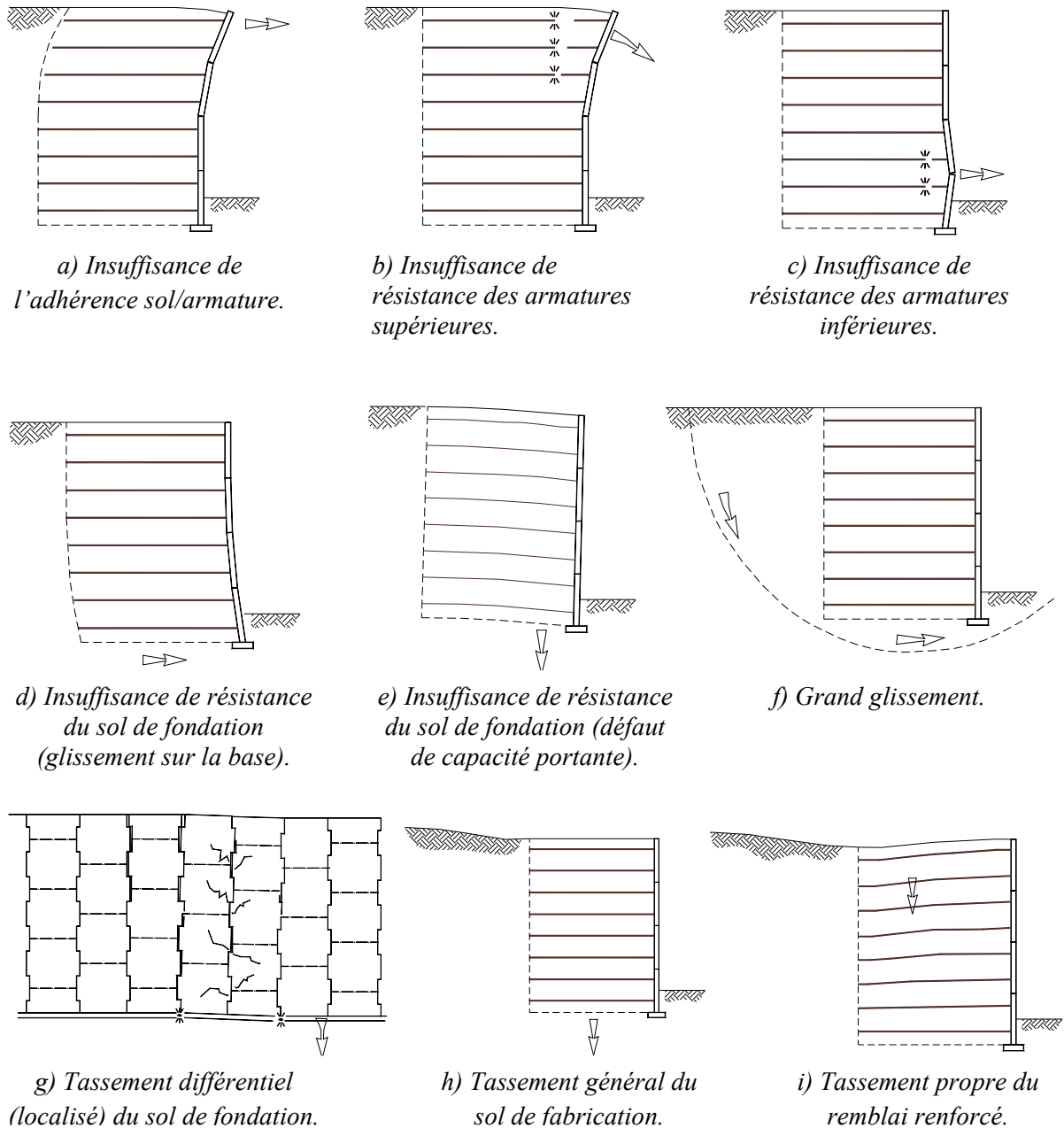


Fig. 2.3. Modes de ruine des murs en remblai renforcé

2.3.2 Cas de parement en blocs modulaires en béton

Pour les massifs à parement en blocs en béton, Les différents Modes de ruine sont donnés à la figure suivante (Fig. 2.4).

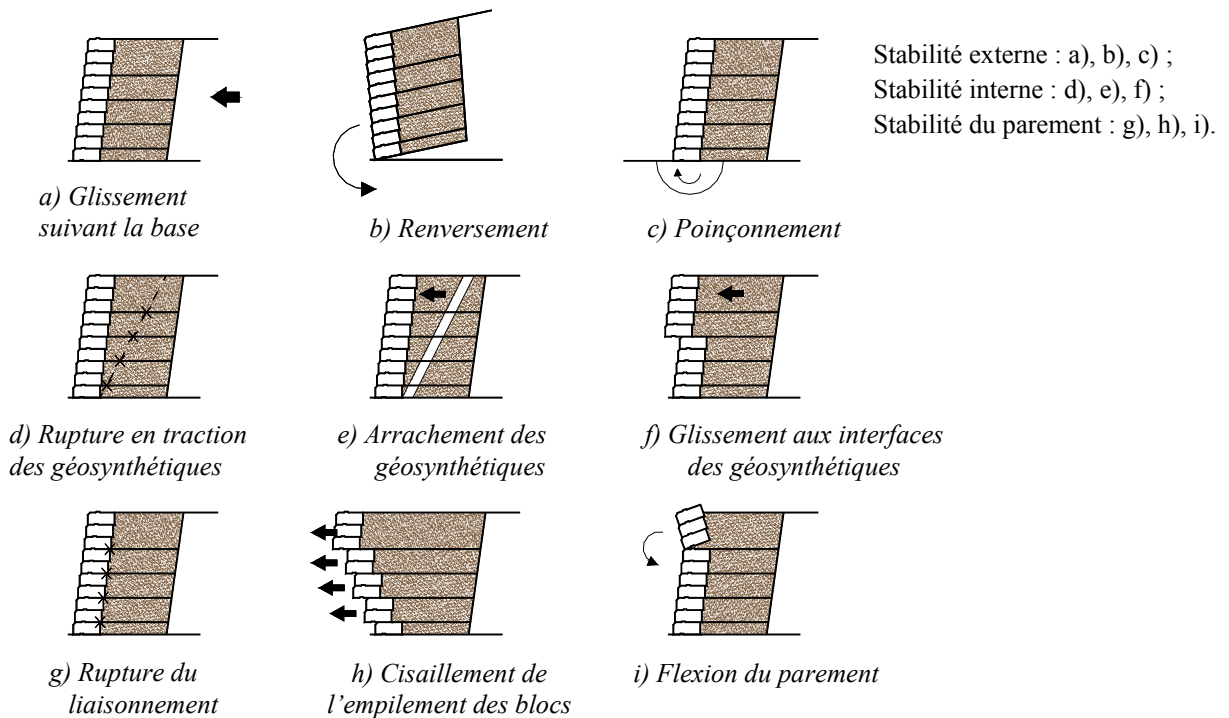


Fig. 2.4. Dimensionnement à la rupture des massifs en sol renforcé

2.4 DÉTERMINATION DES EFFORTS MAXIMAUX DE TRACTION DANS LES RENFORCEMENT

2.4.1 Introduction

Pour déterminer les efforts de calcul dans les renforcements, on se réfère à deux méthodes d'analyse différentes que l'on appelle "méthode de l'équilibre local" et "méthode de l'équilibre global". L'existence de ces deux méthodes s'explique de la façon suivante. A priori, la présence de zones actives et résistantes, relativement au frottement sol-renforcement, peut être mise en évidence dans tout ouvrage en terre armée. Mais la schématisation de la frontière entre ces zones telle que définie en § 2.2.1 ainsi que celle de l'état de contraintes dans le remblai sont issues de constatations expérimentales portant essentiellement sur des murs de soutènement et des culées de ponts de géométrie non exceptionnelle. Lorsqu'il faut projeter des ouvrages de conception inhabituelle, ou soumis à des charges particulières et exceptionnelles, il paraît insuffisant d'appliquer une méthode qui a été mise au point pour des ouvrages de nature différente. C'est pourquoi une autre méthode a été considérée, qui envisage au sein du massif des lignes de

rupture potentielle, de façon analogue aux théories classiques d'équilibre limite dans les massifs de sol.

Cette dernière méthode, dite de l'équilibre global, a été ajustée de façon à être sensiblement équivalente à la première dans les cas courants. Dans la pratique, il convient donc, en principe, de justifier les ouvrages en terre armée vis à vis de la stabilité interne en suivant les deux démarches que l'on explicite ci-après. Toutefois, dans le cas des murs de géométrie non exceptionnelle, il est passible de se dispenser d'une justification par la méthode de l'équilibre global.

2.4.2 Méthode de l'équilibre local

Le principe de la méthode consiste à calculer l'effort de traction maximal T_{\max} à partir des contraintes qui s'exercent dans le sol de remblai en ce point. Au point de traction maximale M , la contrainte de cisaillement dans le sol est nulle et les contraintes verticale σ_v , et horizontale σ_h sont donc principales. Par raison de symétrie, les cisaillements sont également supposés nuls sur un plan médian entre deux lits d'armatures (Fig. 2.5). On écrit que localement les contraintes σ_h sont équilibrées par les armatures.

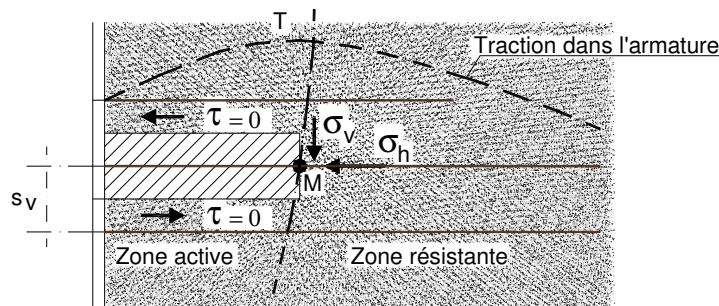


Fig. 2.5. Principe de la méthode de l'équilibre local

Appelons s_v l'espacement entre deux lits horizontaux d'armatures qui sont disposées à raison de N unités par mètre linéaire de parement. Chaque armature équilibre donc un effort :

$$T_{\max} = \frac{s_v}{N} \sigma_h \quad (2.1)$$

La contrainte σ_h admet pour expression générale : $\sigma_h = k \sigma_v + \Delta \sigma_h$

avec :

- s_v espacements vertical et horizontal ;
 - $\sigma_v(z)$ contrainte verticale au point de traction maximale ;
 - K coefficient reliant la contrainte horizontale à la contrainte verticale (Fig. 2.6).
- I géotextiles.
 - II géogrilles.
 - III armatures métalliques et bandes peu extensibles ou géosynthétique.
 - IV nappes d'armatures et treilles métalliques.
- $K_a = \tan^2(45^\circ - \frac{\phi_2}{2})$ coefficient de poussé des terres pour un talus horizontale en tête de l'écran.

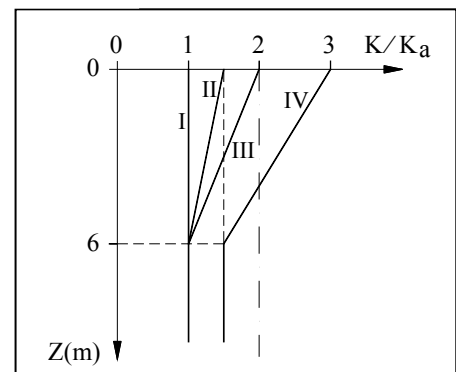


Fig. 2.6. Variation du coefficient K suivant l'extensibilité du renforcement

$\Delta\sigma_h$ est le supplément de contrainte horizontale engendré par des efforts horizontaux (appliqués en tête du massif en terre armée, ou transmis directement au parement).

2.4.3 Méthode de l'équilibre global

La méthode de l'équilibre global consiste à envisager des plans de rupture potentielle issus de tout point du parement, correspondant à des schémas de rupture cinématiquement admissible (en particulier les sommiers en béton ne peuvent pas être coupés par une ligne de rupture). Chacun de ces plans délimite avec le parement, la surface libre de l'ouvrage et la verticale du point où il sort du massif armé, un volume en forme de "coin" (Fig. 2.7).

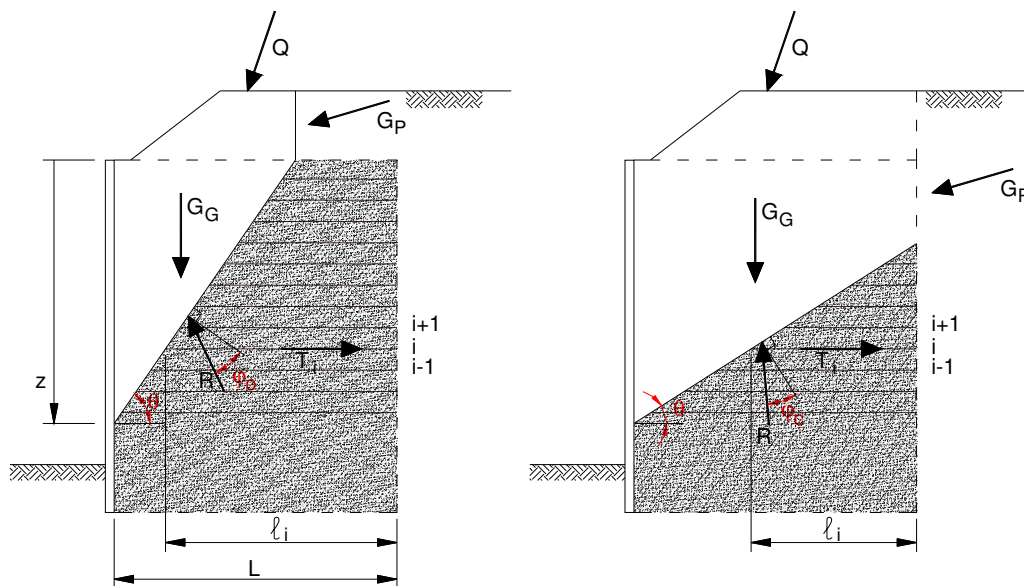


Fig. 2.7. Méthode de l'équilibre global

On admet alors que ce coin est soumis aux actions issues des efforts suivants.

- les efforts de poids propre, notés \vec{G}_G ;
- les efforts (horizontaux et verticaux) dus aux charges variables éventuelles, notés \vec{Q} ;
- les efforts dus aux poussées des terres, notés \vec{G}_P ;
- la réaction du remblai sur le "coin" inclinée à l'angle $(\varphi_1$ sur la normale au plan noté \vec{R} ;
- la somme des efforts de traction $\Sigma\vec{T}_i$ développés dans les armatures du massif qui traversent le plan.

Cette énumération n'est pas exhaustive ; il peut y avoir à prendre en compte d'autres efforts, notamment ceux liés à l'eau, les parties immergées étant déjaugées. Pour les calculs pratiques, les actions sont prises en compte avec les pondérations relatives à l'état-limite envisagé.

L'application des théorèmes de la statique permet alors de calculer ΣT_i en fonction de l'angle du plan de rupture potentielle avec l'horizontale.

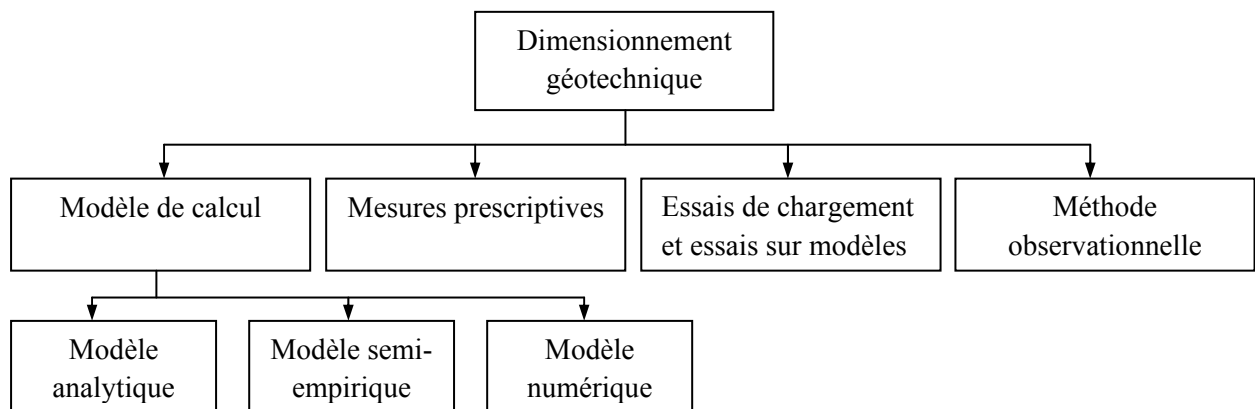
Il n'est pas possible d'explicitier les valeurs des efforts T_i élémentaires sans faire des hypothèses supplémentaires concernant leur distribution, hypothèses très certainement contestables en

l'absence actuelle de données expérimentales précises. On se contente donc de déterminer, en faisant varier l'angle θ la grandeur ΣT_i en fonction de θ , qui est comparée à l'effort maximal mobilisable (§ 2.4.2).

2.5 COMBINAISONS D' ACTIONS

2.5.1 Généralités

Le dimensionnement des ouvrages géotechniques est donné par l'un des méthodes illustrées sur le schéma ci-dessous. Le choix des méthodes de calcul dépend du point de vue sur des problèmes posés, de la catégorie géotechnique (1, 2 et 3), des classes de conséquence et des conditions de site (pour plus de détail voir aux endroits appropriés de la norme NF EN 1997-1).

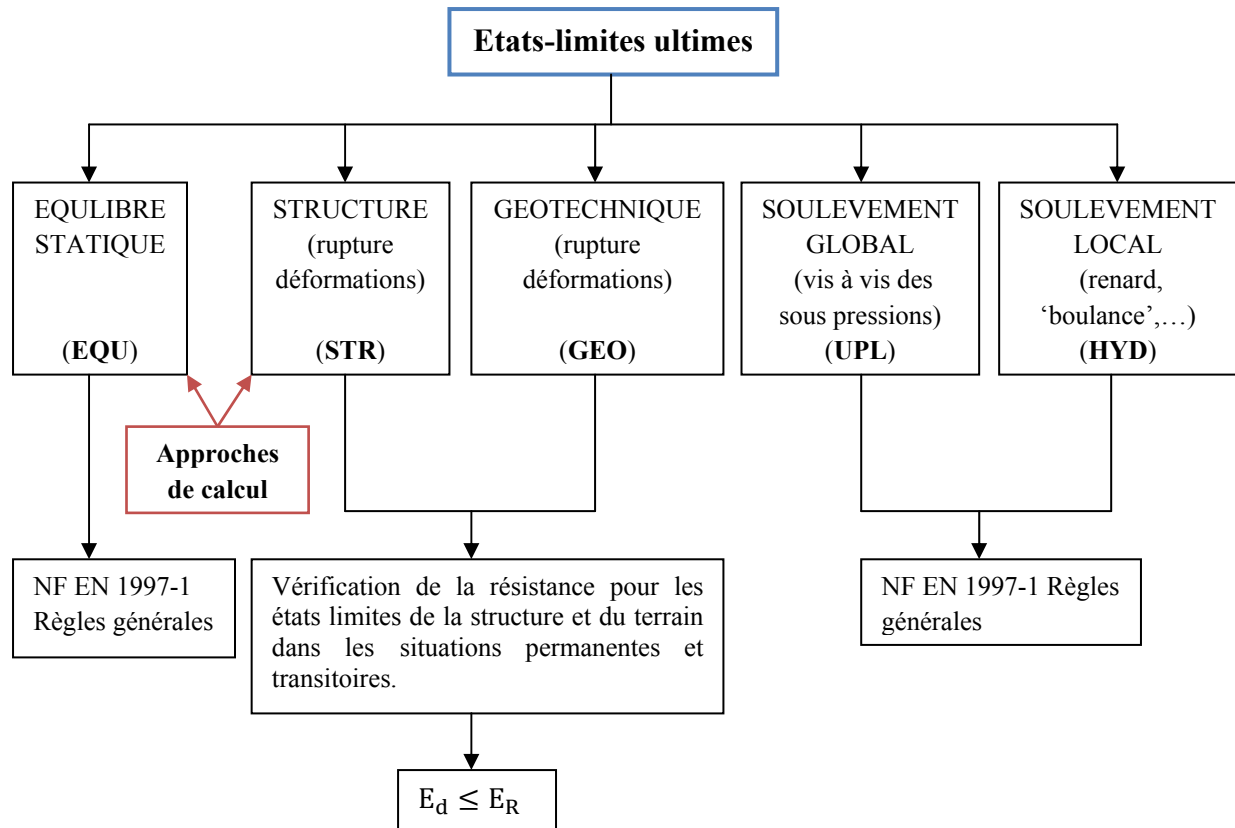


2.5.2 Principes généraux

En ce qui concerne les combinaisons fondamentales, les actions permanentes sont scindées en deux groupes : celui des actions défavorables (qui agissent donc dans le même sens que celui de l'action variable de base) et celui des actions favorables (qui agissent en sens contraire). Dans une combinaison donnée, les actions favorables et défavorables sont d'origine et de nature différente, ce qui exclut de partager une même action permanente en deux parties. D'une façon générale, le principe de cohérence doit être respecté, ce qui signifie qu'il ne doit pas y avoir contradiction dissimulée (par exemple, choix de deux valeurs différentes de l'angle de frottement interne d'un même sol) dans les valeurs choisies, sauf éventuellement dans le but d'envelopper la réalité. A titre d'exemple, il serait contraire au principe de cohérence de calculer avec des poids volumiques du sol différents l'effort maximal de traction des armatures (qui est plus fort si le poids volumique est plus élevé) et la résistance des armatures par adhérence (qui est également une fonction croissante du poids volumique).

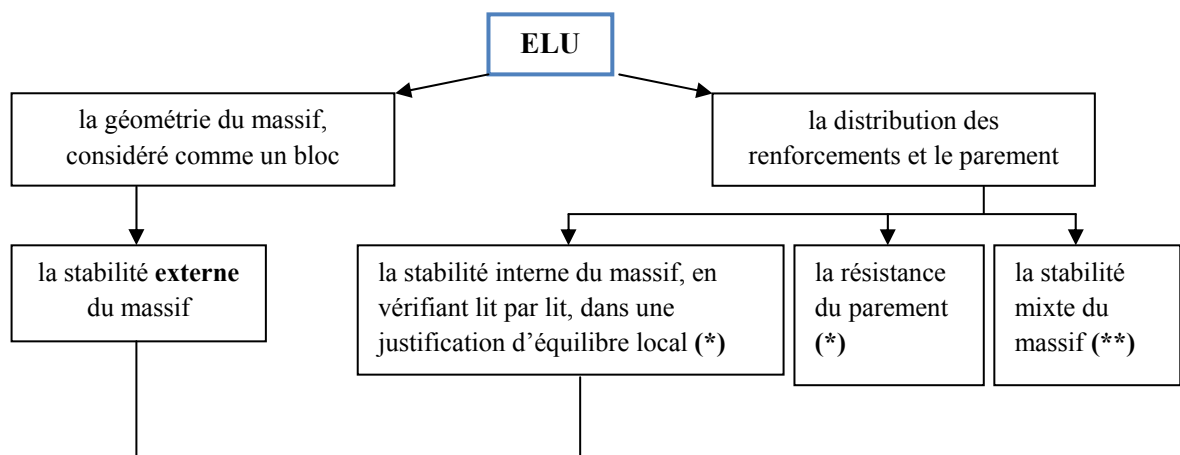
2.5.3 États-limites ultimes

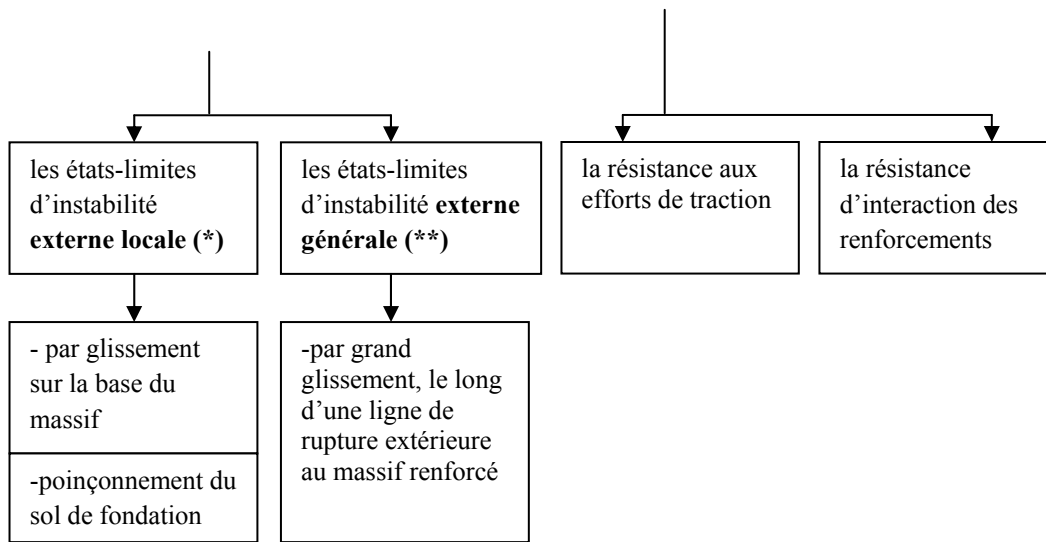
2.5.3.1 Cas générale d'ouvrage géotechniques



Pour les états limites de type STR et GEO, dans les situations permanentes et transitoires, trois approches de calcul ont été décrites dans (NF EN 1997-1 Article 2.4.7.3.4). Elles diffèrent par la façon dont elles distribuent les facteurs partiels entre les actions, les effets des actions, les propriétés des matériaux et les résistances. Ceci est dû pour partie à des approches différentes de la prise en compte des incertitudes dans la modélisation des effets des actions et des résistances.

2.5.3.2 Cas d'ouvrages en remblai renforcé et massifs en sol cloué





(*) l'approche de calcul 2

(**) l'approche de calcul 3

Les situations de projet durables :

Qui se réfèrent aux conditions d'utilisation normale.

Les situations de projet transitoires :

Qui se réfèrent à des conditions temporaires applicables à la structure, par exemple en cours d'exécution ou de réparation.

Pour des situations de projet *durables* ou *transitoires* (combinaison fondamentale pour des états-limites ultimes STR et GEO) :

Dans le cas de l'approche de calcul 2 :

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} 1,35 G_{kj, \text{sup}} + \sum_{j \geq 1} G_{kj, \text{inf}} + \sum_{j \geq 1} 1,5 \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} 1,5 \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad (2.2)$$

Dans le cas de l'approche de calcul 3 :

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{kj, \text{sup}} + \sum_{j \geq 1} G_{kj, \text{inf}} + 1,3 \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} 1,3 \psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad (2.3)$$

Les situations de projet accidentelles :

Qui se réfèrent à des conditions exceptionnelles applicables à la structure ou à son exposition, par exemple à un incendie, à un choc, ou aux conséquences d'une défaillance localisée.

Pour des situations de projet *accidentelles* (combinaison fondamentale pour des états-limites ultimes STR et GEO) :

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{kj, \text{sup}} + \sum_{j \geq 1} G_{kj, \text{inf}} + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad (2.4)$$

Les situations de projet sismiques :

Qui se réfèrent à des conditions applicables à la structure lorsqu'elle est soumise à des tremblements de terre.

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{kj, \text{sup}} + \sum_{j \geq 1} G_{kj, \text{inf}} + A_{Ed} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad (2.5)$$

Les valeurs des coefficients Ψ_0 , Ψ_1 et Ψ_2 sont inférieures à 1 pour tenir compte de la probabilité de combinaison des actions variables. Elles sont données pour les charges usuelles aux endroits appropriés des normes NF EN 1990 et NF EN 1991.

2.5.4 États limites de serviceLes combinaisons caractéristiques :

Utilisées pour des états limites irréversibles

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{kj, \text{sup}} + \sum_{j \geq 1} G_{kj, \text{inf}} + \Psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad (2.6)$$

Les combinaisons fréquentes

Utilisées pour des états limites réversibles

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{kj, \text{sup}} + \sum_{j \geq 1} G_{kj, \text{inf}} + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad (2.7)$$

Les combinaisons quasi permanentes

Utilisées pour des effets à long terme et l'aspect de la structure

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{kj, \text{sup}} + \sum_{j \geq 1} G_{kj, \text{inf}} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i} \right\} \quad (2.8)$$

Il convient d'adopter dans tous les cas des dispositions constructives qui permettent de limiter l'importance des déplacements (voir par exemple pour les remblais renforcés, la norme NF EN 14475).

2.6 DIMENSIONNEMENT DES CULÉES EN SOL RENFORCÉS PAR DES ARMATURES GÉOSYNTHÉTIQUES

2.6.1 Selon les Normes Françaises « NF »

2.6.1.1 Comportement des massifs de culée

Il est possible d'analyser le comportement d'un massif de culée en superposant ses deux fonctions : sa fonction porteuse et sa fonction de soutènement.

➤ Fonction porteuse. Diffusion

• L'étude de la fonction porteuse revient à évaluer la diffusion d'une charge verticale dans le massif. La formule de Boussinesq (Fig. 2.8a) est tout à fait satisfaisante pour définir cette diffusion, que ce soit vers l'arrière du sommier (en utilisant l'artifice d'une surcharge fictive symétrique) ou latéralement.

• A cause de la diffusion le centre de gravité de la surcharge, c'est à dire la résultante des contraintes verticales correspondantes, se déplace vers l'arrière. Ce déplacement s'accompagne d'un moment de renversement croissant avec la profondeur, dont il faut tenir compte dans l'équilibre global du massif (Fig. 2.8b).

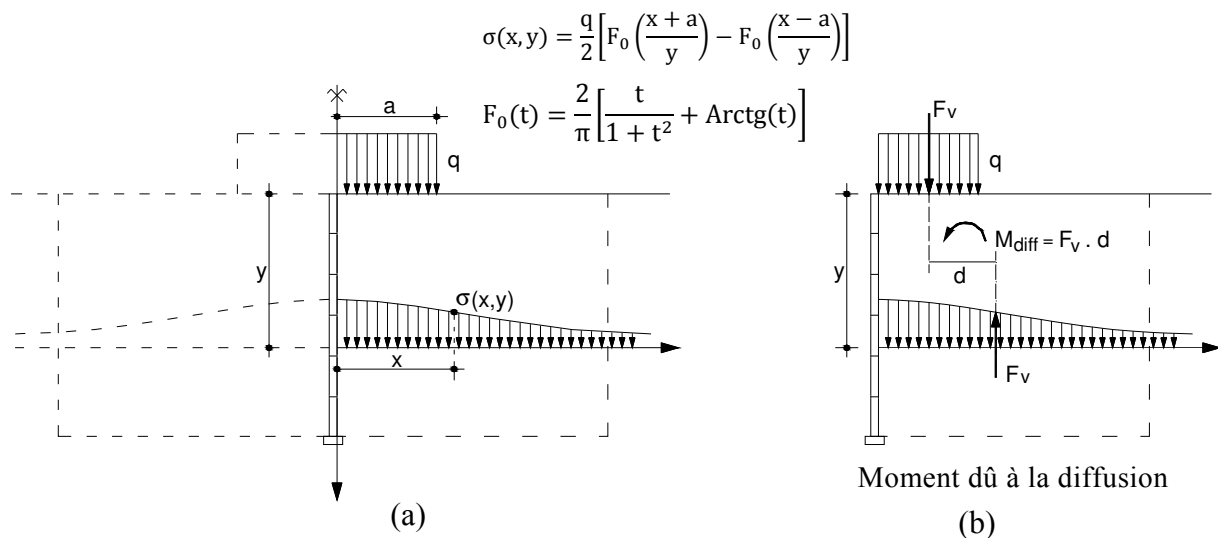


Fig. 2.8. Principe de la diffusion des charges verticales selon Boussinesq

(Cependant la charge ne se diffuse effectivement qu'autant que, combinée à ce moment, elle aboutit réellement à un étalement des contraintes. Ceci définit une profondeur limite y_0 de la diffusion de Boussinesq).

• Efforts horizontaux: Les efforts horizontaux qui sont appliqués au sommier d'appui créent eux aussi un moment de renversement croissant qui affecte l'équilibre global du massif, même s'ils se transmettent d'abord et directement aux toutes premières armatures.

➤ **Fonction soutènement**

La Fonction de soutènement se traite comme dans le cas des murs, si ce n'est qu'aux effets du poids propre du massif et de la poussée des terres, et en particulier du moment de renversement qu'elle engendre, on combine pour la commodité de la superposition les moments dus d'un coté à la diffusion, de l'autre aux réactions horizontales (Fig. 2.9).

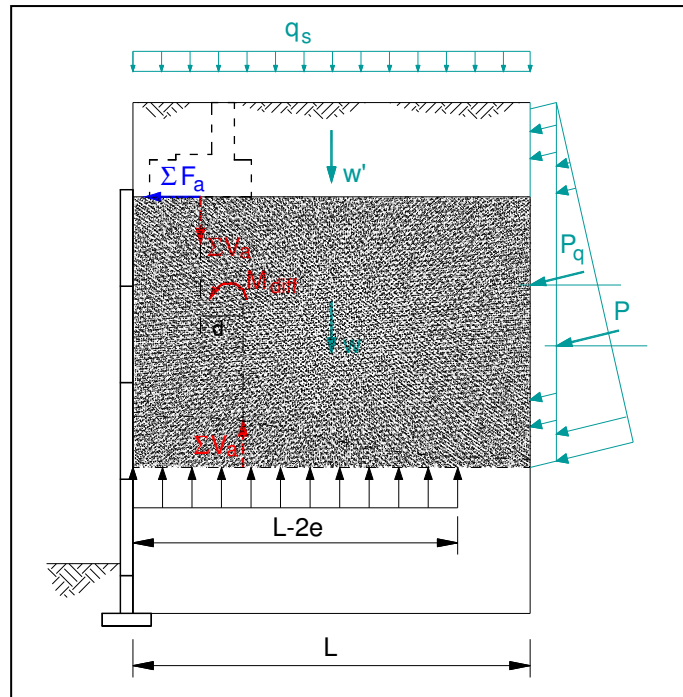


Fig. 2.9. Efforts affectés à la fonction soutènement

La figure ci-dessous (Fig. 2.10) présente le résumé des contraintes appliquées dans un lit de renforcement.

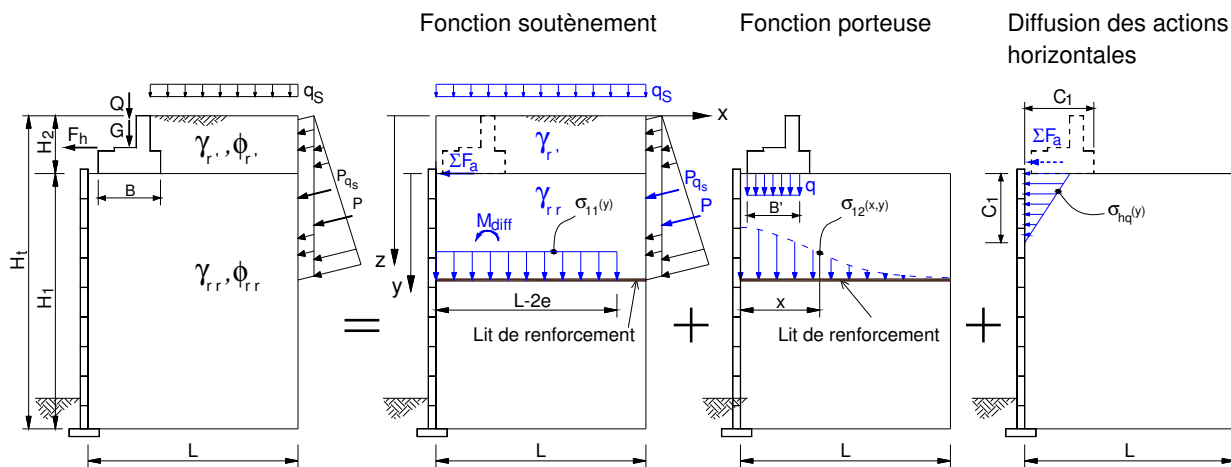


Fig. 2.10. Contraintes appliquées dans un lit de renforcement

2.6.1.2 Stabilité externe

Les Principales actions à prendre en compte pour la vérification de la stabilité externe d'une culée en sol renforcé (Fig. 2.11) dans le cas général sont :

- les charges provenant du tablier ainsi que du poids propre du sommier et du remblai adjacent ;
- poids du massif, surcharge sur le massif, poussées dues au poids du remblai et surcharge.

- Poinçonnement

Il convient que l'excentricité e' de la résultante $R = \Sigma V_a$ des actions permanentes de calcul soit faible et que la largeur B du sommier d'appui soit telle que la charge par unité de longueur due à ces actions soit inférieure à la force de réaction du remblai (Fig. 2.12) :

$$q_{\text{réf}} \leq 200 \text{ KPa} \quad (2.10)$$

$$q_{\text{réf}} = \frac{Q_V}{C'} = \frac{\Sigma V_a}{(B - 2e')} \quad (2.11)$$

$q_{\text{réf}}$: La contrainte de référence de Meyerhof (en kPa).

- Pour le Renversement et glissement on donne à titre indicatif les coefficients de sécurités $FS_r = FS_g = 1.5$

➤ **Massif renforcé**

- Poinçonnement

Le cas des culées de pont est différent de celui des murs de soutènement. Une culée en terre armée n'est souvent que la partie terminale d'un remblai d'accès, lequel peut être limité par des murs en terre armée. Dans ce dernier cas et en section courante, la justification de la stabilité externe de chaque mur est faite comme pour les murs à double parement (Fig. 2.13).

Au droit de la culée proprement dite, on prend une largeur de fondation conventionnelle $B = \min(L ; H_t)$, et une longueur représentant, parallèlement au mur de front et au niveau de la base, la dimension de la zone de diffusion de la charge transmise par le sommier (Fig. 2.14).

La contrainte verticale de référence appliquée au sol est calculée en considérant la surface réduite selon le modèle de Meyerhof ($B' = B - 2e$), par contre le calcul de la capacité portante du sol de fondation doit être fait en considérant une forme rectangulaire de largeur B et de longueur S par opposition au calcul sur semelle filante fait dans le cas d'un mur linéaire.

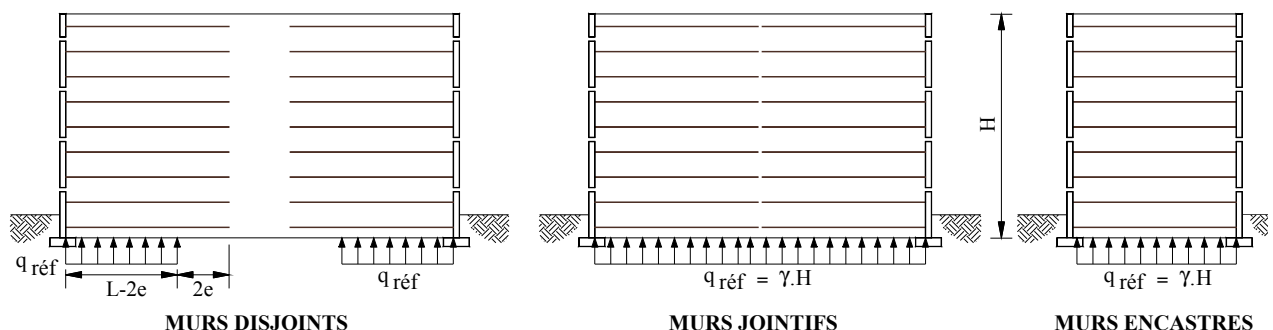


Fig. 2.13. Murs à double parement

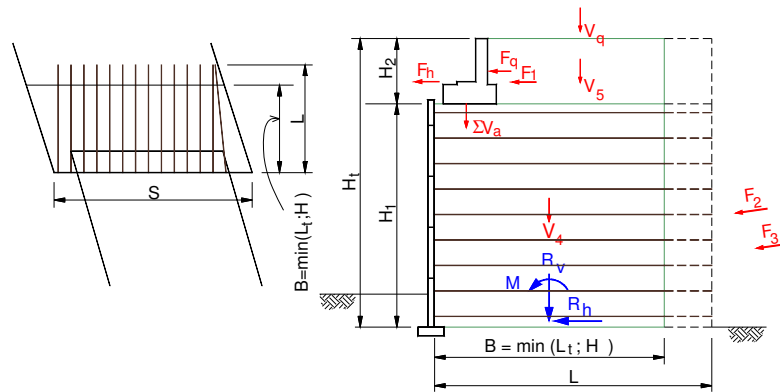


Fig. 2.14. Efforts appliqués à une culée

▪ Résistance au glissement

Pour mémoire (le problème ne se pose généralement pas pour les culées).

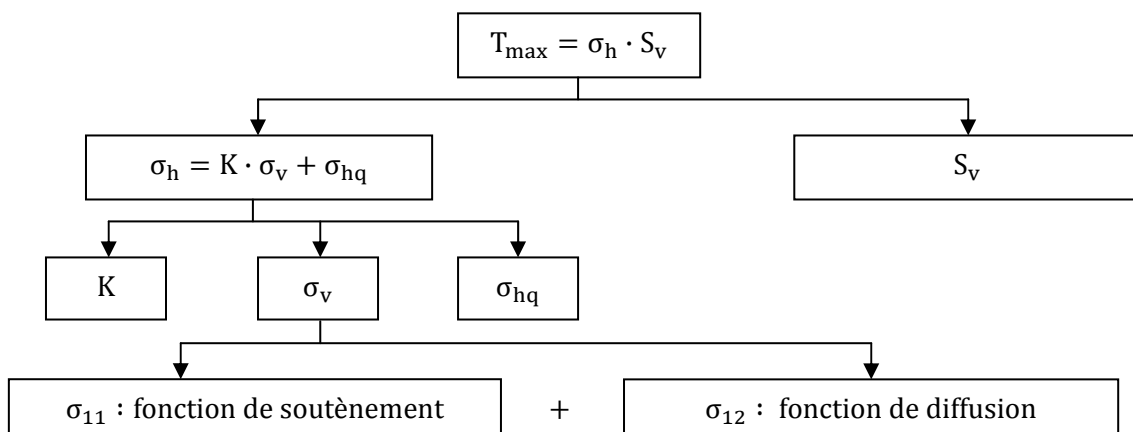
2.6.1.3 Stabilité interne

Pour démontrer que la stabilité interne d'un massif de sol renforcé est assurée avec une sécurité adéquate en cours de construction et pendant toute la durée d'utilisation du projet on doit vérifier, pour chaque lit de renforcement de la section d'ouvrage considérée :

- la résistance structurale des renforcements ;
- la résistance d'interaction sol – renforcement ;
- la résistance des dispositifs de liaison au parement ;
- la résistance structurale du parement.

Les Etapes des calculs sont :

- Etape 1 : détermination : Hauteur mécanique et lignes des tractions maximales
- Etape 2 : calcul σ_{11}
- Etape 3 : calcul σ_{12} et après la superposition : $\sigma_v = \sigma_{11} + \sigma_{12}$
- Etape 4 : calcul K
- Etape 5 : calcul σ_{hq}
- Etape 6 : calcul $\sigma_h = K \cdot \sigma_v + \sigma_{hq}$
- Etape 7 : calcul $T_{max} = \sigma_h \cdot S_v$



➤ **Étapes de calcul T_{\max} :**

Étape (1) : Hauteur mécanique et lignes des tractions maximales

$$H_m = H_1 + \max \left[H_2; \frac{q_{m;d}}{\gamma_{1;d}} \right] \quad (2.12)$$

$q_{m;d}$ est la contrainte moyenne de calcul sur une largeur $0,5 H_1$ derrière le parement, à la profondeur $z = H_2$

$$\gamma_{1;d} = \gamma_{rr}$$

On définit une ligne des tractions maximales pour chacune des deux fonctions de l'ouvrage (Fig. 2.16) :

- une ligne ABCD pour la fonction support de charge (fonction de diffusion) ;
- une ligne EFD pour la fonction soutènement.

La ligne ABCD descend verticalement du centre A du sommier jusqu'au point B situé à une profondeur égale à la largeur du sommier. Cette ligne rejoint le parement en C avec une pente à $1/2$ (h/v). Si le point C se trouve rejeté au dessous du pied D, la ligne est constituée d'un segment de pente à $1/2$ partant de D et d'un segment vertical partant de A.

La ligne EFD est construite comme la ligne des tractions maximales d'un mur de hauteur mécanique H_m (Fig. 2.15) tant que le sommier est entièrement situé dans la zone active ainsi délimitée. Si le sommier est plus large, la ligne EFD est constituée d'un segment DF de pente à $1/2$ (h/v) et d'un segment FE à $1/6$, sans que E puisse dépasser le point G.

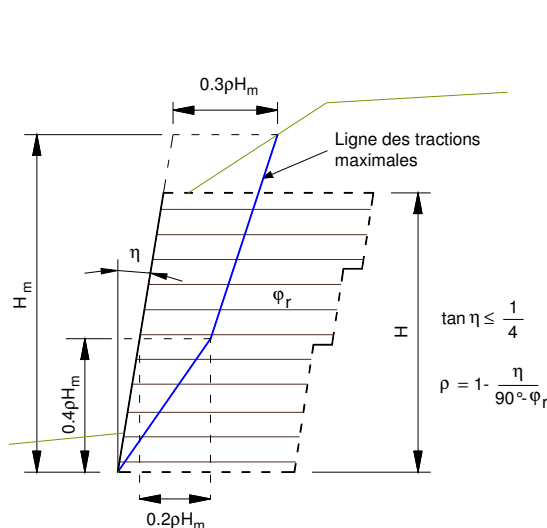


Fig. 2.15. Position de la ligne des tractions maximales

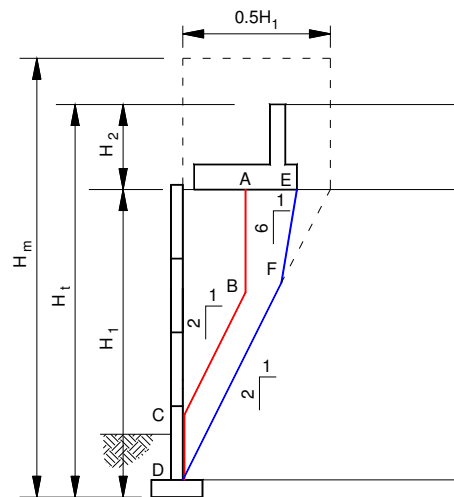


Fig. 2.16. Hauteur totale, hauteur mécanique et lignes des tractions maximales dans le cas d'une culée porteuse.

Étape (2) : calcul la contrainte verticale σ_{11} (fonction soutènement)

La détermination de la contrainte verticale $\sigma_{11}(z)$ à la profondeur z du lit considéré se fait en réduisant les efforts provenant de tout ce qui est situé au-dessus de ce lit (poids, surcharges, poussée des terres à l'arrière du massif) et en les répartissant sur la largeur réduite $L(z) - 2e$, soit (Fig. 2.17) :

$$\sigma_{11}(z) = \frac{R_v}{L(z) - 2e} \tag{2.13}$$

où

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

Calcul M_{diff} :

Au moment dû a la poussée des terres et à la force horizontale en tête on ajoute les moments provenant du déport des charges diffusées, soit :

$$M_{diff} = \sum M_i \quad ; \quad M_i = \lambda_i \frac{q_i a_i^2}{\pi} \left\{ \rho + (1 + \rho^2) \left(\frac{\pi}{2} - \arctan \rho \right) \right\} \tag{2.14}$$

$$\lambda_i = \frac{\sum}{L'S} \quad ; \quad \rho = \frac{y}{a_i} \quad \text{et} \quad y \leq y_0 \quad \text{(voir étape (3) alinéa 2 et 3)}$$

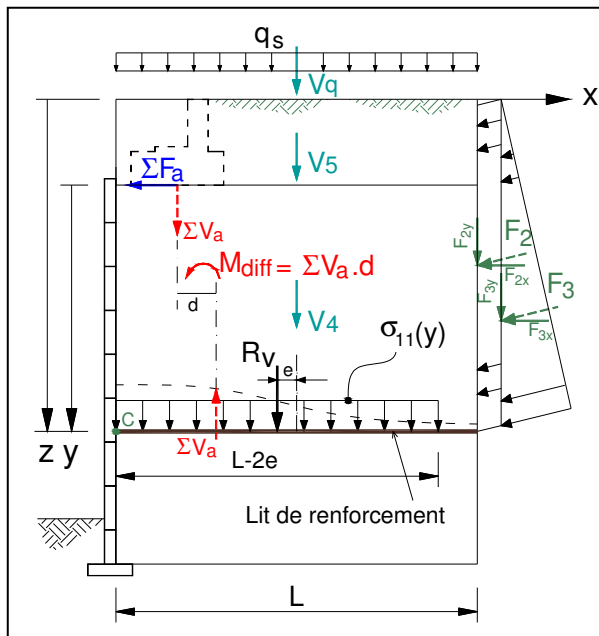


Fig. 2.17. Fonction soutènement

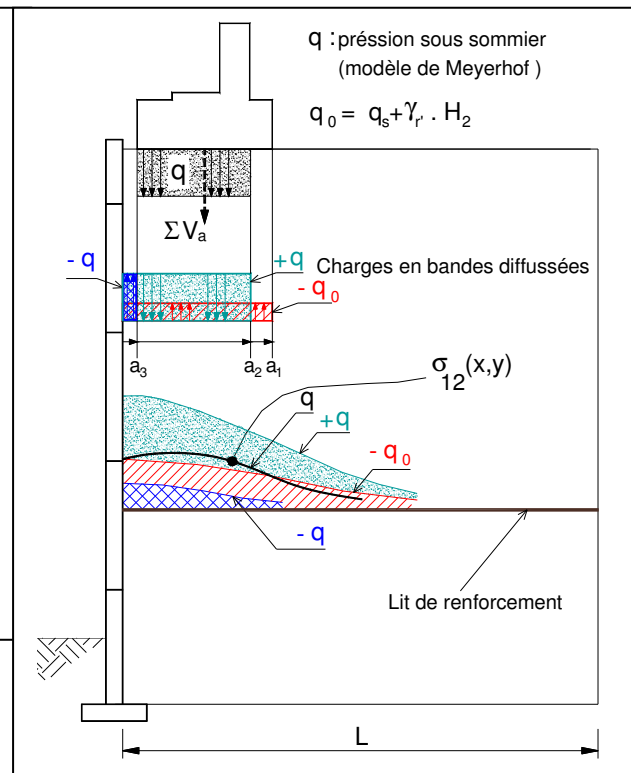


Fig. 2.18. Fonction support de charge (diffusion)

Étape (3) : calcul de la contrainte verticale σ_{12} (fonction support de charge)

1. La diffusion vers l'arrière de chaque charge en bande est calculée grâce à la formule de Boussinesq:

$$\sigma_{iv}(x, y) = \frac{q_i}{\pi} \left\{ \frac{t}{1 + t^2} + \arctan t \right\} \begin{matrix} t_2 = (x+a_i)/y \\ t_1 = (x-a_i)/y \end{matrix} \tag{2.15}$$

A chaque niveau on cumule les valeurs de σ_v , fonction de la distance au parement, qui correspondent à chacune des bandes (Fig. 2.18) :

$$\sum \sigma_{iv} = \sigma_{12} \tag{2.16}$$

2. La diffusion latérale est estimée de façon simplifiée à l'intérieur d'un tronc de pyramide, éventuellement limitée par les murs en retour. On en déduit un coefficient réducteur λ_i de σ_{iv} (Fig. 2.19).

3. Les charges on bande ne sont diffusées que jusqu'à la profondeur y_0 où $d\sigma_1/dy = 0$ pour la contrainte maximale totale. En pratique y_0 est donné par l'équation:

$$y_0^2 - (L - 2e)y_0 + 0.83\ell^2$$

où ℓ est la largeur du sommier comptée depuis le parement, et e est l'excentricité qui vient du calcul en soutènement.

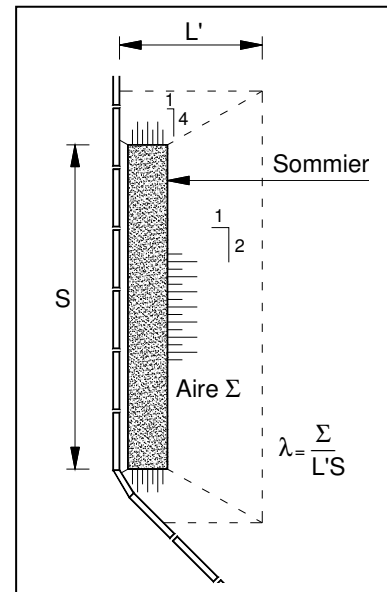


Fig. 2.19. Principe de l'estimation de la diffusion latéral

Étape (4) : Calcul du coefficient K

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

$$K(z) = \begin{cases} K(z) = \Omega_1 K_a \left[1.6 \left(1 - \frac{z}{z_0} \right) + \frac{z}{z_0} \right] & \text{si } z \leq z_0 \\ K(z) = \Omega_1 K_a & \text{si } z > z_0 \end{cases} \quad (2.17)$$

z_0 est une profondeur prise égale à 6 m ;

K_a est le coefficient de poussée active du remblai du massif, donné par $K_{a(rr)} = \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi_{rr}}{2})$;

Ω_1 est un coefficient (≥ 1.0) lié au type de renforcement (voir Annexe E.2.3.3 (2) Pr NF P 94-270).

Étape (5) : Calcul σ_{hq} (Diffusion des actions horizontales)

La contrainte horizontale due à l'effort horizontal en tête est calcul e comme suit :

(Charge appliquée au bord du parement)

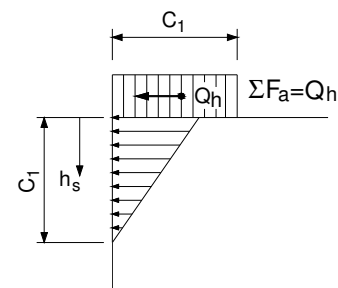


Fig. 2.20. Diffusion des actions horizontales

$$\sigma_{hq} = \begin{cases} = 2 \frac{Q_h}{C_1} \left(1 - \frac{h_s}{C_1} \right) & \text{pour } h_s \leq C_1 \\ = 0 & \text{pour } h_s > C_1 \end{cases} \quad (2.18)$$

avec $h_s = y$ ou $(z - H_2)$

Étape (6) : calcul $\sigma_h = K \cdot \sigma_v + \sigma_{hq}$ (2.19)

Étape (7) : calcul $T_{max} = \sigma_h \cdot S_v$ (2.20)

➤ **la résistance structurelle des renforcements**

– d'une part, au point de traction maximale :

$$T_{\max;d} \leq R_{tc;d} \quad (2.21)$$

$$R_{tc;d} = \rho_{\text{end}} \rho_{\text{flu}} \rho_{\text{deg}} \frac{R_{tc;k}}{\gamma_{M;t}} \quad (2.22)$$

$T_{\max;d}$ est la valeur de calcul de l'effort de traction maximal du lit de renforcement

$R_{tc;d}$ est la valeur de calcul de la résistance ultime de traction dans la section courante du lit de Renforcement.

– d'autre part, à l'attache au parement:

$$T_{\text{par};d} \leq R_{ta;d} \quad (2.23)$$

$T_{\text{par};d}$ est la valeur de calcul de l'effort de traction au point où le lit de renforcement est attaché au Parement ;

$R_{ta;d}$ est la valeur de calcul de la résistance ultime de traction du lit de renforcement en ce point d'attache.

$$R_{ta;d} = \rho_{\text{end}} \rho_{\text{flu}} \rho_{\text{deg}} \frac{R_{ta;k}}{\gamma_{M;t}} \quad (2.24)$$

$R_{t;d}$ est la valeur de calcul de la résistance ultime de traction au point considéré ($R_{tc;d}$ ou $R_{ta;d}$) par mètre de parement ;

ρ_{end} , ρ_{flu} et ρ_{deg} sont des coefficients de réduction qui traduisent les diminutions de résistance concevables au point considéré (point de traction maximale ou point d'attache au parement) du fait respectivement (voir Annexe F.4 Pr NF P 94-270).

$R_{t;k}$ est la résistance de traction caractéristique du lit de renforcement ($R_{tc;k}$ ou $R_{ta;k}$) par mètre de parement ;

$\gamma_{M;t}$ est le facteur de sécurité partiel pour la résistance à la traction des éléments de renforcement (voir Annexe C.4.2 Pr NF P 94-270).

➤ **Résistance d'interaction sol – renforcement**

$$T_{\max;d} \leq R_{f;d} \quad (2.25)$$

$R_{f;d}$ est la valeur de calcul de la résistance ultime de l'interaction sol - lit de renforcement au-delà de la ligne de traction maximale.

$$R_{f;d} = \frac{\tau_{\max;k} P_s L_s}{\gamma_{M;f}} \quad (2.26)$$

où

$\tau_{\max;k}$ est la valeur caractéristique de la contrainte maximale de cisaillement mobilisable sur la surface conventionnelle de contact entre le terrain et un lit de renforcement

P_s est le périmètre conventionnel de cette surface, par mètre de parement

L_s est la longueur du lit de renforcement au-delà de la ligne de traction maximale

$\gamma_{M;f}$ est le facteur de sécurité partiel pour la résistance d'interaction des éléments de renforcement (voir Annexe C.4.3 Pr NF P 94-270).

- Renforcements de remblai en bande, métalliques ou géosynthétiques

$$\tau_{\max;k} = \mu_{(z)}^* \sigma_v \quad (2.27)$$

$\mu_{(z)}^*$ est le coefficient d'interaction sol – lit de renforcement au niveau considéré.

Dans les cas des culées où la contrainte verticale varie sensiblement le long du renforcement :

$$\begin{cases} \mu_{(z,x)}^* = \mu_0^* \left(\frac{\sigma_0 - \sigma_{v(z,x)}}{\sigma_0} \right) + \mu_1^* \frac{\sigma_{v(z,x)}}{\sigma_0} & \text{pour } \sigma_{v(z,x)} \leq \sigma_0 \\ \mu_{(z,x)}^* = \mu_1^* & \text{pour } \sigma_{v(z,x)} > \sigma_0 \\ \text{avec } \frac{\sigma_0}{\gamma_G} = 120 \text{ KPa} \end{cases} \quad (2.28)$$

les constantes μ_0^* et μ_1^* sont donnés dans le tableau G.2.1 Pr NF P 94-270.

où γ_G est le facteur partiel appliqué aux actions permanentes (Tableau Annexe C.1.2(1) Pr NF P 94-270).

$$\sigma_v = \frac{1}{L_s} \int \sigma_{v(z,x)} dx \quad (2.29)$$

P_s : Pour des bandes de largeur b , il convient de définir le périmètre conventionnel P_s comme égal à $2Nb$, où N est le nombre d'éléments de renforcement par mètre de parement.

Note : $\int \left(\frac{t}{1+t^2} + \text{arc tg } t \right) dt = t \cdot \text{arc tg } t$

- Renforcements de remblai par nappes géosynthétiques

$$\tau_{\max;k} = \sigma_v C_{i\varphi} \tan \varphi'_{1;k} \quad (2.30)$$

$$\sigma_v = \frac{1}{L_s} \int \sigma_{v(z,x)} dx$$

$C_{i\varphi}$ est un coefficient obtenu à partir de mesures expérimentales. Les valeurs de $C_{i\varphi}$ sont normalement comprises entre 0,5 et 1,0. En l'absence de données expérimentales il convient d'utiliser la valeur par défaut $C_{i\varphi} = 0.5$.

$\varphi'_{1;k}$ est la valeur caractéristique de l'angle de frottement interne effectif du remblai

P_s Il convient de prendre le périmètre conventionnel P_s (par mètre de parement) d'une nappe continue comme égal à 2 mètres (faces supérieure et inférieure).

➤ Résistance des dispositifs de liaison au parement

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

$$\frac{T_{\text{par;d}}}{N} \leq R_{\text{ta;d}} \quad (2.31)$$

où

$T_{\text{par;d}}$ est la valeur de calcul de l'effort de traction, par mètre de parement, au point où le lit de renforcement est attaché au parement ;

N est le nombre de points d'attache individuels, par mètre de parement, du lit de renforcement considéré ;

$R_{\text{ta;d}}$ est la valeur de calcul de la résistance de traction ultime d'un point d'attache.

$$T_{\text{par;d}(z)} = (K \cdot \Sigma \alpha_i \cdot \sigma_{vi;d(z)} + \sigma_{hq;d(z)}) s_v \quad (2.32)$$

$\sigma_{v_i;d}(z)$ est la contrainte verticale correspondant la fonction i (en général, il y a une seule fonction pour les murs et deux pour les culées) ;

$\sigma_{h_q;d}(z)$ est définie en 2.6.1.3 étape (5) et $\sigma_{v_i;d}(z)$ est la contrainte verticale définie en 2.6.1.3 étapes (2) et (3) ;

K est défini en 2.6.1.3 étape (4) ;

s_v est l'espacement vertical des lits de renforcement ;

α dépend de la flexibilité du système de parement et de la position de la ligne des tractions maximales. Sa valeur varie, suivant la profondeur, entre α_0 et 1.00 comme c'est défini par la (Fig. 2.21), avec :

$\alpha_0 = 0.75$ pour les systèmes de parement flexibles

$\alpha_0 = 0.85$ pour les systèmes de parement semi-flexibles

$\alpha_0 = 1.00$ pour les systèmes de parement rigides

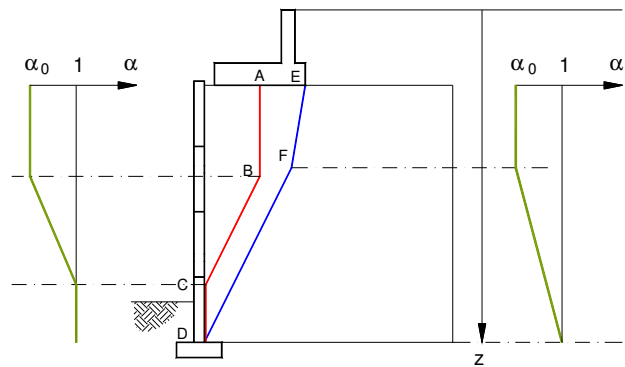


Fig. 2.21. Variation du coefficient α avec la profondeur

➤ Résistance structurelle du parement

$$\sigma_{\text{par};d} \leq R_{\text{par};d} \quad (2.33)$$

où

$\sigma_{\text{par};d}$ est la valeur de calcul de la contrainte moyenne uniforme appliquée au parement

$R_{\text{par};d}$ est la valeur de calcul de la résistance ultime du parement, définie comme la pression uniforme ultime qu'il peut supporter avec la même distribution de points individuels d'accrochage.

2.6.1.4 Cas particulier : Murs de soutènement

Le dimensionnement d'un mur de soutènement s'effectue suivant les mêmes principes, sauf les points suivants :

- 1) Une seule ligne de traction maximum (Fig. 2.15) ;
- 2) Pas de fonction support de charge $\sigma_{12} = 0$;
- 3) Pas de Diffusion des actions horizontales $\sigma_{h_q} = 0$;
- 4) Le coefficient d'interaction sol – lit de renforcement $\mu_{(z)}$ * au niveau considéré est donné comme suit dans le cas du renforcements de remblai en bande, métalliques ou géosynthétiques:

$$h_a = \frac{\text{surface grisée}}{\text{longueur d'adhérence } (L_a)}$$

$$\begin{cases} \mu_{(z)}^* = \mu_0^* \left(\frac{h_0 - h_a}{h_0} \right) + \mu_1^* \frac{h_a}{h_0} & \text{pour } h_a \leq h_0 \\ \mu_{(z)}^* = \mu_1^* & \text{pour } h_a > h_0 \end{cases}$$

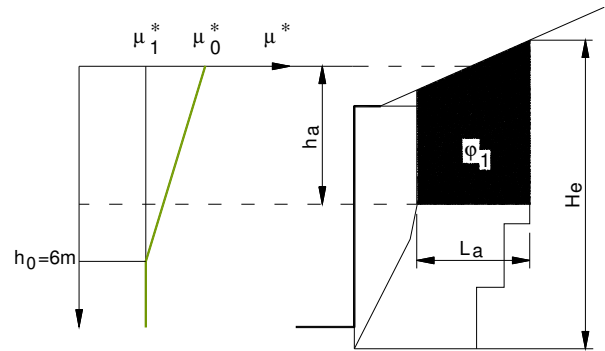


Fig. 2.22. Profondeur moyenne de l'armature h_a sur sa longueur d'adhérence (L_a) pour le calcul de l'effort d'interaction sol-lit de renforcement

où

h_a est la profondeur moyenne du lit de renforcement sur la longueur considérée (Fig. 2.22).

μ_0^*, μ_1^* : constantes sont donnés dans le tableau G.2.1 Pr NF P 94-270.

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

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

Quand le profil en travers du massif est rectangulaire, le sol à l'arrière du massif purement frottant et homogène et le terrain de fondation également homogène, la poussée des terres à l'arrière de l'ouvrage peut être calculée comme c'est illustré par (Fig. 2.23).

On donne des exemples sur les cas très fréquemment rencontrés :

Massif de soutènement en pied de talus

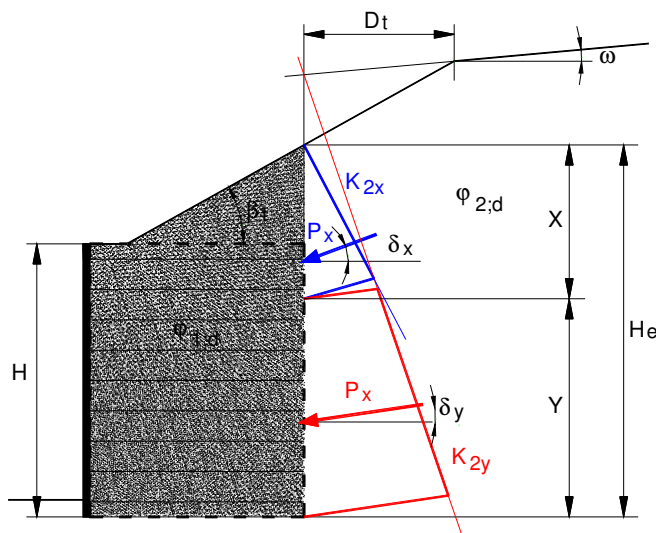


Fig. 2.23. Calcul de la poussée à l'arrière d'un mur vertical simple

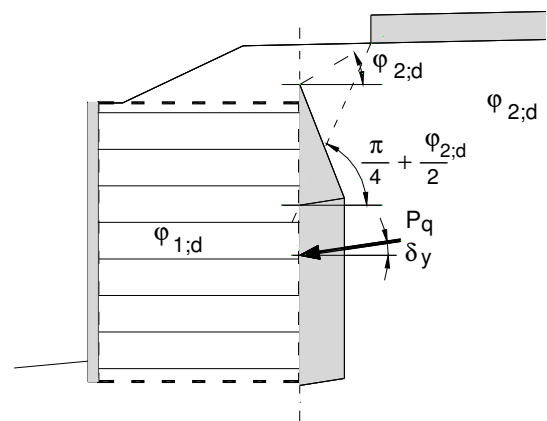


Fig. 2.24. Calcul de la poussée due à une surcharge uniforme

– pour l'inclinaison de la poussée P_x :

$$\delta_x = \frac{2}{3} \phi_{1;d} \tag{2.34}$$

– pour l'inclinaison de la poussée P_y :

$$\delta_y = 0,8(1 - 0,7 \frac{l_m}{H_e})\varphi_{1;d} \quad (2.35)$$

avec :

$$l_m = \frac{S_r}{H_e} \quad (2.36)$$

où

$\varphi_{1;d}$ est la valeur de calcul de l'angle de frottement du matériau de la zone renforcée ;

$\varphi_{2;d}$ est la valeur de calcul de l'angle de frottement du terrain à l'arrière de la zone renforcée ;

l_m est la longueur moyenne des lits de renforcement ;

H_e est la hauteur du massif renforcé considérée pour le calcul de la poussée (Fig. 2.23) ;

S_r est la surface du massif renforcé (partie grisée de la Fig. 2.23).

et avec :

$$X = \frac{K_{2y}}{K_{2x} - K_{2v}} D_1 \tan \beta_t \quad (2.37)$$

où : $0 \leq X \leq H_e$

K_{2x} est le coefficient de poussée du talus d'inclinaison β_t

$$K_{2x} = \frac{\cos^2 \varphi_{2;d} / \cos \delta_x}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_{2;d} + \delta_x) \sin(\varphi_{2;d} - \beta_t)}{\cos \delta_x \cos \beta_t}} \right]^2} \quad (2.38)$$

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

$$K_{2y} = \frac{\cos^2 \varphi_{2;d} / \cos \delta_y}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_{2;d} + \delta_y) \sin(\varphi_{2;d} - \omega)}{\cos \delta_x \cos \omega}} \right]^2} \quad (2.39)$$

Massifs rectangulaires et trapézoïdale

Les massifs rectangulaires qui ont au plus un élancement de 2 ($L/H_e \geq 0.5$) et elle s'adapte aux massifs de forme "trapézoïdale," rétrécis au pied (Fig. 2.25).

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

avec $\varphi_2 = \varphi_{rm}$

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

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

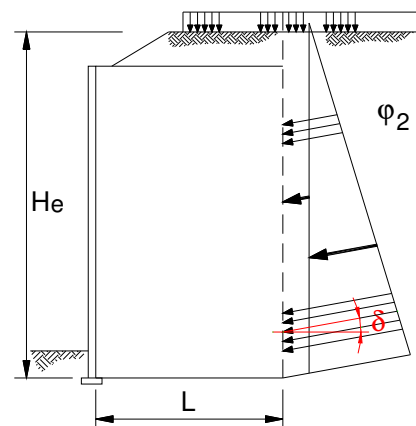


Fig. 2.25. Massifs de forme "trapézoïdale," rétrécis au pied

2.6.2 Selon les Normes Américaines « AASHTO »

2.6.2.1 Stabilité externe

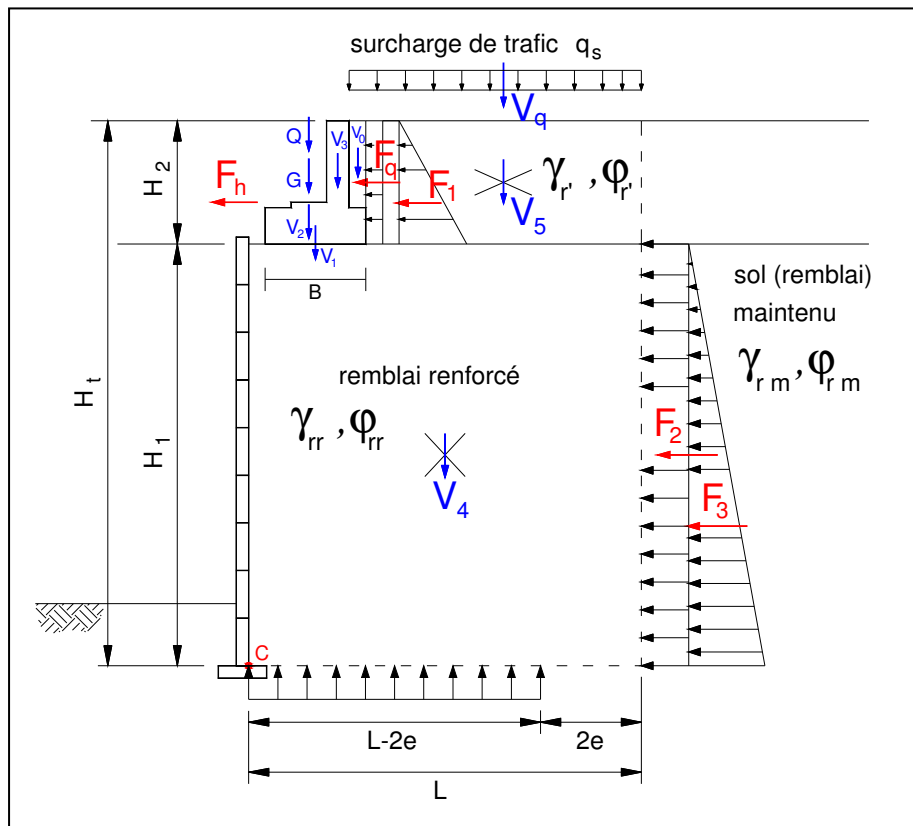


Fig. 2.26. Principales actions appliquées au culée en sol renforcé

- Glissement $FS \geq 1.5$
- Excentricité $\geq L/6$
- $q_{\text{réf}} \leq q_{\text{al}}$
 $q_{\text{réf}} \leq q_R$; $q_R = \Phi q_n$

avec :

$q_{\text{réf}}$: La contrainte de référence de Meyerhof.

q_{al} : La contrainte admissible du sol.

– Pour le poinçonnement du sommier, q_{al} (sol renforcé) est en fonction de l'angle de frottement interne du sol et l'espacement verticale des géogrilles.

– Pour le poinçonnement de l'ouvrage, q_n (sol de fondation), Equation 10.6.3.1.2a-1 de AASHTO (2007) est donnée :

$$q_n = C_f N_c + 0.5 B \gamma_f N_\gamma \quad (2.40)$$

Φ = facteur de résistance, pour les murs de soutènement $\Phi=0.65$ (Table 11.5.6-1, AASHTO {2007})

2.6.2.2 Stabilité interne

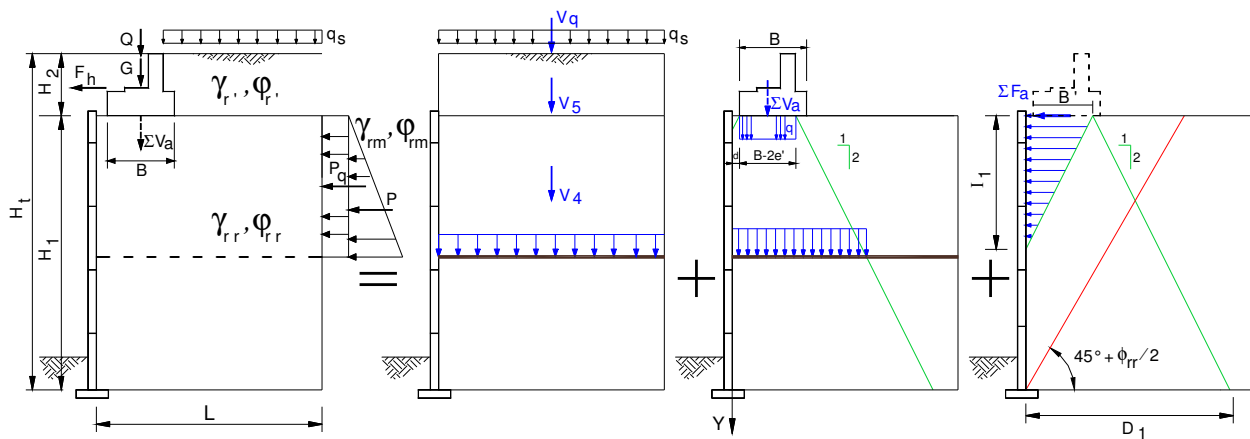
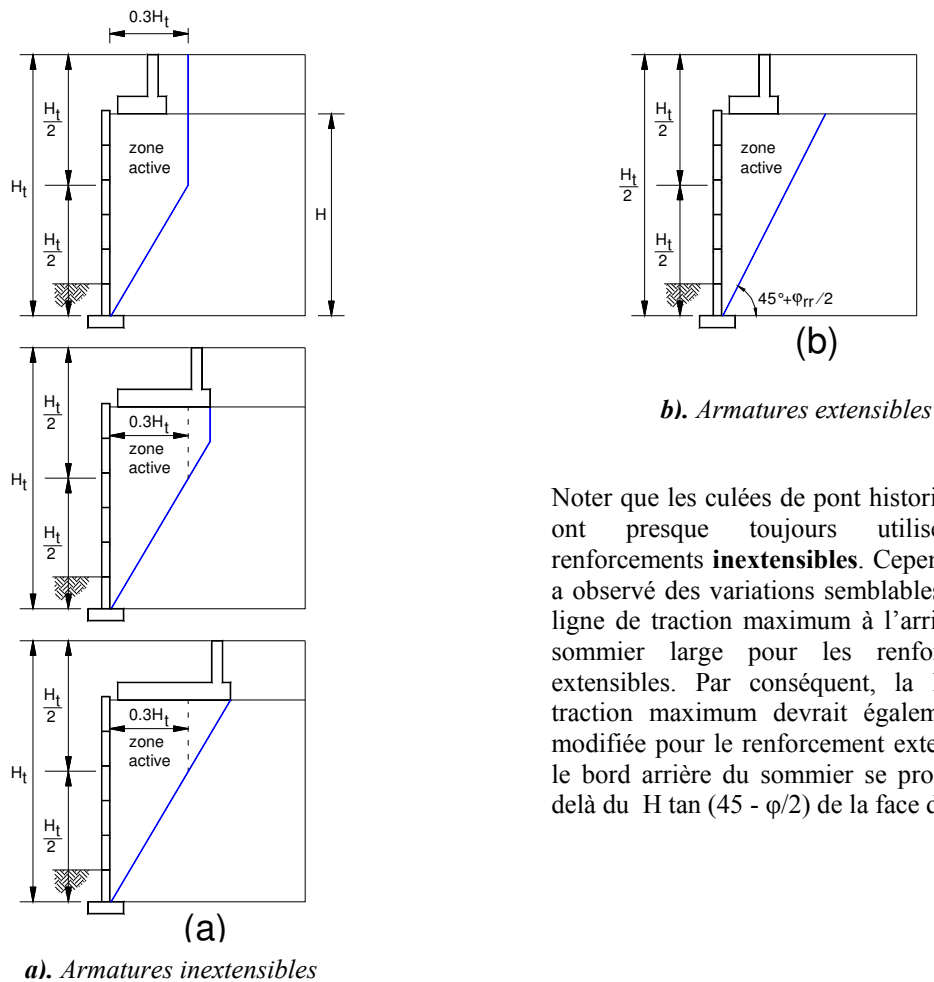


Fig. 2.27. Contraintes appliquées dans un lit de renforcement

Les Etapes des calculs de la stabilité interne sont :

- Etape 1 : détermination de la ligne des tractions maximales
- Etape 2 : résistance à l'arrachement (adhérence)
- Etape 3 : détermination de renforcement requis.

Étape (1) : Détermination de la ligne des tractions maximales



Noter que les culées de pont historiquement ont presque toujours utilisés des renforcements **inextensibles**. Cependant, on a observé des variations semblables dans la ligne de traction maximum à l'arrière d'un sommier large pour les renforcements extensibles. Par conséquent, la ligne de traction maximum devrait également être modifiée pour le renforcement extensible si le bord arrière du sommier se prolonge au delà du $H \tan (45 - \phi/2)$ de la face de mur.

Fig. 2.28. Ligne des tractions maximales pour différent géométrie du sommier

Étape (2) : Résistance à l'arrachement (adhérence)

$$Pr = F^* \cdot \alpha \cdot (\sigma_v \cdot Le) \cdot C \cdot Rc \quad (2.41)$$

où

F^* : Coefficient d'adhérence entre le sol et l'armature ; $F^* = 2/3 \cdot \tan \varphi_{rr}$

α : Facteur de correction, pour le renforcement par géosynthétique $\alpha = 0.6$ à 1.0 , pour geotextile $\alpha = 0.6$

$(\sigma_v \cdot Le)$: Contrainte verticale totale dans le remblai au niveau du lit considéré (sans la surcharge q_s)

$$(\sigma_v \cdot Le) = (\sigma_{vs} \cdot Le) + (\Delta\sigma_v \cdot Li) \quad (2.42)$$

Le : Longueur d'adhérence au niveau du lit considéré et au droit de la ligne des tractions maximales (Fig. 2.29a).

$$Le = L - La \quad (2.43)$$

La : Longueur de la zone active du lit considéré (Fig. 2.29a).

$$La = (H_1 - z) \tan(45^\circ - \varphi_{rr}/2) \quad (2.44)$$

Li : Longueur hors de la zone active et ligne de la diffusion du lit considéré (Fig. 2.29a).

C : Périmètre conventionnel de cette surface, par mètre de parement $C = 2$ pour les nappes.

Rc : Rapport ; $Rc = 1.0$ pour 100 pour cent d'assurance du renforcement.

σ_{vs} : Contrainte verticale dû au remblai au niveau du lit considéré (Fig. 2.29b).

$$\sigma_{vs} = (\gamma_{rr} \cdot H_2) + (\gamma_{rr} \cdot y) \quad (2.45)$$

$\Delta\sigma_v$: Contrainte verticale dû à la diffusion des charges transmises par le sommier (Fig. 2.29c).

$$\Delta\sigma_v = \frac{\sum V_a}{D_{(y)}} \quad (2.46)$$

avec :

$$D_{(y)} = \begin{cases} B - 2e' + y & \text{si } y \leq 2d \\ d + (B - 2e') + y/2 & \text{si } y > 2d \end{cases} \quad (2.47)$$

$FS_{adhérence}$ = facteur de sécurité

$$FS_{adhérence} = \frac{Pr}{T_{max}} \quad (2.48)$$

$$T_{max} = \sigma_h \cdot S_v \quad (2.49)$$

$$\sigma_h = K_{a(rr)} \cdot (\sigma_{vs} + \Delta\sigma_v + q_s) + \Delta\sigma_h \quad (2.50)$$

S_v est l'espacement vertical des lits de renforcement ;

σ_h est la contrainte horizontale totale de calcul dans le remblai au niveau du lit considéré ;

$K_{a(rr)}$ est le coefficient de poussée active du remblai du massif, donné par :

$$K_{a(rr)} = \tan^2(45^\circ - \frac{\phi_{rr}}{2}) \tag{2.51}$$

$\Delta\sigma_h$ est la contrainte horizontale provenant des actions horizontales (Fig. 2.29d).

$$\Delta\sigma_h = \begin{cases} 2 \cdot \sum F_a \cdot (I_1 - y) / (I_1^2) & \text{si } y \leq I_1 \\ 0 & \text{si } y > I_1 \end{cases} \tag{2.52}$$

avec: $I_1 = (d + B - 2e') \cdot \tan(45 + \phi_{rr}/2)$

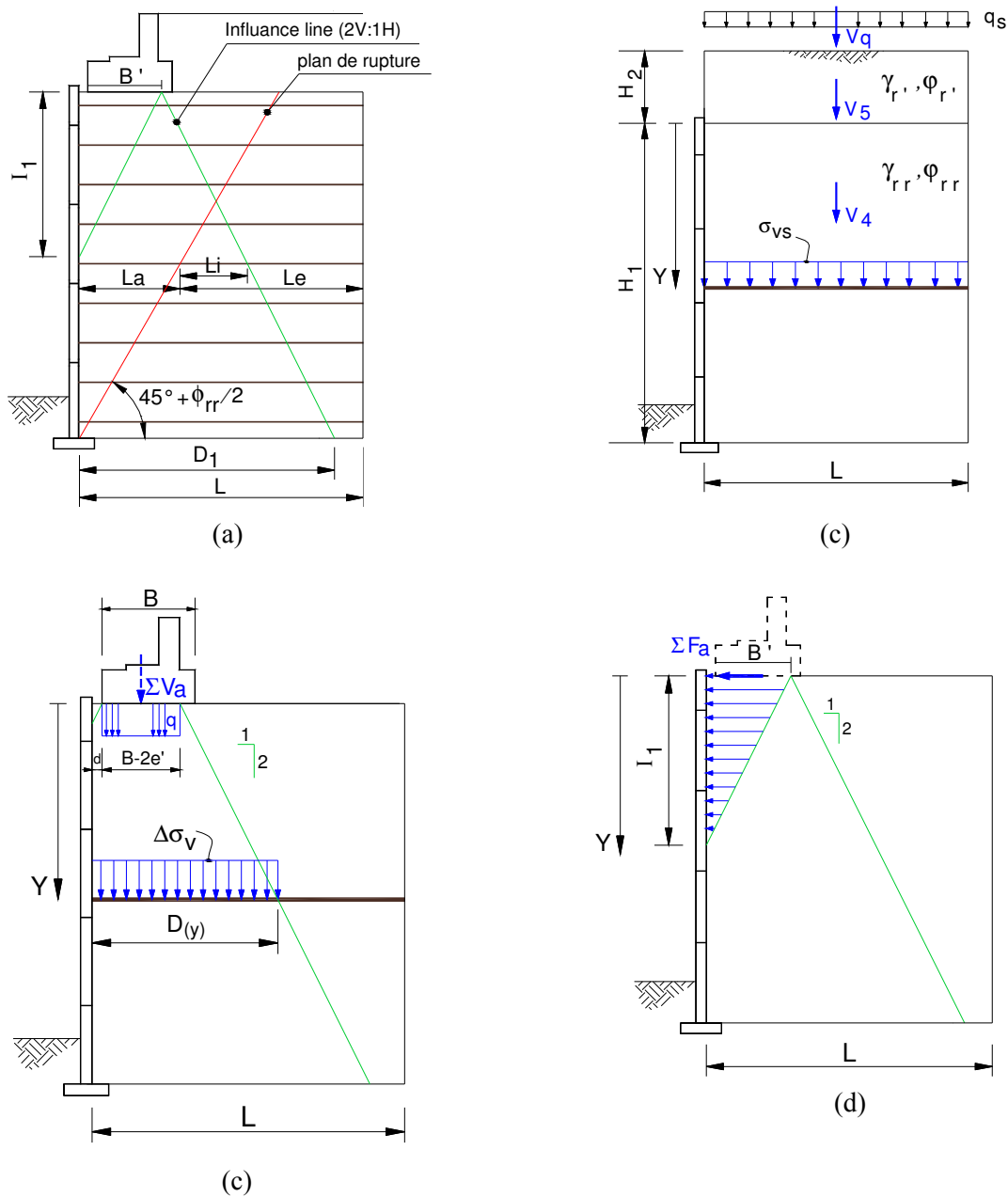


Fig. 2.29. Stabilité intèrre

Étape (2) : Détermination de renforcement requit

Pour des renforcements géosynthétiques, la vie de conception est réalisée en développant une force de calcul admissible qui considère toutes les pertes dépendant du temps de force au cours de la période de la vie de conception comme suit :

$$T_a = \frac{T_{ULT}}{RF \cdot FS} = \frac{T_{al}}{FS} \quad (2.53)$$

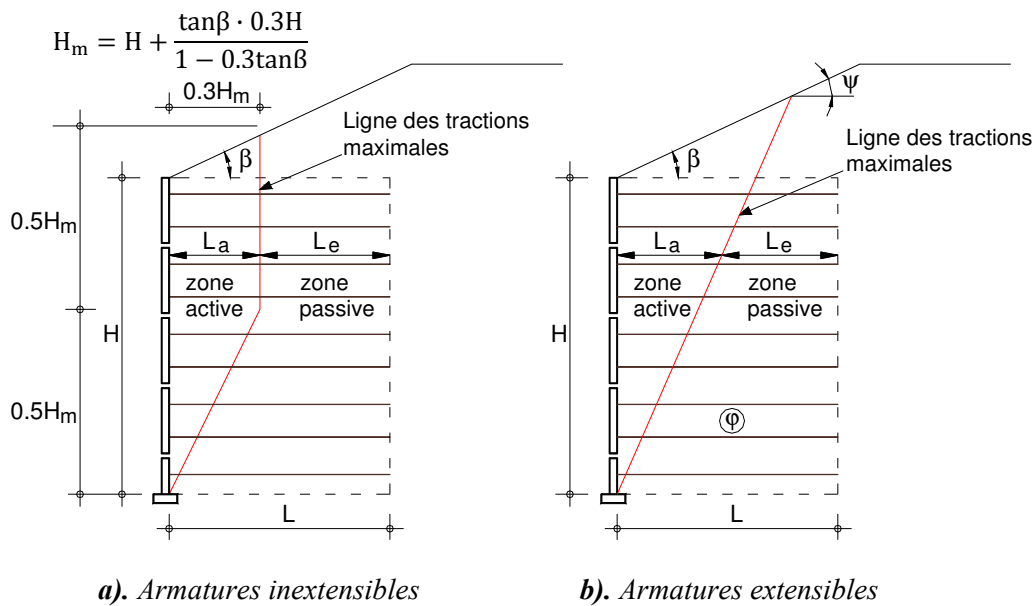
où T_a est la force de traction à long terme de renforcement pour l'état limite, T_{ULT} la résistance à la traction limite du géosynthétique et RF est le produit de tous les facteurs applicables de réduction et FS le facteur de la sécurité global. T_{al} est la force à long terme de matérielle ou plus spécifiquement :

$$T_a = \frac{T_{ULT}}{RF_{CR} \cdot RF_D \cdot RF_{ID}} \quad (2.54)$$

2.6.2.3 Cas particulier : Murs de soutènement

Le dimensionnement d'un mur de soutènement s'effectue suivant les mêmes principes, sauf les points suivants :

- 1) La ligne de traction maximum (Fig. 2.30) ;



Pour un mur vertical : $\Psi = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}$

Pour un mur incliné de plus de 10° par rapport la vertical :

$$\tan(\Psi - \varphi) = \frac{-\tan(\varphi - \beta) \cdot \sqrt{\tan(\varphi - \beta)[\tan(\varphi - \beta) + \cot(\varphi + \theta - 90)][1 + \tan(\delta + 90 - \theta)\cot(\varphi + \theta - 90)]}}{1 + \tan(\delta + 90 - \theta)[\tan(\varphi - \beta) + \cot(\varphi + \theta - 90)]}$$

avec $\delta = \beta$

Fig. 2.30. Ligne des tractions maximales

2) $\Delta\sigma_v = 0$;

3) Pas de Diffusion des actions horizontales $\Delta\sigma_h = 0$;

4) On considère un talus comme une charge distribuée uniformément.

Traction :

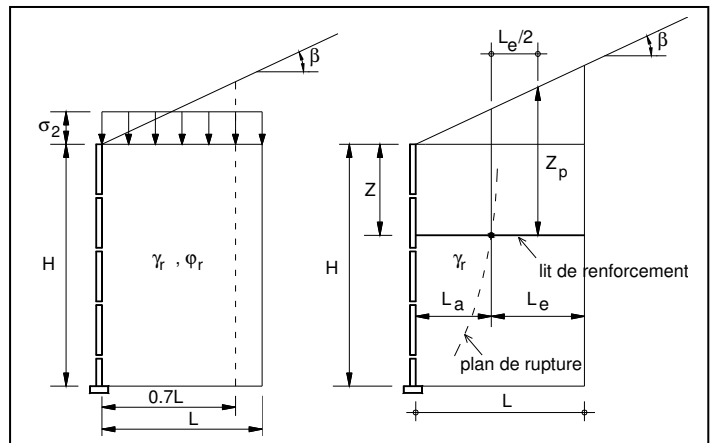
$$S_{eq} = \left(\frac{1}{2}\right) 0.7H \tan \beta$$

$$\sigma_2 = S_{Y_{rr}}$$

S_{eq} : hauteur uniforme équivalente de sol

Adhérence:

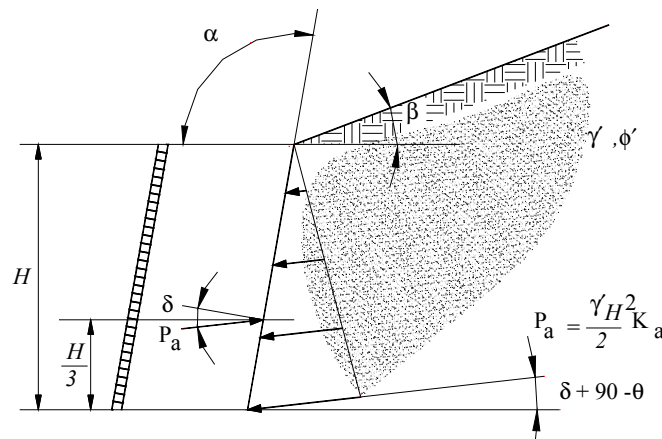
$$\sigma_{v-po} = \gamma_r Z_p$$



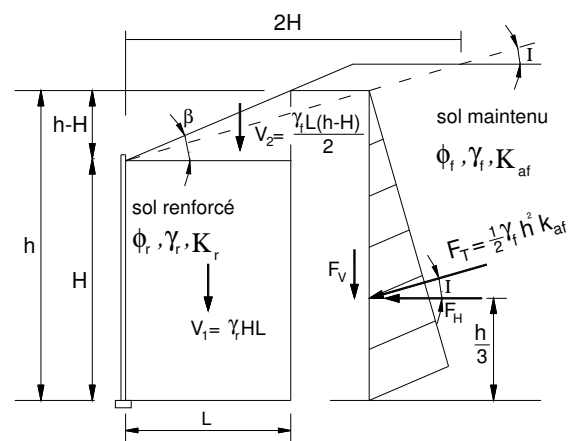
Traction

Adhérence

5) la poussée à l'arrière d'un mur " $K_{a(rm)}$ " : Exemples de coefficient de poussée donné par la formule de Coulomb :



$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$



Pour talus infini : $I = \beta$

Pour sol maintenu : $\delta = \beta = I$

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - I)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + I)}} \right]^2}$$

2.6.3 Selon les Normes Britannique « BS »

Un commentaire rapide sur la stabilité des structures en sol renforcé est donné sur les schémas ci-dessous:

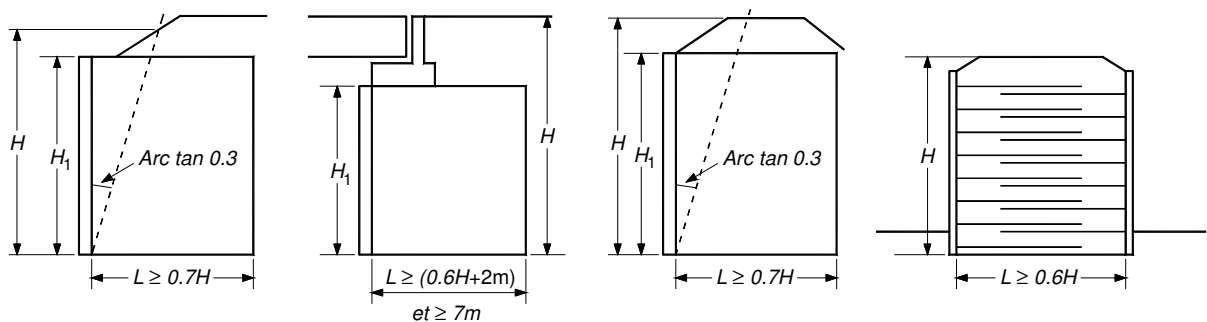


Fig. 2.31. longueur initial des quelques structures

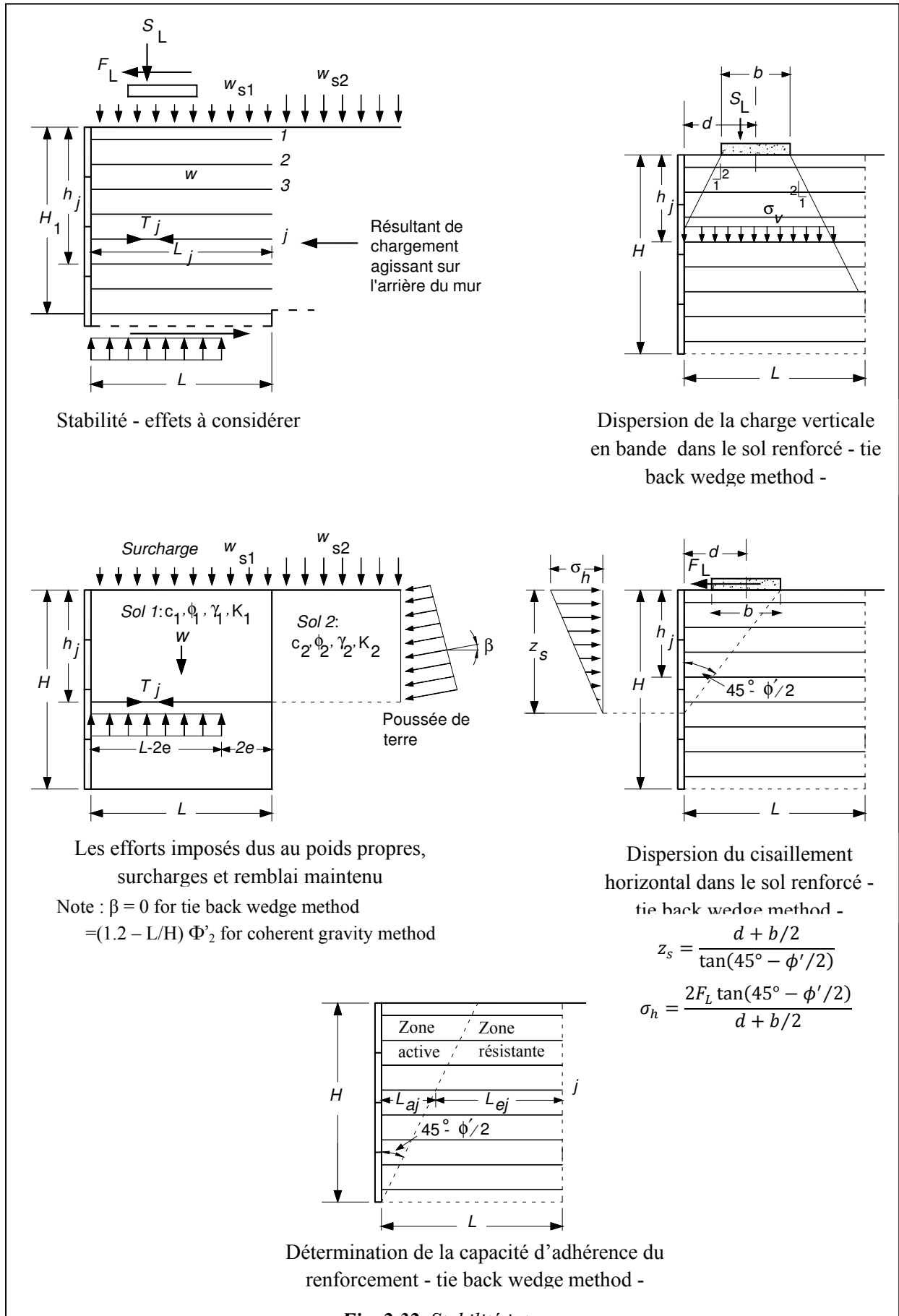


Fig. 2.32. Stabilité interne

2.7 ÉTUDE AU SEISME

2.7.1 Introduction

Sous séisme, les forces de poussée ou de butée d'un sol sur un mur ou un écran peuvent être prises en compte sous la forme d'un chargement pseudo-statique en utilisant la méthode dite de Mononobé-Okabé. Cette méthode qui reste limitée aux remblais sans cohésion repose sur la méthode de Coulomb. Les remblais sont soumis à des accélérations sismiques horizontale et verticale qui se cumulent à l'accélération de la pesanteur.

2.7.2 Poussée active du terrain – méthode de Mononobé-Okabé –

La méthode de Mononobé-Okabé donnant la poussée active du terrain sur un mur se déduit de la méthode de Coulomb.

▪ Méthode de Coulomb

Cette méthode établit l'équilibre d'un mur rigide soutenant un massif de sol pulvérulent, d'angle de frottement interne φ . On suppose que la surface de rupture est le plan (AC) faisant un angle de frottement α avec l'horizontale (Fig. 2.33).

Les forces agissant sur le prisme (ABC) sont :

- le poids du sol W .
- la réaction R du sol sur le plan de rupture (AC). Cette force est inclinée de l'angle φ par rapport à la normale au plan (AC). En effet en tout point de ce plan, la contrainte normale σ et la contrainte tangente τ sont liées par la relation :

$$\tan \varphi = \frac{\tau}{\sigma} \quad (2.55)$$

- la force P exercée par le mur sur le remblai qui fait un angle δ avec la normale (AB) correspondant à l'angle de frottement du remblai sur le mur.

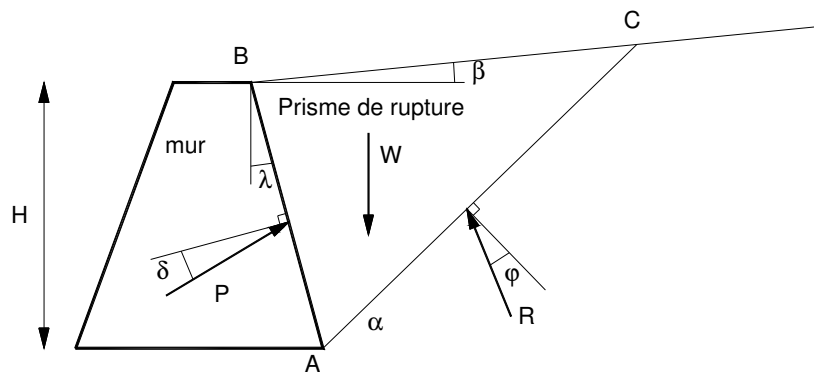


Fig. 2.33. Schéma de rupture selon la méthode Coulomb

L'équilibre du prisme permet de déterminer la force de poussée sur l'écran AB en fonction de l'angle α du plan AC. Dans le cas d'une poussée on obtient :

$$P = W \frac{\sin(\alpha - \varphi)}{\cos(\delta + \lambda + \varphi - \alpha)} \quad (2.56)$$

avec :

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\cos(\lambda - \beta) \cos(\lambda - \alpha)}{\cos^2 \lambda \sin(\alpha - \beta)} \quad (2.57)$$

d'où la force de poussée ;

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad (2.58)$$

avec :

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \lambda)}{\cos^2 \lambda \cos(\delta + \lambda) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta + \lambda) \cos(\beta - \lambda)}} \right]^2} \quad (2.59)$$

▪ Méthode de Monobé-Okabé

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

Le poids volumique apparent du remblai devient :

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

avec K_h : coefficient sismique horizontal

K_v : coefficient sismique vertical

Remarque :

L'angle d'inclinaison de l'accélération apparente vaut : $\theta = \arctan\left(\frac{K_h}{1 \pm K_v}\right)$

Elle consiste :

- à faire subir fictivement à l'ensemble ouvrage/sol une rotation d'angle θ , de façon à ce que l'accélération résultante g' coïncide avec la verticale (Fig. 2.34b). ;
- à remplacer l'intensité g du champ de pesanteur par l'intensité g' de l'accélération résultante ;
- à déterminer de manière classique le coefficient de poussée K_{ad} à partir de ces transformations, et en considérant la même inclinaison δ qu'en statique.

Il suffit alors de réécrire la formule de Coulomb en remplaçant les valeurs de W , β , λ , H par :

$$\gamma_a = \gamma \frac{1 \pm K_v}{\cos \theta}$$

$$\beta_a = \beta + \theta$$

$$\lambda_a = \lambda + \theta$$

$$H_a = \overline{AB} \cos \lambda_a = H \frac{\cos \lambda_a}{\cos \lambda}$$

La force de poussée sous séisme devient :

$$P_{ad} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm K_v) H^2 K_{ad} \quad (2.60)$$

2.7.3 Application des Normes Française « NF »

2.7.3.1 Généralités

La méthode de calcul vise à dimensionner l'ouvrage (mur ou culée) avec une sécurité satisfaisante pour le séisme pris comme référence sur le site, vis-à-vis tant de la stabilité externe que des déformations ou de la stabilité interne. Elle ne prétend pas, si la secousse devait être plus forte, privilégier un type de rupture plutôt qu'un autre : les incertitudes sur les valeurs réelles des caractéristiques en cause rendraient en effet une telle option difficile à maîtriser.

Le séisme étant considéré comme un cas de charge accidentel, tous les coefficients de sécurité usuels sont, pratiquement, réduits de 25 %.

Dans la méthode pratique on admet que l'accélération maximale moyenne dans le massif est donnée par :

$$\begin{cases} a_m/g = (1.45 - a_0/g) a_0/g & \text{pour } a_0 \leq 0.45g \\ a_m/g = a_0 & \text{pour } a_0 > 0.45g \end{cases} \quad (2.62)$$

2.7.3.2 Massifs de soutènement

- **Stabilité externe :**

On la vérifie en ajoutant à la poussée des terres derrière le massif la poussée dynamique supplémentaire E_{ae} (calculée avec la formule classique de Mononobé Okabé) et l'effort d'inertie E_i lié au poids W du massif (Fig. 2.35a). Comme l'accélération ne peut pas être maximale au même instant en tout point du massif et du terrain qu'il soutient, ces deux efforts sont calculés en fait pour $0.5 a_m/g$, selon l'usage pour les murs poids.

- **Stabilité interne :**

On calcule un effort dynamique global E_d , lié au poids W_a de la zone active par la relation : $E_d = W_a a_m/g$. En gros $E_d = 0.2 a_m/g \gamma H^2$ pour les massifs courants. E_d se répartit entre les armatures au prorata de leur surface d'adhérence, produit de leur largeur par la longueur comprise dans la zone résistante (Fig. 2.35b). Il s'ajoute aux efforts de traction statiques (calculés sans intervention de E_{ae} ni de E_i).

Les tensions supplémentaires n'étant pas directement liées aux contraintes verticales, on réduit forfaitairement de 20 % (de façon très conservatrice) la charge verticale prise en compte dans la vérification de l'adhérence.

2.7.3.3 Culées de pont

Le dimensionnement d'une culée de pont s'effectue suivant les mêmes principes, en faisant intervenir les réactions d'appui sismiques du pont, calculés par rapport à l'accélération a_0 .

- **Stabilité externe :**

Elle comprend une vérification de la stabilité propre du sommier d'appui, ou les efforts E_{ae} et E_i partiels qui le concernent sont également calculés avec a_0 .

▪ **Stabilité interne :**

Aux tractions obtenues à partir des seuls efforts statiques on ajoute la distribution entre les armatures de l'effort dynamique interne global E_d . Pour obtenir celui-ci on ajoute au poids propre de la zone active les charges statiques venant du sommier et du pont.

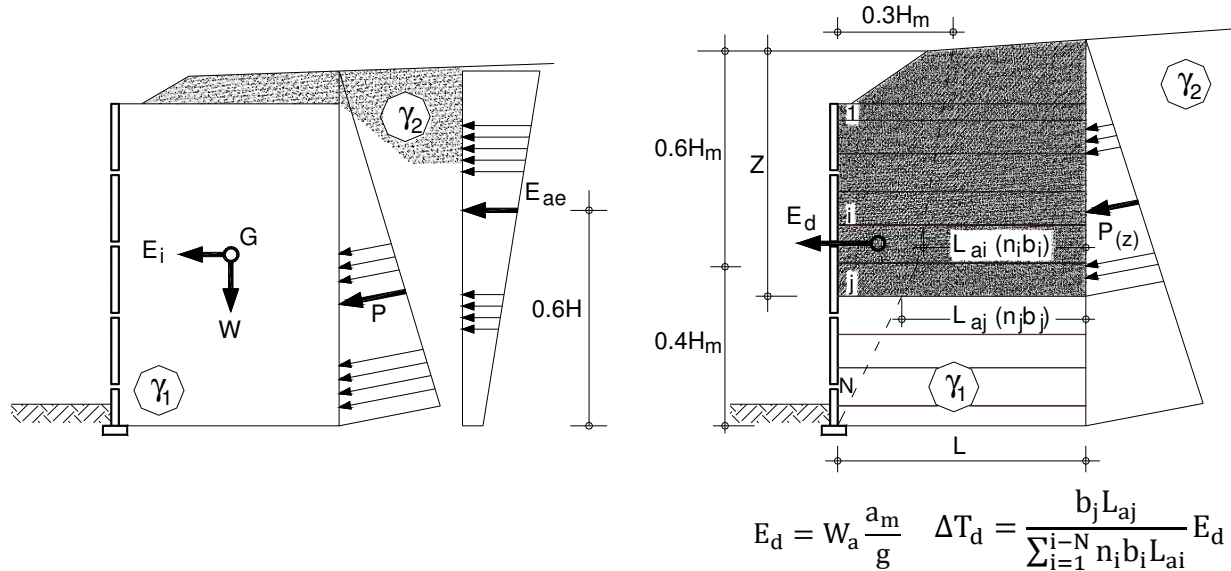


Fig. 2.35.

- a) Efforts pris en compte pour la vérification de la stabilité externe d'un massif de soutènement.
- b) Stabilité interne mode de répartition de l'effort dynamique interne entre les armatures.

La valeur de calcul de la poussée totale E_{ad} peut être calculée, pour les terrains pulvérulents homogènes à partir de la formule de Mononobé et Okabé :

$$E_{ad} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 (1 \pm K_v) K_{ad} \tag{2.63}$$

où

$$K_{ad} = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi - \eta)}{\cos \eta \sin^2 \alpha \sin(\alpha - \eta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \delta) \sin(\varphi - \eta - \beta)}{\sin(\alpha - \eta - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \tag{2.64}$$

avec :

$$\eta = \arctan \left(\frac{K_h}{1 \pm K_v} \right) \tag{2.65}$$

en prenant $(\varphi - \eta - \beta)$ au moins égal à 0.

$$E_{ad} = P + E_{ae} \quad (\text{Fig. 2.35a}).$$

k_h : Coefficient sismique horizontal

k_v : Coefficient sismique vertical

La force due à la poussée dynamique des terres E_{ae} (Fig. 2.35a), égale à la différence entre E_{ad} et la poussée statique P (obtenue en faisant $\eta = 0$ dans la formule de K_{ad} ci-dessus) est considérée comme appliquée à la moitié de la hauteur H du mur (Pr NF P 94-270 - Annexe I).

$$E_i = (50\%)K_h W$$

$$K_h = \frac{a_m}{g}$$

$$\begin{cases} \frac{a_m}{g} = \left(1.45 - \frac{a_0}{g}\right) \frac{a_0}{g} & \text{pour } \frac{a_0}{g} \leq 0.45 \\ \frac{a_m}{g} = \frac{a_0}{g} & \text{pour } \frac{a_0}{g} > 0.45 \end{cases}$$

$$\begin{cases} K_v = \pm 0.5K_h & \text{si } a_{vg}/a_g > 0.6 \\ K_v = \pm 0.33K_h & \text{si } a_{vg}/a_g \leq 0.6 \end{cases} \quad (2.65)$$

a_g : accélération de calcul horizontale

a_{vg} : accélération de calcul verticale (Pr NF P 94-270 - Annexe I).

Remarque :

Dans le cas où les renforcements sont constitués de nappes ou de bandes géosynthétiques, il convient de calculer leur résistance ultime de traction sans tenir compte du coefficient de réduction ρ_{flu} lié au fluage.

2.7.4 Application des Normes Américaines « AASHTO »

C'est presque le même principe pour les normes françaises « NF ».

▪ **Stabilité externe :**

Ajouter aux forces statiques (Fig. 2.36) agissant sur la structure, 50 pour cent de la poussée sismique P_{AE} et la force totale d'inertie P_{IR} . La P_{AE} réduite est utilisée parce qu'il est peu susceptible faire une maximum ces deux forces simultanément.

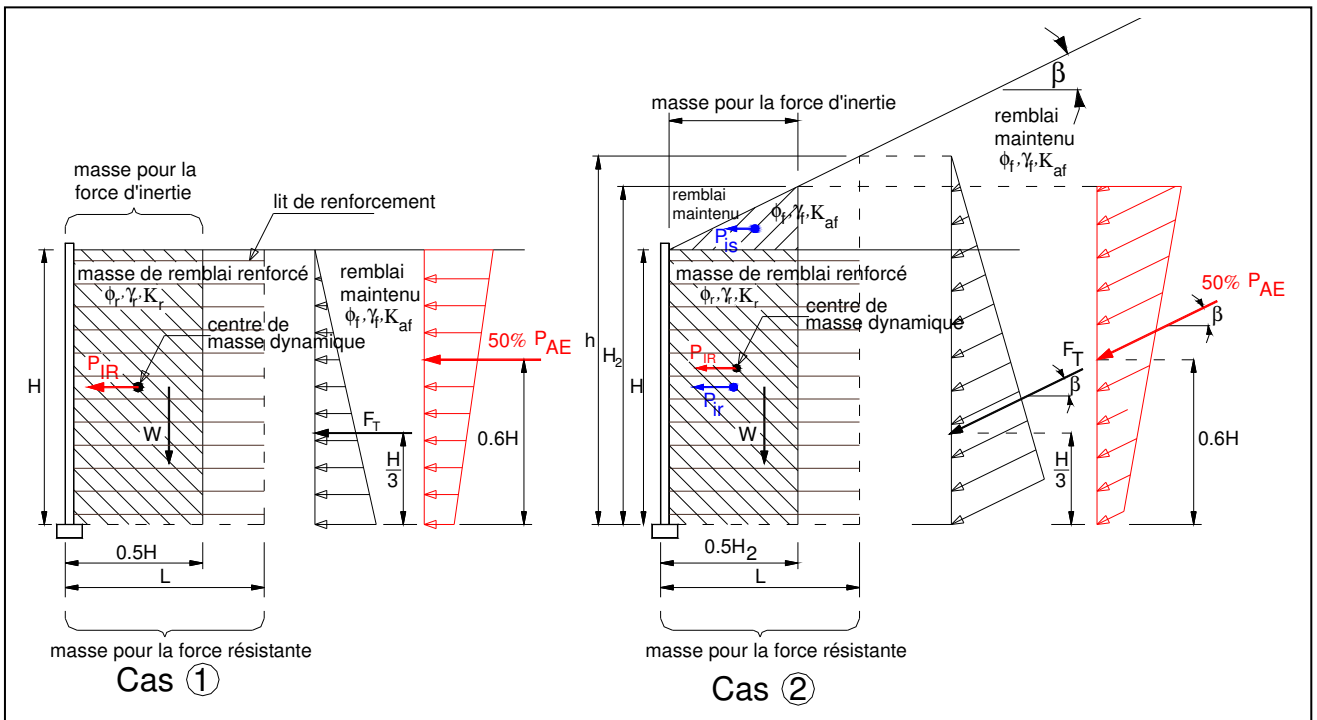


Fig. 2.36. Calcul de l'accélération maximale moyenne dans le massif

$$A_m = (1.45 - A)A \quad (2.66)$$

où :

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

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

Cas 1

$$P_{IR} = 0.5A_m\gamma_r H^2 \quad (2.67)$$

$$P_{AE} = 0.375A_m\gamma_r H^2 \quad (2.68)$$

Cas 2

$$H_2 = H \cdot \frac{\tan \beta \cdot 0.5H}{(1 - 0.5 \tan \beta)}$$

$$P_{IR} = P_{ir} + P_{is} \quad (2.69)$$

$$P_{ir} = 0.5A_m\gamma_f H_2 H \quad (2.70)$$

$$P_{is} = 0.125A_m\gamma_f (H_2)^2 \tan \beta \quad (2.71)$$

$$P_{AE} = 0.5\gamma_f (H_2)^2 \Delta K_{AE} \quad (2.72)$$

avec :

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

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

où :

$I = \beta$: angles (voir fig. :§ 2.6.2.3 alinéa (5))

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

φ = l'angle de frottement de sol

θ = angle (voir fig. :§ 2.6.2.3 alinéa (5))

▪ *Stabilité interne :*

Les charges sismiques produisent une force d'inertie P_1 agissant horizontalement (Fig. 2.37), en plus des forces statiques existantes. On le suppose que l'endroit et la pente de la ligne maximum de force de traction ne change pas pendant le chargement sismique. Les étapes de calcul pour des analyses de stabilité interne en ce qui concerne le chargement sismique sont comme suit :

Calculer l'accélération maximum dans le mur et la force P_1 par largeur d'unité agissant au-dessus de la base :

$$P_1 = A_m W_A \quad (2.32)$$

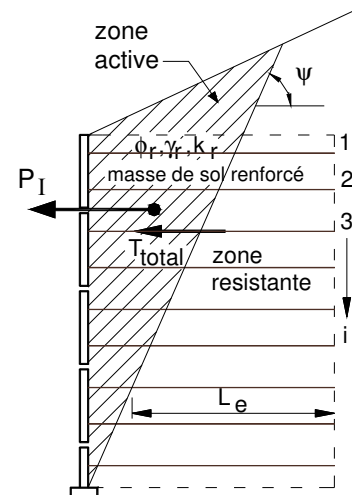


Fig. 2.37. Stabilité interne sismique

W_A est le poids de la zone active (secteur ombragé sur la Fig. 2.37) et A est le coefficient d'accélération d'emplacement d'AASHTO et où A_m peut être réduit à basé sur le mouvement latéral admissible.

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

$$T_{md} = P_I \frac{L_{ei}}{\sum_{i=1}^n (L_{ei})} \quad (2.33)$$

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

La force de traction maximum est :

$$T_{total} = T_{max} + T_{md} \quad (2.34)$$

Vérifier la stabilité en ce qui concerne la rupture et l'arrachement du renforcement, avec des facteurs de résistance Φ séismiques ci- après.

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

Pour le composant statique,

$$S_{rs} \geq \frac{T_{max} \cdot RF}{\Phi R_c} \quad (2.35)$$

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

$$S_{rt} \geq \frac{T_{md} \cdot RF_D \cdot RF_{ID}}{\Phi R_c} \quad (2.36)$$

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

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

Par conséquent, la force finale du renforcement géosynthétique exigé est,

$$T_{ult} = S_{rs} + S_{rt} \quad (2.37)$$

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

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

$$L_e \geq \frac{T_{total}}{\Phi(0.8F^* \alpha \sigma_V C R_c)} \quad (2.38)$$

Φ = facteur de résistance pour l'adhérence du renforcement = 1.20 ; Tableau 11.5.6-1 de AASHTO (2007). Pour α , C et R_c sont définies en 2.5.2.2 étape 2.

2.7.5 Application des Normes Algériennes « RPOA »

- **Coefficient d'accélération de zone**

D'après le RPO Version avril 2007 (PROJET DU REGLEMENT PARASISMIQUE DES OUVRAGES D'ART) Le coefficient d'accélération de zone A est défini en fonction de la zone sismique et de l'importance du pont, est indiqué dans le tableau 3.1 ci dessous :

Tableau 3.1 Coefficients d'accélération de zone

Groupe de pont	Zone sismique			
	I	IIa	IIb	III
1	0.15	0.25	0.30	0.40
2	0.12	0.20	0.25	0.30
3	0.10	0.15	0.20	0.25

✓ Murs de soutènement

La poussée dynamique des terres est calculée par toute méthode scientifiquement validée. A défaut, la méthode de Monobé-Okabé décrite ci dessous peut être appliquée.

On négligera en général la butée et le poids des terres se trouvant à l'avant du mur.

Les efforts d'inertie du mur ou des terres reposant sur la semelle sont calculés à partir des coefficients sismiques k_H et k_V .

$$\begin{aligned} k_H &= A \\ k_V &= 0,3 k_H \end{aligned} \quad (2.39)$$

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 3.1)

Sous séisme, la poussée dynamique globale, comportant à la fois les effets statiques et dynamiques de la poussée active des terres, s'exerce à mi-hauteur de la paroi (diagramme de pression rectangulaire) et a pour valeur :

$$F_{ad} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 (1 \pm K_v) K_{ad} \quad (2.40)$$

avec :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^2} \quad (2.41)$$

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

H est la hauteur du mur ;

γ est le poids volumique des terres,

φ l'angle de frottement interne du remblai sans cohésion,

β angle de la surface du remblai sur l'horizontal.

Lorsque le terre-plein supporte une charge uniforme d'intensité q, la poussée dynamique active globale correspondante est prise égale à :

$$F_{ad}(q) = \frac{qH}{\cos \beta} \cdot (1 \pm K_v) K_{ad} \quad (2.42)$$

2.8 CONCLUSION

ce qui a été vu dans ce chapitre, que le dimensionnement des culées de pont en sol renforcé par géogrilles selon les deux récentes normes, la norme française "Pr NF P 94-270" 2007 et la norme américaine "AASHTO" 2007, présentent en fait une différence remarquable. On cite les différences importantes dans les cas suivants :

Stabilité externe :

- ✓ La poussée des terres :

La poussée du remblai pulvérulent situé derrière le massif est supposée inclinée à l'angle δ selon La norme française est calculée avec le coefficient de Coulomb, par contre, la norme américaine $\delta = 0$, la poussée est donc calculée avec le coefficient de Rankine.

La profondeur z pour le calcul de la force de poussée derrière le massif comptée à partir de la hauteur totale H_t selon La norme française et de la hauteur H pour la norme américaine.

Stabilité interne :

- ✓ Hauteur mécanique et lignes des tractions maximales :

La norme française propose deux lignes des tractions.

- une ligne pour la fonction support de charge (fonction de diffusion) ;
- une ligne pour la fonction soutènement.

La norme américaine propose une ligne des tractions maximales qui n'est pas encore bien définie dans le cas de renforcement par géogrille.

- ✓ La diffusion de charges apportées par le pont :

La norme française appuyée sur la diffusion de Boussinesq ;

La norme américaine appuyée sur la diffusion simplifiée.

– Au moment dû à la poussée des terres et à la force horizontale en tête la norme française ajoute les moments provenant du déport des charges diffusées (M_{diff}).

– Différence totale sur la diffusion des actions horizontales.

- ✓ Absence de données expérimentales sur le coefficient $C_{i\phi}$ dans le calcul de la résistance d'interaction sol – renforcement dans la norme française.

L'application de quelques exemples par le programme de calcul développé avec Microsoft Excel montre une convergence sur les résultats obtenus par les deux normes dans le cas où le calcul se fait sans combinaison d'action. Par contre si on introduit la combinaison d'action (le cas échéant), les résultats de la norme française sont sévères que celle de la norme américaine, ce qui signifie que la norme française est bien adaptée comme une méthode de dimensionnement des culées de pont en sol renforcé par géogrilles, car elle nous amène dans le cas de sécurité.

PARTIE II : SIMULATION NUMÉRIQUE

Chapitre 3 :

PRÉSENTATION DES OUTILS DE SIMULATION NUMÉRIQUE

3.1 INTRODUCTION

L'objectif de la modélisation « au sens large » en géotechnique est souvent la recherche d'une réponse, d'une solution à un problème particulier et complexe. La modélisation numérique est un outil puissant, elle est en constante progression depuis les années cinquante. Aujourd'hui, la modélisation intervient dans tous les domaines sans exception. Les méthodes numériques en géotechnique ont pour but de décrire, d'expliquer ou de prédire le comportement d'une structure naturelle ou artificielle sur la base de lois physiques qui relient les variations des contraintes aux déformations et aux déplacements.

La géotechnique utilise une gamme de méthodes numériques diverses et variées qui s'adaptent aux caractères particuliers des terrains (sol et roche). Nous indiquons des quelques logiciels professionnels suivants :

- Flac 2D, FLAC Slope (Itasca, USA), pour traiter de tout problème contrainte-déformation du sol et surtout l'analyse des mouvements de pente).

- UDEC, 3DEC (Itasca, USA), pour la modélisation des tunnels en milieu rocheux, de la stabilité des massifs rocheux, ainsi que de la maçonnerie.
- PLAXIS 8.0 (Delft, Pays-Bas), pour toute modélisation ayant trait au sol (consolidation, fondation, centre d'enfouissement technique, ouvrages de soutènement, etc.). Ce logiciel est actuellement le plus utilisé au monde dans le domaine de la géotechnique.

Nous avons donc volontairement choisi d'utiliser le code Plaxis.

PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques, développé par PLAXIS BV des Pays Bas. Son nom est une combinaison de déformation plane et axisymétrique (**PL**ane strain and **AXIS**ymmetric). Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows.

Il permet l'analyse de problèmes géotechniques en 2D, et se caractérise notamment par:

- Un générateur automatique de maillage;
- Analyse aux éléments finis des projets géotechniques : déplacements, stabilité, capacité portante, etc.
- Outil particulièrement convivial, pour l'ingénierie et la recherche.
- Interactions sols/structure (éléments interfaces) ;
- Couplage avec les calculs hydrauliques (calculs d'écoulements en régime permanent) ;
- Calculs de consolidation ;
- Calculs de coefficients de sécurité (procédure ϕ/c réduction) ;
- Calculs en grandes déformations ;
- Calculs dynamique (Pour la simulation des vibrations et séismes) ;
- Plusieurs lois de comportement disponibles : linéaire élastique, Mohr-Coulomb, Hardening Soil, Soft Soil, Soft Soil Creep, Jointed Rock Model, User-defined model.

3.2 MODÉLISATION DES CULÉES EN SOL RENFORCÉ PAR PLAXIS

3.2.1 Modélisation du Comportement du Sol

PLAXIS propose différents modèles qui permettent de simuler le comportement d'un sol. Un commentaire rapide sur les modèles disponibles est donné ci-dessous:

- *Modèle élastique linéaire:*

Ce modèle représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope. Le modèle comporte deux paramètres de rigidité élastique, le module d'Young, E , et le coefficient de Poisson, ν . Le modèle linéaire élastique est très limité pour simuler le comportement d'un sol. Il est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol.

- **Modèle de Mohr-Coulomb:**

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

- **Modèle pour les roches fracturées (Jointed Rock model):**

C'est un modèle élasto-plastique anisotrope, pour lequel le cisaillement plastique peut se produire seulement dans un nombre limité de directions de cisaillement. Ce modèle peut être utilisé pour simuler le comportement des roches stratifiées ou fracturées.

- **Modèle de sol avec écouissage (Hardening Soil Model) :**

C'est un modèle hyperbolique de type élasto-plastique formulé dans le cadre de la plasticité avec écouissage en cisaillement. De plus, ce modèle prend en compte l'écrouissage en compression pour simuler le compactage irréversible d'un sol sous son premier chargement en compression. Ce modèle du deuxième ordre permet de simuler le comportement des sables, des graves, mais aussi de sols plus mous comme les argiles et les limons.

- **Modèle pour les sols mous (Soft Soil model):**

C'est un modèle de type Cam-Clay qui permet de simuler le comportement de sols mous comme des argiles normalement consolidées ou de la tourbe. Ce modèle s'applique très bien aux situations où la consolidation primaire est prépondérante.

- **Modèle pour les sols mous avec fluage (Soft Soil creep model):**

C'est un modèle du deuxième ordre formulé dans le cadre de la viscoplasticité. Ce modèle permet de simuler le comportement des sols mous, comme les argiles ou les tourbes normalement consolidées, en fonction du temps. Ce modèle prend en compte la compression logarithmique.

- **Modèle défini par l'utilisateur**

Cette option permet de définir et d'utiliser des lois de comportement autres que les modèles standard de PLAXIS.

Toutes les modélisations ont supposé un comportement élasto-plastique répondant au modèle à critère de rupture de Mohr-Coulomb, modèle le plus couramment utilisé en mécanique des sols. Le comportement élasto-plastique peut être représenté par le modèle monodimensionnel (Fig. 3.1) associant un ressort de raideur K pour symboliser l'élasticité et un patin de seuil S_0 .

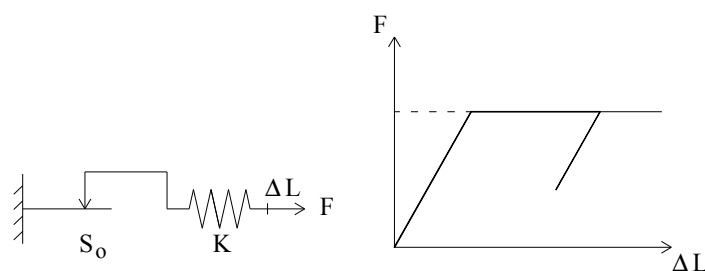


Fig. 3.1. Représentation monodimensionnel du comportement élasto plastique

Le modèle élasto-plastique "Mohr-Coulomb" est caractérisé par cinq paramètres, à savoir :

en élasticité,	E	module d'élasticité de Young,
	ν	coefficient de Poisson,
en plasticité,	C	cohésion,
	ϕ	angle de frottement,
	ψ	angle de dilatance.

Sous sollicitation triaxiale, les paramètres du modèle peuvent être représentés (Fig. 3.2) :

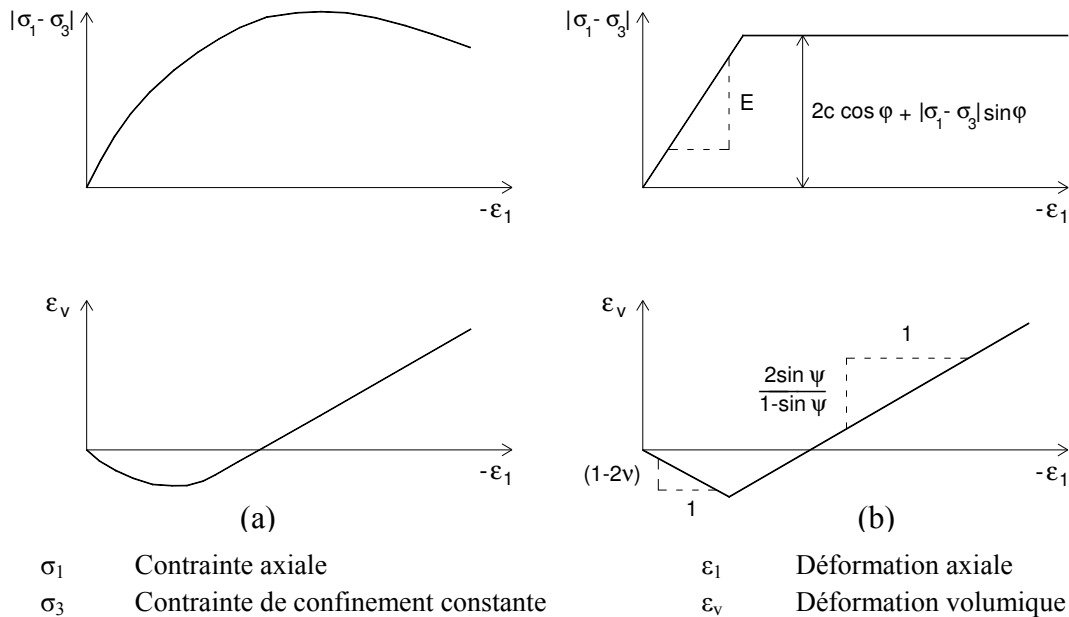


Fig. 3.2. Résultats d'essais triaxiaux standards (a) et modèle élasto-plastique (b)

3.2.2 Les géogrilles

Les géogrilles sont des éléments élancés possédant une rigidité normale mais aucune rigidité de flexion. Les géogrilles ne peuvent résister qu'à des efforts de traction et non à des efforts de compression. Ces éléments sont principalement utilisés pour modéliser des renforcements de sol. Les nappes géogrilles sont modélisées par un élément de structure appelé "geogrid". Cet élément est régi par un comportement parfaitement élastique sans aucune limitation de la tension interne, l'élément est seulement caractérisé par sa rigidité axiale EA , c'est-à-dire le module de rigidité J du géosynthétique (Fig. 3.3).

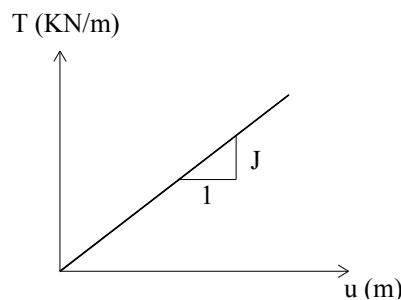


Fig. 3.3. Modélisation du comportement de l'élément "géogrille" sur PLAXIS

Il est à noter que l'introduction d'un élément géosynthétique dans le modèle, sans introduction d'éléments d'interface, ne provoque aucunement l'apparition de nouveaux nœuds dans le maillage ; les caractéristiques mécaniques du géosynthétique modifiant le comportement global de la géométrie sont simplement introduites dans la matrice de rigidité comme condition supplémentaire reliant le comportement de certains nœuds.

Exemple des propriétés d'une nappe de géogrille

Un type de geogrid SB UX-1600 (HDPE) et PET (Matex-60) avec les propriétés suivantes, correspondant aux fabricants données :

Geogrid HDPE

1. Module d'élasticité (E)	$1.05 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$	150.000 psi
2. Aire (A)	0.0018 m^2	2.8 in^2
3. Moment d'inertie (I)	$4.9 \times 10^{-10} \text{ m}^4$	$1.2 \times 10^{-3} \text{ in}^4$ (à titre indicatif)

Geogrid PET

1. Module d'élasticité (E)	$5.8 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$	900.000 psi
2. Aire (A)	0.0018 m^2	2.8 in^2
3. Moment d'inertie (I)	$4.9 \times 10^{-10} \text{ m}^4$	$1.2 \times 10^{-3} \text{ in}^4$ (à titre indicatif)

L'aire est calculée comme aire équivalente par largeur d'unité du géogrille, et le module d'élasticité est égal au module de traction du géogrille (kN/m) divisé par l'épaisseur.

Cas de Bandes de géogrilles

Cependant, afin de modéliser les bandes de renforcement sur les conditions de déformation plane, une approximation doit être faite. C'est ainsi parce qu'en réalité les bandes sont les éléments distincts et le problème du renforcement de sol avec l'utilisation de tels éléments est un problème à trois dimensions (Fig. 3.4). Dans l'analyse de déformation plane, les bandes sont considérées continues dans la direction dehors de plan, c.-à-d. le problème est traité avec les conditions 2-D.

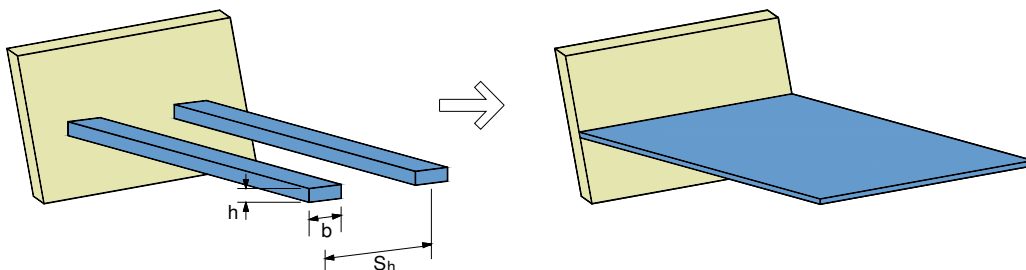


Fig. 3.4. Représentation de l'analyse 3-D et 2-D (déformation plane)

Afin de les modéliser correctement, on doit déterminer les propriétés équivalentes à une bande distincte d'une feuille telle que celle représentée sur le (Fig. 3.4). Pour faire ainsi, les propriétés doivent être normales par mètre linéaire.

$$(EA)_{\text{éq}} = N(EA)_s = \frac{1}{S_h} (EA)_s$$

où

N est tout le nombre de bandes par mètre linéaire,

A_s est la section de la bande,

E_s est le module d'élasticité de la bande,

S_h est l'espacement horizontal des bandes.

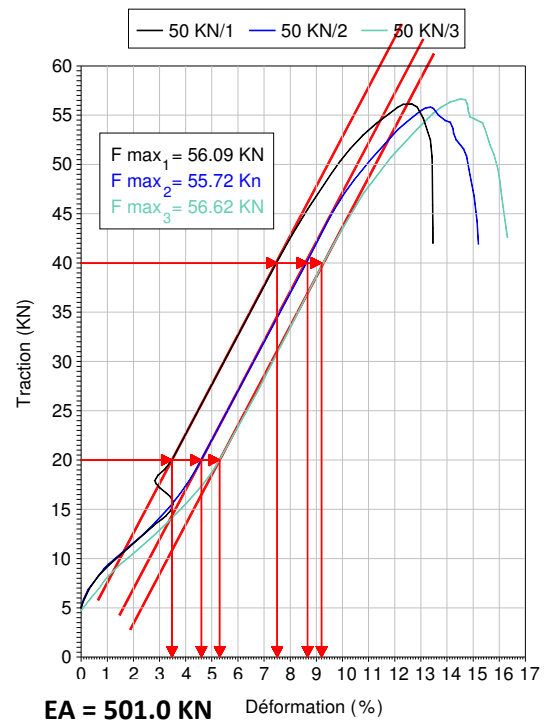
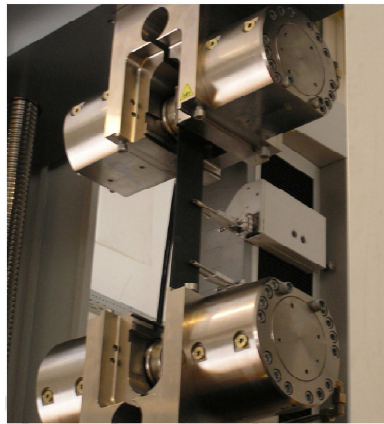


Fig. 3.5. Exemple d'un essai sur des bandes type PARAWEB

Dans nôtres modélisations on utilise que des nappes de géogrilles.

3.2.3 Les interfaces

Les interfaces sont utilisées pour modéliser les interactions entre les structures et le sol. Les interfaces sont composées d'éléments "Interface". La figure (Fig. 3.6) montre comment les éléments d'interface sont connectés aux éléments du sol. Si les éléments de sol à 6 nœuds sont utilisés, les éléments d'interface correspondant sont définis par trois paires de nœuds, alors que pour les éléments de sols à 15 nœuds, les éléments d'interface sont définis par cinq paires de nœuds. Sur la figure, les éléments d'interface sont montrés avec une épaisseur finie, mais dans la formulation des éléments finis, les coordonnées de chaque paire de nœuds sont identiques, ce qui signifie que les éléments ont une épaisseur nulle.

Chaque interface à une "épaisseur virtuelle" qui lui est assignée ; c'est une dimension imaginaire utilisée pour obtenir les propriétés du matériau de l'interface. Cette épaisseur virtuelle est définie comme le produit du facteur d'épaisseur virtuelle (Virtual thickness factor) par la taille moyenne de l'élément. La taille moyenne de l'élément est déterminée par le réglage de la précision du maillage. La valeur par défaut de *Virtual thickness factor* est de 0.1. Cette valeur peut être changée en double cliquant sur la ligne géométrique et en sélectionnant l'interface dans la boîte de dialogue. Toutefois, des précautions doivent être prises en changeant le facteur par défaut. Cependant, si des éléments d'interface sont sujets à des contraintes très importantes, il peut être nécessaire de réduire l'épaisseur virtuelle.

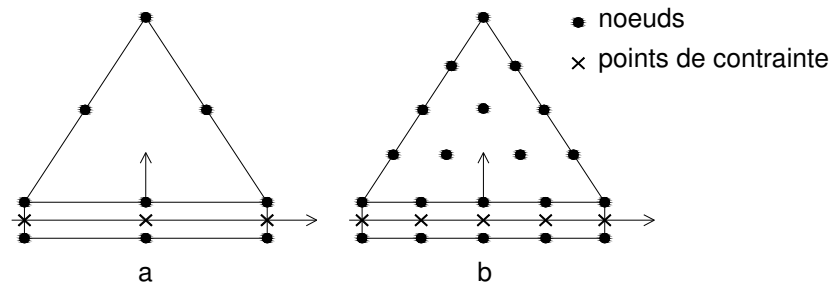


Fig. 3.6. Distribution des nœuds et des points de contrainte dans les éléments d'interface et jonction avec les éléments du sol

La matrice de rigidité des éléments d'interface est obtenue en utilisant les points d'intégration de Newton-Cotes. La position de ces points d'intégration, (ou points de contrainte) coïncide avec la position des paires de nœuds. Ainsi, pour les éléments d'interface à 6 nœuds, une intégration de Newton-Cotes avec 3 points est utilisée, alors que les éléments d'interface à 10 nœuds nécessitent 5 points d'intégration.

Résistance d'interface (R_{inter})

Un modèle élasto-plastique permet de décrire le comportement des interfaces dans la modélisation des interactions sol-structures. Le critère de Coulomb est utilisé pour distinguer le comportement élastique, où de petits déplacements peuvent apparaître aux interfaces, et le comportement plastique pour lequel des glissements permanents peuvent se produire. Pour les interfaces dont le comportement reste élastique, la contrainte tangentielle τ est donnée par:

$$|\tau| = \sigma_n \tan \varphi_i + c_i \quad (3.1)$$

et pour un comportement plastique τ est donné par:

$$|\tau| = \sigma_n \tan \varphi_i + c_i \quad (3.2)$$

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

$$\begin{cases} c_i = R_{inter} \cdot c_{sol} \\ \tan \varphi_i = R_{inter} \cdot \tan \varphi_i \end{cases} \quad (3.3)$$

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

l'angle de dilatance est donné par la relation suivante :

$$\Psi_i = \begin{cases} 0 & \text{pour } R_{inter} < 1 \\ \Psi_{sol} & \text{pour } R_{inter} = 1 \end{cases} \quad (3.4)$$

Suggestions pour R_{inter} :

- Interaction Sable/acier = $R_{inter} \approx 0.6 - 0.7$
- Interaction Argile/acier = $R_{inter} \approx 0.5$
- Interaction Sable/béton = $R_{inter} \approx 1.0 - 0.8$
- Interaction Argile/béton = $R_{inter} \approx 1.0 - 0.7$
- Interaction Sol/géogrid = $R_{inter} \approx 1.0$ (l'interface ne peut être exigée)
- Interaction Sol/géotextile = $R_{inter} \approx 0.9 - 0.5$ (cliquant, textile)

Remarques :

– La cohésion a la dimension d'une contrainte. PLAXIS peut manipuler des sables sans cohésion ($c = 0$), mais certaines options ne fonctionneront pas bien. Pour éviter les complications, il est conseillé aux utilisateurs peu expérimentés d'entrer au moins une valeur faible (prendre $c > 0.2$ kPa). PLAXIS propose une option spéciale pour les couches dans lesquelles la cohésion croît avec la profondeur (voir Paramètres avancés), nous avons dû introduire cette valeur dans la modélisation, même s'il n'est pas prouvé qu'il existe une cohésion C_i à l'interface sol-géosynthétique. Quant aux caractéristiques élastiques E et ν , elles ont été prises identiques à celles du sol renforcé.

– L'angle de dilatance ψ (psi), est donné en degrés. Sauf pour les couches très surconsolidées, les sols argileux ne présentent aucune dilatance ($\psi = 0$). La dilatance d'un sable dépend de sa densité et de son angle de frottement. Pour des sables siliceux, un ordre de grandeur est $\psi \approx \varphi - 30^\circ$. Dans la plupart des cas toutefois, l'angle de dilatance est nul pour des valeurs de φ inférieures à 30° . Une valeur négative faible pour ψ n'est réaliste que pour des sables extrêmement lâches.

– Si la résistance d'interface est régie par l'option Manuel, la valeur de R_{inter} peut être entrée manuellement. En général, pour des interactions réelles entre sol et structure, l'interface est plus faible et plus déformable que la couche de sol associée, ce qui signifie que la valeur de R_{inter} est inférieure à 1. Des valeurs représentatives de R_{inter} dans le cas d'interactions entre différents types de sols et de structures peuvent être trouvées dans la littérature. En l'absence d'informations plus détaillées, il est classique de prendre un R_{inter} d'environ $2/3$ pour un contact sable-acier et d'environ $1/2$ pour des contacts argile-acier ; les interactions avec du béton donnent des valeurs légèrement supérieures. Des valeurs de R_{inter} supérieures à 1 ne devraient normalement pas être utilisées.

3.2.4 Les Panneaux de revêtement

Différent type de revêtement peuvent être utilisés en structures de sol renforcées. Les études courantes considèrent les panneaux segmentaires (écailles) bien connus de béton préfabriqué.

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

la flexion) et une rigidité normale. Par exemple, des poutres peuvent être utilisées pour simuler l'influence des murs, des coques, ou des pieux dans la z-direction. Les paramètres les plus importants sont la rigidité de flexion (rigidité à la flexion) EI et la rigidité axiale EA .

Les éléments de structure "Plates" (poutre) :

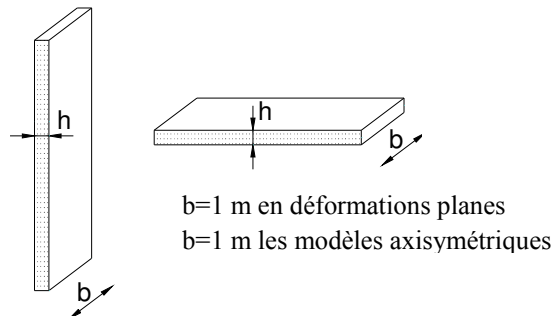
Le logiciel PLAXIS offre la possibilité de modéliser des éléments de structure tels que des fondations en béton armé, des murs-voiles de soutènement, des coffrages... par l'élément "Plate". Ces éléments peuvent suivre des rhéologies élastiques et élastoplastiques. Dans le cas d'une élasto-plasticité, le projecteur doit rentrer le moment de plastification de la poutre préalablement calculé. Dans les modélisations réalisées, nous n'avons considéré qu'un comportement élastique.

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

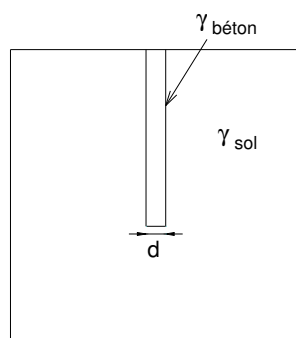
- la valeur EA égale au produit de la section de poutre (bh dans le cas d'une section rectangulaire) et du module d'élasticité du matériau constitutif de la poutre,
- la valeur EI égale au produit du second moment d'inertie ($bh^3/12$ dans le cas d'une section rectangulaire) et du module d'élasticité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

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

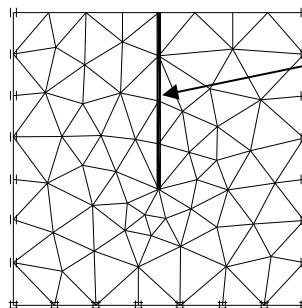
$$d_{eq} = \sqrt{12 \frac{EI}{EA}}$$



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



réalité



modèle

Poutre (plats):

$d = 0$

Poids W (charge verticale distribuée)

$$w = (\gamma_{b\acute{e}ton} - \gamma_{sol}) \cdot d_{r\acute{e}el}$$

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

Afin d'empêcher le contact direct et les dommages possibles des panneaux de revêtement de béton comme ils appuient l'un sur l'autre, les éléments joints qui habituellement s'appellent plot et sont fabriqués du caoutchouc d'EPDM (éthylène-propylène-diène-monomère) (Fig. 3.7) sont installés entre elles. Ces éléments fournissent l'équilibre nécessaire entre la compressibilité sous la charge accrue et la capacité de maintenir le joint de panneau en état ouvert. Deux options ont été examinées sur Plaxis afin de modéliser les plots d'EPDM : comme éléments de poutre ou comme articulations. Une articulation est un raccordement de poutre qui tient compte d'une rotation discontinue au point de raccordement (joint). Ceci signifie que les extrémités de poutre peuvent tourner librement en ce qui concerne l'un sur l'autre. Cependant, cette option ne reflète pas la compressibilité qui se développe entre les panneaux dus à la présence des caoutchoucs.

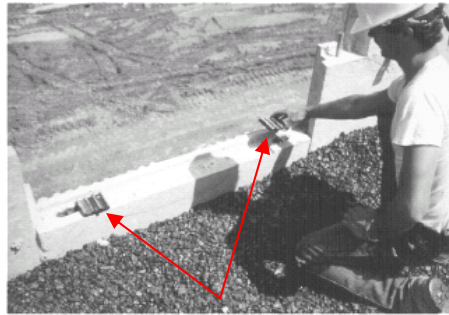


Fig. 3.7. Plots d'EPDM

En raison du contrainst de logiciel lié à l'échelle du problème, des utilisateurs sont modélisés les plots avec une hauteur égale à 60 mm, au lieu de 20 mm, suivant les indications du (Fig. 3.8). Nous voulons que la déformation sur le plot de 60 mm soit égale à la déformation du plot de 20 mm, c.-à-d. nous voulons $\Delta h_{20} = \Delta h_{60}$.

Basé sur des études par RECo, les plots d'EPDM démontrent un comportement biphasé de contrainte- déformation (**RECo, 2000**).

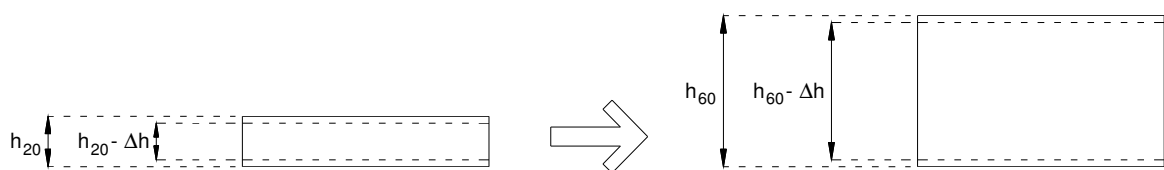


Fig. 3.8. Modélisation des plots d'EPDM dans les éléments finis

Dans notre modélisation la liaison entre éléments de poutre c'est une articulation (Fig. 3.9) autorisant la rotation au point de jonction. Par défaut, en un point de la géométrie où des éléments de poutre concourent, la rotation est continue et le point ne possède qu'un seul degré de liberté en rotation. En d'autres termes, la liaison entre éléments de poutre est rigide par défaut (encastrement). Si l'utilisateur souhaite créer une articulation (une extrémité de poutre peut fléchir librement), l'option *Hinge and rotation spring* peut être sélectionnée à partir du menu Géométrie ou en cliquant sur le bouton correspondant dans la barre d'outils.

Lorsque cette option est choisie, et qu'est sélectionné un point de la géométrie au niveau duquel deux éléments de poutre ou plus sont liés, la fenêtre des articulations (*Hinge and rotation spring*) apparaît, présentant une vue détaillée de la liaison avec toutes les poutres qui y aboutissent. Pour chaque extrémité de poutre, l'utilisateur peut indiquer si la liaison est une articulation ou un encastrement. Une articulation est indiquée par un cercle vide et un encastrement par un cercle plein. En cliquant sur l'un de ces cercles, la liaison de poutre correspondant commute entre encastrement et articulation. Pour chaque articulation, un degré de liberté supplémentaire en rotation est introduit afin de permettre une rotation indépendante.

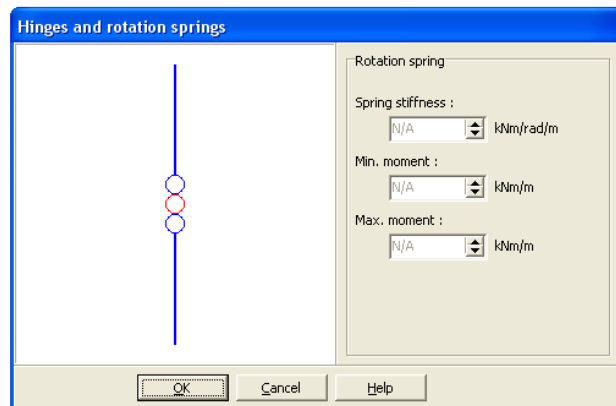


Fig. 3.9. Exemple de point de jonction dans la fenêtre Hinges and rotation springs

3.2.5 Modélisation de l'interface sol/béton

Les interfaces sol/béton démontrent toujours le comportement réduit de résistance en ce qui concerne aux interfaces sol/sol. Des facteurs typiques pour diminuer l'angle de frottement et l'interception cohésive le long de telles interfaces sont fournis dans la littérature. Pour cette étude un facteur de 0.67 est employé.

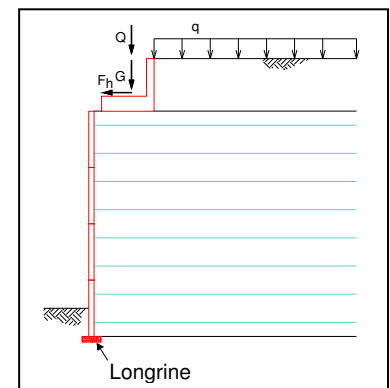
3.2.6 Modélisation de la Semelle du pont

La semelle de pont (sommier) est modélisée avec des éléments triangulaires de 15 nœuds *élastiques linéaires non poreux*. L'intégration numérique de ces éléments implique 12 points de contraintes gaussiens.

3.2.7 Modélisation de longrine de mise à niveau (Leveling Pad)

La longrine de mise à niveau est typiquement en béton non-armé et son but est de servir de guide à la construction de panneaux de revêtement. La longrine de mise à niveau n'est pas prévue comme appui structural de base. Ses dimensions sont en général 150 mm d'épaisseur et largeur de 300 mm. La longrine de mise à niveau peu modélisé dans l'exact la même manière, et avec les mêmes propriétés, comme sommier de pont, et d'autres utilisateurs modélisent la longrine avec des éléments poutres "plate", ou la négligée.

Dans nôtres modélisation on n'inclure pas des longrines.



3.2.8 Maillage

Le maillage de la géométrie sous PLAXIS a été pensé afin de satisfaire aux conditions de précision des calculs et de vitesse optimale de résolution. A ces fins, le maillage a été densifié à proximité de l'ouvrage de soutènement (zone la plus sollicitée et déformée) et élargi progressivement vers les limites du modèle.

Les limites du modèle sont déterminées de manière à éviter toute interférence avec la zone d'influence – en termes de modification des états de contrainte et de déformation – de l'ouvrage.

3.2.9 Conditions aux limites

Les conditions imposées aux limites du modèle sont des conditions en déplacement.

Afin de permettre l'initialisation des contraintes sans perturbation par les frontières, les déplacements verticaux sont autorisés sur les limites latérales.

Les nœuds situés sur la limite horizontale inférieure sont bloqués.

La surface topographique étant une surface libre, tout déplacement est tolérée sur cette limite supérieure.

3.2.10 Phasage des calculs

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

- Étape 1 : Modélisation de base (l'équilibre sous poids propres est réalisé -initialisation des contraintes-).
- Étape 2 : Installation d'un panneau de revêtement.
- Étape 3 : Le placement d'une couche de sol renforcé et remblai arrière (l'équilibre sous poids propres est réalisé)
- Étape 4 : Appliquer les contraintes de compactage.
- Étape 5 : Enlever la charge de compactage et installation d'une première couche du renforcement.
- Étape 6 : Installation de panneau suivant de revêtement sur le panneau initial, et répéter l'étape 3 pour présenter 5 jusqu'à atteindre le panneau supérieur.

L'application d'un compacteur au remblai de mur va causer une augmentation provisoire des efforts verticaux dans le remblai. En même temps, l'installation horizontale de pressions par effort vertical sera produite. Par conséquent, la charge de compactage a l'effet significatif sur la déformation de panneau de mur.

Pour simplifier l'analyse, la force de compactage est simulée à chaque hauteur d'un panneau.

La figure ci dessous (Fig. 3.10a) donne un exemple sur la modélisation de l'effet de compactage.

Autres utilisateurs donnent une charge inférieure juste derrière le parement (Fig. 3.10b) car les compacteurs ne devraient pas être autorisés en raison des dommages possibles aux renforts.

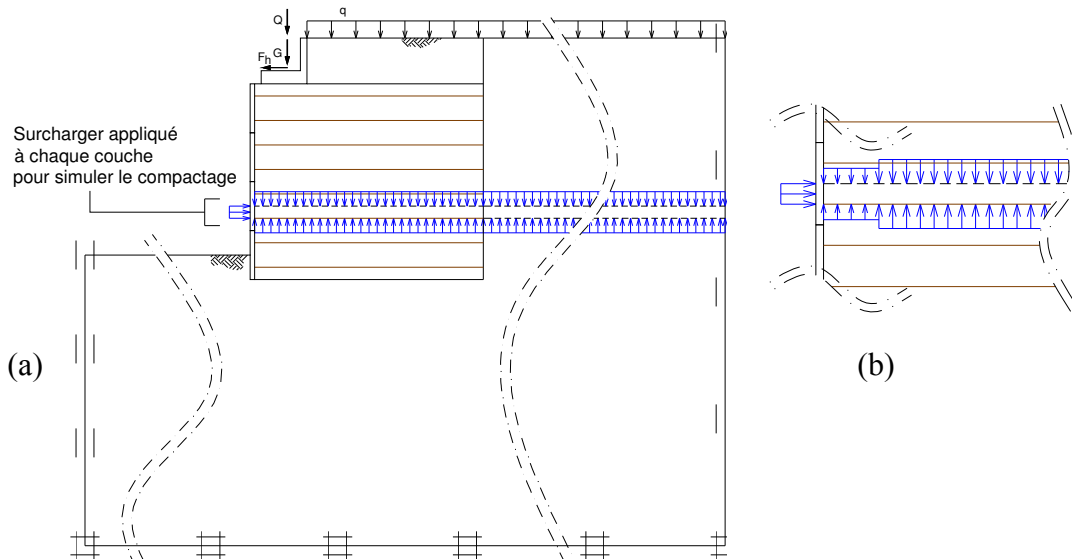


Fig. 3.10. Exemple de simulation des efforts de compactage

Dans notre modélisation on n'inclut pas les efforts de compactages.

3.3 MODÉLISATION DE SÉISME

3.3.1 Introduction

Le code PLAXIS offre deux types d'analyse aux chargements Séismiques :

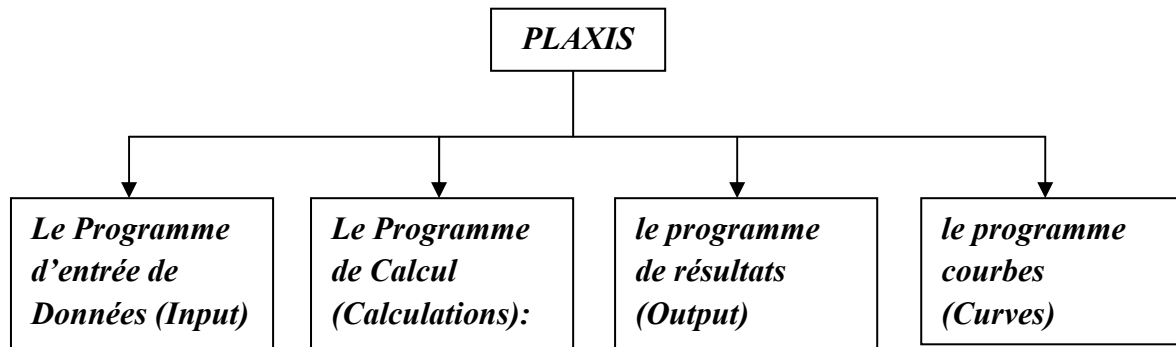
- une analyse pseudo-statique (En plus de la gravité normale, l'utilisateur peut prescrire une accélération indépendante pour modéliser des efforts dynamiques dans une analyse pseudo-statique).
- une analyse dynamique (par exemple à partir d'accélérogrammes appliqués à la base du modèle) qui est une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

3.3.2 Études dynamique

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

Les frontières verticales sont prises relativement lointaines de l'ouvrage. L'amortissement physique dans l'ouvrage et le sol est simulé au moyen d'amortissement de Rayleigh. Le tremblement de terre est modélisé en imposant un déplacement à la frontière inférieure. Avec l'unité standard de la longueur utilisée dans PLAXIS [m].

Dans la présente partie la fonctionnalité pour une analyse dynamique par PLAXIS est suivie dans l'explication ci-après.



Le Programme d'entrée de Données (Input)

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

Le Programme de Calcul (Calculations):

- Choissant l'analyse dynamique
- Paramètres
- Multiplicateurs

Procédé pour exécuter une analyse dynamique

Le Programme d'entrée de Données (Input)

Dans les réglages généraux d'un nouveau projet vous pouvez définir les conditions de base pour les analyses dynamiques que vous voulez exécuter. Des analyses dynamiques dans PLAXIS peuvent principalement être divisées en deux types de problèmes :

- vibrations de Simple-source
- Problèmes de tremblement de terre (séisme)

Problèmes de tremblement de terre (séisme)

Dans des problèmes de tremblement de terre la source de chargement dynamique est habituellement appliquée le long du fond du modèle résultant aux ondes de cisaillement qui propagent vers le haut. Ce type de problèmes est généralement simulé avec un modèle de déformation plane. A noter qu'un modèle de déformation plane n'inclut pas l'amortissement géométrique. Par conséquent il peut être nécessaire d'inclure l'amortissement matériel pour obtenir des résultats réalistes.

- Amortissement matériel (Rayleigh alpha et beta)

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

$$C = \alpha_R M + \beta_R K \tag{3.5}$$

avec K : matrice de rigidité
M : matrice de masse

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

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

$$\alpha + \beta \omega_i^2 = 2 \omega_i \xi_i \tag{3.6}$$

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

Si on suppose cet amortissement réduit identique aux 2 fréquences ($\xi_1 = \xi_2 = \xi$), (D. Combescure 2006) on a :

$$\alpha = \frac{2\xi\omega_1\omega_2}{\omega_1 + \omega_2} \quad \text{et} \quad \beta = \frac{2\xi}{\omega_1 + \omega_2} \tag{3.7}$$

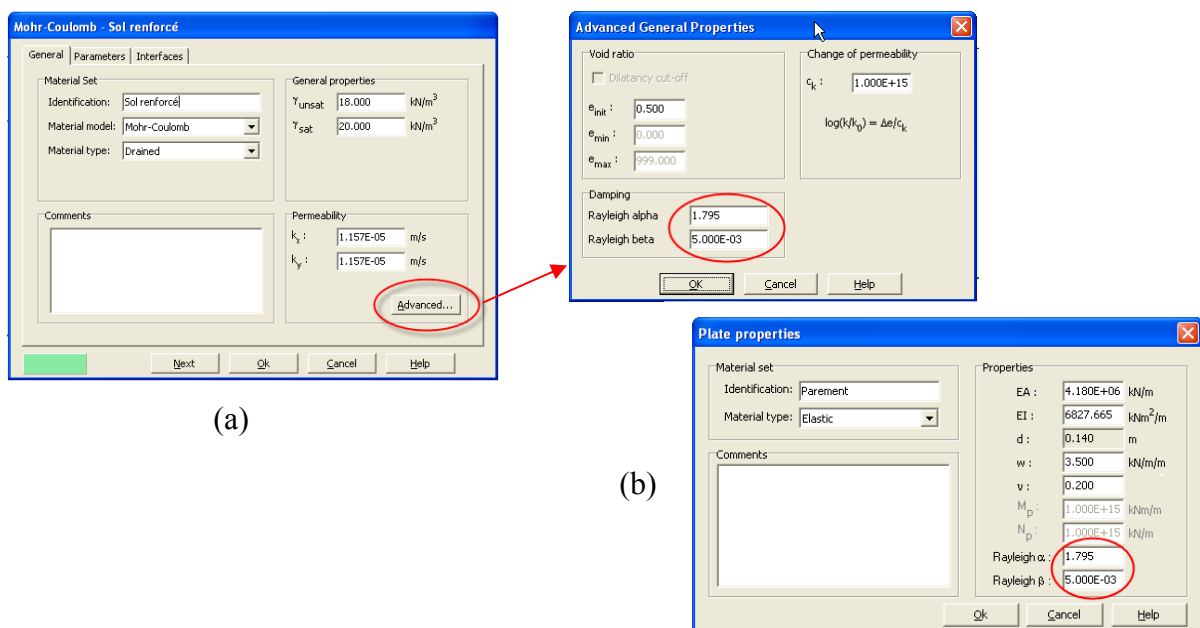


Fig. 3.11. Fenêtres d'entrée les coefficients d'amortissement de Rayleigh α et β
(a) sols et interfaces
(b) éléments Plate

Pour les autres données qui concernent le programme d'entrée de données (Input) sont montrées par (Fig. 3.12)

- La fenêtre des réglages généraux (General settings)
- Charges et Conditions aux Limites (Loads and Boundary conditions)
- Déplacements Imposés (Prescribed displacements)
- Frontières absorbantes (Absorbent boundaries)

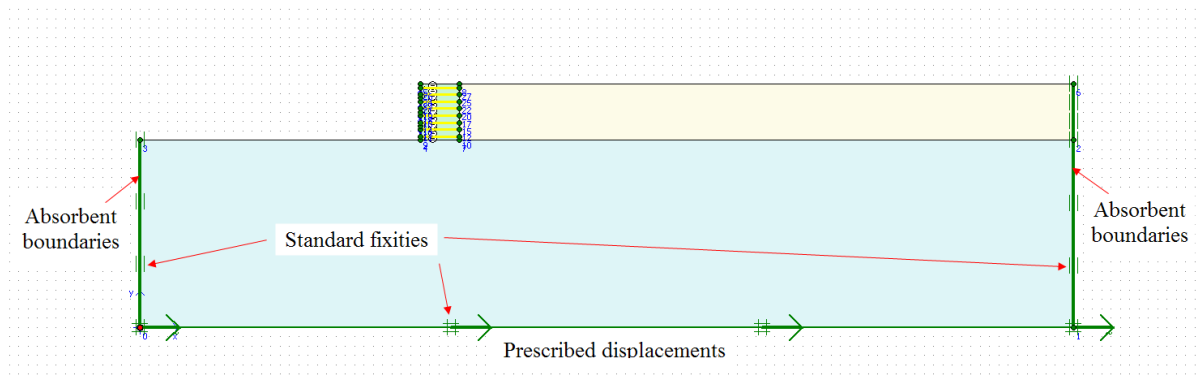
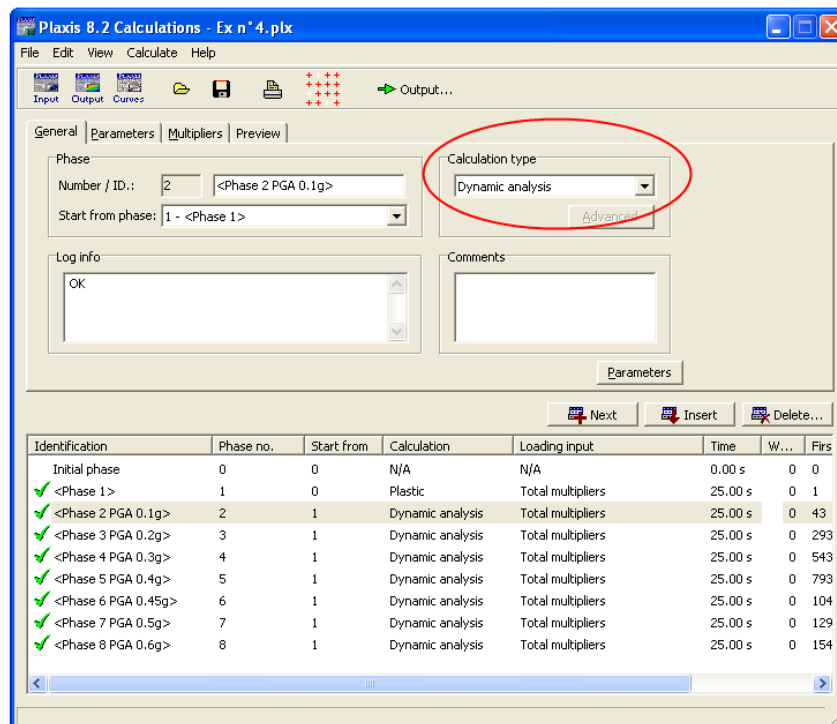


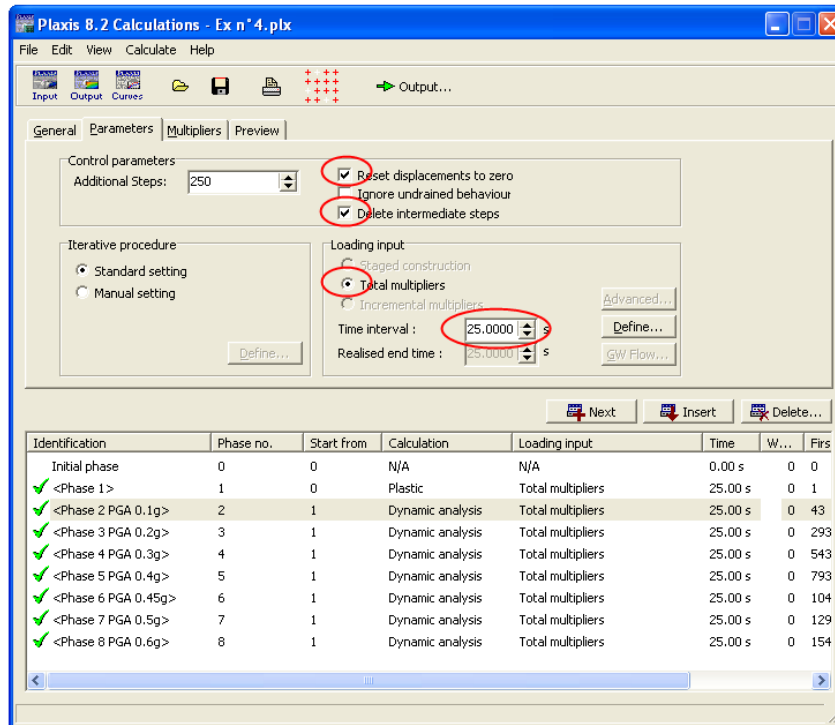
Fig. 3.12. Fenêtre principale du programme d'entrée des données (Input) (mode de création géométrique avec les conditions aux limites statique et cinématique).

Le Programme de Calcul (Calculations):

- Choisisant l'analyse dynamique (General)

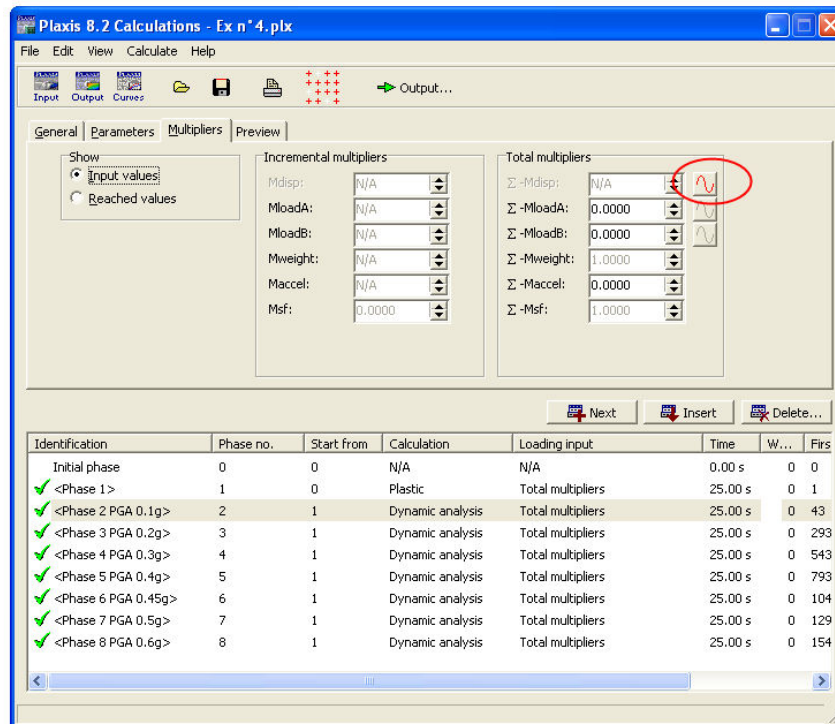



■ Paramètres



- Reset displacement to zero (Remise à zéro des déplacements) : la phase de calcul en cours commence alors avec un champ de déplacements vierge pour suivre bien le comportement de mur sous sollicitation sismique unique.
- Delete intermediate steps (Suppression des pas intermédiaires) : pour préserver de l'espace libre sur le disque.

■ Multiplicateurs

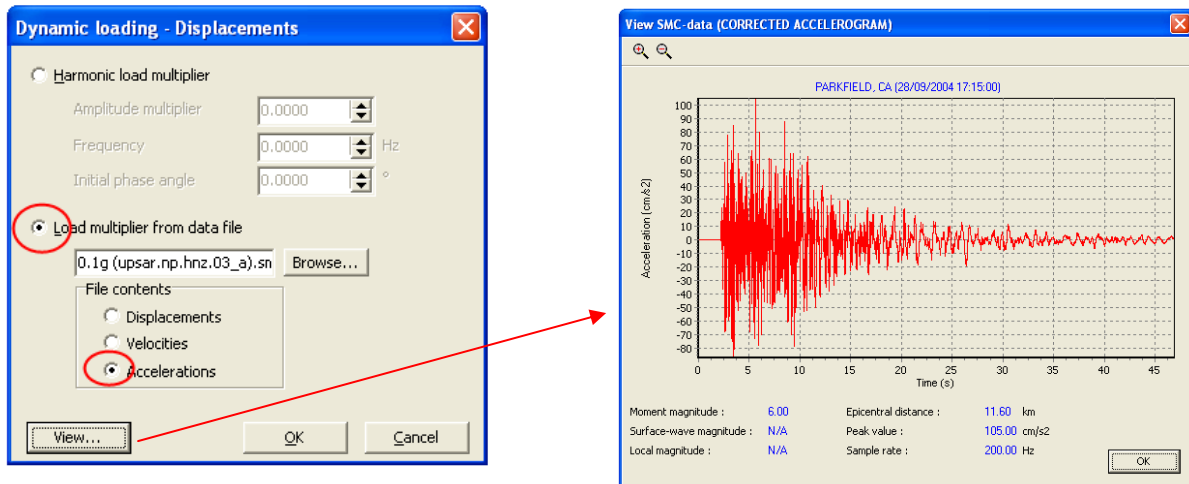


Dans le programme de calcul, des multiplicateurs sont utilisés pour activer les charges dynamiques. Quand l'option analyse dynamique est choisie, vous pouvez cliquer  à la droite

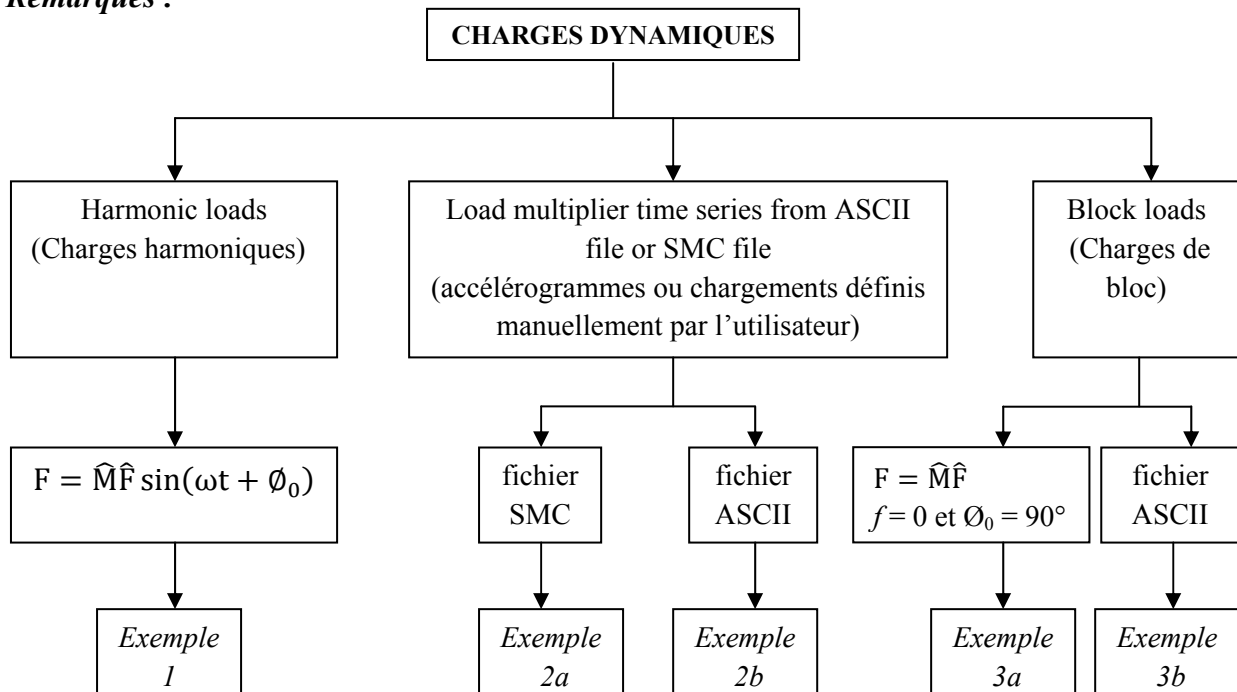
des multiplicateurs ΣM_{disp} , ΣM_{loadA} et ΣM_{loadB} , le schéma ci dessus, définir les paramètres pour une charge harmonique ou lire un multiplicateur dynamique de charge à partir d'un fichier de données. Cette option est seulement disponible si la charge correspondante est placée en tant que charge dynamique dans le menu de charges du programme d'entrée.

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

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



Remarques :



Fichier ASCII

Ce dossier est un fichier ASCII Qui peut être créé par l'utilisateur avec n'importe quel éditeur de texte. Dans chaque ligne par paires de valeurs (temps réel et multiplicateur correspondant

dans deux colonnes) est défini, laissant au moins un espace entre elles. Le temps devrait augmenter dans chaque nouvelle ligne. Il n'est pas nécessaire d'utiliser des intervalles de temps constants.

- En imposant un déplacement à la frontière inférieure ($u_x=1$ unité de longueur et $u_y=0.00$).

Fichier SMC

Le format de SMC (Strong Motion CD-ROM) est actuellement utilisé par le programme (U.S. Geological Survey National Strong motion) pour enregistrer des données des tremblements de terre et d'autres vibrations fortes. Dans les fichiers de SMC, des données sont données pour chaque 0.005s (200 valeurs par seconde). L'information en-tête est conçue pour fournir à l'utilisateur des informations sur le tremblement de terre et l'instrument enregistreur.

La plupart des fichiers de SMC contiennent des accélérations, mais elles peuvent également contenir la série de vitesse ou de déplacement et les spectres de réponses (*Exemple 2a*). On lui recommande vivement d'employer les articles de données corrigés de tremblement de terre.

- quand on utilise [m] comme unité de longueur, on impose un déplacement à la frontière inférieure ($u_x=0.01$ m et $u_y=0.00$ m).
- quand on utilise [ft] comme unité de longueur, on impose un déplacement à la frontière inférieure ($u_x=0.0328$ ft et $u_y=0.00$ ft).

Exemple 1:

Considérer la fonction de charge :

$$F = 2 \sin(2\pi t + \pi/2)$$

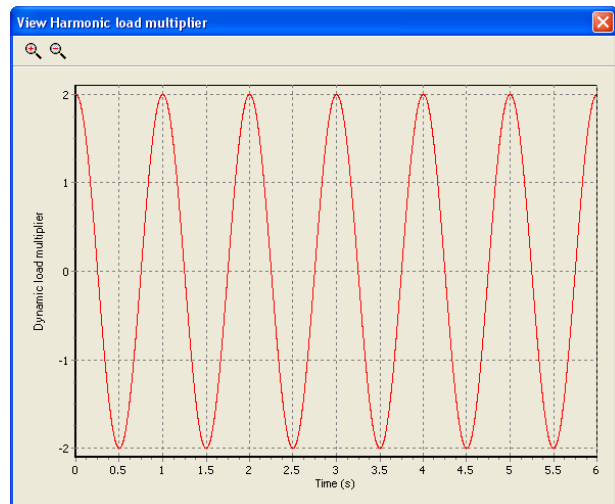
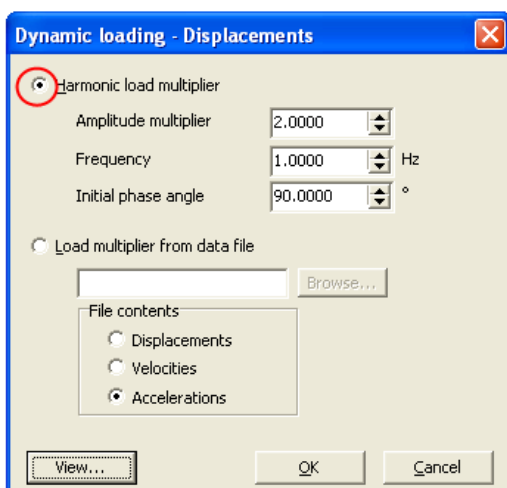
Amplitude multiplier : 2

cycles/s Frequency : 1 cycles/s

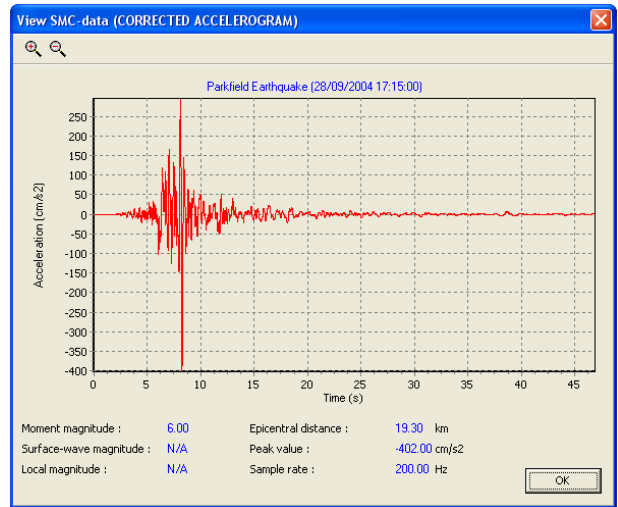
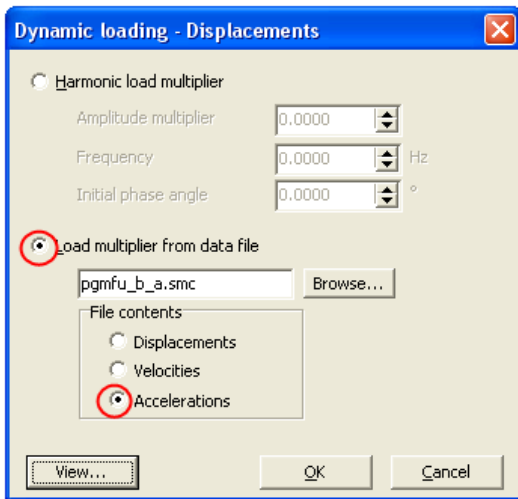
Initial phase angle : 90

Dans la fonction, la valeur d'entrée de la charge, \hat{F} est placée à 1.

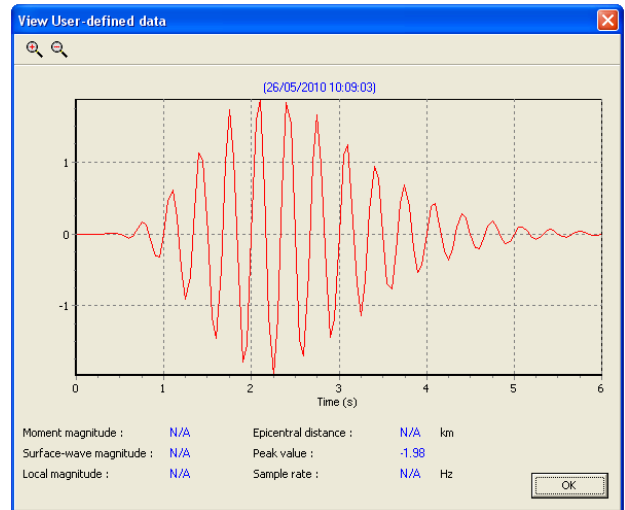
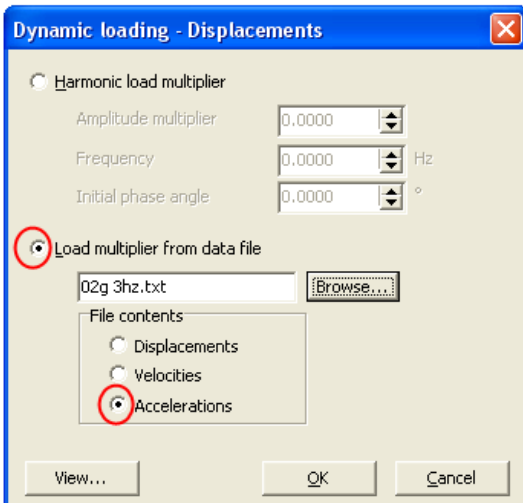
La forme de ces fonctions est montrée sur le schéma ci dessous.



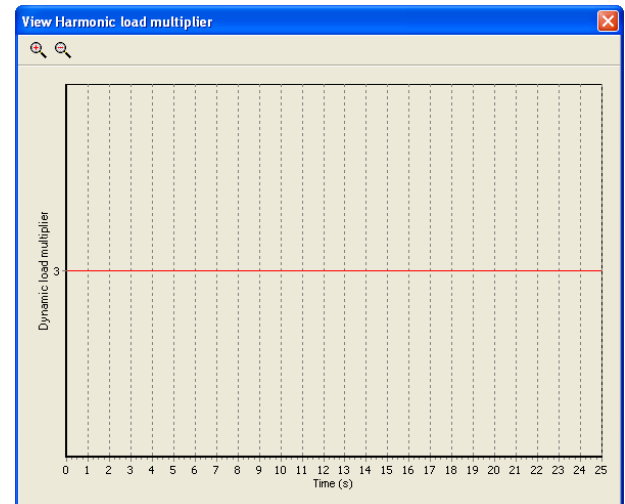
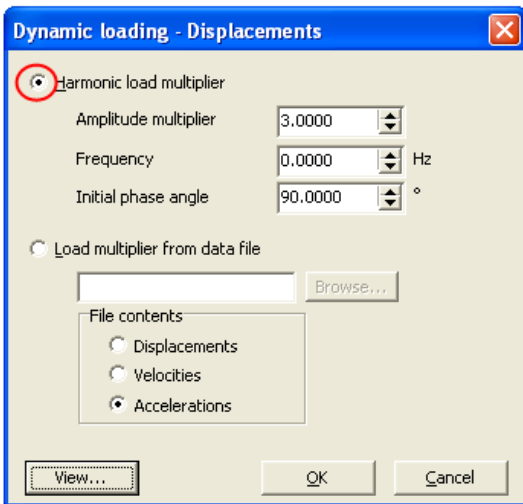
Exemple 2a: (fichier SMC)

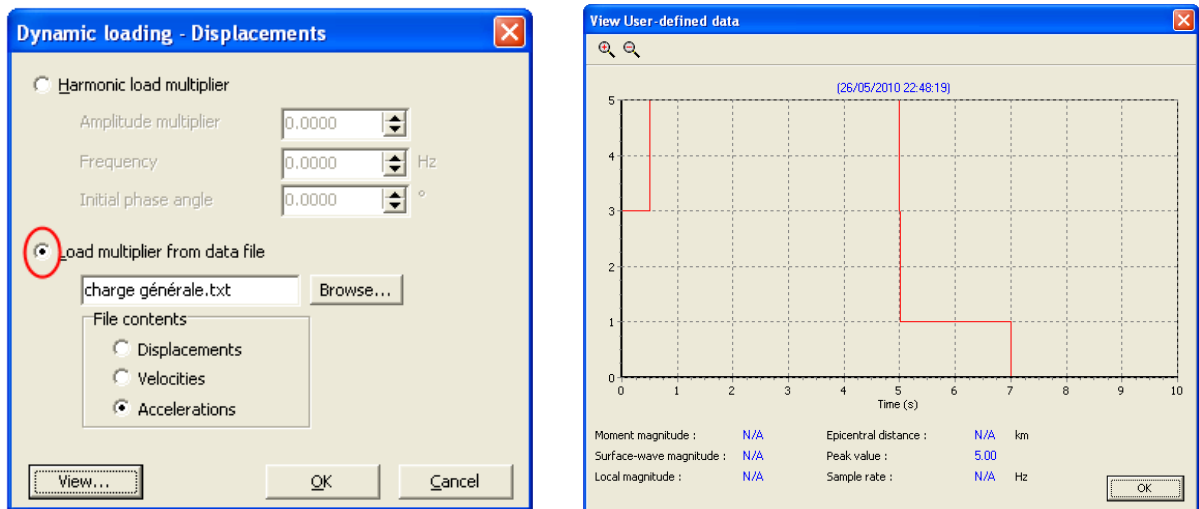


Exemple 2b: (fichier ASCII)



Exemple 3a:



Exemple 3b:

3.3.3 Études pseudo-statique

- Gravité et accélération

La direction de la gravité est fixée à -90° , ce qui correspond à la partie négative de l'axe des y. Il n'est pas nécessaire de donner une valeur pour la gravité, car elle est implicitement incluse dans les poids volumiques entrés par l'utilisateur. De cette manière, la gravité est contrôlée par le coefficient de charge total relatif au poids des matériaux, ΣM_{weight} .

En plus de la gravité normale, l'utilisateur peut prescrire une accélération indépendante pour modéliser des efforts dynamiques dans une analyse pseudo-statique. Les valeurs entrées pour les composantes x et y de l'accélération additionnelle sont entrées dans le deuxième onglet de la fenêtre General settings (Fig. 3.15). Les composantes sont exprimées comme fraction de l'accélération normale de la gravité g. L'activation d'une accélération additionnelle dans les calculs est contrôlée par les coefficients de charge M_{accel} et ΣM_{accel} (Fig. 3.16).

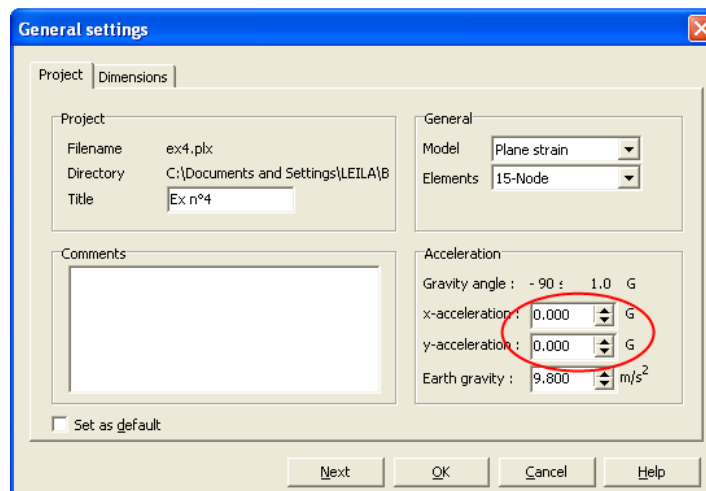


Fig. 3.15. Fenêtre des réglages généraux (General settings) du programme d'entrée des données (Input)

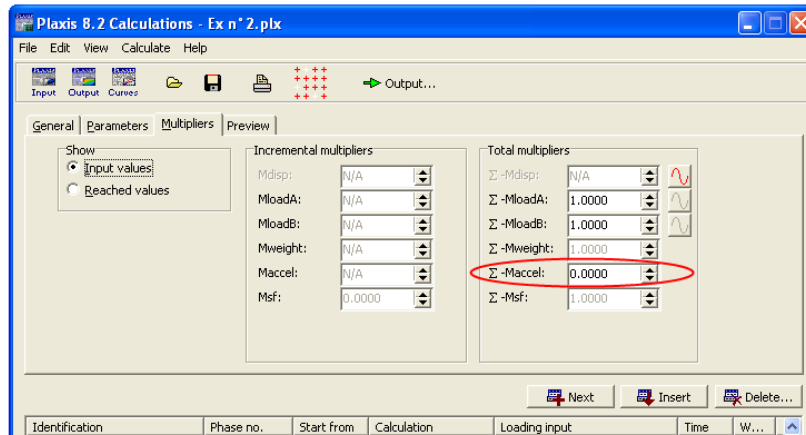


Fig. 3.16. Fenêtre principale du programme de calcul.

Maccel, ΣMaccel:

Ces coefficients contrôlent l’amplitude des forces pseudo-statiques à partir des composantes d’accélération saisies dans la fenêtre General settings du programme Input.

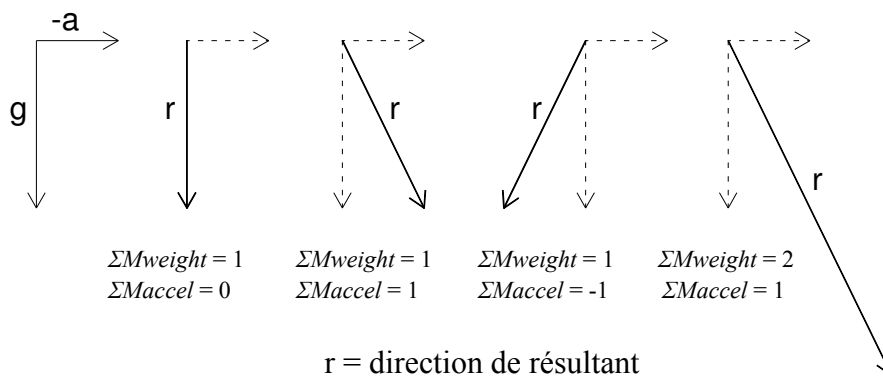


Fig. 3.17. Direction de la force résultante r selon différentes combinaisons de la gravité g et de l’accélération a

L’amplitude totale de l’accélération appliquée pendant le calcul est le produit des composantes de l’accélération et du paramètre ΣMaccel. Initialement, la valeur de ΣMaccel est fixée à zéro. Dans les calculs où Loading input est réglé sur Incremental multipliers, Maccel est utilisé pour indiquer l’incrément d’accélération pris en compte par le premier pas de calcul.

Les forces pseudo-statiques ne peuvent être activées que si le poids du matériau est déjà actif (ΣMweight = 1). Pour ΣMweight = 1 et ΣMaccel = 1 les forces gravitaires et les forces pseudo-gravitaires sont toutes actives. La (Fig. 3.17) donne un aperçu des différentes combinaisons du poids du sol et de l’accélération. Notons que l’activation d’une composante d’accélération dans une direction donnée conduit à l’application d’une force pseudo-statique dans la direction opposée. Quand ΣMweight augmente sans que ΣMaccel ne change, la force résultante augmentera mais sans changer de direction.

3.4 CONCLUSION

Comme tous les produits, Plaxis V8 est un outil facile d'utilisation, il permet l'analyse de problèmes géotechniques en 2D. La barre d'outils contient les icônes pour les actions relatives à la création du modèle géométrique. Ces icônes sont placées dans un ordre tel qu'il permet en général de définir entièrement le modèle en suivant les boutons de la barre d'outils de la gauche vers la droite.

Il se caractérise notamment par La fonction "construction par étapes" (*Staged construction*) est le type de chargement (*Loading input*) le plus important. Grâce à cette fonctionnalité spéciale de Plaxis, il est possible de changer la géométrie et la configuration de chargement en désactivant ou réactivant les charges, les couches de sol ou les éléments de structure créés lors de la définition du modèle géométrique. La construction par étapes permet une simulation précise et réaliste de différents processus de chargement, construction et excavation. Cette option peut également être utilisée pour réassigner des jeux de caractéristiques des matériaux ou pour changer les distributions de pressions hydrauliques dans la géométrie.

Chapitre 4 :

MODÉLISATION NUMÉRIQUE DES MURS DE SOUTÈNEMENT ET CULÉES EN SOL RENFORCÉ

4.1 INTRODUCTION

La construction de murs de soutènement de grande hauteur, ou soumis à de fortes charges, a permis d'étendre l'utilisation de la terre armée et de sol renforcé par géosynthétique aux massifs de culée qui supportent directement des tabliers de pont. Les charges concentrées de la superstructure influent cependant beaucoup sur la distribution des contraintes, des efforts dans le renforcement et les déformations du massif de sol renforcé. L'expérience acquise au cours de ces trois dernières décennies a permis de mettre à la disposition des bureaux d'études des normes et des guides d'utilisation permettant de cerner les méthodes de dimensionnement. En plus des caractéristiques des sols et du renforcement, la stabilité et les déformations de ces ouvrages dépendent du phasage de construction, de la géométrie de l'ouvrage et du chargement extérieur. L'utilisation des méthodes numériques par des logiciels professionnels tels que Plaxis et Flac permettant une meilleure représentation de la géométrie, du phasage de construction et des divers charges extérieures trouvent dans ce types de construction un domaine très favorable.

Dans l'objectif de se familiariser avec le logiciel Plaxis et d'avoir une bonne compréhension du comportement statique et dynamique des murs et culées porteuses en sol renforcé deux

applications numériques sont présentées. La première application est sur le comportement des culées en sol renforcé par géogridde (deux cas étudiés: sommier dans la zone active et sommier large) intéressées particulièrement par le phasage de construction, les efforts de traction maximale et lignes de traction maximale. En fin une étude paramétrique sur l'influence de la longueur des nappes de renforcement clôture cette application. La deuxième application est sur le comportement des murs en sol renforcé par géogridde sous chargement sismique harmonique.

4.2 CULÉES EN SOL RENFORCÉS PAR NAPPES DE GÉOGRILLE

4.2.1 Présentation des cas étudiés

Cette section est essentielle pour n'importe quelle analyse par éléments finis, pour s'assurer que le programme de PLAXIS est un bon modèle pour l'analyse de mur en sol renforcé. Pour confirmer la validité de l'analyse par ordinateur, on vérifie la force de traction maximal à chaque couche et de tracer leur lieu. Aussi on décrit les résultats de l'étude paramétrique du mur renforcé avec le divers rapport de L/H pour montrer l'effet de la longueur de renforcement sur la déformation horizontale maximale.

Pour l'étude effectuée on a fait varier à la fois :

- les dimensions et la charge du sommier (Fig. 4.1a) (correspondant à des ponts de 10 m ou 30 m de portée).
- les cas de charge, (Fig. 4.1b) en distinguant les quatre étapes suivantes:
 1. massif seul ;
 2. ouvrage remblayé jusqu'au dessus du sommier ;
 3. ouvrage terminé avec les charges et surcharges verticales totales ;
 4. le même cas 3 soumis en plus aux réactions horizontales.

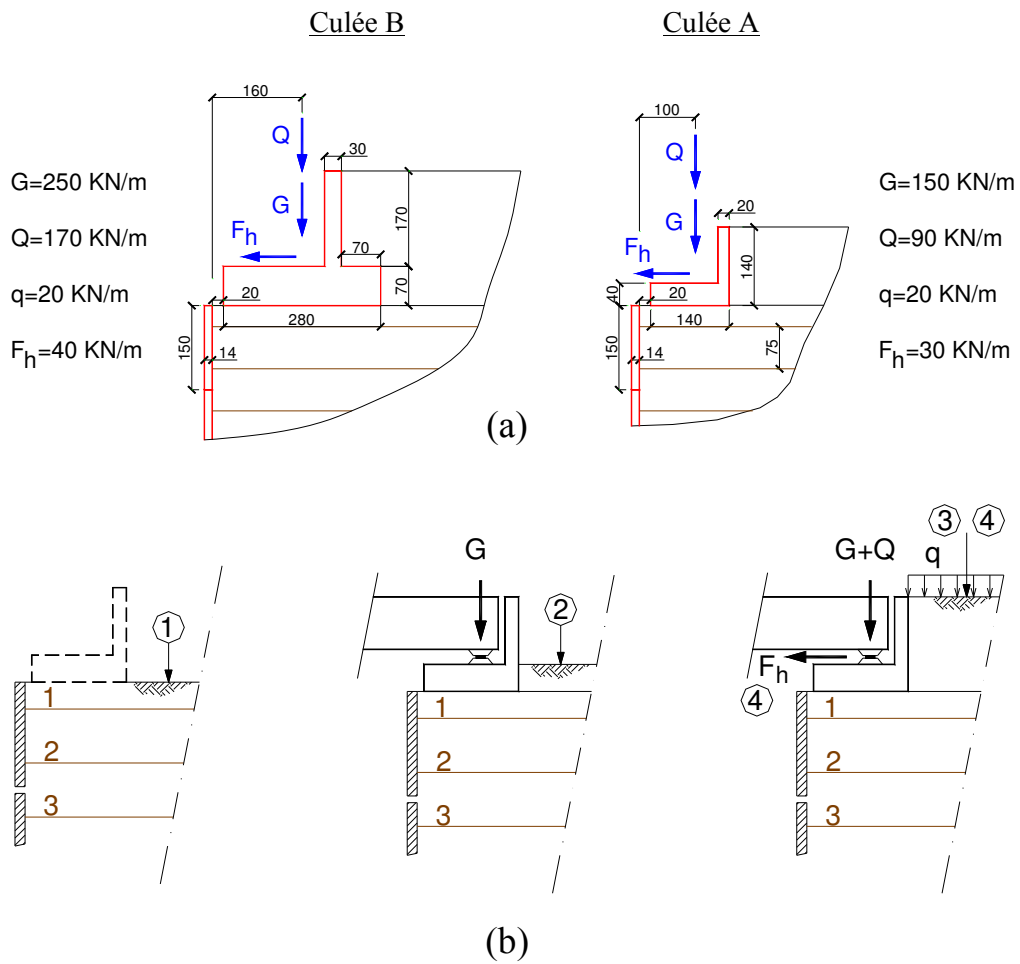
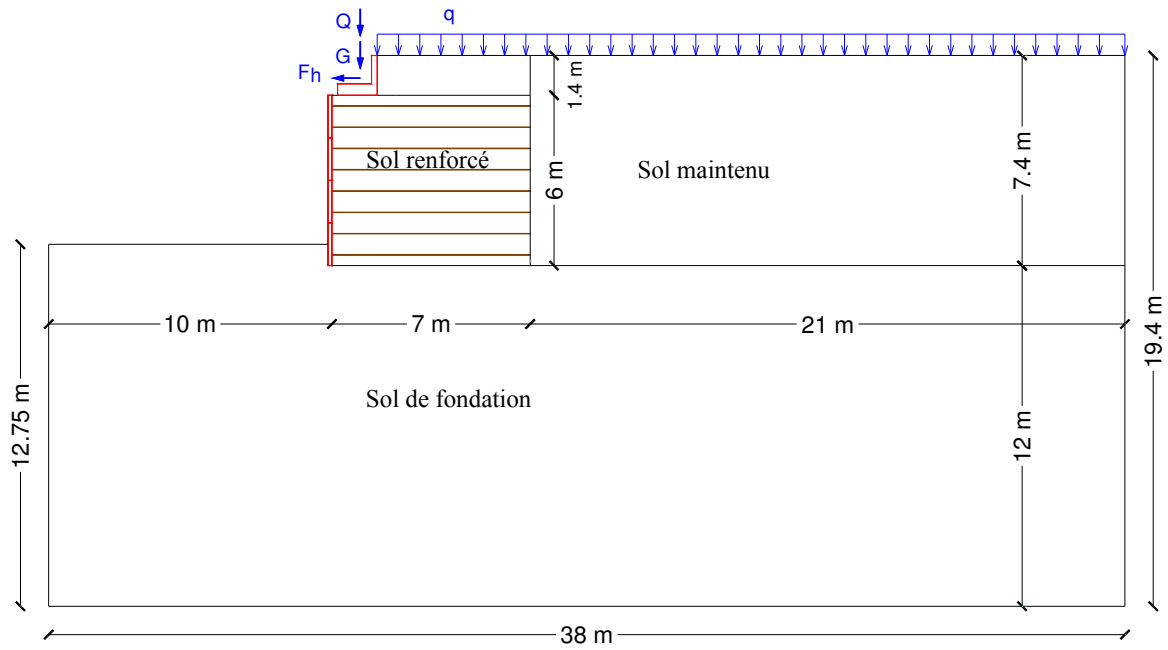


Fig. 4.1. Modèle d'une culée en remblai renforcé

4.2.2 Données (Culées A et B)

Tab. 4.1. Paramètres d'ensembles de données de sol

Mohr-Coulomb		1	2	3
		Sol de fondation	Sol maintenu	Sol renforcé
Type		Drained	Drained	Drained
γ_{unsat}	[kN/m ³]	18.00	18.00	18.00
γ_{sat}	[kN/m ³]	20.00	20.00	20.00
k_x	[m/day]	1.000	1.000	1.000
k_y	[m/day]	1.000	1.000	1.000
E_{ref}	[kN/m ²]	50000.000	35000.000	40000.000
ν	[-]	0.300	0.300	0.300
ϕ	[°]	30.00	30.00	36.00
ψ	[°]	0.00	0.00	0.00
$R_{\text{inter.}}$	[-]	0.67	1.00	0.67

Elastique linéaire		4
		Sommier
Type		Non-porous
γ_{unsat}	[kN/m ³]	25.00
γ_{sat}	[kN/m ³]	25.00
k_x	[m/day]	0.000
k_y	[m/day]	0.000
E_{ref}	[kN/m ²]	29900000.00
ν	[-]	0.200
R_{inter}	[-]	1.000

Tab. 4.2. Caractéristiques des géogrilles

Identification	EA [kN/m]
Géogrille	30000 culée A 40000 culée B 50000 culée A Études paramétriques

Tab. 4.3. Caractéristiques de parement

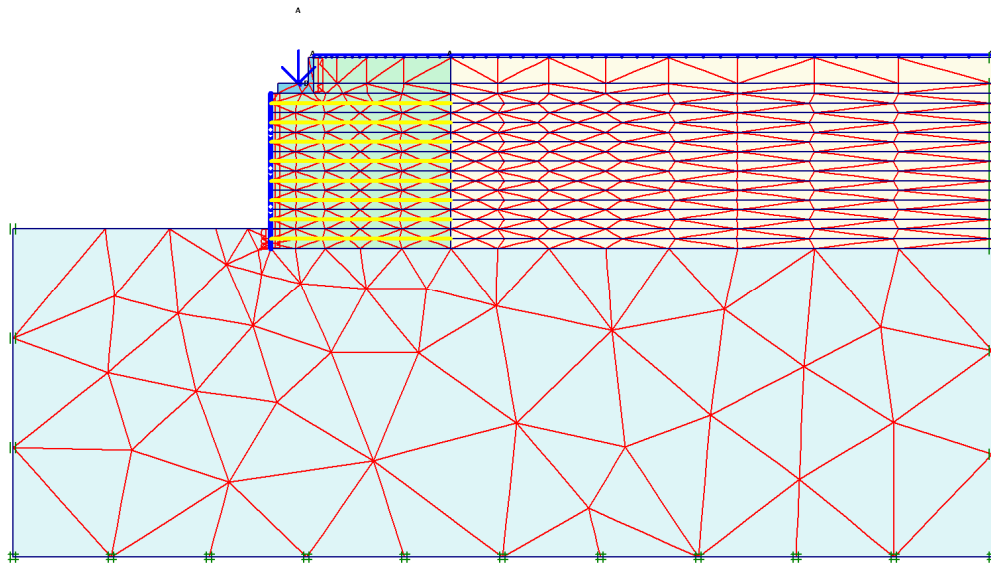
Identification	EA [kN/m]	EI [kNm ² /m]	w [kN/m/m]	v [-]
Parement	4.1802E6	6827.70	3.50	0.20

Modèle : déformations planes

Éléments : 15 nœuds

Nombre des éléments = 631

Nombre des nœuds = 5271



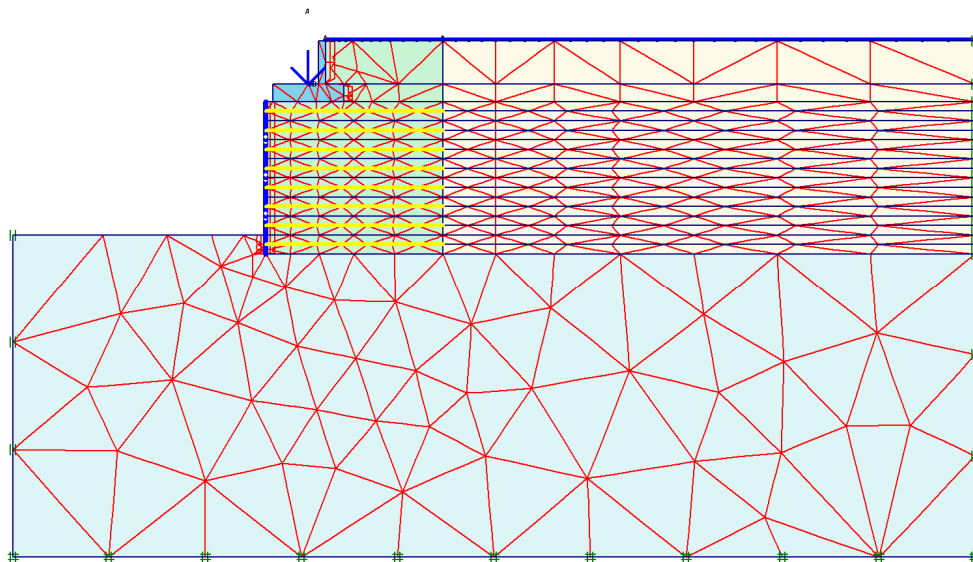
Culée A (sommier dans la zone active)

Modèle : déformations planes

Éléments : 15 nœuds

Nombre des éléments = 639

Nombre des nœuds = 5338



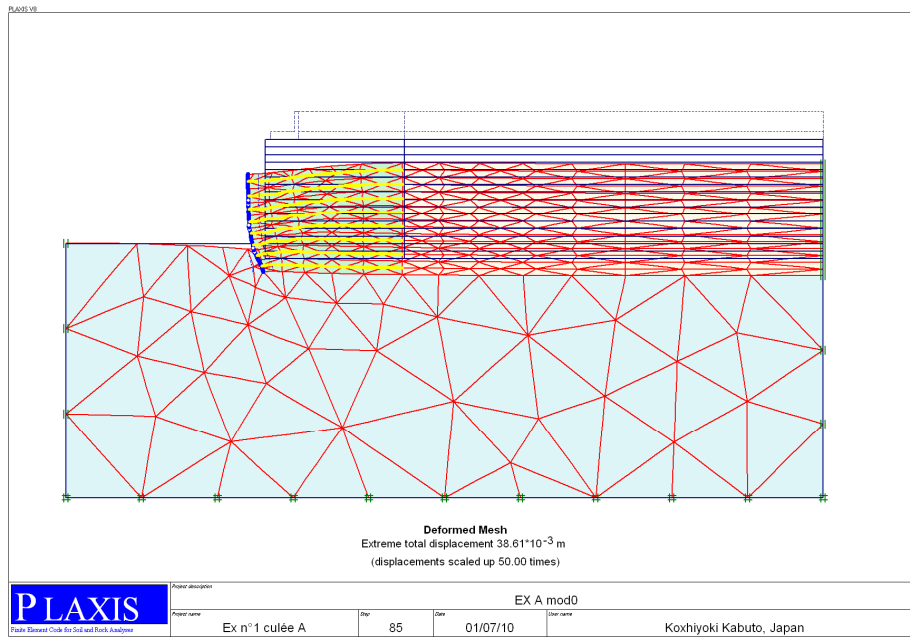
Culée B (sommier large)

Fig. 4.2. Maillage du Modèle

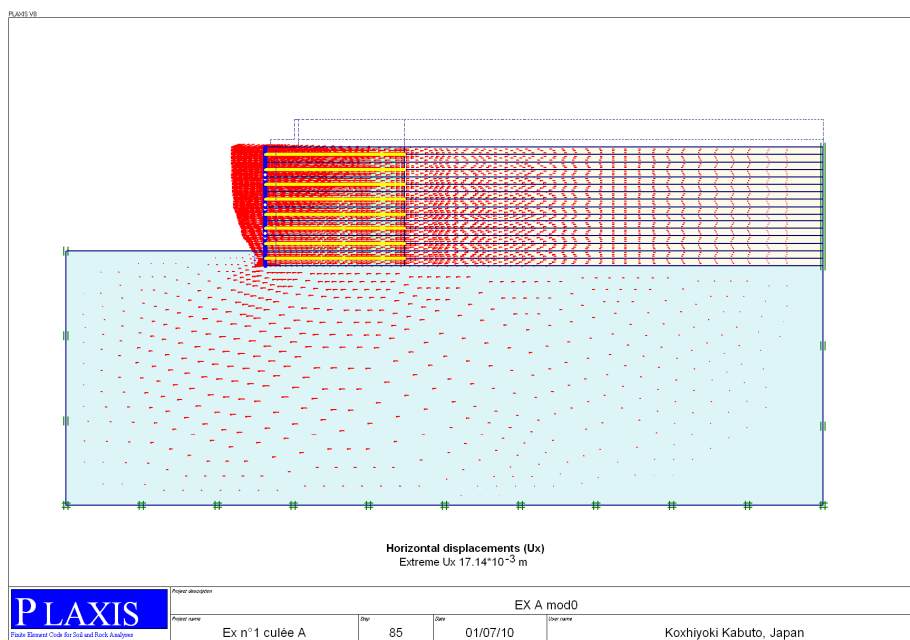
4.2.3 Résultats des études

4.2.3.1 Mécanismes de rupture

L'étude du comportement à la rupture d'un mur renforcé par géosynthétiques est traitée à l'aide du logiciel PLAXIS en éléments finis. Les mécanismes de rupture développés numériquement tendent vers un mécanisme en glissement dans le cas d'un mur de soutènement (Fig. 4.3a), et au basculement pour la culée (Fig. 4.3b).

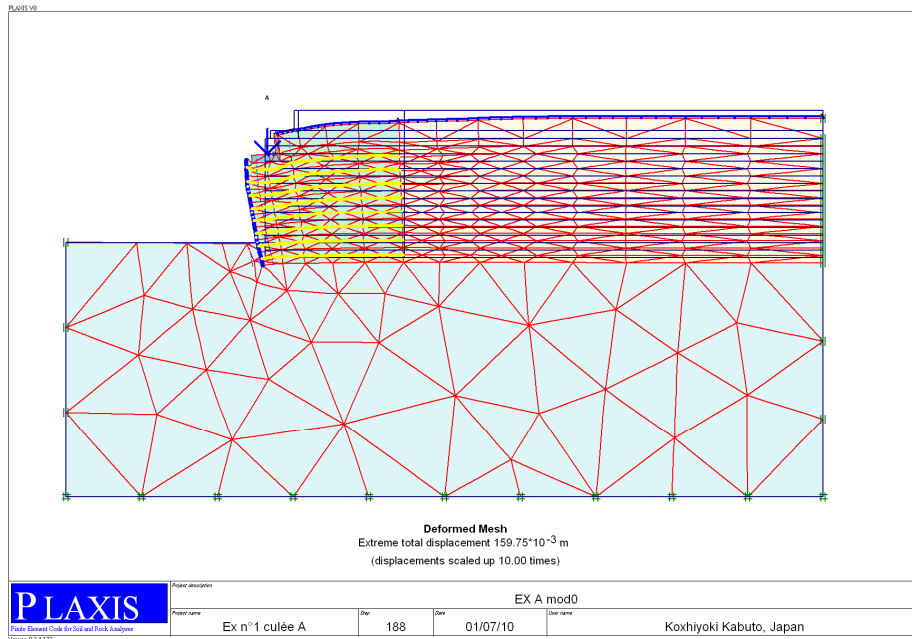


Maillage déformé

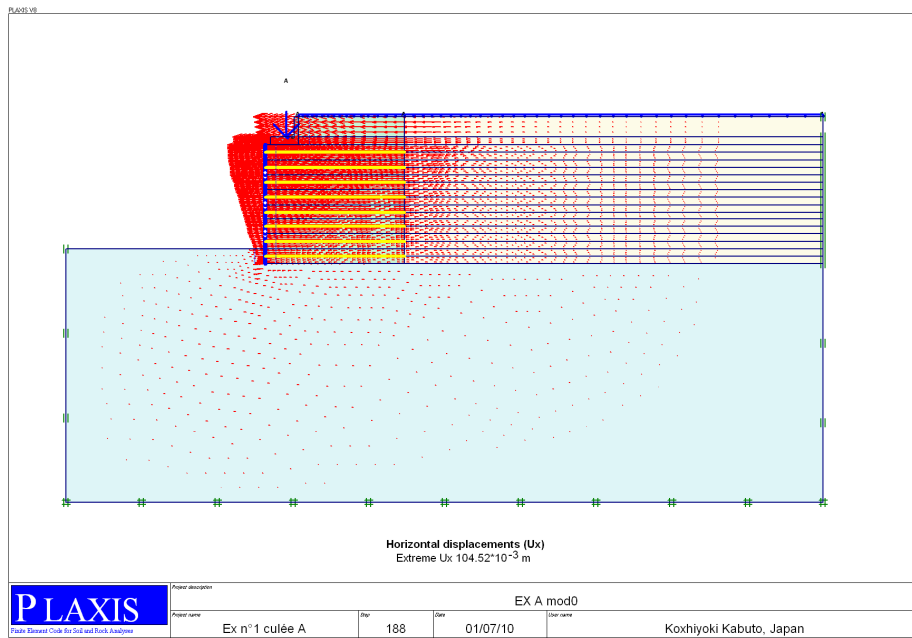


Déplacements horizontaux

(a)



Maillage déformé



Déplacements horizontaux

(b)

Fig. 4.3. Mécanismes de rupture

4.2.3.2 Forces de traction et lignes de traction maximale

Les résultats sous forme graphique (Fig. 4.4) permettent d'observer directement l'évolution des tractions dans les différentes géogrilles au fur et à mesure de l'avancement des étapes de construction.

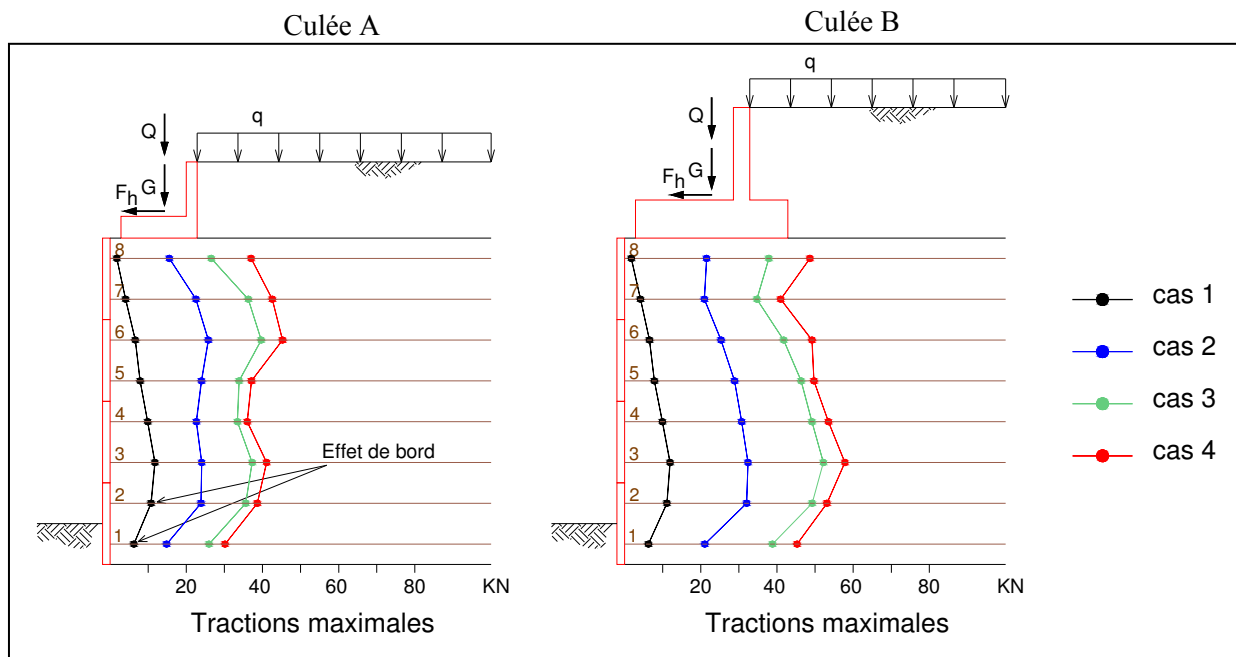


Fig. 4.4 Courbes de tractions maximales en fonction des phases de construction

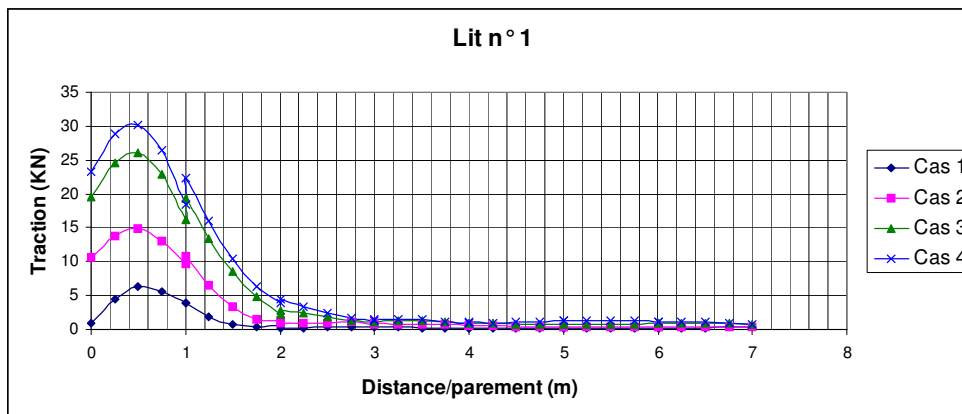
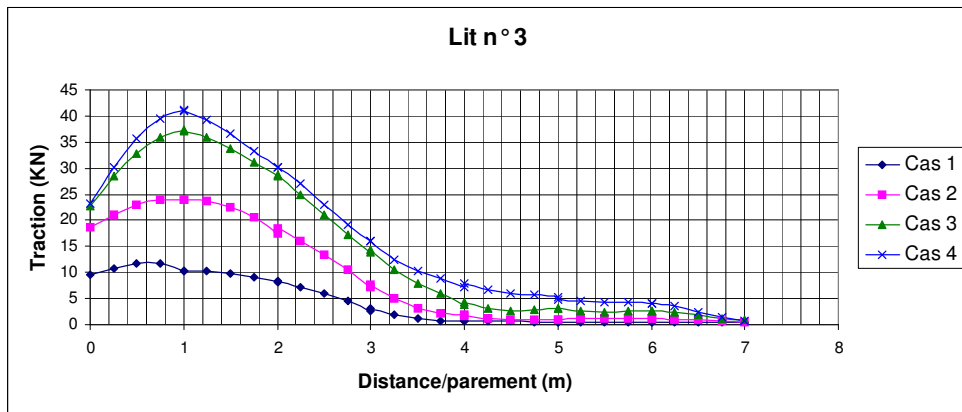
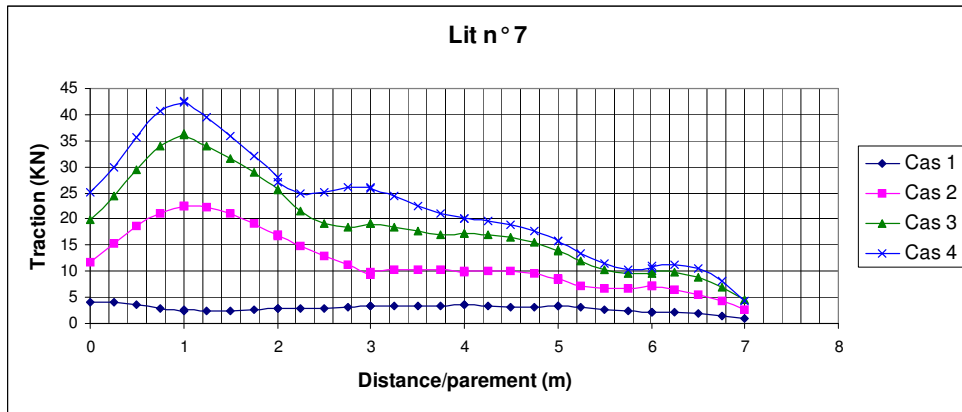


Fig. 4.5: Evolution des diagrammes de traction de chaque lit en fonction des phases de construction

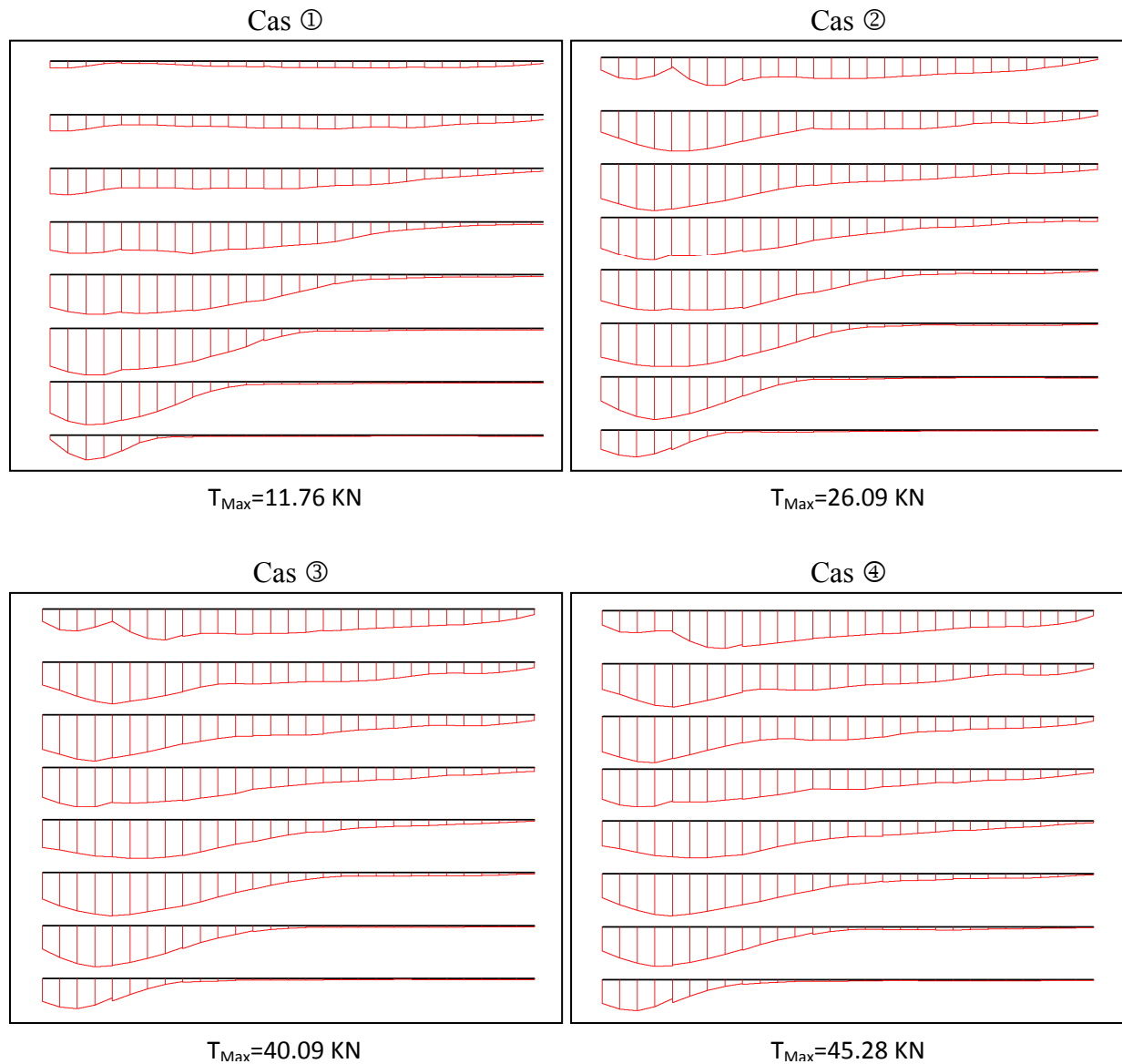
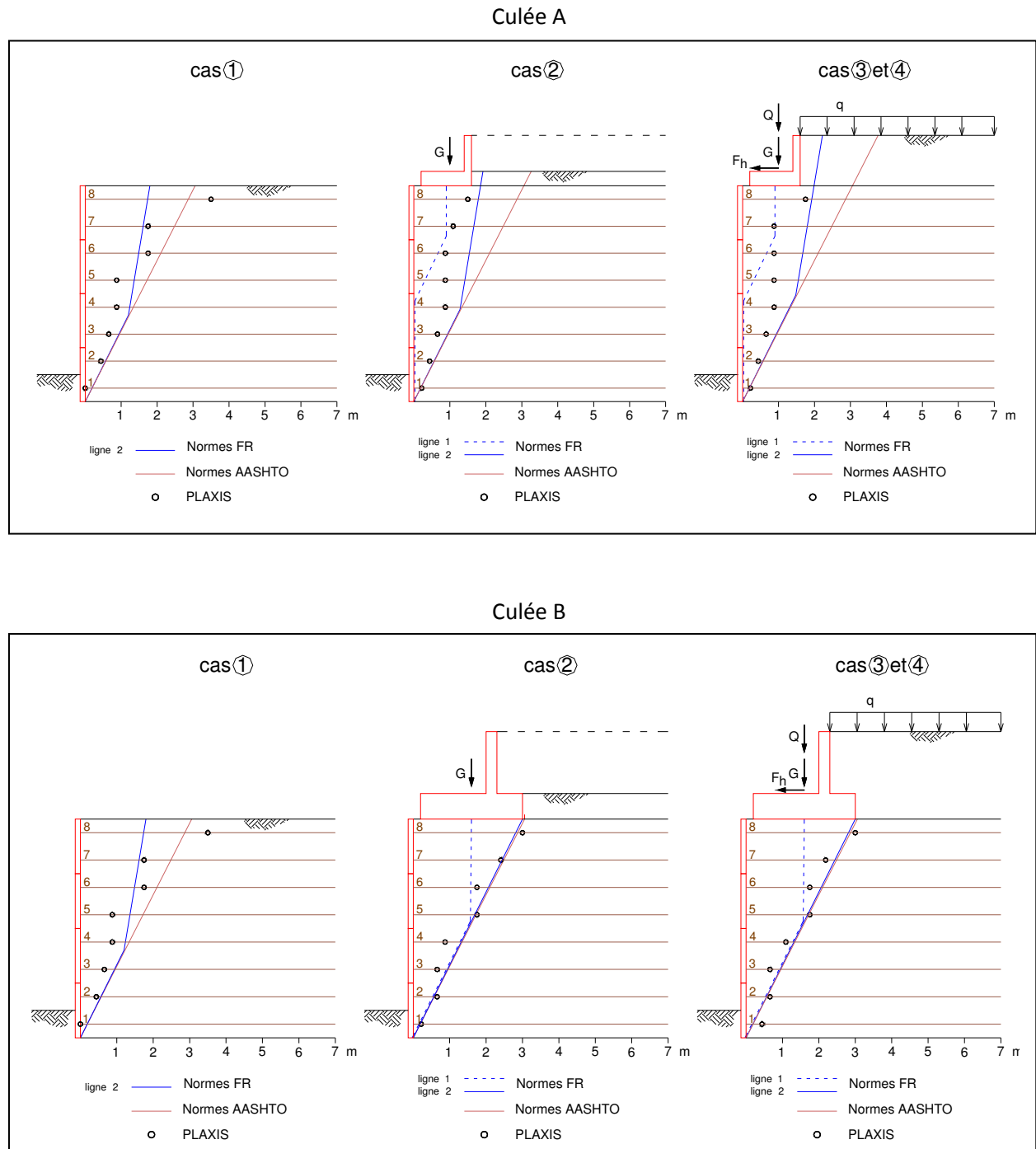


Fig. 4.6. Exemples de variation des tractions maximales le long des nappes suivant les cas de charge (culée A).

La figure 4.7 montre une comparaison des lieux de la traction maximale pour les culées A et B du cas de charge n°3. Les endroits de la traction maximale dans les nappes obtenus numériquement sont plus proches aux lignes des tractions maximales calculés par les normes françaises (Pr NF P94-270-V1 / 070514) 2007 que les normes américaines AASHTO décrites au chapitre 2. Par conséquent, on peut conclure que Plaxis est un outil de simulation convenable pour les ouvrages en sol renforcé.



Les forces de traction maximale obtenues dans les nappes de renforcement montrées sur la figure 4.8 sont comparées aux calculs théoriques par les deux normes (Normes françaises 2007 et américaine AATSHO 2007). Ces résultats montrent une bonne concordance entre les résultats de calcul par Plaxis et les méthodes de dimensionnement classique selon les Normes françaises 2007 et américaine AATSHO 2007 à l'exception deux nappes supérieures où Plaxis donne des forces inférieures aux forces calculées avec les méthodes de dimensionnements classiques. On

note aussi que les normes françaises sont plus sévères que les normes américaines. La différence entre Plaxis et les normes dans la nappe inférieure peut être attribuée à l'effet d'encastrement du mur négligé par les méthodes de dimensionnement classique. En fin on peut prononcer que ces méthodes de calcul à la rupture sont acceptables et sécuritaires.

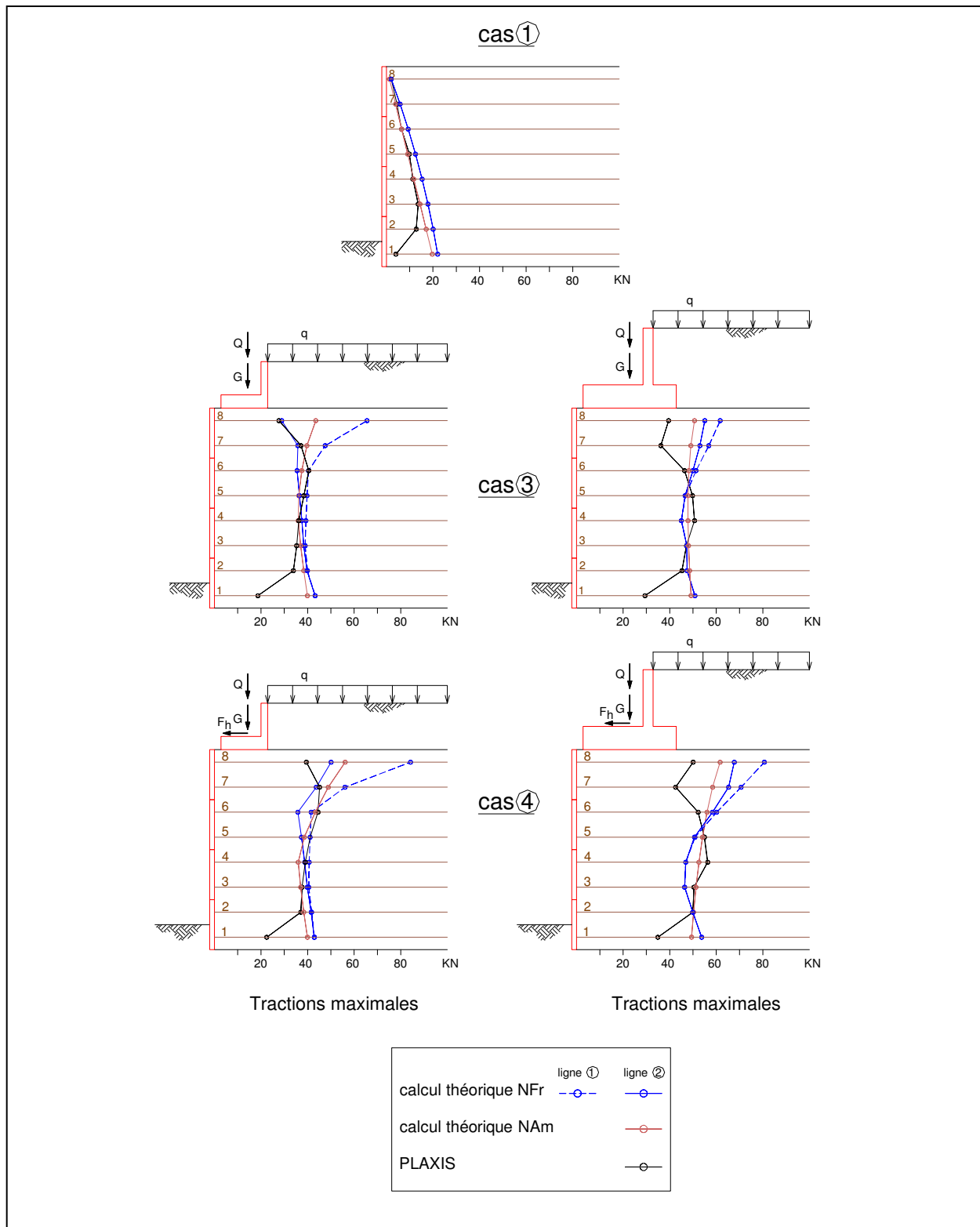


Fig. 4.8. Comparaison entre le calcul théorique et numérique par Plaxis des tractions maximales dans les nappes de renforcement

4.2.3.3 Études paramétriques (culée A)

La présente étude paramétrique vise une corrélation entre le rapport L/H , le type de charges et la déformation horizontale du mur (δ_{\max}/H_1 en %) (Figure 4. 9).

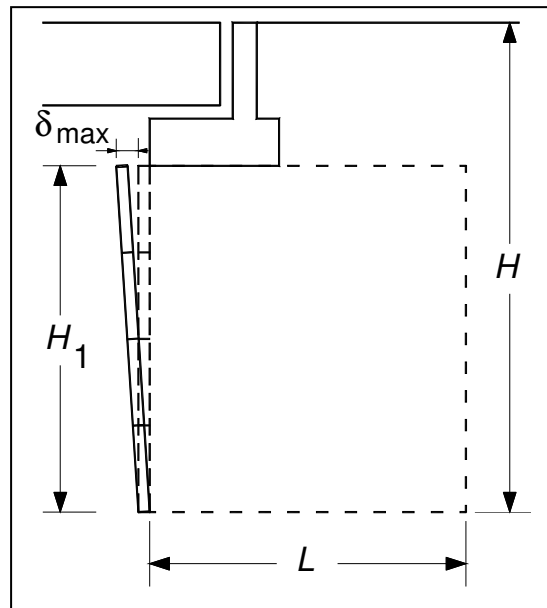


Fig. 4.9. Paramètres de géométrie

La déformation horizontale maximale pour la culée est récapitulée dans le tableau 4.4 suivant les cas de charges.

Tab. 4.4. Déformation horizontale maximum

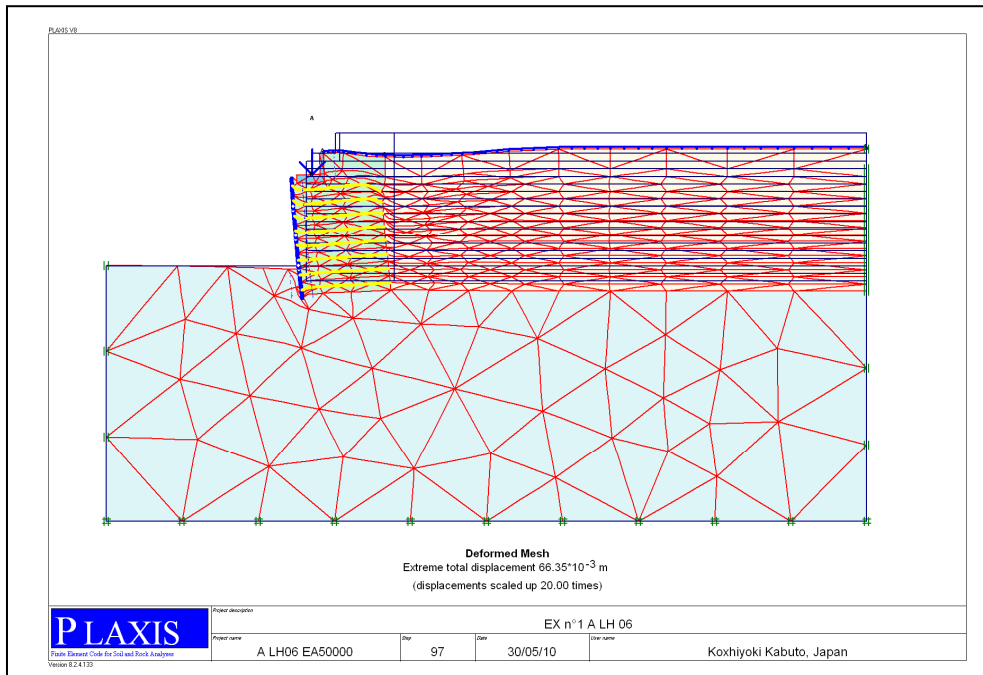
L/H	Cas n°①		Cas n°②		Cas n°③		Cas n°④	
	Dép. Max δ (mm)	Déf. Max δ/H (%)	Dép. Max δ (mm)	Déf. Max δ/H (%)	Dép. Max δ (mm)	Déf. Max δ/H (%)	Dép. Max δ (mm)	Déf. Max δ/H (%)
0.6	5.48	0.091	25.27	0.421	49.87	0.831	échec	–
0.7	4.77	0.079	20.91	0.348	38.54	0.642	échec	–
0.8	4.38	0.073	18.18	0.303	31.87	0.531	45.38	0.756

La déformation horizontale plus de 1% n'est plus acceptable dans la majorité des codes. Par conséquent, L/H moins de 0.5 rendre la déformation inacceptable.

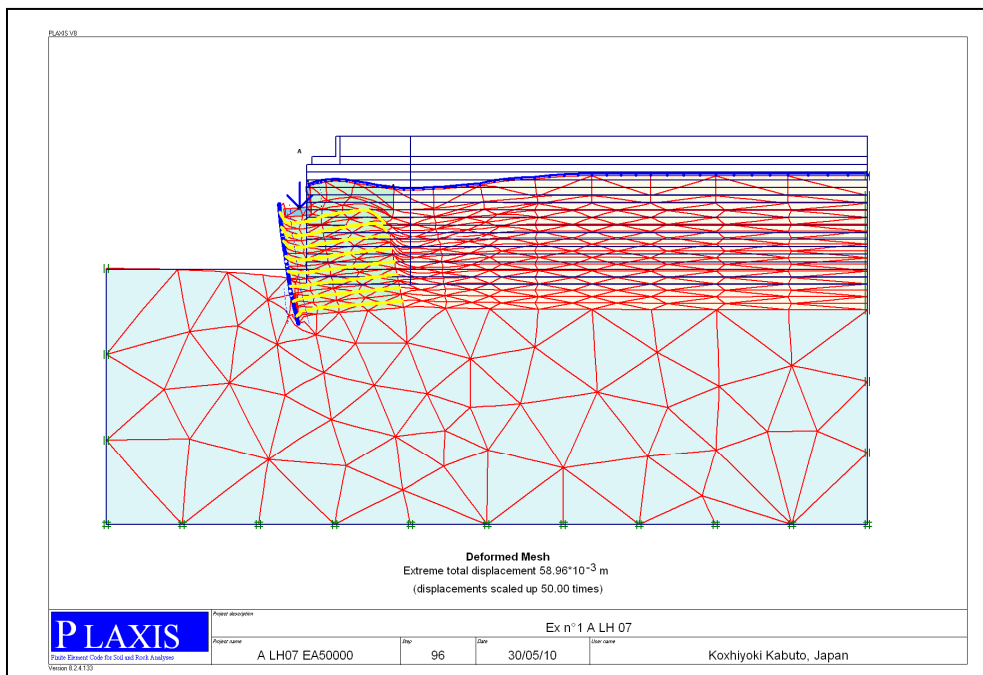
Les résultats montrent qu'en présence de surcharge, un rapport $L/H < 0.8$ est insuffisant pour assurer la condition de limite de déformation horizontale (1%).

La (Fig. 4.10) montre les déformations de la culée après l'application des surcharges, avec la gamme de rapport de L/H de 0.6 à 0.8. L'analyse pour L/H égale 0.6 et 0.7 montre une instabilité

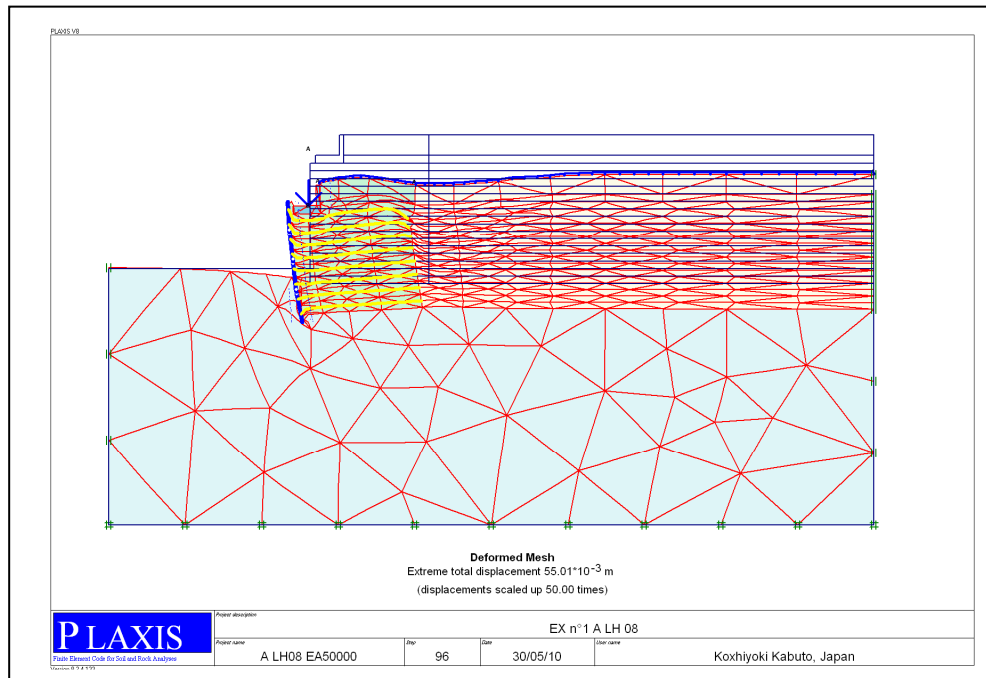
en signalant: la charge totale spécifiée n'a pas pu être atteinte pour la dernière phase (charge n°④)).



$L/H = 0.6$



$L/H = 0.7$



$$L/H = 0.8$$

Fig. 4.10. Maillage déformé (cas de charge n°3)

4.2.3.4 Coefficient de sécurité

Le calcul du coefficient de sécurité est basé sur la réduction des caractéristiques mécaniques des différents sols et de l'interface. A titre indicatif, la figure 4.11 visualise les courbes des facteurs de sécurité pour les différents de charge de la culée A.

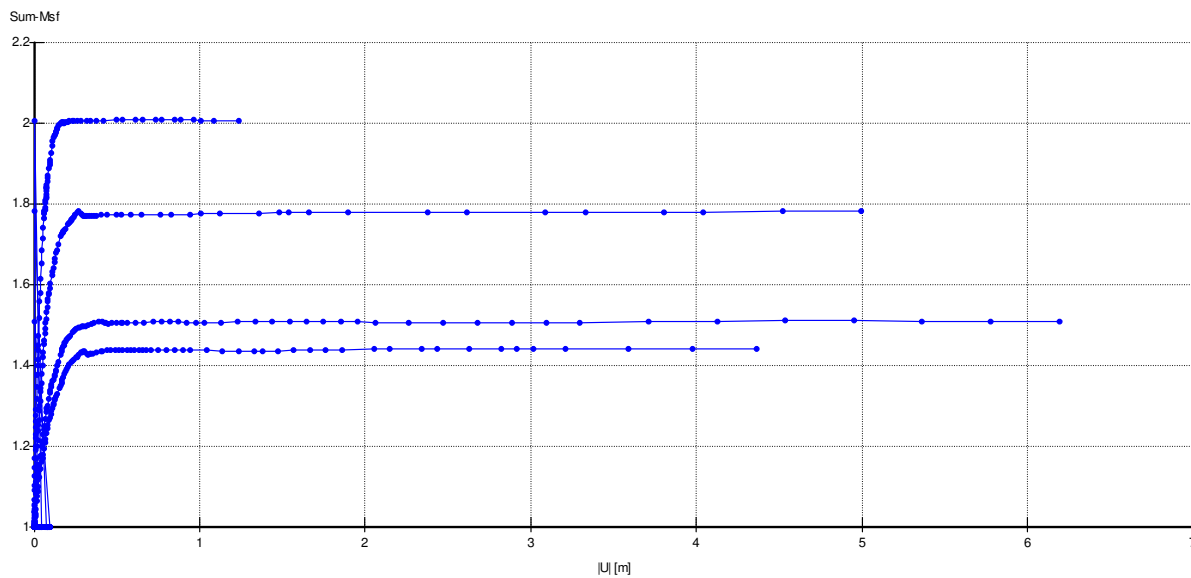


Fig. 4.11. Coefficients de sécurité de la culée A

- Cas ① → $\Sigma\text{-Msf}=2.006$
 Cas ② → $\Sigma\text{-Msf}=1.782$
 Cas ③ → $\Sigma\text{-Msf}=1.510$
 Cas ④ → $\Sigma\text{-Msf}=1.442$

Les figures 4.12 et 4.13 illustrant respectivement la concentration des déformations de cisaillement et les déplacements totaux. Ces figures montrent un mécanisme de rupture obtenu par rotation du bloc de la zone renforcée et glissement par poussée d'un bloc triangulaire derrière la zone renforcée.

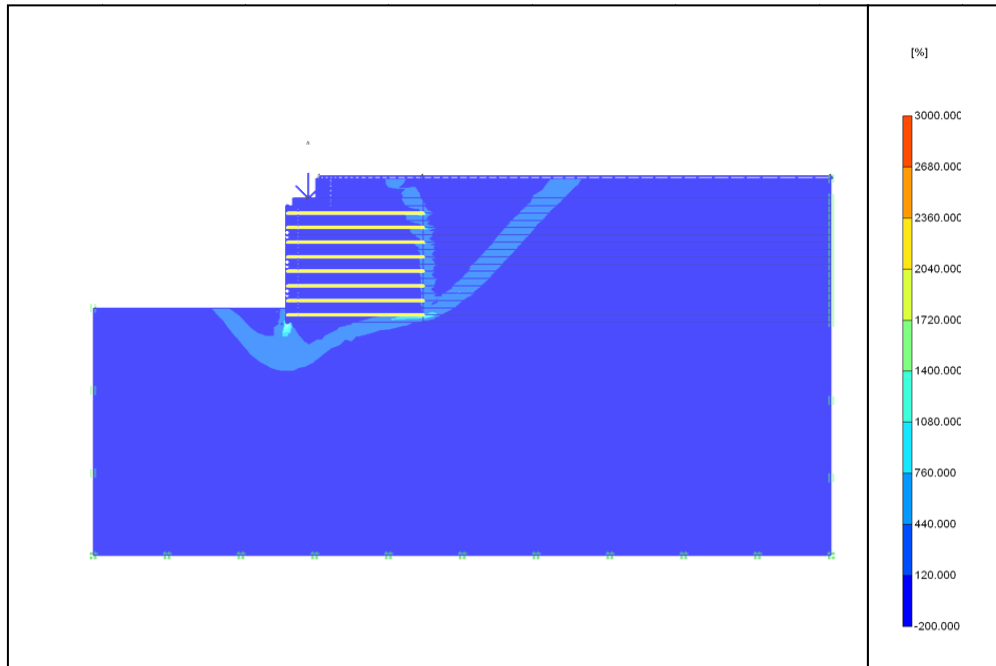


Fig. 4.12 Concentration des déformations de cisaillement

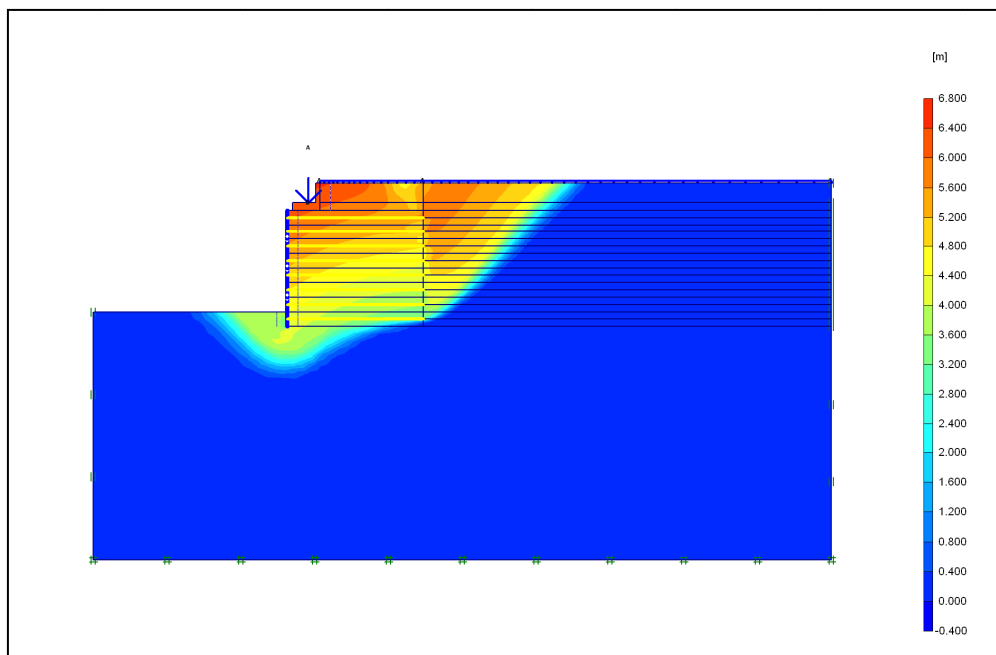


Fig. 4.13 Concentration des déplacements totales

4.2.3.5 Conclusion

Plaxis est riche en éléments nécessaire à la modélisation des murs de soutènement en sol renforcé et permet de suivre facilement les étapes de construction réelles grâce à l'option "staged construction". Les résultats de simulation obtenus par Plaxis des lignes de position des tractions maximales dans les nappes de renforcement dans le cas de sommier dans la zone active sont plus proches aux normes françaises 2007 que les normes américaines AATSHO 2007.

Selon le code britannique (BSI, 1995), la longueur minimale de nappe exigée pour les murs de culée en sol renforcé est exprimée par $0.6H_0+2m$, où H_0 est la hauteur totale du mur incluant la hauteur du sommier. Pour une hauteur maximale de 7.4 m, la longueur minimale du renforcement est égale à 6.44m qui est légèrement supérieure à $0.8H = 5.92$ m. On peut remarquer que les codes britanniques sont très adaptés pour les longueurs initiales des renforcements.

4.3 ANALYSE NUMÉRIQUE D'UN MUR DE SOUTÈNEMENT EN SOL RENFORCÉS SOUS DES CHARGES SISMIQUES

4.3.1 Présentation du cas étudié

Au cours des deux dernières décennies les murs de soutènement en sol renforcé sont devenus largement utilisés dans le monde ainsi qu'en Algérie. L'aspect économique, les avantages architecturaux par rapport aux murs de soutènement conventionnels ainsi que le comportement stable devant de sévères séismes ont rendu ces ouvrages très populaires. En l'occurrence, Matsuoka et al. (1997) ont présenté la performance des structures en sol renforcé durant le séisme de Hyokogan Nanbu en 1995. La nature flexible des murs de soutènement en sol renforcé par géosynthétique et l'habilité d'absorber les vibrations sont les causes principales de leur bonne performance sismique.

Dans l'intention de voir la réponse dynamique des murs en sol renforcé à l'aide du logiciel Plaxis, nous avons retenu de la bibliographie le cas étudié par, ZM 2003-E.Guler-M.M.Demirkan (Fig. 4.14a), mais dans notre modélisation le parement est composé de panneaux segmentaires (écailles) (Fig. 4.14b). Cette étude est focalisée sur l'influence de la fréquence et l'amplitude maximale d'une charge sismique harmonique sur le comportement de soutènement renforcé par géosynthétique.

Un calcul de construction par étapes a été retenu qui simule le processus réel de construction sur terrain. Le mur est construit couche par couche. A chaque couche, l'élément du parement, la couche de remblai et la nappe de géogrille sont activés. Cette procédure est répétée jusqu'à l'achèvement du mur. Après la simulation de la construction du mur, une excitation sismique est appliquée à la base du mur (Fig. 4.15). Les flèches montrent l'endroit de l'excitation de tremblement de terre.

Bathurst et Hatami, (1998) ont confirmé que l'utilisation des fonctions harmoniques dans la simulation du comportement sismique des murs de soutènement en sol renforcé permet d'établir la performance relative de ce système de soutènement. Ainsi, l'excitation sismique utilisée est un mouvement harmonique d'amplitude variable à intervalles de temps constants de 0.05 secondes pendant un temps total de 6 secondes. Les données d'accélération sont définies par la formule suivante :

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

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

f est la fréquence et dans la présente étude paramétrique la fréquence f est prise à 2Hz, 3Hz, 3.5Hz, 4Hz et 5Hz pour étudier l'influence de la fréquence de la charge séismique sur la réponse du mur.

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

Afin de simuler correctement le comportement des murs en sol renforcé, des éléments d'interface sont adoptés au modèle. Ces éléments d'interface sont introduits dans les faces de contactes écaïlles/remblai, remblai/sol naturel et remblai/nappe de géogrille de renforcement. Le parement en écaïlles est simulé par des éléments poutres avec des rotules d'articulation.

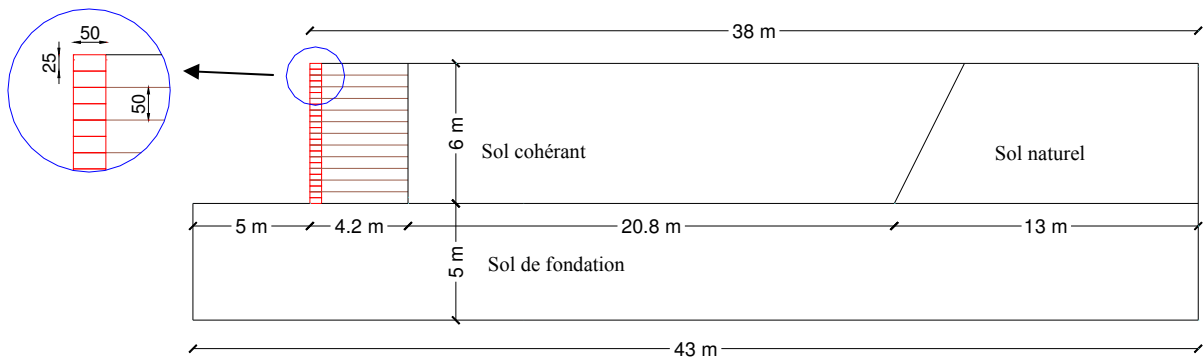


Fig. 4.14a. Modèle de référence pour l'étude de chargement harmonique d'un mur en remblai renforcé par géotextile de parement en blocs modulaires ZM 2003-E. Guler-M.M.Demirkan.

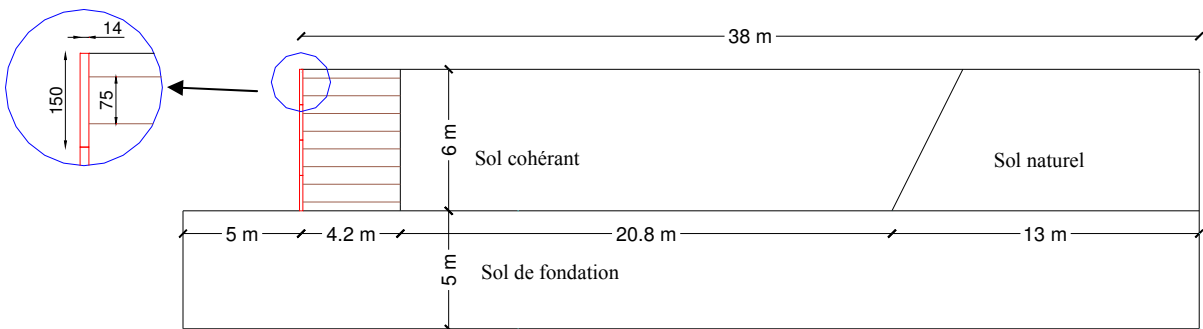


Fig. 4.14b. Modèle de référence pour l'étude de chargement harmonique d'un mur en remblai renforcé par géotextile de parement en écaïlles

4.3.2 Données

Les tableaux 4.5 et 4.6 présentent respectivement les caractéristiques géotechniques des différents sols et les caractéristiques du parement. Les propriétés principales des géosynthétiques de renforcement sont la raideur axiale EA et la résistance maximale à la traction R_t . La géogrille utilisée dans la présente application est caractérisée par un $EA=2000$ kN/m et $R_t= 200$ KN/m.

Tab. 4.5. Caractéristiques des sols

Mohr-Coulomb		1	2	3
		Sol de fondation	Sol naturel	Sol cohérent
Type		Drained	Drained	Drained
γ_{unsat}	[kN/m ³]	22.00	19.00	18.00
γ_{sat}	[kN/m ³]	22.00	19.00	18.00
k_x	[m/s]	0.000	0.000	0.000
k_y	[m/s]	0.000	0.000	0.000
E_{ref}	[kN/m ²]	200000.000	35000.000	30000.000
ν	[-]	0.100	0.200	0.300
c_{ref}	[kN/m ²]	100.00	50.00	50.00
ϕ	[°]	30.00	1.00	5.00
ψ	[°]	0.00	0.00	0.00
$R_{\text{inter.}}$	[-]	1.00	1.00	1.00

Tab. 4.6. Caractéristiques de parement

No.	Identification	EA	EI	w	ν
		[kN/m]	[kNm ² /m]	[kN/m/m]	[-]
1	Parement	4.1802E6	6827.70	3.50	0.20

Coefficients de Rayleigh α et β :

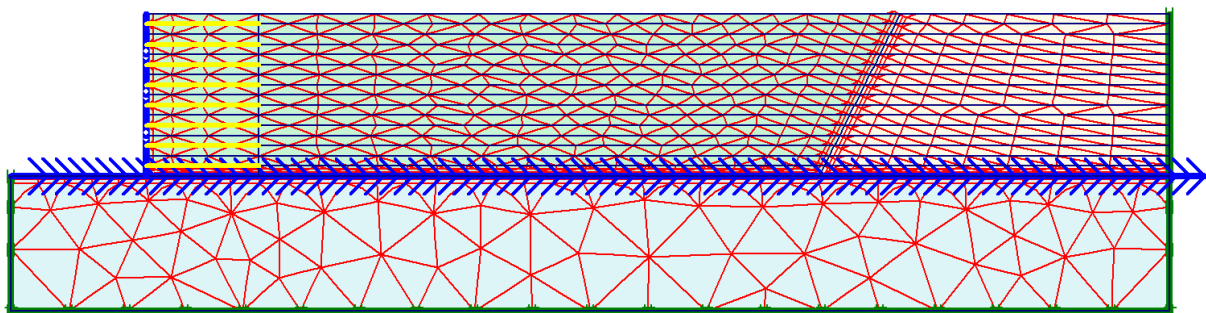
$$\zeta_1(\%) = \zeta_2(\%) = 10$$

$$f_1 (\text{Hz}) = 2$$

$$f_2 (\text{Hz}) = 5$$

$$\alpha = 1.795$$

$$\beta = 0.005$$



Modèle : déformations planes

Éléments : 6 nœuds

Nombre des éléments = 1075

Nombre des nœuds = 2483

Fig. 4.15. Maillage de Modèle « Exemple n°2 »

La figure 4.16 visualise les accélérogrammes obtenus par la formule 4.1 pour les différentes fréquences et accélérations maximales de la présente étude paramétrique.

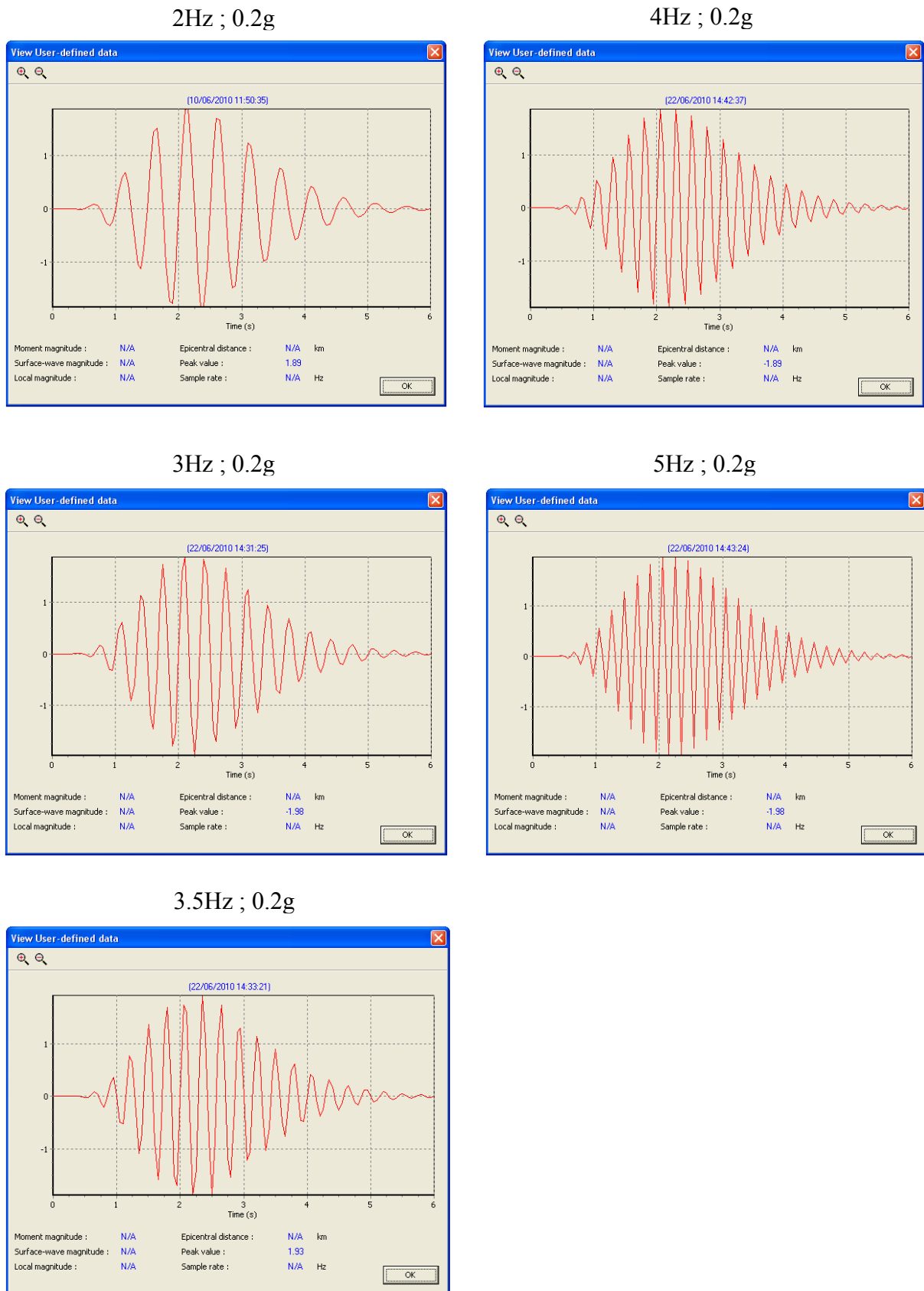
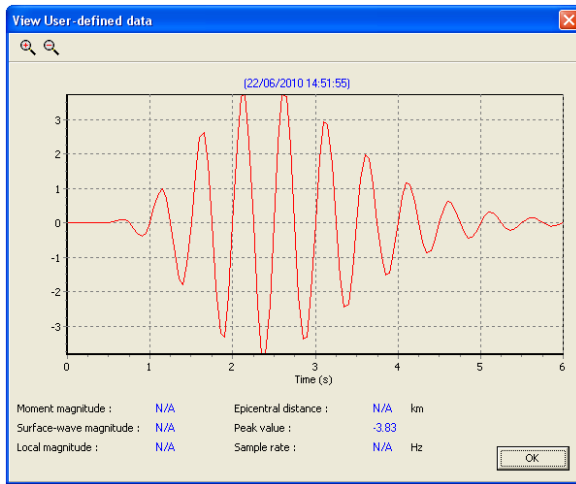
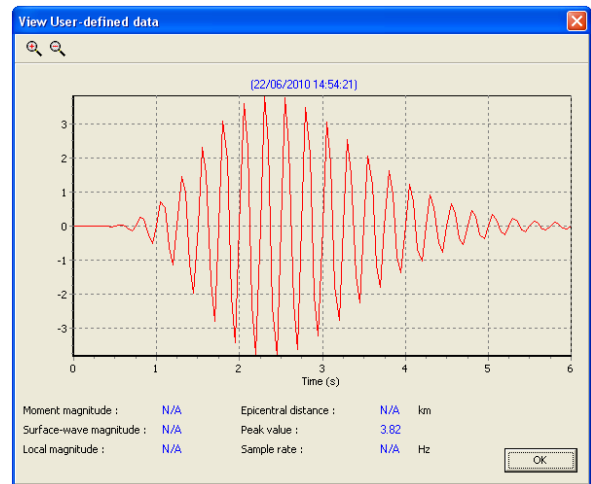


Figure 4.16a: Diagramme des accélérogrammes de l'étude paramétrique pour 0.2g

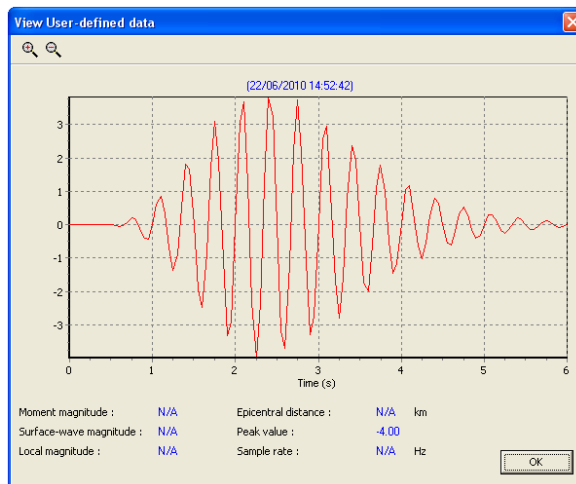
2Hz ; 0.4g



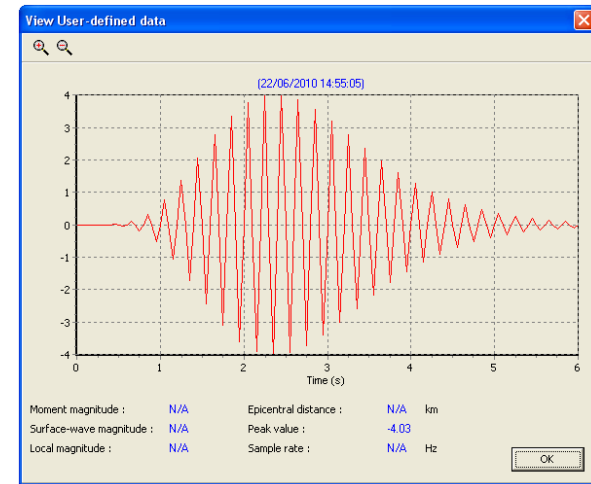
4Hz ; 0.4g



3Hz ; 0.4g



5Hz ; 0.4g



3.5Hz ; 0.4g

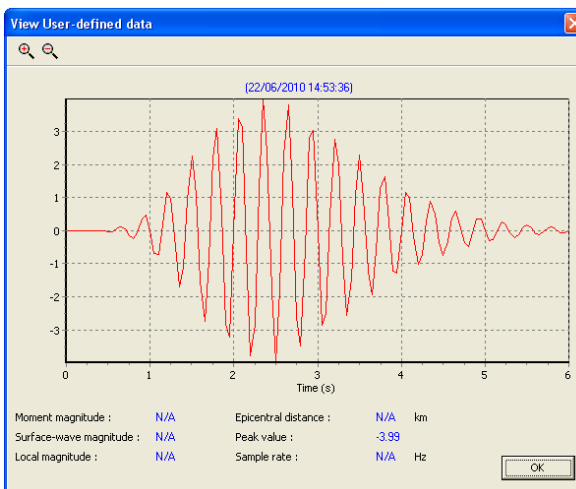


Figure 4.16b: Suite de diagramme des accélérogrammes de l'étude paramétrique pour 0.4g

La fréquence fondamentale du mur de soutènement en sol renforcé est estimée par l'équation 4.2 proposée par WU (1994) qui donne la fréquence fondamentale de vibration d'un milieu bidimensionnel avec une certaine largeur et une certaine hauteur limité par deux conditions limites verticales rigides et une base rigide.

$$f = \frac{1}{4H} \sqrt{\frac{G}{Q}} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{2}{1-\nu}\right) \left(\frac{H}{B}\right)^2} \quad (4.2)$$

Pour le modèle étudié $H=6\text{m}$, $B=38\text{m}$ et G est le module de cisaillement égale = 11540 kN/m^2 , Q est la densité du sol égale à 1.834 , ν est le coefficient de Poisson donné dans le tableau 4.5. A partir de cette équation, la fréquence fondamentale du présent modèle est égale à 3.45 Hz .

4.3.3 Analyse des résultats

4.3.3.1 Déplacements horizontaux du mur

Pour étudier l'influence de la fréquence et de l'accélération horizontale maximale d'une charge sismique sur la réponse du mur de soutènement en sol renforcé par géosynthétique, des simulations numériques en éléments finis à l'aide du logiciel Plaxis ont été conduites. Les résultats sont évalués en termes de déplacements horizontaux de mur à l'endroit des articulations des panneaux et les tensions maximales du renforcement enregistrés le long des nappes de renforcement après que le chargement sismique soit fini. Les valeurs de déplacement présentées sont celles provoquées seulement par le chargement sismique.

Les déplacements horizontaux du mur à la fin de l'excitation sismique le long de la hauteur du mur sont montrés sur la Figure 4.17. On observe que le déplacement maximum se produit à la tête du mur dans toutes les simulations. La déformation maximale a été obtenue pour la fréquence de 3 Hz pour les accélérations horizontales maximales 0.2g et 0.4g.

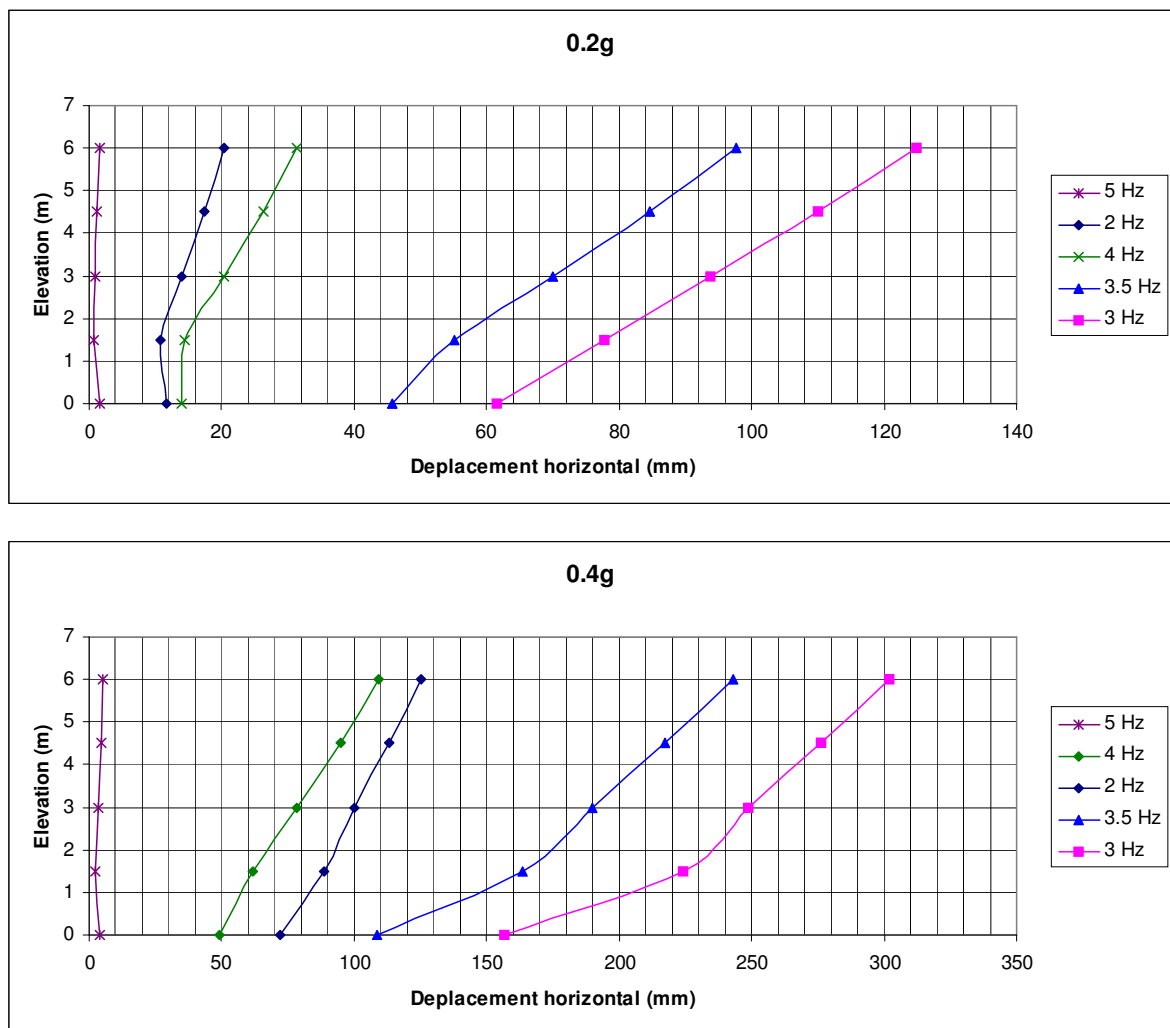


Fig. 4.17. Les déplacements horizontaux maximaux du mur à la fin de l'excitation sismique.

La Figure 4.18 visualise les déplacements horizontaux maximaux obtenus en tête du mur en fonction des différentes fréquences et accélérations. Ces courbes indiquent qu'une charge harmonique avec une fréquence voisine de la fréquence fondamentale du mur induit le déplacement maximal sous une charge sismique. Ces résultats numériques montrent une bonne concordance avec l'équation analytique 4.2

On remarque que les deux courbes sont similaires de même allure et de même pic. L'accroissement de l'accélération sismique induit une amplification du déplacement horizontal maximal.

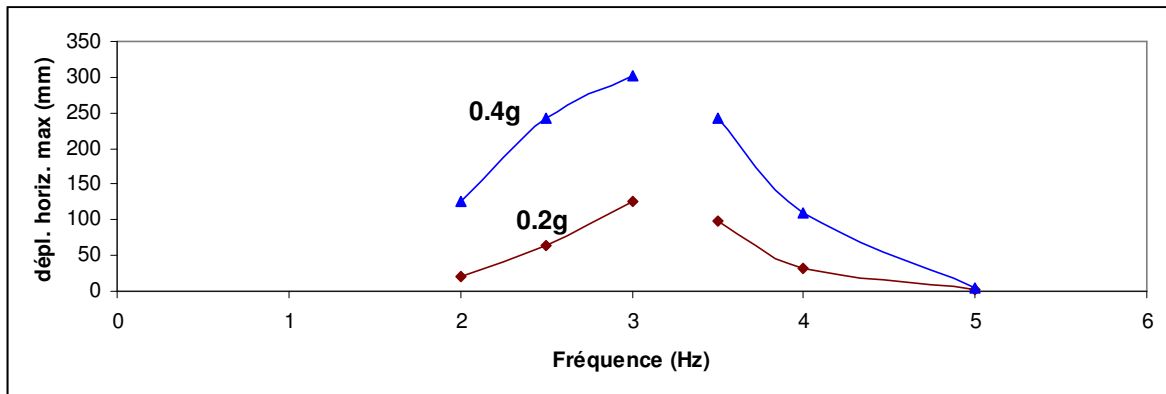
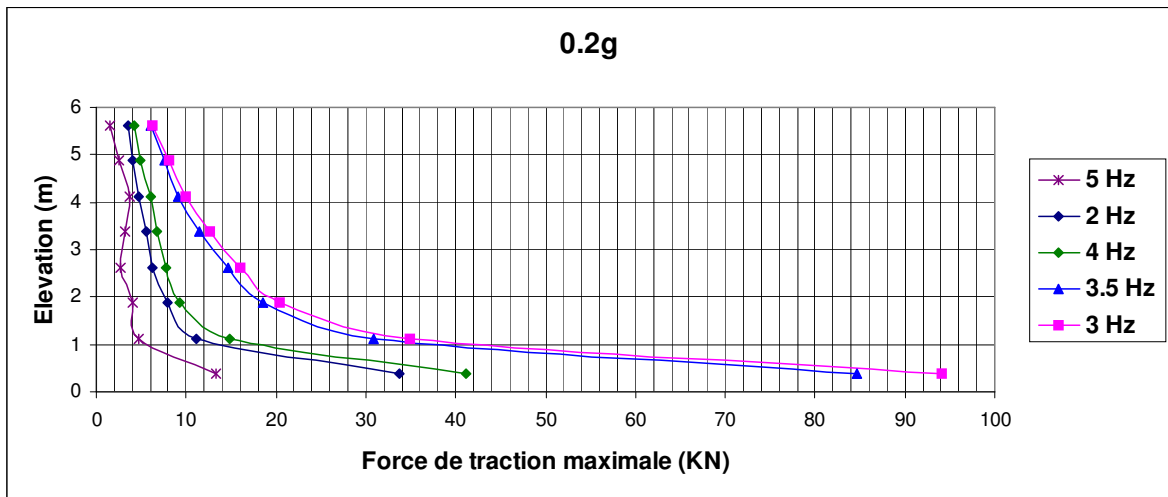


Fig. 4.18. Les déplacements horizontaux maximaux en tête du mur pour différentes fréquences avec accélération horizontale de l'excitation sismique harmonique 0.2g et 0.4g.

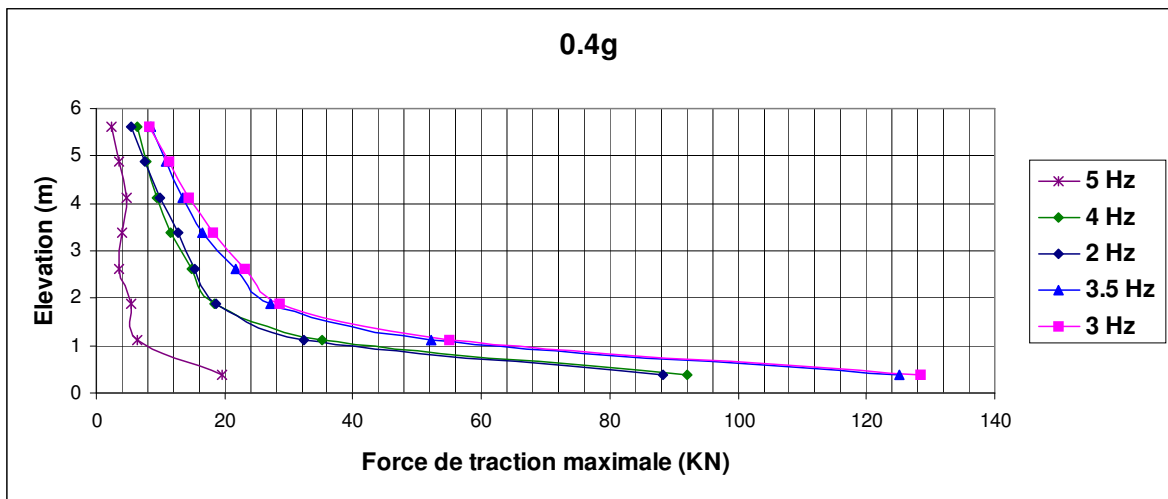
4.3.3.2 Forces de traction dans les géogrilles

Les forces de traction maximale des renforcements à la fin de la charge sismique harmonique en fonction des fréquences sont montrées sur la Figure 4.19 pour les deux accélérations 0.2 g et 0.4 g. Ces valeurs sont les forces de traction maximale enregistrées le long de chaque nappe de renforcement pour chaque fréquence.

La répartition des forces de traction sur les renforcements montre que la force maximale de traction dans le renforcement se produit au renforcement inférieur. Ces résultats montrent aussi que les forces de traction maximale augmentent avec l'augmentation de l'accélération. Pour la même accélération, les forces de traction maximale augmentent avec l'augmentation du déplacement en tête du mur. La fréquence de 3Hz induisant le plus grand déplacement en tête du mur a généré les forces de traction maximale le long des nappes de renforcement par rapport aux autres fréquences utilisées dans présente étude paramétrique.



(a)



(b)

Fig. 4.19. Les forces de traction de renforcement le long de la hauteur du mur après l'excitation sismique avec l'accélération 0.2g et 0.4g horizontale maximale.

La figure ci-dessous (Fig. 4.20) c'est la même figure 4.18 mais en ajoutant une force pseudo statique 0.2g.

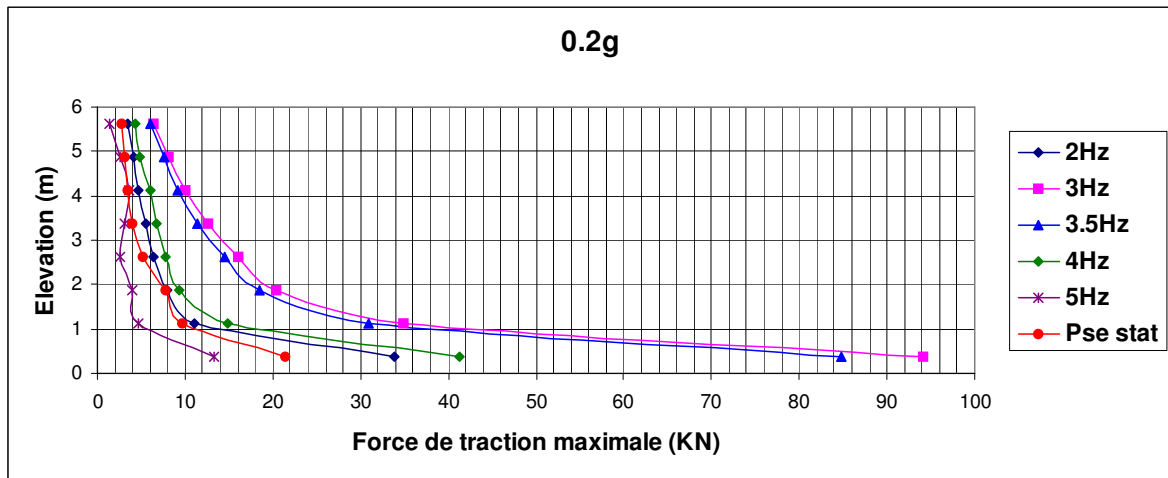


Fig. 4.20. Les forces de traction de renforcement le long de la hauteur du mur après l'excitation sismique avec l'accélération 0.2g horizontale maximale et une force pseudo statique 0.2g.

4.3.3.3 Conclusion

L'option dynamique de Plaxis permet de simuler le tremblement de terre par l'introduction soit du spectre d'accélération, vitesse ou déplacement, soit par une fonction harmonique. L'utilisation des fonctions harmoniques dans la simulation du comportement sismique permet d'établir la performance relative des murs de soutènement en sol renforcé. La variation des fréquences dans une gamme large (2 Hz, 3Hz, 3,5Hz, 4Hz et 5Hz) a permis de localiser la fréquence propre du mur. Sa comparaison avec la formule proposée par Wu (1990) montre quelle présente une bonne approche.

L'endroit du déplacement horizontal maximum est à la tête du mur pour les différentes fréquences et accélérations testées. Le maximum des forces de traction du renforcement est obtenu dans la nappe inférieure. Le déplacement horizontal maximal du mur et la force de traction du renforcement augmentent avec l'augmentation de l'accélération horizontale et sont amplifiés si la fréquence de l'excitation sismique harmonique se rapproche de la fréquence propre du mur.

La comparaison des résultats de la méthode pseudo statique avec les résultats de calcul dynamique montre l'insuffisance de la méthode pseudo statique liée à sa formulation basée uniquement sur l'accélération.

CONCLUSION GÉNÉRALE

L'effet du renforcement des culées de pont et murs de soutènement par géogrilles est un phénomène un peu complexe limitant l'utilisation des calculs analytiques. La modélisation numérique de cet effet nécessite des outils professionnels (tels que ABACUS, FLAC, PLAXIS,...) faisant intervenir des éléments de renforcements, des éléments d'interface et des modèles de comportement élasto-plastique avec un critère de type Mohr-Coulomb.

L'étude présentée dans ce mémoire avait pour finalité d'analyser le comportement des culées de pont et murs de soutènement en sol renforcé par géogrille sous sollicitations statiques et sismiques. Après un exposé qui rassemble plusieurs connaissances sur les ouvrages de soutènement en sol renforcé comme un matériau de construction, cette étude a permis dans une première étape d'exposer les différentes méthodes de calcul actuellement disponibles (calcul en équilibre limite, calcul en éléments finis) et les approches de calcul possibles (approche pseudo-statique, approche dynamique directe). Dans le but de comprendre les méthodes de calcul à la rupture, des fichiers Excel permettant le dimensionnement des murs de soutènement et des culées porteuses en sol renforcé ont été préparés selon les normes françaises 2007. En suite afin de se familiariser avec le logiciel Plaxis et d'avoir une bonne compréhension du comportement statique et dynamique des murs et culées porteuses en sol renforcé deux applications numériques ont été présentées. La première application est sur le comportement des culées en sol renforcé par géogrille (deux cas étudiés: sommier dans la zone active et sommier large) intéressées particulièrement par le phasage de construction, les efforts de traction maximale et lignes de traction maximale. En fin, une étude paramétrique sur l'influence de la longueur des nappes de renforcement clôture cette application. L'analyse des résultats de simulation par Plaxis de cette application nous a permis de conclure :

- Plaxis est un logiciel puissant contenant les éléments nécessaires à la modélisation des différentes phases et différents chargements des sols renforcés.
- Les lignes de position des tractions maximales dans les nappes de renforcement dans le cas de sommier dans la zone active sont plus proches aux normes françaises 2007 que les normes américaines AATSHO 2007. Alors que pour le cas d'un sommier large une bonne concordance entre les présents résultats et les résultats selon les normes françaises et les normes américaines.

- L'étude paramétrique sur l'influence de la longueur des nappes a montré qu'en présence de surcharge, un rapport $L/H < 0.8$ est insuffisant pour assurer la condition de limite de déformation horizontale (1%) pour les culées porteuses.
- Les résultats de simulation sur l'influence de la longueur des nappes concordent bien avec la longueur minimale de nappe exigée pour les murs de culée en sol renforcé est selon le code britannique (BSI, 1995) exprimée par $0.6H_0+2m$, où H_0 est la hauteur totale du mur incluant la hauteur du sommier.
- En utilisant une excitation sismique harmonique en variant les fréquences dans une gamme large (2 Hz, 3Hz, 3,5Hz, 4Hz et 5Hz) a permis de localiser la fréquence propre du mur. Sa comparaison avec la formule proposée par Wu (1990) montre qu'elle présente une bonne approche.
- L'endroit du déplacement horizontal maximum est à la tête du mur pour les différentes fréquences et accélérations testées.
- Sous l'action sismique, le maximum des forces de traction du renforcement est obtenu dans la nappe inférieure.
- Le déplacement horizontal maximal du mur et la force de traction du renforcement dépendent non seulement de l'accélération horizontale mais également de la fréquence, et sont amplifiés si la fréquence de l'excitation sismique harmonique se rapproche de la fréquence propre du mur.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

American Association of State Highway and Transportation Officials - Load and Resistance Factor Design - "*Design Specifications*", AASHTO LRFD Bridge , 4th Edition 2007.

Bathurst R.J. and K.Hatami, "*Seismic Response Analysis of a Geosynthetic-Reinforced Soil Wall*", Geosynthetics International, Vol. 5, No. 1-2, pp. 127-166, Rotherdam, Balkema, 1998.

British Standard Institution, "*Code of Practice for Stenghtened/Reinforced Soils and Other Fills*", B.S.8006:1995, London, 1995.

CCTG, Fascicule 61, II titre "*conception, calcul et épreuves des ouvrages d'art - programmes de charges et épreuves des ponts-routes*", 1979.

D. Combescure, "*Eléments de dynamique des structures Illustrations à l'aide de CAST3M*", 2006.

Erol Guler & M.Melih Demirkan, "*Numerical Analysis of Geosynthetic Reinforced Soil Walls With Cohesive Backfill Under Seismic Loads*", University Department of Civil Engineering, Istanbul, Turkey, 2003.

Faisal Hj Ali, Bujang B.K, Huat and Lee Chee Hai, "*Influence of Boundary Conditions on the Behavior of an Anchored Reinforced Earth Wall*", American Journal of Environment Sciences, Volume 4 (4), 289-296, Science Publications, (2008).

FHWA -U.S, Department of Transportation Federal Highway Administration- "*Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes – Volume I*", United State of America, National Highway Institute, 2009.

FHWA -U.S, Department of Transportation Federal Highway Administration- "*Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines*", United State of America. National Highway Institute, 2001.

FHWA/IN/JTRP, Joint Transportation Research Program-"*Mechanically Stabilized Earth Wall Abutments For Bridge Support*", Final Report, 2007.

Graeme D, Skinner and R, Kerry Rowe, "*A novel approach to estimating the bearing capacity stability of geosynthetic reinforced retaining walls constructed on yielding foundations*", NRC Canada, 2005.

Kianoosh Hatami and Richard J. Bathurst, "*Development and verification of a numerical model for the analysis of geosynthetic-reinforced soil segmental walls under working stress conditions*", NRC Canada, 2005.

NCHRP, National Cooperative Highway Research Program Report 556, "*Design and Construction Guidelines for Geosynthetic Reinforced Soil Bridge Abutments with a Flexible Facing*", 2006.

Nien-Yin Chang, Trever Wang and Man Cheung Yip, "*Three-dimensional Properties of MSE Bridge Abutments*", GeoCongress, ASCE, 2006.

Norme NF EN 14475, "*Exécution de travaux géotechniques spéciaux - Remblais renforcés*", AFNOR, 2007.

Norme NF EN 1997-1 Eurocode 7 "*Calcul géotechnique - Partie 1 : Règles générales*", AFNOR, 2005.

Norme NF P 94-220-0, - *Renforcement des sols - "Ouvrages en sols rapportés renforcés par armatures ou nappes peu extensibles et souples - Partie 0 : justification du dimensionnement"*, AFNOR, 1998.

Norme Pr NF P 94-270, "*Ouvrages en remblai renforcé et massifs en sol cloué*", AFNOR, 2007.

PLAXIS 2D-Version 8, "*Dynamics Manual*", Edited by R.B.J. Brinkgreve, Delft University of Technology & PLAXIS bv, The Netherlands, 2002.

PLAXIS 2D-Version 8, "*Manuel de référence*", Rédacteur R.B.J. Brinkgreve, Delft University of Technology & PLAXIS bv, Pays-Bas, 2003.

RECO, "*Design manual for reinforced earth walls*", The Reinforced Earth Company, Vienna, VA, USA, 2000.

Reinforced Earth Management Services Sdn. Bhd, "*Reinforced Earth Sustainable Technology*", REMS. 2008.

RPOA, "*Projet Du Reglement Parasismique Des Ouvrages D'ar Algeriennet*", Version avril 2007.

SETRA/LCPC, "*Les ouvrages en Terre Armée - Recommandations et règles de l'art*", 1979.

SETRA, "*Ponts Courants En Zone Sismique - Guide De Conception*", 2000.

SIA EE HOU, "*Deformation Analysis Of Reinforced Earth Wall Subjected To Applied Loads*", Universiti Teknologi Malaysia, 2009.

Skinner, G.D, Rowe, R.K, "*Design and behavior of a geosynthetic reinforced retaining wall and bridge abutment on a yielding foundation. Geotextiles and Geomembranes*", 23 (3), 234-260, 2005.

Techniques de l'ingénieur-C244, "*Murs de soutènement*", Collectif, Paris, 1995.

Techniques de l'ingénieur-C245, "*Renforcement des sols par inclusions*", Collectif, Paris, 1995.

Terre Armée Internationale "*Design Guide: Design of Reinforced Earth Abutment*", France, Tour Horizon, 1990.

Sites internet

<http://www.terre-armée.com> : site de la société Terre Armée en France.

<http://www.ngdc.noaa.gov/seg/fliers/> : site de la société NGDC "National Geophysical Data Center" U.S. Geological Survey , donne des informations sur les accélérogrammes SMC.

<http://www.vulcanhammer.net> : site pour divers publications et livres, tel que FHWA.

<http://www.geotextiles-geogrilles.fr> : site pour les produits geotextiles et geogrilles.

<http://www.cemagref.fr/geosynthetic> : site pour les produits geosyntheticques.