

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



Mémoire de Magister
Présenté à l'Université de Guelma
Faculté des Sciences et de l'Ingénieur
Département de : CENIE CIVIL
Spécialité : Mécanique des sols

Présenté par : YAHIAOUI DJARIR

***Comportement Mécanique Des Murs De
Soutènement En Terre Armée***

Sous la direction de : ***BELABED LAZHAR***

Membres du Jury:

Président :	GUENFOUD M ^{ed}	Pr	Université de GUELMA
Rapporteur :	BELABED L.	M.C	Université de GUELMA
Examineurs :	NOUAOURIA M ^{ed} Salah	M.C	Université de GUELMA
	MEKSAOUINE M ^{ed}	M.C	Université de ANNABA
	MOUSSAOUI A/K.	M.C	Université de GUELMA

Résumé

Depuis l'aube des temps, l'homme a fait du renforcement des sols par inclusions, mais les progrès décisifs dans ce domaine ne datent que de quelques dizaines d'années lorsque la technique est passée à un développement industriel avec des inclusions métalliques, puis géosynthétiques et des applications aussi bien en remblais qu'en déblais. La Terre Armée est une technique relativement récente mise au point et brevetée par Henri Vidal. Le premier mur a été construit en 1965 dans les Pyrénées, mais l'utilisation importante de la terre armée dans les projets a commencé en 1968 et 1969, avec la construction de l'autoroute Roquebrune-Menton. Depuis, la technique s'est largement développée et son utilisation est très fréquente pour la construction d'ouvrages de soutènement et de culées de pont.

Les années 80 du siècle passé ont vu se développer des outils de modélisation numérique très puissants en même temps qu'augmentaient considérablement les capacités des ordinateurs. C'est ainsi qu'il est possible à l'heure actuelle de simuler numériquement la totalité d'un ouvrage dans toute sa complexité et sous divers types de sollicitations.

L'étude de la stabilité des ouvrages de soutènement en Terre Armée joue un rôle très important dans leur dimensionnement. Dans ce but, on distingue généralement la stabilité interne et la stabilité externe. Pour construire des ouvrages de soutènement plus fiables et stables, on doit alors vérifier ces ouvrages vis-à-vis des différentes possibilités de défaillance (mécanismes de rupture). Pour cela, il existe en général deux méthodes, la méthode classique à la rupture et la méthode numérique. Ces deux méthodes sont utilisées et confrontées dans notre travail pour vérifier la stabilité d'ensemble interne des murs de soutènement en Terre Armée. Dans ce but, trois modèles mécaniques ont été étudiés analytiquement, afin de trouver le modèle le plus défavorable. Une étude par simulation numérique par le code FLAC^{2d} a été ensuite entamée pour valider les résultats obtenus par la méthode à l'équilibre limite. Les études comparatives effectuées ont montré que le modèle de rupture mixte est le plus défavorable.

Mots clés :

Ouvrages de soutènement, Terre Armée, Stabilité, Modélisation mécanique, Equilibre limite, Simulation numérique.

ملخص

منذ العصور القديمة و الإنسان يحاول أن يسليح التربة عن طريق إدخال مواد من اجل تقويتها, لكن في الأعوام القليلة الماضية بعدما تعدت هذه الطريقة إلي الخطوة الصناعية باستعمال قضبان من الحديد. تبقى تقنية التربة المسلحة قديمة نوعا ما بالنظر إلى سنة التي سجلت فيها هنري فidal هذه الطريقة , كما أن أول جدار استعملت فيه هذه التقنية في سنة 1965, لكن الاستعمال بطريقة اقتصادية كان في سنة 1968 و 1969 , وبعدها تطورت لتشمل الجسور وكل أنواع جيوتقنية .

في ثمانينات الماضية تطورت تقنية التمثيل الحسابي مع تطور اجهزة الكمبيوتر مما سمح لنا من تمثيل مجموعة كبيرة من المنشآت مع ادخال جميع الماترات هذا النوع كان في الماضي من المستحيل.

ان دراسة استقرار المنشآت جدران الدعامه باستعمال تقنية تسليح التربة يلعب دور مهم في تحديد ابعاد هذا الجدار , في هذا الأطار يوجد علي العموم نوعين من الدراسات وهي الإستقرار الداخلي والخارجي. ومن اجل دراسة هذا النوع من الدعامه لتحصل علي نوعية جيدة من حيث الثبات يجب التطرق لجميع احتمالات تهدم الدعامه , توجد عدة طرق من بينها طريقة الأنكيار الكلاسيكي و الحسابي . لقد استعملنا كلتا الطريقتين في هذا البحث من اجل فحص الثبات الكلي الداخلي لجدران الدعامه المصنوعة بالتربة المسلحة , من اجل هذا الهدف درسنا ثلاثة انواع من الأنكسار من اجل تحديد النوع الأكثر تهديد لهذا النوع من المنشآت. كما استعملنا البرنامج في الجيوتكنيك من اجل مقارنة النتائج المتحصل عليها من طريقة التوازن الحدي. من مقارنة النتائج المتحصل عليها نجد ان النموذج الأنكسار مختلط هو الأكثر احتمال وقوعه.

كلمات- مفتاح

جدران الدعامه, تسليح التربة, نموذج لأنكسار, الإستقرار, التمثيل الحسابي, الأتزان الحدي.

*A*bstract:

Since the paddle of times, the man made reinforcement of the grounds by inclusions, but decisive progress in this field does not go back as to a few tens of years when the technique passed to one développement industrial with metal inclusions, then geosynthetic and applications as well in fill as out of cuts. The Reinforced Earth is a technique relatively recent development and patented by Henri Vidal. The first wall was built in 1965 in the Pyrenees, but the important use of the earth reinforced in the projects started in 1968 and 1969, with the construction of the highway Roquebrune-Chin. Since, the technique largely developed and its use is very frequent for the construction of and abutment retaining works of bridge.

The Eighties of the last century saw développés of the very powerful numerical numerical models at the same time as increased considérablelent the capacities of the computers. Thus it is possible at the present time to numerically simulate the totality of a work in all its complexity and under various tpes of requests.

The study of the stability of the Reinforced Earth retaining walls of plays a very important part in their dimensioning. To this end, internal stability and external stability are generally distinguished. To build more reliable and stable retaining walls, one must then check these walls with respect to various possibilities of failure (mechanisms of rupture). For that, there in general exist two methods, the traditional method with the rupture and the numerical method. These two methods are used and confronted in our work to check overall stability interns Reinforced Earth retaining walls. To this end, three mechanical models were studied analytically, in order to find the model most unfavourable. A study by digital simulation by the FLAC^{2d} code was then started to validate the results obtained by the method with the ultimate equilibrium. The comparatives studies carried out, showed that the mixed model of rupture is most unfavourable.

*K*ey words:

Retaining works, Reinforced Earth, Stability, mechanical Modeling, Ultimate equilibrium, meric Simulation.

*R*emerciment

Au Nom De Dieu Le Clément Et Le Misericordieux

*J*e remercie dieu le tous puissant, courage et sante pour l'élaboration de ce modeste travail.

J'adresse mes vifs remerciements à monsieur **BELABED Lazhar**, mon directeur de thèse, Maitre de conférences à l'Université de Guelma.

*J*e le remercie de m'avoir honore en acceptent de m'encadrer, de m'avoir fait profiter de sa compétence, pour son aide considérable, ses conseils et soutient au long de ce travail.

*J*e remercie vivement :

Mr : GUENFOUD Mohamed, Professeur à l'Université de Guelma, pour avoir accepter de présider le jury.

Mr :MEKSAOUINE Mohamed, Mr : NOUAOURIA Mohamed et Mr : MOUSSAOUI A/K , pour l'intérêt qu'ils ont porté à ce travail en acceptant de l'examiner.

Sincèrement à :

Au directeur Prof: **GUENFOUD** et membres de laboratoire de Génie Civil et d'Hydraulique (LGCH) à l'Université de Guelma.

Tous les responsables du centre.

Tous les enseignants de département de Génie Civil Guelma.

Je remercie tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribue et aidé à la réalisation de ce travail.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à mes parents qui n'ont pas cessé de me soutenir et de m'apporter de l'affection, la tendresse, l'amour et les conseils nécessaires pendant les moments les plus critiques.

Je vous souhaite une excellente santé, que dieu vous accorde une longue vie, pleine de joie.

Mes frères, *Mes* sœurs Et à tout ma famille

Je vous souhaite la longue vie de croyance et de bonheur.

Soyons unis pour devenir ce que nous l'espérons, et que nous aide à le réaliser.

Mes meilleurs voeux aussi à :

Mr : HADAM Messaoud et Lakdar

Mr : RAHAL Razik

Tous mes amis : Mohamed, Youcef, Radouane, Halim, Bilal...

Chapitre I

Synthèse bibliographique sur le comportement de la Terre Armée

I.1. Introduction

Les ouvrages de soutènement sont conçus pour retenir les massifs de terre instables et soutenir les dénivellations de terrain. Il existe une grande variété de ces ouvrages selon la méthode de leur réalisation et leur comportement mécanique. Les principaux avantages de la terre armée, qui expliquent son développement important en France et à l'étranger, résident dans son économie, son intégration aux ouvrages en terre, dans le cas des remblais routiers notamment, et surtout dans sa grande déformabilité, qui lui permet de s'adapter sans risque à des mouvements importants.

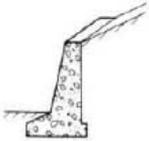
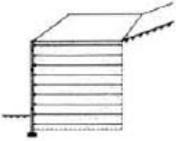
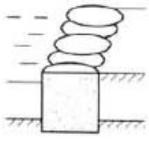
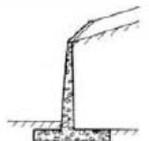
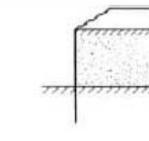
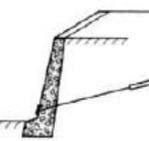
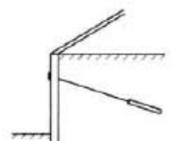
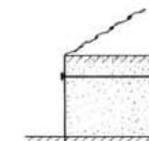
On peut classer les murs de soutènement en fonction de la reprise de la poussée :

- par encastrement (Palplanches métalliques, parois moulées,.....),
- par leur poids (Murs-poids en béton, terre armée,.....),
- par ancrages (Murs ancrés).

Le Tableau 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 [7].

Une autre classification consiste à distinguer les ouvrages de soutènement en déblai (parois moulées) et en remblai (Terre armée, Pneu-sol,...). Dans les derniers types, des inclusions (Armatures, Géosynthétiques, pneus,...) sont placées à l'intérieur de la masse de sol qui peut être le sol en place ou le sol d'apport.

Les inclusions résistent aux efforts de traction, cisaillement, et/ou de flexion, selon leur type, par frottement sol-inclusion. Les murs en remblais se comportent mécaniquement comme un mur-poids en supportant la poussée des terres par leur poids. Les murs en déblais subissent la pression des terres soit par inclusions (ancrages, clouage,...) soit par encastrement dans le sol (fiche) [3].

Tableau 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	 Mur poids en béton ou maçonnerie	 Mur en Terre Armée	 Ouvrage cellulaire
Encastrement	 Mur cantilever en béton armé	 Paroi moulée	 Rideau de palplanches
Ancrage	 Mur en béton, ancré	 Paroi moulée ancrée	 Rideau ancré

I.2 Technique de la Terre Armée

En 1960, *Henri Vidal* invente le mécanisme fondamental du sol renforcé et introduit pour la première fois la Terre Armée comme un type alternative des ouvrages de soutènement des sols [15]. Le principe de base des systèmes de soutènement en Terre Armée est le transfert des contraintes de cisaillement à l’intérieur de la masse du sol aux armatures. (Mitchell et Villet, 1987). Deux approches ont été employées pour expliquer le mécanisme de renforcement : le système discret et l’approche du matériau composite.

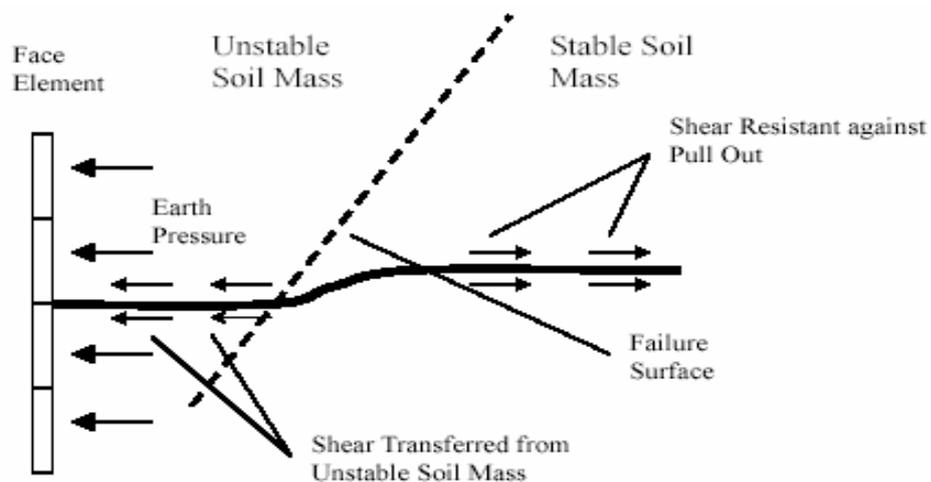


Figure I.1. Mécanisme du sol renforcé par le système discret (Hausmann, 1990) [15].

Le système discret, montré dans la Figure I.1, indique que les forces de cisaillement additionnelles de la masse du sol instable sont transférées au renforcement sous deux formes : frottement et adhérence. Le frottement est le composant de la résistance au cisaillement qui est proportionnelle à la contrainte normale agissant sur le plan de cisaillement. L'adhérence est la résistance au cisaillement entre différents matériaux (sol et inclusions) et elle est indépendante de la contrainte normale (Hausmann, 1990) [15].

L'autre approche pour expliquer le mécanisme de renforcement du sol renforcé est de l'analyser comme un matériau composite. Schlosser et Long (1972) et Yang et Singh (1974) ont employé un concept de cohésion apparente. Hausmann (1976) et Hausmann et Lee (1976) ont également interprété le mécanisme de renforcement en utilisant des concepts similaires. La Figure I.2 résume l'approche composite dans le mécanisme de renforcement en utilisant le critère de rupture de Mohr-Coulomb d'après Hausmann (1990). Comme il est montré dans la Figure I.2, le cercle de Mohr N° 0 représente un élément composite du sol renforcé à son état initial. On suppose que cet élément a le renfort inséré dans le plan horizontal, et qu'une paire de contraintes principales (verticale et horizontale, où la contrainte verticale est une contrainte principale majeure) sont appliqués sur lui. Quand la contrainte verticale augmente, le cercle de Mohr se déplace à des niveaux de contraintes plus élevés. Le cercle de Mohr N°1 représente l'état de rupture si le sol n'est pas renforcé, et le cercle de Mohr N°2 représente l'état de rupture de l'élément composite(sol renforcé).

La différence entre σ_{21} et σ_{11} est la contrainte verticale additionnelle que le sol peut prendre à l'aide du renfort. La ligne A est l'enveloppe de rupture du sol non renforcé. Les lignes B et C sont deux enveloppes hypothétiques de rupture qui sont employées pour définir la rupture dans le sol composite renforcé. La ligne B représente l'hypothèse que le sol renforcé et le sol initial ont le même angle de frottement interne. Le renfort fournit une cohésion additionnelle C_{comp} au sol composite (Figure I.2). L'hypothèse représentée par la ligne C est que le sol renforcé a angle de frottement interne plus élevé en raison de l'existence du renfort. Les équations I-1 et I-2 sont les équations des lignes B et C, alors que :

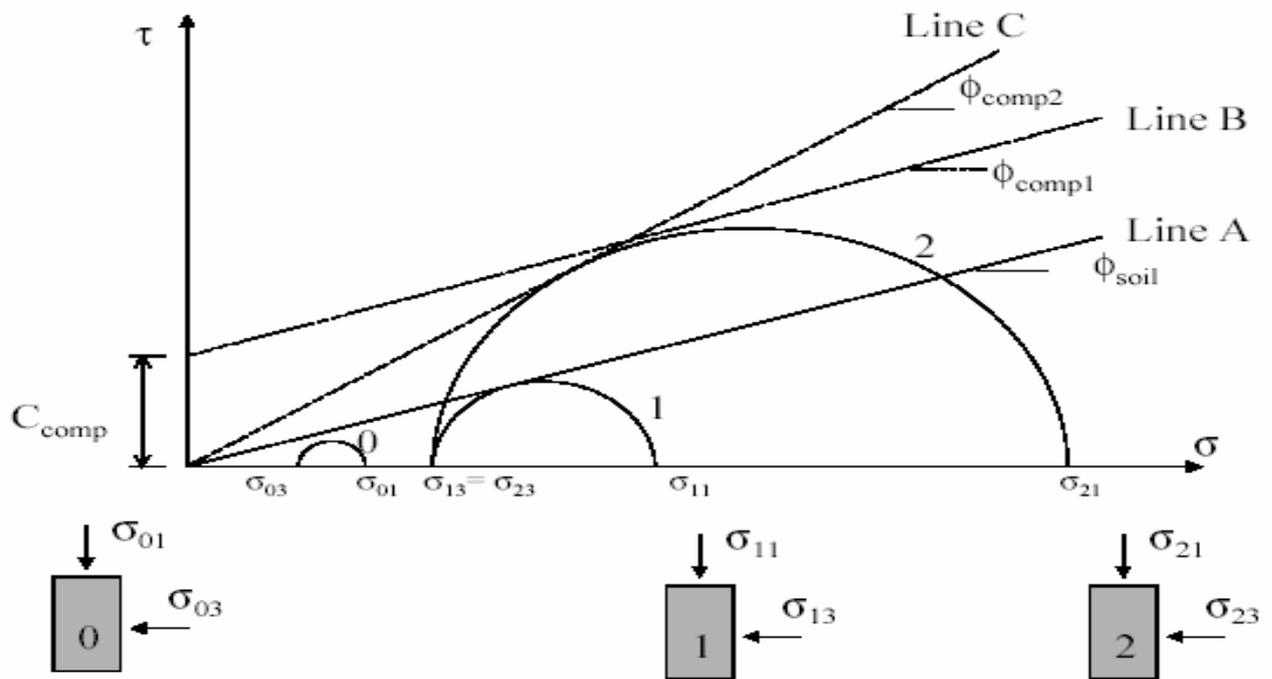


Figure I.2. Critère de rupture Mohr-Coulomb du sol renforcé.

$$\tau = c_{comp} + \sigma \times \tan(\varphi_{comp1}) \quad (\text{ligne B}) \quad (I-1)$$

$$\tau = \sigma \times \tan(\varphi_{comp2}) \quad (\text{ligne C}) \quad (I-2)$$

Boyle (1995) a vérifié à travers des essais que l'hypothèse présentée par la ligne C (équation I-2) est plus appropriée pour expliquer le mécanisme de renforcement des sols composites (géosynthétiques). Boyle a constaté que la tension qui se développe dans les renforts, pendant la tension des géosynthétiques, a augmentée la pression latérale agissant sur le sol, ce qui fait augmenter la résistance du sol.

Pour le mécanisme de rupture de la terre armée (géosynthétiques), Hausmann & Lee (1976), et Gray & Ohashi (1983) ont constaté qu'à de basses pressions de confinement, la rupture du sol renforcé s'est souvent produite par glissement à l'interface sol-renfort; et, à des pressions de confinement plus élevées, la rupture s'est produite en raison de la rupture du renfort. Cependant, cette observation dépend des propriétés du matériau de renforcement aussi bien que de l'interface entre le renfort et le sol [15].

L'approche du système discret est convenable pour analyser la rupture à des faibles et hautes pressions de confinement, bien qu'elle implique une transformation des forces compliquée.

Au contraire, l'approche de matériau composite, bien que moins de transformation de forces inter-couches soit impliquée, aura besoin d'un bon modèle constitutif de contrainte-déformation pour rendre compte des comportements très différents du matériau composite à différentes pressions de confinement.

I.3 Description du procédé et montage

Le procédé de la terre armée utilise en plus du matériau de remblai, qui représente la part importante en volume, des éléments entièrement préfabriqués. Ceux-ci permettent une exécution rapide et aisée des ouvrages, sans nécessiter de main d'œuvre spécialisée.

Ces éléments sont :

- les armatures qui, avec le matériau de remblai, sont les deux constituants essentiels de la terre armée.
- Les éléments de parement qui permettent de réaliser des faces d'ouvrage verticalement. Le parement n'a qu'un rôle secondaire dans le fonctionnement ; par contre il limite généralement la déformation d'ensemble du massif armé et influe directement sur son esthétique.

La technique des éléments préfabriqués a été inventée et mise au point pour obtenir les deux caractéristiques suivantes :

- Une rapidité d'exécution des ouvrages du même ordre que celle de remblais ordinaires et la possibilité de les construire par plots décalés ou par étapes.
- Une grande déformabilité du parement lui permettant de supporter sans dommage des tassements différentiels mêmes importants.
- Les éléments sont préfabriqués en usine et assemblés sur place, ce qui permet leur normalisation et un bon contrôle de leur qualité.

La mise en œuvre de la terre armée, assimilable à celle d'un remblai classique, s'effectue par couches successives. Elle comprend les étapes suivantes :

- Montage d'un niveau d'éléments de parement (Figure I.3),
- remblaiement d'une couche de sol et éventuellement compactage (Figure I.4)
- pose d'un lit d'armatures et fixation des armatures sur le parement par boulonnage (Figure I.4)

Ce montage peut s'effectuer entièrement de l'intérieure du parement, côté remblai, et ne nécessite ni échafaudage ni emprise extérieure.



Figure I.3. Mise en place d'une rangée d'écailles et pose d'un lit d'armature.

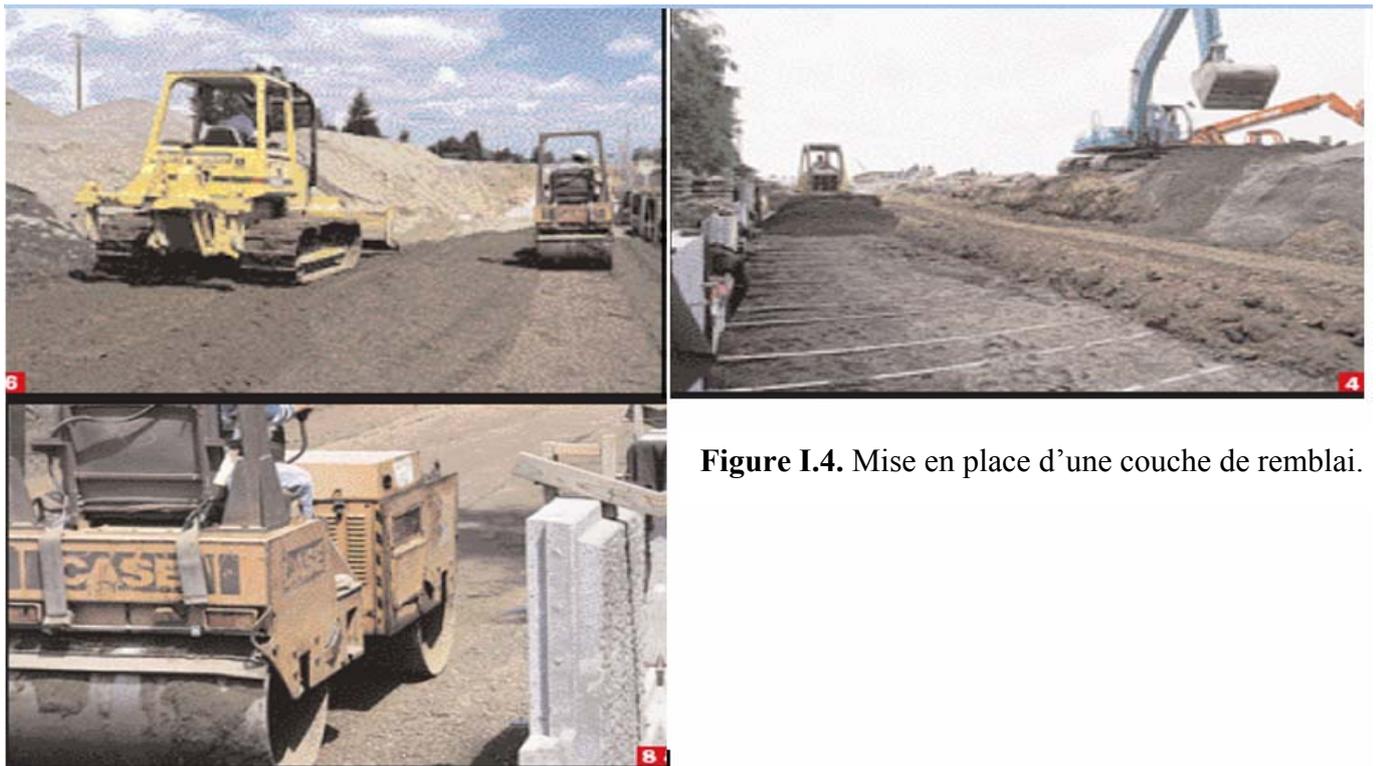


Figure I.4. Mise en place d'une couche de remblai.

Le massif en terre armée est ainsi constitué de couche de sol enserré dans des lits horizontaux et équidistants d'armatures. Il est généralement limité extérieurement par le parement vertical (Figure I.5).

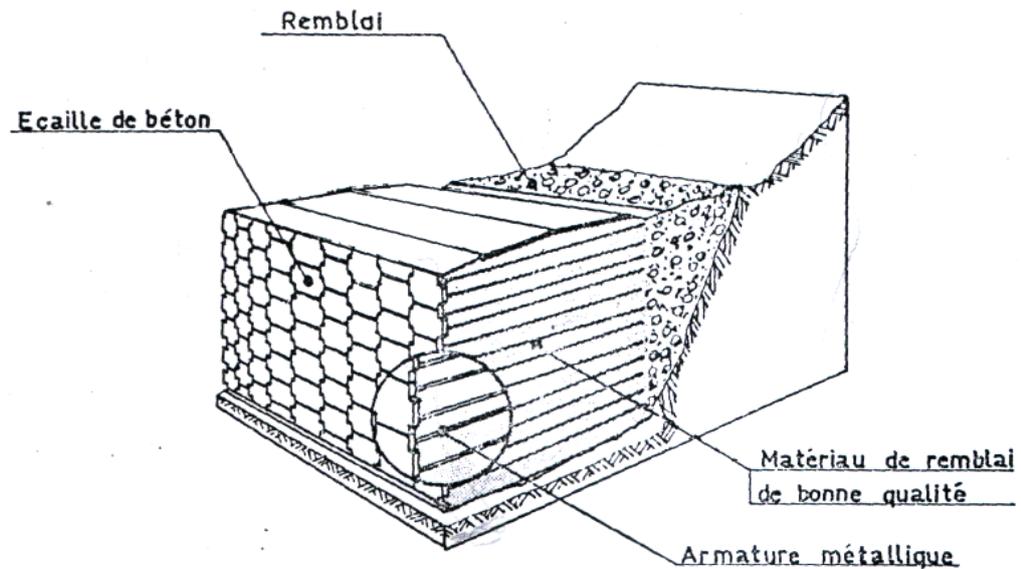


Figure I.5. Vue éclatée d'un massif en terre armée.

I.3.1 Les parements

I.3.1.1 Généralités

Dans le premier type de parement utilisé, l'élément de base est un cylindre métallique à section semi elliptique, très déformable et stable vis à vis des poussées exercées par le sol de remblai.

Ce parement a été supplanté, à partir de 1971, au profit d'un second type de parement constitué d'écailles cruciformes en béton. Ce dernier permet notamment de construire des murs à courbure continue, bien adaptés aux ouvrages de soutènement en site urbain (Figure I.7). Les parements métalliques restent réservés à la construction d'ouvrages où les problèmes d'accessibilité et de manutention font préférer des éléments de parement légers.

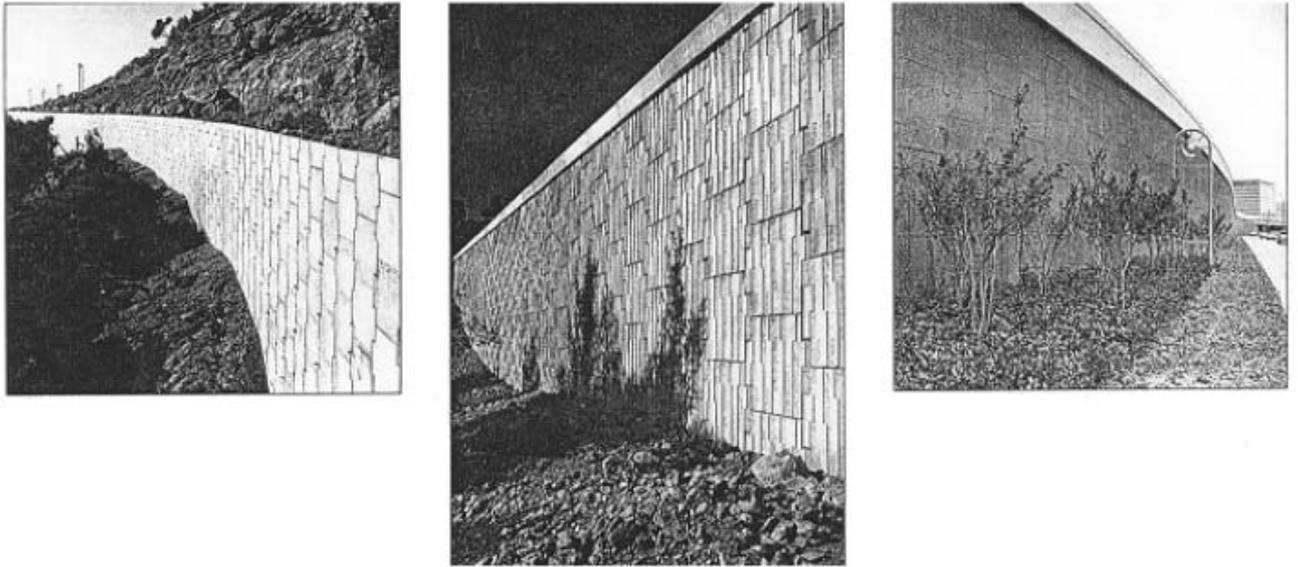


Figure I.7. Ouvrage à parement en écaille de béton.

I 3.1.2 Parement métallique

Les éléments du parement ainsi que les armatures utilisées dans ce cas, sont fabriquées à partir de tôles d'acier galvanisé. Un élément a une longueur de 10 m, une hauteur utile de 33.3cm (distance correspondant à l'espace entre deux lits d'armatures) et une épaisseur de 3 mm. Il comporte un retour en épingle formant couvre-joint continu (Figures I.8 et I.9). Son poids est de 115 kg et il peut être manié à bras d'homme [2].

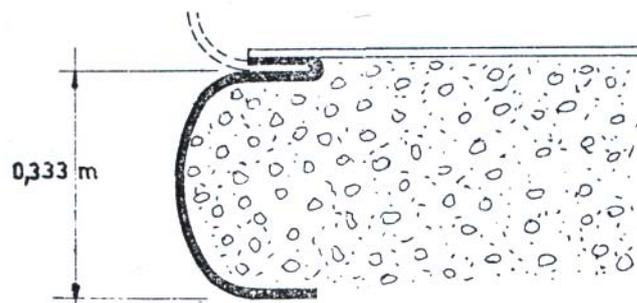


Figure I.8. Schéma d'un élément de parement métallique.

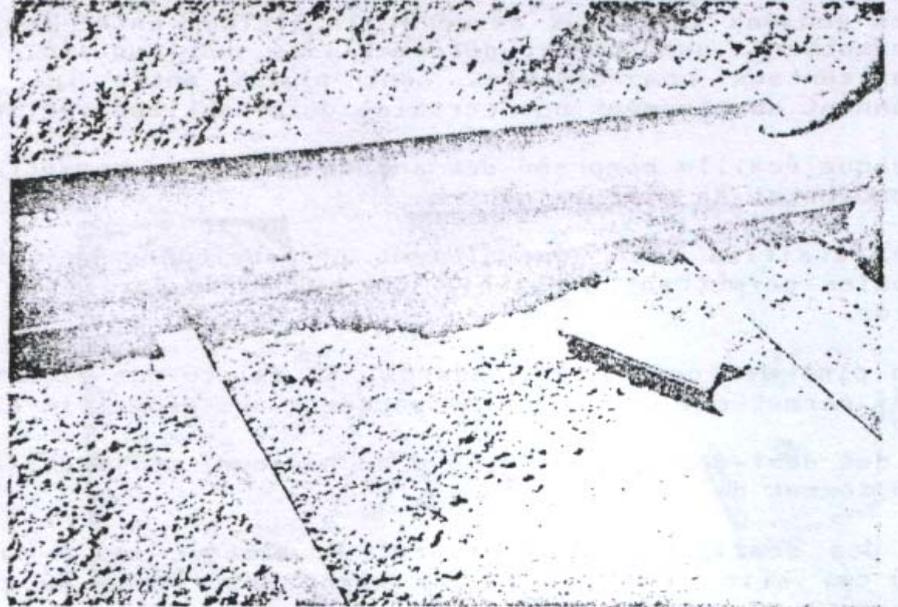


Figure I.9. Elément de parement métallique et armature lisses.

Le raccordement entre deux éléments est fait par un couvre-joint simplement appliqué sur la face interne, qui empêche la terre de s'échapper et assure dans le sens longitudinal la déformabilité du parement, par glissement des éléments sur ce couvre-joint.

En plus des éléments standards de 10 m de longueur, il est fabriqué des éléments plus courts pour le raccordement aux extrémités, ainsi que des éléments d'angle obtenus par soudure d'éléments standards à l'angle désiré.

I.3.1.3 Parement en écailles de béton

L'écaille standard (Figure I.10) est cruciforme, de 1,50 m sur 1.50 m. Son épaisseur actuelle varie de 18 à 26 cm, correspondant à un poids total de 1 t à 1,5 t. Elle est en béton non armé et comprend simplement deux étriers 10 mm H.A. Elle comporte quatre amorces d'armatures, noyées dans le béton, constituées du même métal que les armatures utilisées [2].

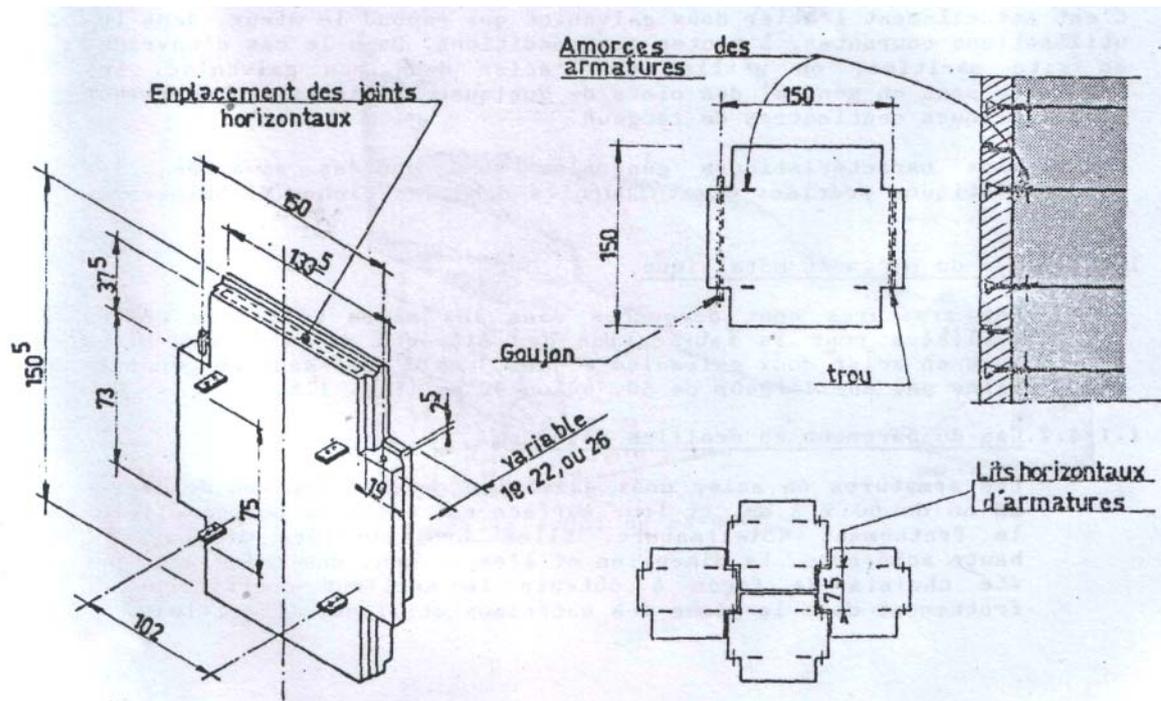


Fig. 1-9 : Caractéristiques du parement en écailles de béton

Figure I.10. Caractéristique du parement en écailles de béton.

Des goujons verticaux assurent la liaison entre les écailles et permettent une bonne déformabilité horizontale. Des joints horizontaux compressibles sont placés entre les écailles et donnent au parement une certaine déformabilité verticale. Chaque écaille comprend des ancrages de levage permettant sa manutention et sa mise en œuvre.

Les écailles sont généralement préfabriquées en usine dans des moules permettant d'obtenir une bonne régularité de leur dimension. En plus des écailles standards, il existe des éléments spéciaux qui permettent de donner au parement une géométrie quelconque :

- les demi-écailles de 0,75 m de hauteur, utilisées à la base et au sommet du parement,
- les écailles spéciales dont la hauteur varie par marche de 20 cm, afin de donner à la ligne supérieure du parement une forme quelconque,
- les éléments d'angle, permettant des changements de direction du parement.

Le parement en écailles de béton est actuellement utilisé pour presque la totalité des ouvrages. Ce parement offre en particulier de plus grandes qualités architecturales que le parement métallique. Il permet de réaliser des ouvrages avec des courbures continues en plan, qui s'intègrent généralement mieux dans l'environnement que des ouvrages strictement linéaires (Figure. I.11).

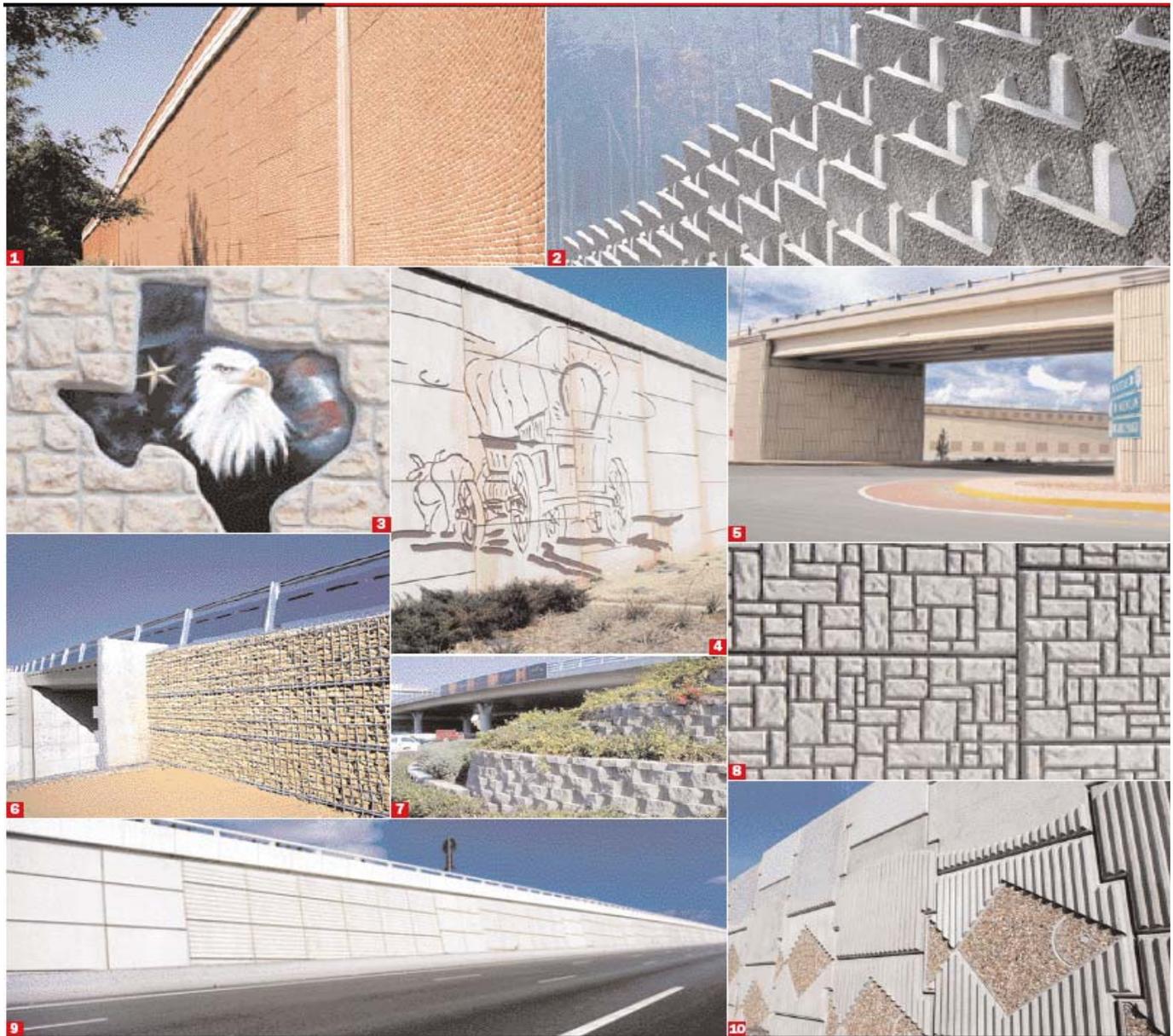


Figure I.11. Différents types d'ouvrages en terre armée.

Il assure un bon raccordement avec les autres ouvrages construits en béton puisqu'il y a alors continuité dans le matériau utilisé. Outre l'effet de damier procuré par l'assemblage des écailles, le parement en béton offre des possibilités architecturales variées par une animation de l'élément standard. Celle-ci est obtenue facilement en mettant en place, lors de la fabrication des écailles, des fonds de moule spéciaux, qui créent des bossages et des nervures. Il existe actuellement plusieurs types d'écailles standards architecturales, dont l'une a été spécialement conçue pour empêcher le collage d'affiches sur les parements. Leur utilisation implique un supplément de coût de l'ordre de 12% par rapport aux écailles classiques.

Le maître d'œuvre a également la possibilité de commander par l'intermédiaire de l'architecte des motifs spéciaux.

I.3.2 Les armatures

Les armatures doivent posséder les caractéristiques suivantes :

- avoir une bonne résistance à la traction, une rupture de type non fragile et présenter peu de fluage,
- avoir une faible déformabilité aux charges de service (de l'ordre de quelques %),
- avoir un bon coefficient de frottement avec le matériau de remblai,
- être suffisamment souples pour ne pas limiter la déformabilité du matériau "terre armée" et pour permettre une mise en œuvre aisée,
- avoir une bonne durabilité,
- être économiques.

C'est actuellement l'acier doux galvanisé qui répond le mieux, dans les utilisations courantes, à toutes ces conditions. Dans le cas d'ouvrages en site maritime, on utilise de l'acier doux non galvanisé. Les armatures sont en général des plats de quelques millimètres d'épaisseur et de quelques centimètres de largeur.

Dans le cas du parement métallique, les armatures sont découpées dans les mêmes tôles que celles utilisées pour la fabrication des éléments du parement. Elles sont en acier doux galvanisé et ont 3 mm d'épaisseur en général. Elles ont une largeur de 50, 60 ou 90 mm (Figure I.12.).

Dans le cas du parement en écailles de béton, les armatures en acier doux galvanisé ont une section de 40 x 5 mm ou de 60 x 5 mm, et leur surface est crénelée pour améliorer le frottement sol-armature. Elles sont appelées armatures à haute adhérence. La dimension et l'espacement des crénelures ont été choisis de façon à obtenir le meilleur coefficient de frottement dans la gamme des matériaux utilisés (Figure I.12).



Figure I.12. Armature à haute- adhérence

I.4 Classification des ouvrages en terre armée

Pour la conception des ouvrages en Terre Armée, leur dimensionnement, leur surveillance et le choix des matériaux, on fera référence à une classification basée sur les trois critères suivants [2] :

- la durée de service minimale prévue,
- les conditions d'agressivité du site,
- les conséquences économiques ou logistiques de la ruine éventuelle de l'ouvrage.

I.4.1. Notion de durée de service

La durée de service des ouvrages en terre armée est liée à la durabilité des armatures en contact avec le sol et l'eau qu'il contient. Dans le cas des armatures métalliques, cette durabilité dépend essentiellement de la nature et de l'intensité des phénomènes de corrosion. Le projecteur doit dimensionner un ouvrage en terre armée pour une durée de service fixée qui est une donnée du projet. Il faut distinguer la durée de service minimale prévue et la durée de service probable, qui peut être bien supérieure. Si un ouvrage est prévu pour une durée de service t , il doit offrir au bout de ce temps t une sécurité en accord avec les régies de justification en vigueur au moment de sa réalisation. Il est donc nécessaire que les armatures soient prévues avec une surépaisseur de métal correspondant à la masse présumée dissoute par corrosion au bout du temps t . Les valeurs de cette surépaisseur sont en fonction de la durée de service minimale.

Il n'existe pas à l'heure actuelle de texte réglementaire précis sur les durées de service minimales des ouvrages d'art en général. Pour les ouvrages en terre armée à haut niveau de sécurité souhaité, il est recommandé de contrôler périodiquement l'état des armatures grâce à des témoins de durabilité ; il s'agit d'échantillons d'armatures enterrés dans le remblai et faciles à extraire de l'extérieur du parement.

I.4.2. Classification en fonction de la durée de service

On définit trois classes [2] :

Les ouvrages "provisoires" à durée de service minimal de 5 ans,

Les ouvrages "temporaires" à durée de service minimal de 30 ans,

Les ouvrages "permanents" à durée de service minimal de :

- 70 ans pour les constructions ordinaires (ouvrages de soutènement principalement),

- 100 ans pour les culées de ponts, et plus généralement pour tous les ouvrages à haut niveau de sécurité.

I.4.3 Classification en fonction de l'agressivité du site d'implantation

On distingue quatre classes [2] :

- les ouvrages "terrestres hors d'eau" : ce sont les ouvrages qui ne sont jamais immergés,
- les ouvrages "exposés aux eaux douces" : ce sont les ouvrages qui peuvent être totalement ou partiellement, en permanence ou temporairement, immergés dans des eaux dont la salinité, caractérisée par la teneur en ions chlorures (Cl^-) et en ions sulfates (SO_4^{2-}), permet de les classer en eaux potentiellement potables : $[\text{Cl}^-] \leq 250 \text{ mg/l}$ et $[\text{SO}_4^{2-}] \leq 250 \text{ mg/l}$.
- les ouvrages en « site maritime » : ce sont les ouvrages qui peuvent être immergés totalement ou partiellement, en permanence ou temporairement, en eau de mer ou en eau saumâtre ou soumis à l'action directe des vagues et des embruns. On désigne par eaux saumâtres, l'eau des embouchures de fleuves, des lagunes, et d'une façon générale toute eau dont la salinité est intermédiaire entre celle des eaux douces et des eaux de mer.
- les ouvrages « particuliers » : ce sont les ouvrages qui sont soumis à des conditions d'agressivités spéciales (ouvrages soumis à des courants vagabonds, ouvrages de stockage ou de protection pour liquides agressifs..).

I.4.4 Classification en fonction du niveau de sécurité souhaité

On distingue deux classes :

- Les ouvrages « ordinaires » : ce sont essentiellement les murs de soutènement,
- les ouvrages « à haut niveau de sécurité » : ce sont principalement les culées de pont, les ouvrages supportant une ferrée, les barrages.

Chapitre II

Etude la stabilité externe des murs en Terre Armée

II.1 Introduction

Le matériau terre armée a fait l'objet de multiples recherches, à la fois théoriques et expérimentales, et le comportement global a été étudié grâce à de nombreux ouvrages expérimentaux. Le fonctionnement de la terre armée repose essentiellement sur le frottement entre le sol et les armatures. La terre armée est un matériau composite, il faut considérer séparément le comportement du sol et celui des armatures, et étudier l'interaction de ces deux éléments. Grâce au frottement entre le sol et les armatures, les contraintes horizontales dans le remblai se transmettent aux armatures, qui se mettent en traction. Par suite des efforts de cisaillement, l'effort de traction dans l'armature varie tout au long de cette dernière.

Les ouvrages de soutènement composites, dont la terre armée fait partie, se comportent mécaniquement comme les murs-poids en supportant les pressions des terres principalement par leur poids, masse renforcée (frottement sol-inclusion). L'étude de leur stabilité se fait par deux voies :

- Stabilité externe
- Stabilité interne.

L'analyse de la stabilité externe des murs de soutènement en terre armée s'effectue alors comme celle des murs-poids en vérifiant (Figure II.1) :

- Stabilité vis-à-vis du glissement de la base du mur,
- Stabilité vis-à-vis du renversement du mur (excentricité),
- Stabilité vis-à-vis du poinçonnement (portance),
- Stabilité vis-à-vis du glissement général d'ensemble.

En raison de la flexibilité et de l'exécution satisfaisante du champ des murs de la terre armée, les valeurs adoptées pour les facteurs de sécurité pour la rupture externe sont dans certains cas inférieurs à ceux utilisées pour les murs en béton armé [8].

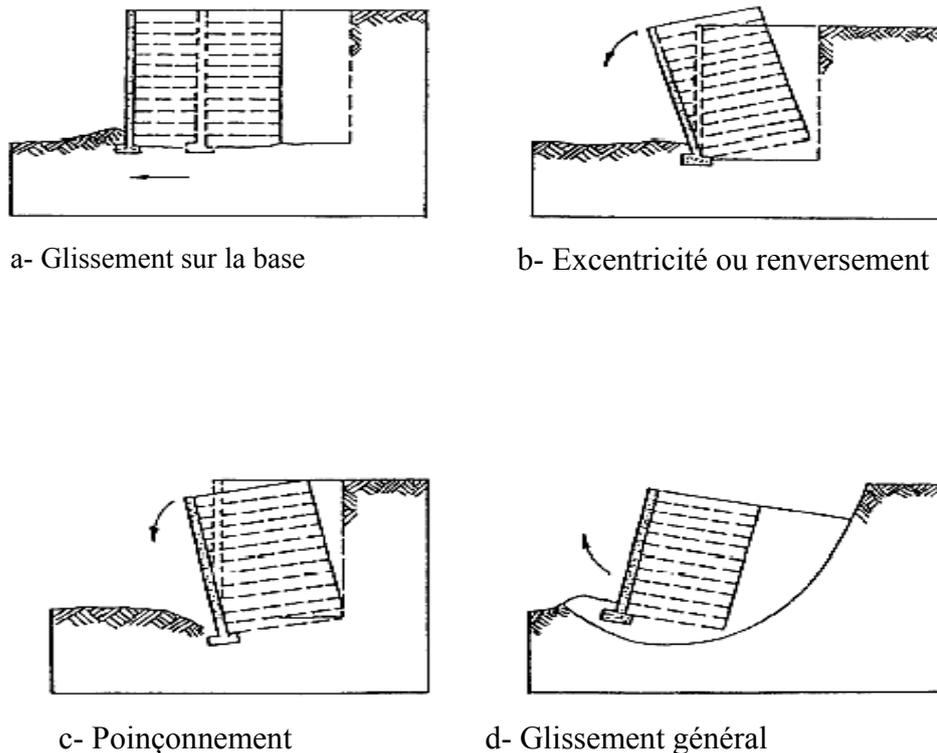


Figure II.1. Différents mécanismes de rupture externe [8].

Pour vérifier la stabilité externe des murs en terre armée, on doit suivre les étapes suivantes [17]:

a. Définition des propriétés du sol et de la géométrie du mur

Les paramètres suivants doivent être définis ou établis par le concepteur :

- Hauteur et largeur du mur,
- surcharges, charges permanentes, charges d'exploitation ,
- charges sismiques.
- Propriétés du sol et sol renforcé (γ , c , φ).
- États d'eaux souterraines.

b. Choisir les critères de performance

Les critères de performance choisie devraient refléter les conditions du site et les exigences des normes :

- Facteurs de sécurité de la stabilité externe (Glissement, renversement, Poinçonnement,.....),
- Tassement différentiel maximal,
- Déplacement horizontal maximal,

- Facteurs de sécurité de la stabilité sismique.,
- Durée de vie de l'ouvrage.

c. Taille Préliminaire

On choisit une longueur préliminaire du renfort qui devrait être plus grande de $0.7H$ et de 2.5 m, où H est la hauteur de conception de la structure. Les structures avec terre-plein incliné et surcharges nécessitent des inclusions plus longues, souvent entre $0.8H$ et $1.1H$.

d. Pression des terres pour la stabilité externe

Les calculs de stabilité pour des murs en terre armée sont faits en supposant que la masse de mur en terre armée agit comme un corps rigide. Cette masse rigide est soumise en arrière, à la limite arrière des inclusions, à la pression des terres active comme présenté sur la Figure II.2. Le coefficient de poussée est calculé pour des murs verticaux et une pente arrière horizontale ($\beta=0$) comme suit :

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{II.1})$$

Pour un mur vertical avec une pente de surcharge ($\beta \neq 0$) on a :

$$K_a = \cos \beta \left[\frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \right] \quad (\text{II.2})$$

Avec β : angle d'inclinaison du terrain par rapport à l'horizontale.

Pour un parement avant incliné, le coefficient de pression des terres active peut être calculé à partir du cas général de *Coulomb* comme suit :

$$K_a = \frac{\sin^2(\theta + \varphi)}{\sin^2 \theta \sin(\theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta + \beta)}} \right]^2} \quad (\text{II.3})$$

Où θ est l'inclinaison du parement par rapport à la verticale, et δ l'angle de frottement ($\beta < \delta < \varphi$).

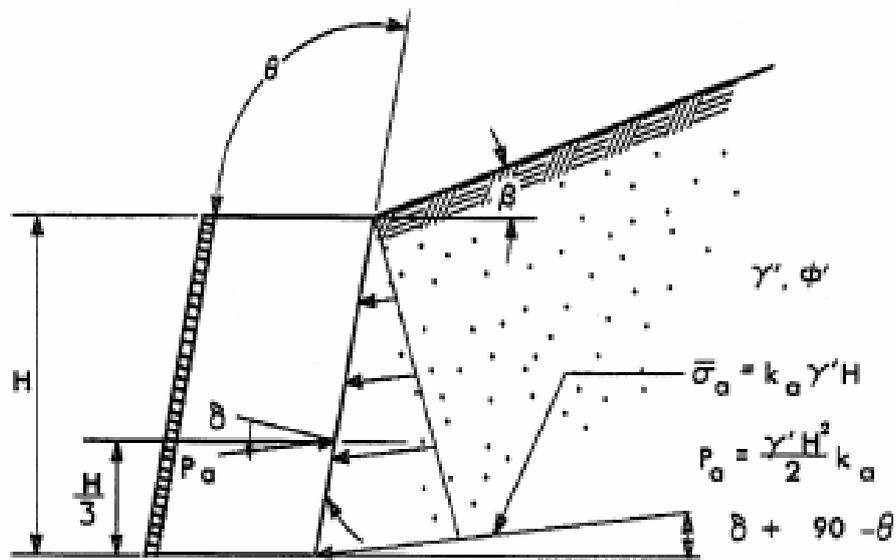


Figure II.2. Pression des terres active derrière un mur en terre armée.

II.2 Stabilité vis-à-vis du renversement

Les contraintes verticales à la base du mur définie par la hauteur h sont montrées sur la figure II.3. Il convient à noter que le poids du parement est généralement négligé dans les calculs. Les étapes de calcul sont [17]:

1- Calculer la poussée sur le parement arrière :

$$F_T = \frac{1}{2} K_{af} \cdot \gamma_f \cdot h^2 \quad (\text{II.4})$$

2- Calculer l'excentricité e de la force résultante sur la base en calculant la somme des moments de la masse de la section renforcée de sol autour du centre de la masse.

Notant que R sur la Figure II.3 doit être égale à la somme des forces verticales sur le remblai renforcé, cette condition rapporte :

$$e = \frac{F_T (\cos\beta) h/3 - F_T (\sin\beta) L/2 - V_2 (L/6)}{V_1 + V_2 + F_T \sin\beta} \quad (\text{II.5})$$

e doit être moins que $L/6$ dans les sols ou $L/4$ dans les roches. Si e est plus grand, dans ce cas des inclusions plus longues sont nécessaires.

3- calculer la contrainte verticale uniforme équivalente sur la base:

$$\sigma_v = \frac{V_1 + V_2 + F_T \sin \beta}{L - 2e} \quad (\text{II.6})$$

Cette approche, proposée par Meyerhof, assume que le chargement excentrique a comme conséquence une redistribution uniforme des pressions sur une surface réduite à la base du mur. Cette surface est définie par une largeur égale à la largeur du mur moins deux fois l'excentricité comme représentée sur la Figure II.3.

(4) Ajouter éventuellement l'influence de la surcharge et les charges concentrées dans l'expression σ_v .

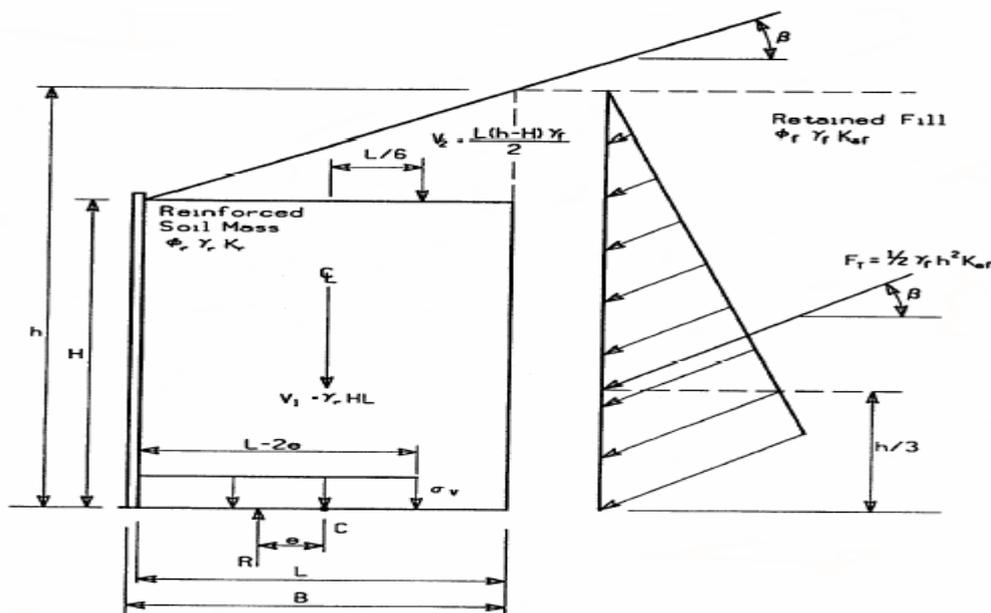


Figure II.3. Calcul de l'excentricité de la contrainte verticale.

II.3 Stabilité vis-à-vis de Glissement

La vérification de la stabilité d'un mur de soutènement en terre armée vis-à-vis au glissement sur sa base inférieure s'effectue en calculant un coefficient de sécurité F_s qui est égal au rapport des forces horizontales stabilisatrices sur les forces horizontales motrices :

$$F_s = \frac{\sum F_{stab}}{\sum F_{mot}} \geq 1.5 \quad (\text{II.7})$$

L'effet des chargements extérieurs sur la masse de la terre armée, qui augmente la résistance, devrait être seulement incluse si les chargements sont permanents.

Si le facteur de sécurité est inférieur à 1.5 on doit augmenter la longueur des renforts et répéter les calculs.

II.4 Rupture par Poinçonnement

On distingue généralement deux modes de rupture par poinçonnement, rupture de cisaillement général et rupture de cisaillement local. Le cisaillement local est caractérisé par un "serrage" du sol de fondation, quand des sols mous ou lâches existent au-dessous du mur.

II.4.1 Cisaillement Général

Pour empêcher une rupture par poinçonnement, on exige que la contrainte verticale à la base calculée avec la distribution de Meyerhof, comme discutée ci-dessus, vérifient la condition suivante:

$$\sigma_v \leq q_a = \frac{q_{ult}}{F_s}$$

$$\sigma_v \leq q_a = \frac{q_{ult}}{F_s} \quad (II.8)$$

Où q_a : contrainte admissible du sol de fondation et q_{ult} : contrainte limite de rupture.

On prend généralement un coefficient de sécurité F_s égal à 2.

II.4.2 Cisaillement Local

Pour empêcher de grands mouvements horizontaux de la structure sur les sols de faible cohésion, on doit vérifier la condition suivante :

$$\gamma H \leq 3c$$

$$\gamma H \leq 3c \quad (II.9)$$

Si des conditions de support adéquates ne sont pas réalisables, une amélioration du sol de fondation est indiquée.

II.5 Stabilité Globale

La stabilité globale ou d'ensemble est vérifiée en utilisant une méthode classique d'analyse de la stabilité des pentes. Le sol renforcé est considéré comme un solide rigide (Monolithe). La surface de rupture est complètement à l'extérieur de la masse renforcée. Pour les structures simples avec une géométrie rectangulaire, espacement relativement uniforme de renfort, et un parement vertical, des ruptures composées passant par les zones non renforcées ne seront pas généralement critiques [17]. Pour les cas compliqués avec un sol hétérogène, longueur des

renforts variables, surcharges importantes, terrain incliné,.....etc., des modèles de rupture composés traversant les zones renforcées peuvent être considérés.

Si le facteur de sécurité minimal est plus petit que le facteur de sécurité habituellement recommandé (par exemple $F_s = 1.5$), on recommande d'augmenter la longueur des renforts ou d'améliorer le sol de fondation.

Chapitre III

Etude de la stabilité interne des murs en Terre Armée

III.1 Introduction

Le renforcement des sols consiste, dans son principe, à associer un sol à des éléments résistants de manière à former un matériau composite. Après une présentation des différents types de renforcements et des techniques correspondantes, on étudie le comportement élémentaire entre le sol et un élément de renforcement, comportement qui est commun à toutes les techniques de sol renforcé.

Dans ce contexte, plusieurs essais en vraie grandeur et en modèle réduit ont été réalisés et qui sont à l'origine des réalisations pratiques. Ces essais ont permis de se faire une idée des schémas généraux de rupture et par conséquent de mettre au point des techniques de calcul directement inspirées des méthodes classiques de Coulomb pour les murs de soutènement, ou des procédés plus élaborés mais analogues utilisés pour les ruptures des murs.

Dans ce chapitre, on étudie la stabilité interne des murs en terre armée vis-à-vis des possibles ruptures des éléments constituant la structure ou d'ensemble qui sont généralement :

- Rupture par cassure des armatures,
- rupture par défaut d'adhérence,
- rupture du parement,
- rupture d'ensemble (armature-sol-parement)

L'objectif principal de notre travail est d'analyser le dernier mode de rupture cité ci-avant (rupture d'ensemble de la structure).

III.1.1 Rupture par cassure des armatures

La rupture d'un ouvrage par cassure des armatures résulte d'une résistance insuffisante de ces derniers. Cette insuffisance peut être due à un sous-dimensionnement ou à un niveau de sollicitation plus élevé que prévu ou encore à un affaiblissement par corrosion de la section résistante des armatures. Les essais ont montré que la rupture se développe de façon progressive et rapide le long de la ligne des tractions maximales (Figure III.1) [12].

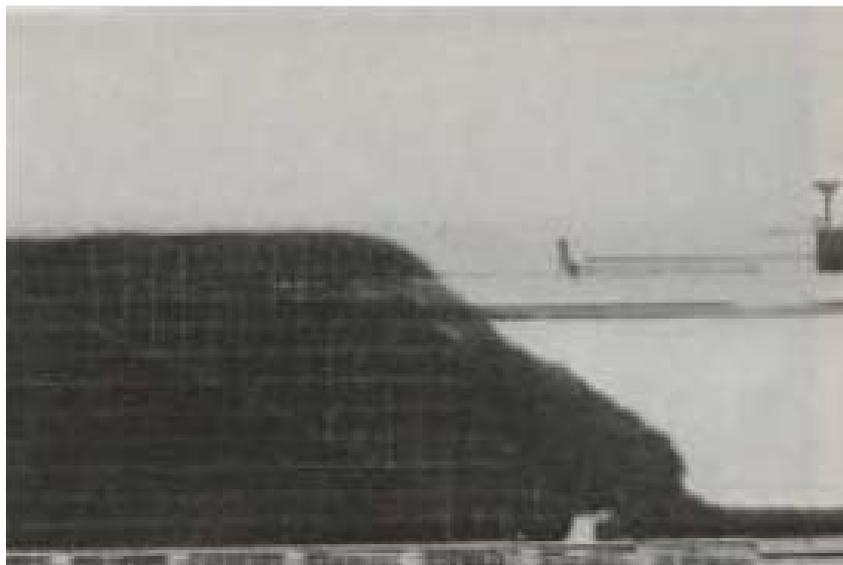


Figure III.1. Rupture par cassure des armatures dans un massif bidimensionnel renforcé.

III.1.2 Rupture par défaut d'adhérence

La rupture par défaut d'adhérence se produit lorsque le coefficient de frottement sol-armatures pour équilibrer l'effort de traction auquel elles sont soumises est mal estimé. Les armatures glissent alors par rapport au sol ; il apparaît dans l'ouvrage de grandes déformations qui évoluent progressivement jusqu'à la rupture (Figure III.2) [12].

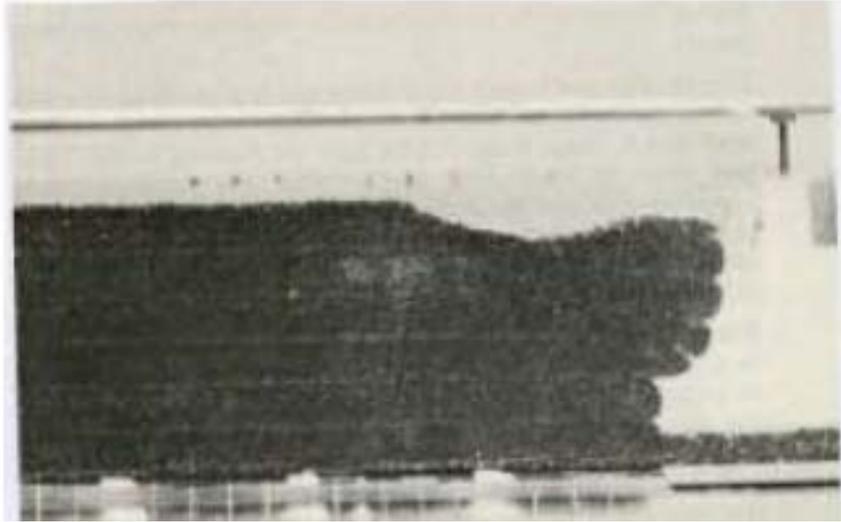


Figure III.2. Rupture par défaut d'adhérence d'un massif bidimensionnel renforcé par des armatures en papier d'aluminium.

III.1.3 Rupture d'ensemble

Il s'agit d'un grand glissement englobant le mur. Pour remédier à une rupture interne d'ensemble (sol-armature-parement), on doit déterminer les forces de traction maximales développées dans les armatures et la géométrie de la surface de glissement critique (Figure III.3) [12].

L'étude de ce type de stabilité fait appel souvent aux méthodes classiques de mécanique des sols (état limite de rupture). Dans notre travail, on a étudié ce type de stabilité avec la méthode classique de rupture pour la confronter ensuite avec les résultats de simulation numérique.

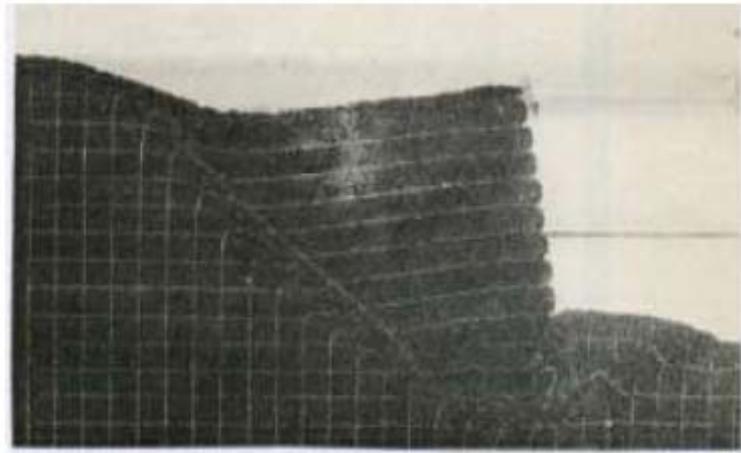


Figure III.3. Rupture d'ensemble d'un massif renforcé.

La méthode générale de vérification de la stabilité interne s'effectue en suivant les étapes suivantes :

- Choisir la surface de rupture critique (Modèle mécanique),
- déterminer la force de traction maximale à chaque niveau de renfort,
- déterminer la force de traction maximale par défaut d'adhérence à chaque niveau de renfort,
- évaluer le coefficient de sécurité.

III.2 Méthodes de calcul

Depuis le développement des murs de soutènement composites, un nombre important de méthodes de calcul a été proposé pour leur dimensionnement. La pratique courante consiste à la détermination des exigences géométriques et de renforcement pour prévenir des ruptures interne et externe en utilisant la méthode de l'équilibre limite. Les justifications de la stabilité externe pour des structures en terre armée traitent la section renforcée comme une masse de sol homogène composite et évaluent la stabilité selon des modes de défaillance (rupture) conventionnels pour les murs-poids. Les différences dans la pratique actuelle existent pour la justification de la stabilité interne qui détermine le renfort exigé, principalement dans le développement de l'effort latéral interne et la supposition de la position de la surface de rupture la plus critique [11].

La stabilité interne est traitée comme une réponse des éléments discrets dans une masse de sol. Ceci suggère que les déformations soient contrôlées par les renforts plutôt que par la masse totale, qui apparaît donner le volume de sol beaucoup plus grand dans de telles structures. Par

conséquence, les analyses de déformation ne sont pas généralement incluses dans les méthodes courantes.

En se basant sur les résultats des recherches effectuées dans les dernières décennies, on peut conclure qu'une approche de calcul complète devrait comprendre ce qui suit :

- Analyse des contraintes-déformations.
- Analyse d'équilibre limite.

III.2.1 Méthode des contraintes et déformations

L'analyse par la méthode des contraintes-déformations consiste à :

- Choix d'endroit du renfort et le contrôle que les contraintes dans la masse du sol stabilisé sont compatibles avec les propriétés du sol et des inclusions.
- Évaluation de la stabilité locale au niveau de chaque armature et la prédiction d'une rupture progressive.

Avantages

- Fournit des évaluations des efforts, des contraintes et des déformations.
- Prévoit des déformations des éléments jusqu'au point de rupture, permettant l'identification du mode de rupture probable.
- Permet de modéliser des états plus réalistes des structures (c.-à-d. frontières, comportement de sol et géométrie complexes).
- Peut tenir compte des diverses opérations de construction de l'ouvrage.
- Prévoit les conséquences et les effets de la rupture de la structure.

Inconvénients

- Coût de temps pour la formulation des problèmes, la caractérisation matérielle des propriétés, et l'interprétation des résultats.
- Coût d'effort informatique accru requis pour la géométrie de la structure, comportement contrainte-déformation, états des frontières et des opérations plus complexes de modélisation.

III.2.2 Méthode de l'équilibre limite

Une analyse à l'équilibre limite consiste à la vérification de la stabilité d'ensemble de la structure. Les types de stabilité qui doivent être considérés sont externes, interne, et combinée:

- La stabilité externe englobe la stabilité d'ensemble de la masse de sol renforcé considérée comme rigide et elle est évaluée en utilisant une surface de rupture à l'extérieur de la masse de sol renforcé.
- L'analyse de la stabilité interne consiste à l'évaluation des surfaces de glissement potentielles dans la masse de sol renforcé.
- Dans certains cas, la surface de glissement critique est partiellement en dehors et partiellement à l'intérieur de la masse de sol stabilisé, et une analyse de stabilité combinée externe/interne peut être exigée.

III.2.2.1 Méthode de l'équilibre local

La méthode de l'équilibre local, qui fut développée pour la première fois pour la Terre Armée, consiste à étudier l'équilibre d'une tranche de sol et de parement autour d'un élément de renforcement horizontal (Figure III.6). Comme l'état des contraintes et des déformations dans ce volume réduit de sol dépend du comportement d'ensemble de l'ouvrage, il faut faire appel à un certain nombre d'hypothèses ainsi qu'à des résultats de mesures sur des ouvrages réels similaires pour pouvoir résoudre le problème. Il est classiquement supposé que les contraintes tangentielles $\tau_i(x)$ et $\tau_{i+1}(x)$ sur les faces supérieure et inférieure s'équilibrent ainsi que les efforts tranchants horizontaux dans le parement. Par ailleurs, le cisaillement τ est nul au point de traction maximale T_M (T est maximal et sa dérivée, proportionnelle à τ , est nulle) et les directions horizontale et verticale sont des directions principales pour les contraintes. La face arrière de la tranche est alors prise verticale au point de traction maximale T_M , ce qui permet d'écrire simplement l'équilibre horizontal de la tranche sous la forme suivante :

$$T_M = S_v \cdot S_h \cdot K \cdot \sigma_v(z) \quad (\text{III. 1})$$

Avec S_v et S_h espacements vertical et horizontal (Figure III.6),

$\sigma_v(z)$: contrainte verticale à la profondeur z et au point de traction maximale,

K : coefficient reliant la contrainte horizontale à la contrainte verticale (Figure III.4).

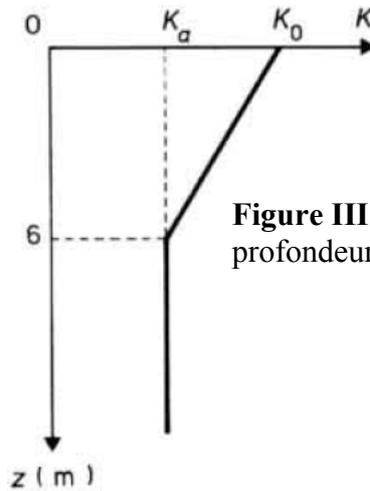


Figure III.4. Variation en fonction de la profondeur du coefficient K .

Les hypothèses précédentes sont à compléter à la fois par la connaissance du coefficient K , lequel peut être interprété comme un coefficient moyen de poussée des terres le long de la ligne des T_M , et par la distribution de la contrainte verticale $\sigma_v(z)$ en fonction de la profondeur. La Figure III.5 présente les courbes expérimentales $K(z)$ prises en compte dans les recommandations américaines pour différents types de renforcements en fonction de leur extensibilité [7]. La distribution de la contrainte verticale $\sigma_v(z)$ le long d'un renforcement horizontal est supposée non uniforme et de type Meyerhof pour les remblais renforcés quasi inextensibles (Figure III.6). Connaissant la distribution des efforts dans chaque renforcement aux états de service et sa loi de comportement, il est alors même possible d'évaluer une partie des déformations de l'ouvrage en service.

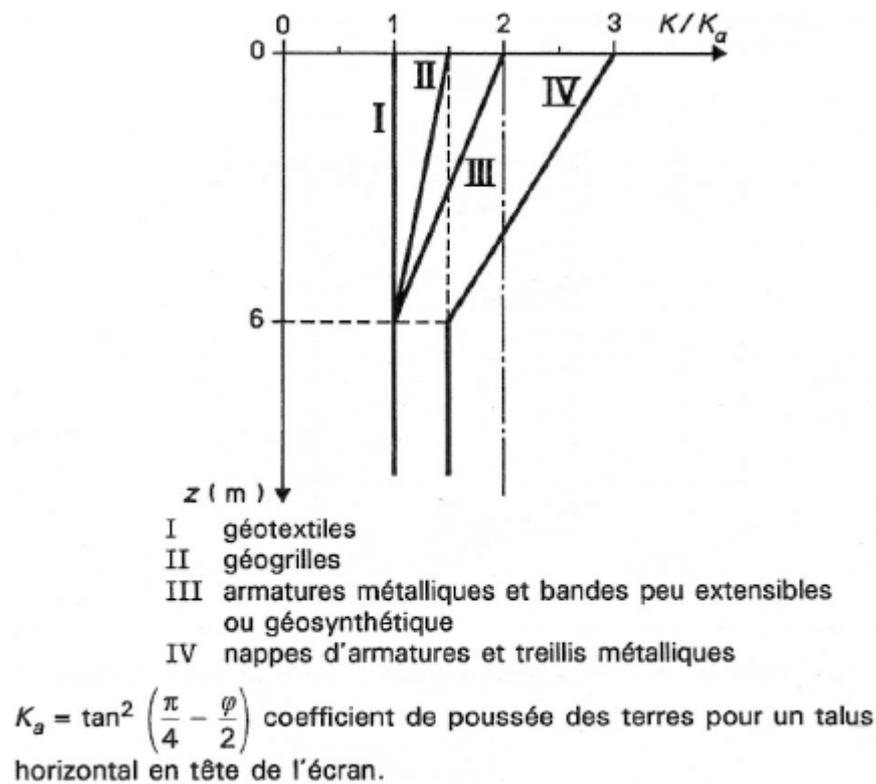


Figure III.5. Variation du coefficient K suivant l'extensibilité du renforcement.

Cette méthode s'avère bien adaptée pour le dimensionnement aux états limites de service des techniques de renforcement de remblai qui sont relativement bien normalisées. En effet, le coefficient $K(z)$ et la distribution des contraintes $\sigma_v(z)$ doivent être connus à partir des mesures réalisées sur des ouvrages en service.

Cependant, pour les autres techniques et notamment pour les ouvrages en sol cloué, qui sont utilisés dans tous les types de sol et avec des géométries très variables, une telle méthode ne peut pas être développée. 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. À la pointe de traction maximale M , la contrainte verticale de cisaillement dans le sol est nulle et les contraintes verticale et horizontale sont donc des contraintes principales. Par raison de symétrie, les cisaillements sont également supposés nuls sur un plan médian entre deux lits d'armatures (Figure III.6) [7]. On écrit que localement les contraintes horizontales sont équilibrées par les armatures.

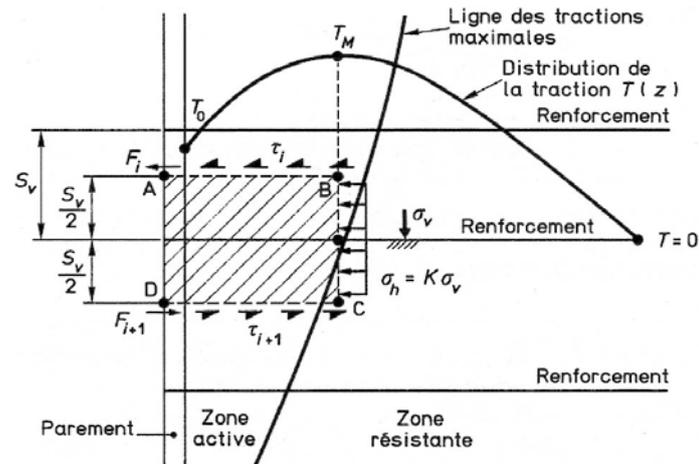


Figure III.6. Principe de la méthode de l'équilibre local.

III.2.2.2 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. 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 ». On admet alors que ce coin est soumis aux actions issues des efforts suivants (Figure III.7) [2] :

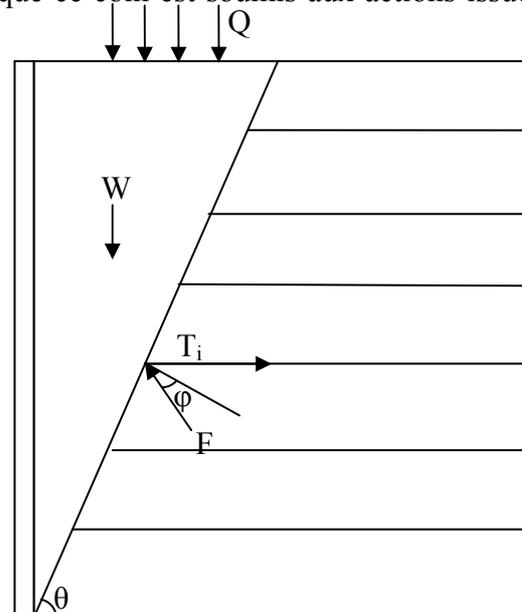


Figure III.7. Les forces et les réactions dans la méthode d'équilibre global.

W: poids propre du coin,

Q: surcharge,

F : réaction du remblai sur le « coin » inclinée à l'angle φ sur la normale au plan de rupture,

T_i : la somme des efforts de traction développés dans les armatures coupées par le plan de rupture.

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.

III.3 Modèles mécaniques de rupture

Les conditions de stabilité d'un mur en terre armée sont fortement liées à la géométrie et aux propriétés de résistance mécanique de la masse de sol, l'armature et l'interaction sol-armature. Ces paramètres déterminent lequel des mécanismes d'instabilité sont cinématiquement possibles.

Le principe de la détection des risques de rupture est résumé en deux étapes :

- l'objectif de la première phase est l'identification des configurations géométriques favorables à la rupture pour les différents mécanismes de rupture reconnus (rupture plane, rupture circulaire, rupture mixte).
- la seconde phase implique le calcul des coefficients de sécurité associés à chaque mécanisme de rupture identifié à l'étape précédente. Le logiciel (STA) donne le coefficient de sécurité minimum. Les surfaces de rupture de différentes géométries sont simulées à l'intérieur du volume analysé, d'après l'extension et l'espacement des familles impliquées.

Pour tenter une analyse théorique de ces résultats expérimentaux, on a assimilé les différents types de ruptures possibles dans les murs en Terre Armée à des modèles mécaniques définis. On assume que la surface de glissement la plus critique dans un mur en terre armée simple coïncide avec la ligne de tension maximum des forces (c.-à-d., le lieu de la force de tension maximum, T_{max} , dans chaque couche de renfort). On assume que la forme et l'endroit de cette ligne sont connus et prouvés pour les structures simples à partir d'un grand nombre d'expériences et d'études théoriques [7].

Les différents mécanismes de rupture d'ensemble possibles d'un mur en terre armée sont illustrés dans la Figure III.9.

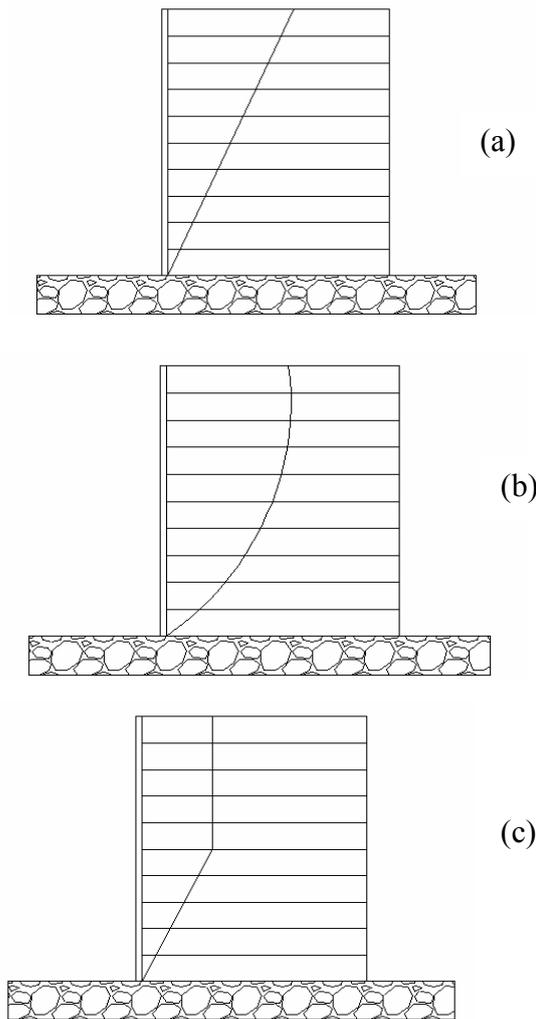


Figure III.9. Différents mécanismes de rupture d'un mur en terre armée :

- a- Surface de rupture plane.
- b- Surface de rupture circulaire.
- c- Surface de rupture mixte.

Quand la rupture se développe, le renfort peut s'étendre et être déformé à son intersection avec la surface de rupture. En conséquence, la force de tension dans le renfort augmenterait.

III.4 Frottement sol-armature

Pour toutes les techniques de soutènement en sol renforcé, que les inclusions soient linéaires ou bidimensionnelles, et quel que soit le mode de construction, en remblai ou en déblai [7], les efforts de traction dans les renforcements ne sont pas maximaux au parement mais à l'intérieur du massif de sol renforcé. Le lieu géométrique des points de traction maximale T_M sépare le massif en deux zones (Figure III.10) : une **zone active** située derrière le parement où les contraintes de cisaillement à l'interface du sol avec l'inclusion sont dirigées vers l'extérieur, une **zone résistance** où les contraintes de cisaillement sont dirigées vers l'intérieur et s'opposent au déplacement latéral de la zone active.

Comme pour le béton armé, le dimensionnement des ouvrages en terre armée nécessite de considérer séparément le comportement du remblai et celui des armatures. Il est en effet nécessaire de connaître en tout point le comportement local du matériau, et non pas seulement

son comportement global au niveau de l'ouvrage. Grâce au frottement qui se développe entre le sol et les armatures, ces dernières se mettent en traction, conférant au matériau (sol) une

cohésion proportionnelle à la densité et à la résistance des armatures. Le frottement se traduit par des contraintes de cisaillement à la surface des armatures et entraîne ainsi une variation continue de l'effort de traction dans ces dernières (Figure III.10)

La connaissance du frottement dans la terre armée repose principalement sur de très nombreux essais de traction d'armatures effectués à la fois sur ouvrages réels et sur des modèles réduits. Bien que ce type d'essai ne soit pas complètement représentatif du fonctionnement réel de la terre armée, il donne néanmoins des résultats suffisamment précis sur les lois de mobilisation du frottement.

La contrainte qui s'exerce sur une armature n'est pas connue généralement. Aussi, on n'utilise pas le coefficient de frottement réel sol-armature $f = \tau_{\max}/\sigma$, mais un coefficient de frottement apparent noté f^* et défini par la formule $f^* = \tau_{\max}/\sigma_1$.

Où τ_{\max} est la contrainte de cisaillement maximale mobilisable sur la face de l'armature, σ_1 la contrainte verticale moyenne et σ la contrainte verticale réelle de l'armature. Les principaux facteurs influant sur la valeur de ce coefficient f^* sont le poids volumique du remblai, l'état de surface de l'armature, et le poids des terres au-dessus de l'armature [2].

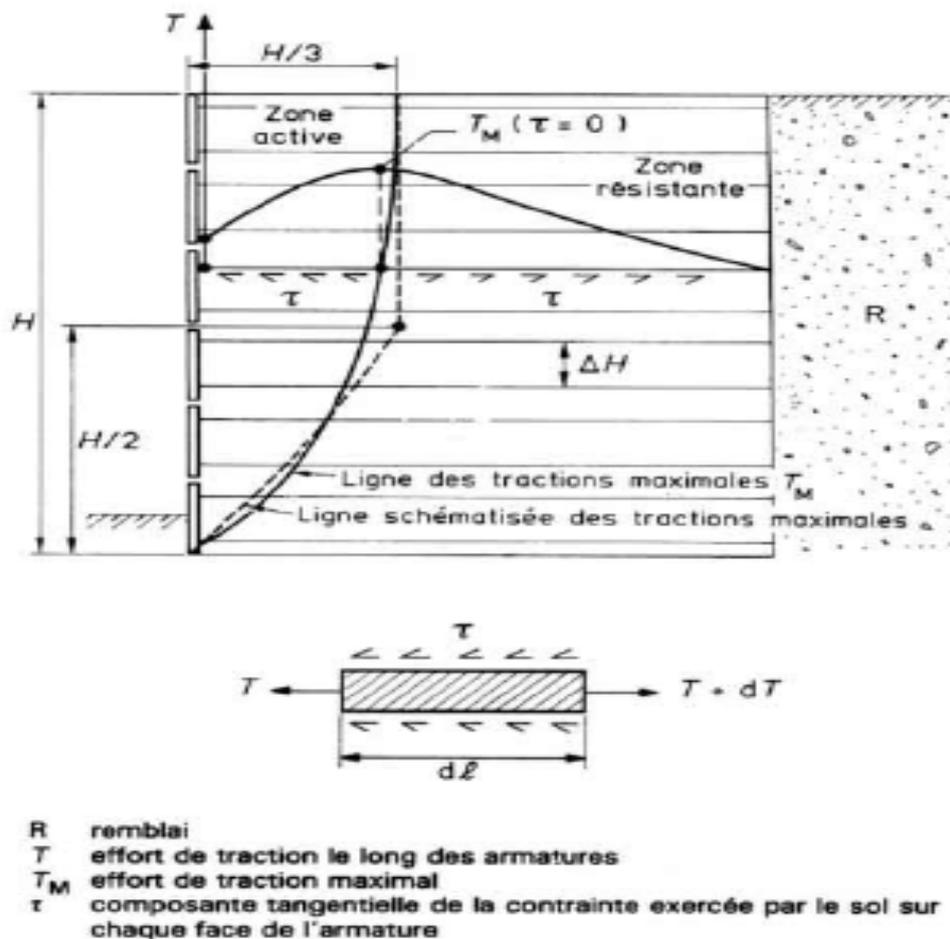


Figure III.10. Répartition des tractions dans les armatures d'un mur en Terre Armée [6].

Les études sur modèles réduits ont montré que, lorsque le remblai est dans un état très lâche, le coefficient de frottement apparent est toujours sensiblement égal au coefficient de frottement réel. Par contre, dès que le remblai est dans un état dense, ce qui est toujours le cas des ouvrages réels même peu compactés, le coefficient de frottement apparent peut avoir des valeurs très largement supérieures au coefficient de frottement réel. Ces résultats s'expliquent par le phénomène de dilatance. Pour des densités élevées, les efforts de cisaillement qui se développent au voisinage immédiat des armatures ont tendance à augmenter localement le volume du sol. Cette expansion est limitée par la faible compressibilité des zones de sol voisines ; il en résulte une augmentation de la contrainte normale s'exerçant sur les faces de l'armature (Figure III.11), et donc une valeur de f^* supérieure à la valeur du coefficient de frottement réel f [2].

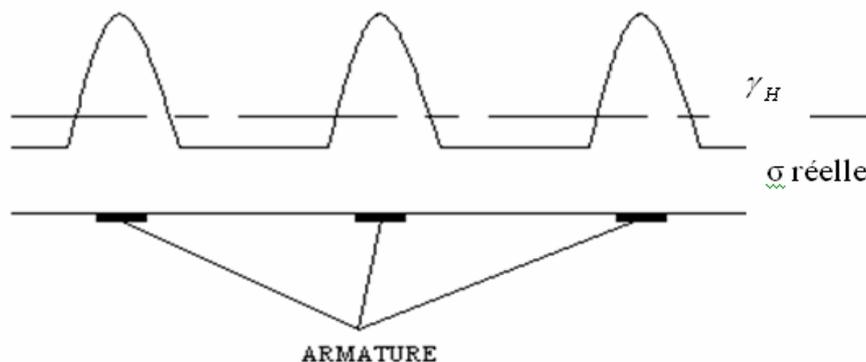


Figure III.11. Répartition des contraintes sur un lit d'armatures.

Par simplification, on suppose que le coefficient de frottement apparent est constant tout le long d'une armature. Dans le cas des armatures lisses, on ne tient pas compte de l'effet du poids des terres, de telle sorte que le coefficient f^* est le même dans tout le massif de terre armée. Dans le cas d'armatures H.A, on schématise l'effet du poids des terres par une loi de variation de f^* en fonction de la profondeur (eq.III.2 et III.3), obtenue à partir d'une enveloppe inférieure de tous les résultats expérimentaux.

$$f^* = f_0^*(1-z/z_0) + \text{tg}\varphi (z/z_0) \quad \text{pour} \quad z \leq z_0=6\text{m} \quad (\text{III. 2})$$

$$f^* = \text{tg}\varphi \quad \text{pour} \quad z > z_0 \quad (\text{III. 3})$$

Pour les remblais en site terrestre et l'angle de frottement φ est prise égal à la valeur caractéristique minimale de 36° . Le coefficient f_0^* dépend de nombreux paramètres (granularité, angle de frottement interne, etc.), il peut être évalué par la formule :

$$F_0^* = 1.2 + \log_{10} C_u \quad (\text{III.4})$$

Où C_u est le coefficient d'uniformité du remblai :

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (\text{III.5})$$

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.

En l'absence de mesures précises, on retiendra comme valeur minimale : $f_0^* = 1.5$.

III.5 Formulation des équations d'équilibre

Pour appliquer la méthode d'équilibre global d'une masse homogène sujette à une rupture circulaire, plane ou mixte ne répond manifestement pas aux besoins de la pratique la plus courante, il est nécessaire de disposer d'une méthode beaucoup plus générale permettant la prise en compte de lignes de glissement quelconques et de massifs hétérogènes. En face d'un tel problème aux données complexes, on cherche la solution en divisant le massif en un certain nombre de volumes élémentaires pour chacun desquels la ligne de glissement a une forme simple.

Donc, on discrétise la surface de rupture en segments de longueur égale $= S_v / \cos(\theta)$ jusqu'à l'éventuelle partie verticale (Figure III.12).

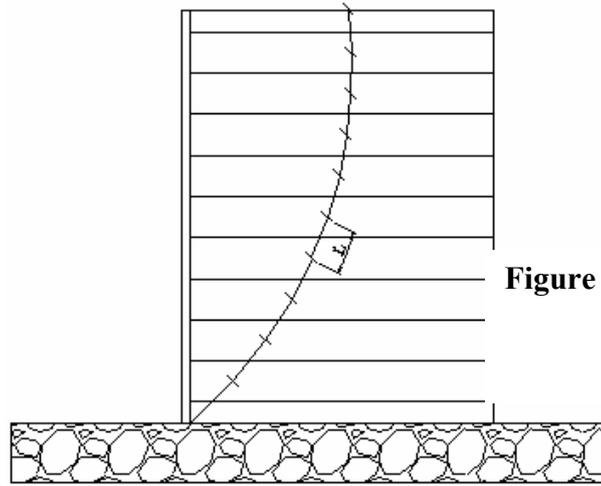


Figure III.12. Discretisation de la surface de rupture.

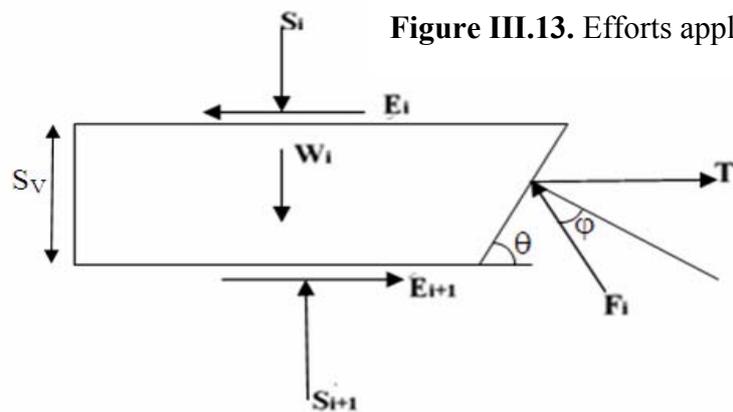


Figure III.13. Efforts appliqués à chaque tranche.

Avec :

S_i : composante verticale des forces inter-tranches,

E_i : composante horizontale des forces inter-tranches,

W_i : poids propre de la tranche,

F_i : réaction du remblai sur le « coin » inclinée à l'angle φ sur la normale au plan

T_i : résistance à la traction,

θ : angle du segment de rupture,

φ : angle de frottement interne,

S_v : épaisseur d'une tranche.

Pour formuler les équations d'équilibre correspondant à chaque modèle mécanique (surface de rupture), on étudie l'équilibre vertical et horizontal d'une tranche quelconque.

A- Surfaces de rupture circulaire et plane

Les équations de l'équilibre d'une tranche d'épaisseur S_v s'écrivent :

Projection des forces sur la verticale :

$$W_i + S_i - S_{i+1} - F_i \cos(\theta - \varphi) = 0 \quad (\text{III.6})$$

Projection des forces sur l'horizontale :

$$T_i - E_i + E_{i+1} - F_i \sin(\theta - \varphi) = 0 \quad (\text{III.7})$$

On pose $\Delta E = E_{i+1} - E_i$ et $\Delta S = S_i - S_{i+1}$

En faisant la sommation des forces inter-tranches, on trouve que $\sum \Delta E = 0$ et $\sum \Delta S = 0$. De l'éq. (6) on tire la force de frottement : $F_i = (W_i + \Delta S) / \cos(\theta - \varphi)$ que l'en remplace dans l'éq. (7), d'où l'on obtient l'équation d'équilibre générale pour les deux surfaces de rupture citées en haut :

$$T_i + \Delta E - (W_i + \Delta S) \tan(\theta - \varphi) = 0 \quad (\text{III.8})$$

De la on calcule la force de traction dans l'armature i :

$$T_i = -\Delta E + (W_i + \Delta S) \tan(\theta - \varphi) \quad (\text{III.9})$$

La somme des forces de traction de toutes les armatures coupées par la surface de rupture vaut dans ce cas :

$$\sum T_i = \sum (W_i + \Delta S) \tan(\theta - \varphi) \quad (\text{III.10})$$

B- Surfaces de rupture mixte :

Ce modèle est composé de deux surfaces de rupture : l'une est inclinée d'un angle θ par rapport à l'horizontale, elle se déclenche à partir du pied du mur et se termine où la deuxième surface de rupture commence, l'autre est verticale et s'étend jusqu'au niveau du terre-plein (voir Figure III. 10).

La procédure de formulation de l'équation d'état limite dans ce cas est semblable à celle pour les surfaces circulaire et plane, seulement ici on ajoute la pression des terres (P_i) derrière la surface verticale si l'angle $\theta' = 90^\circ$.

Si $\theta' < 90^\circ$, on a la même équation que pour les autres modèles (Eq.10) :

$$\sum T_i = \sum (W_i + \Delta S) \tan(\theta - \varphi)$$

Si $\theta = 90^\circ$, on a l'équation suivante :

$$\sum T_i = \sum (W_i + \Delta S) \tan(\theta - \varphi) + P_i \quad (\text{III.11})$$

On a étudié dans ce travail différentes distributions de pressions des terres derrière la ligne de rupture verticale (Figure III. 14).

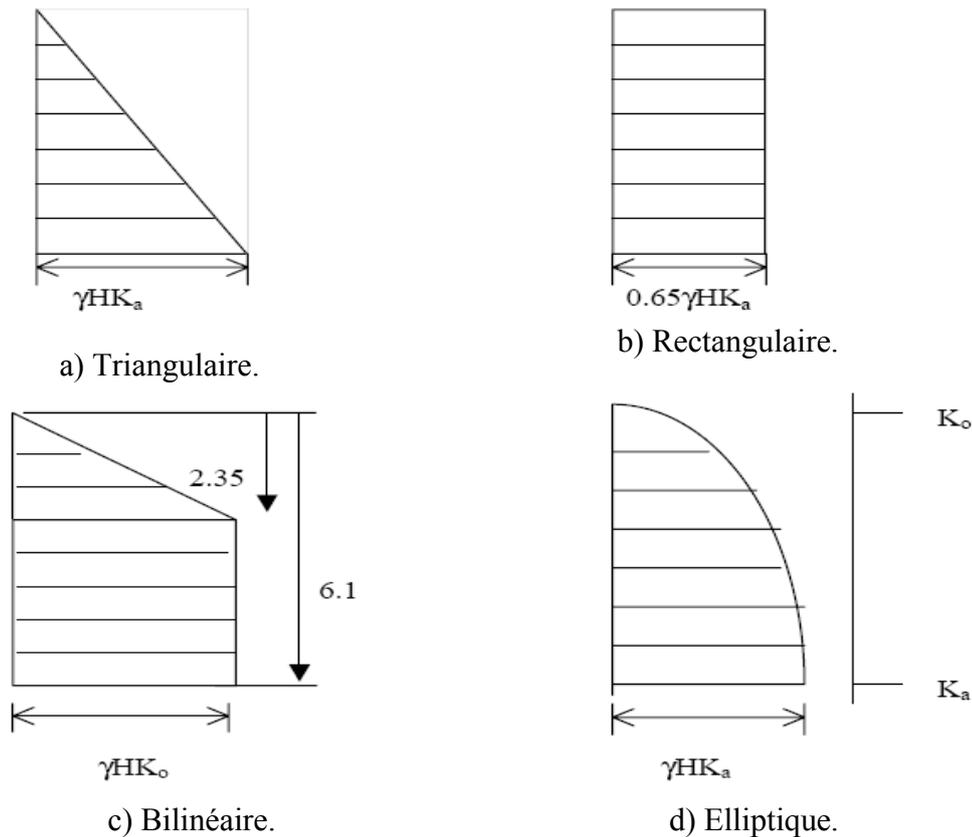


Figure III.14. Différents types de la distribution des pressions latérales :
 (a) Triangulaire, (b) Rectangulaire, (c) Bilinéaire, (d) Elliptique.

La somme des forces de traction mobilisées ΣT_i est fonction de l'angle que fait la surface de rupture avec l'horizontale (θ). On doit chercher itérativement la surface de rupture critique donnant la résultante maximale mobilisée des forces de traction $T_{\max} = \Sigma T_i$. Dans ce but, les équations d'équilibre formulées ci-dessus (Eqs.9 et 10) ont été programmées (programme de calcul STA).

Dans l'approche aux coefficients partiels de sécurité, la composante maximale de la traction T_{\max} dans le renforcement est donnée par :

$$T_{\max} = \min \left[T_{\max B} / F_{S_r}, T_{\max F} / F_{S_f} \right] \quad (\text{III.12})$$

En théorie la force maximale de traction disponible est déterminée en prenant la plus grande valeur entre :

$T_{\max F}$: effort de traction maximale obtenu dans le cas de rupture par arrachement de l'inclusion.

$T_{\max R}$: effort de traction maximale obtenu dans le cas de rupture par cassure des armatures

$$T_{\max F} = 2 \cdot b \cdot f^* \cdot (\sigma_v + \Delta q) \cdot L_e \quad (\text{III.13})$$

$$T_{\max R} = R \cdot b \cdot a \quad (\text{III.14})$$

Avec

F_{s_r}, F_{s_f} : sont les coefficients de sécurité partiels, respectivement sur la résistance en traction du renforcement et sur le frottement latéral.

F_{s_r} : égal à 1.5 pour les ouvrages ordinaires et 1.65 pour les ouvrages à haut niveau de sécurité.

F_{s_f} : égal à 1.35 pour les ouvrages ordinaires et 1.5 pour les ouvrages à haut niveau de sécurité.

b : Largeur de l'armature.

a : Epaisseur de l'armature.

f^* : Coefficient de frottement apparent.

σ_v : Contrainte verticale.

Δq : Contrainte supplémentaire due à éventuelle surcharge.

L_e : Longueur de la bande dans la zone de résistance.

R : Contrainte de rupture de l'armature.

III.6 Programme de calcul

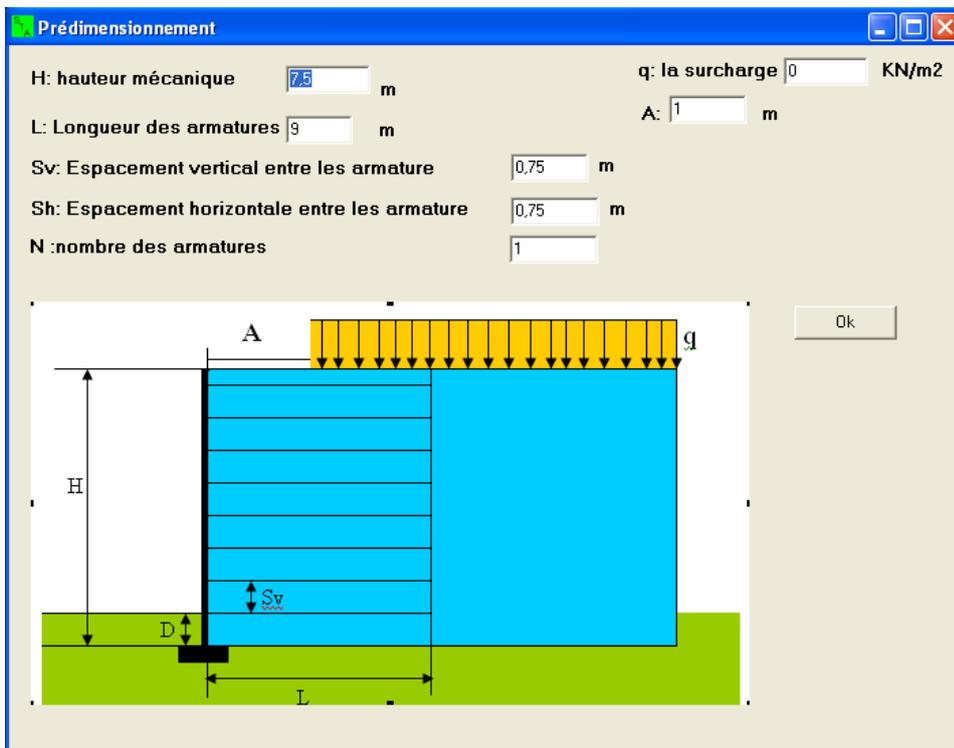
Pour déterminer l'angle et la surface de rupture critiques pour chaque modèle étudié dans ce travail, un programme de calcul a été développé. Le programme, appelé « STA », donne les résultats suivants : l'effort de traction maximal, l'angle de rupture critique et le coefficient de sécurité minimal.

L'exécution du programme se fait dans l'ordre suivant:

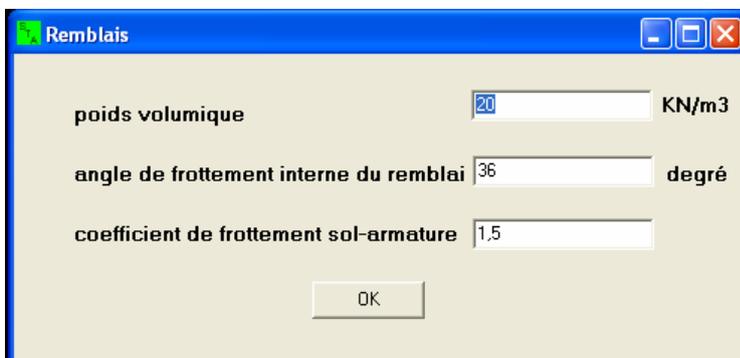
1-Installation du programme « STA ».

2- Identification de l'ouvrage :

- Prédimensionnement.



- Caractéristiques du remblai de mur.



-Caractéristiques du remblai derrière le mur.

Remblais derrière le mur

poids volumique KN/m³

l'angle de frottement interne degré

l'angle de frottement sol-mur degré

OK

- Caractéristiques des armatures.

Armature

e0: épaisseur d'armature mm

es: épaisseur sacrifiée à la corrosion mm

b: Largeure de la armature mm

b': diamètre du tro d'assemblage mm

la contrainte limite élastique de l'acier N/mm²

Coefficient de sécurité (effort de traction)

Coefficient de sécurité (effort d'arrachement)

OK

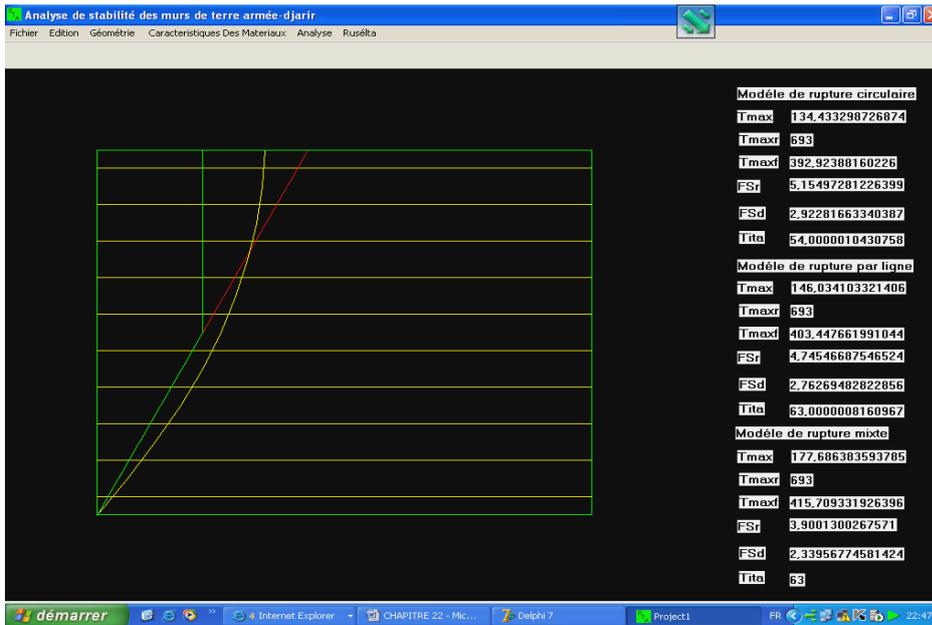
3- démarrage du calcul : choix du modèle de rupture

Analyse

- Modèle de rupture circulaire
- Modèle de rupture par ligne
- Rupture modélisée de rupture mixte

4- Les résultats :

Le logiciel « STA » dessine le modèle de rupture le plus critique trouvé lors des calculs itératifs en donnant des renseignements sur l'angle de rupture critique θ , l'effort de traction maximal T_i , la résultante des efforts de traction $\sum T_i$ et le coefficient de sécurité minimal correspondant F_s pour chaque modèle. Les détails des calculs peuvent être également donnés sous forme de tableaux.



La couleur rouge représente la surface de rupture plane.

La couleur jaune représente la surface de rupture circulaire.

La couleur verte représente la surface de rupture mixte.

Op	Z	Poids	Sigma3	Sigma1	Frottement(f) K	La1	La2	Lp	E1	E	S1	S	Tita	Tr
74.000		1299,961												
74.000	0,375	204,532		7,500	1,452	13,961	13,309	0,000	10,898	0,000	15,000	0,000	49,000	
74.000	1,125	194,017		22,500	1,355	13,309	12,559	0,000	21,796	10,898	30,000	15,000	45,000	
74.000	1,875	181,921		37,500	1,258	12,559	11,697	0,000	32,694	21,796	45,000	30,000	41,000	
74.000	2,625	167,986		52,500	1,162	11,697	10,701	0,000	43,593	32,694	60,000	45,000	37,000	
74.000	3,375	151,860		67,500	1,065	10,701	9,547	0,000	54,491	43,593	75,000	60,000	33,000	
74.000	4,125	133,050		82,500	0,968	9,547	8,193	0,130	65,389	54,491	90,000	75,000	29,000	
74.000	4,875	110,840		97,500	0,872	8,193	6,585	1,611	76,287	65,389	105,000	90,000	25,000	
74.000	5,625	84,123		112,500	0,775	6,585	4,631	3,392	87,185	76,287	120,000	105,000	21,000	
74.000	6,375	53,133		127,500	0,727	4,631	2,453	5,458	98,083	87,185	135,000	120,000	19,000	
74.000	7,125	18,399		142,500	0,727	2,453	0,000	7,773	0,000	98,083	0,000	135,000	17,000	
75.000		1370,720												52,000
75.000	0,375	214,802		7,500	1,452	14,658	13,983	0,000	10,898	0,000	15,000	0,000	48,000	
75.000	1,125	203,913		22,500	1,355	13,983	13,206	0,000	21,796	10,898	30,000	15,000	44,000	
75.000	1,875	191,384		37,500	1,258	13,206	12,312	0,000	32,694	21,796	45,000	30,000	40,000	
75.000	2,625	176,938		52,500	1,162	12,312	11,280	0,000	43,593	32,694	60,000	45,000	36,000	
75.000	3,375	160,194		67,500	1,065	11,280	10,080	0,000	54,491	43,593	75,000	60,000	32,000	
75.000	4,125	140,613		82,500	0,968	10,080	8,669	0,000	65,389	54,491	90,000	75,000	28,000	
75.000	4,875	117,400		97,500	0,872	8,669	6,984	1,173	76,287	65,389	105,000	90,000	24,000	
75.000	5,625	89,312		112,500	0,775	6,984	4,924	3,046	87,185	76,287	120,000	105,000	20,000	
75.000	6,375	56,545		127,500	0,727	4,924	2,616	5,230	98,083	87,185	135,000	120,000	18,000	
75.000	7,125	19,617		142,500	0,727	2,616	0,000	7,692	0,000	98,083	0,000	135,000	16,000	
76.000		1448,950												51,000
76.000	0,375	226,030		7,500	1,452	15,418	14,719	0,000	10,898	0,000	15,000	0,000	47,000	
76.000	1,125	214,752		22,500	1,355	14,719	13,915	0,000	21,796	10,898	30,000	15,000	43,000	
76.000	1,875	201,774		37,500	1,258	13,915	12,989	0,000	32,694	21,796	45,000	30,000	39,000	
76.000	2,625	186,794		52,500	1,162	12,989	11,917	0,000	43,593	32,694	60,000	45,000	35,000	
76.000	3,375	169,399		67,500	1,065	11,917	10,669	0,000	54,491	43,593	75,000	60,000	31,000	
76.000	4,125	148,998		82,500	0,968	10,669	9,197	0,000	65,389	54,491	90,000	75,000	27,000	
76.000	4,875	124,707		97,500	0,872	9,197	7,430	0,686	76,287	65,389	105,000	90,000	23,000	
76.000	5,625	95,119		112,500	0,775	7,430	5,252	2,659	87,185	76,287	120,000	105,000	19,000	
76.000	6,375	60,384		127,500	0,727	5,252	2,799	4,974	98,083	87,185	135,000	120,000	17,000	
76.000	7,125	20,993		142,500	0,727	2,799	0,000	7,600	0,000	98,083	0,000	135,000	15,000	

Dans les tableaux elles sont affichées les détails de calcul des efforts appliqués à chaque tranche i.

Chapitre IV

Lois de comportement des sols

IV.1 Introduction

Les matériaux en Génie Civil sont assimilés à des milieux continus, qui sont soumis à un certain nombre de principes généraux de la physique et de la mécanique (la conservation de l'énergie, la conservation de la quantité de mouvement, etc..). L'objet de la loi de comportement est de caractériser l'évolution du matériau sous l'effet d'actions extérieures données, elle permet également de compléter le système d'équations de n'importe quel problème de mécanique des milieux continus. La diversité et la complexité des comportements des matériaux ont amené les rhéologues à distinguer un grand nombre de comportements tels que l'élasticité, la viscosité, la plasticité et leurs combinaisons.

IV.2 Lois de comportement élastique

Lorsque dans un essai, la courbe d'effort-déformation est la même en chargement et en déchargement, le comportement du matériau est dit élastique. La relation comportementale s'exprime par une fonction tensorielle (F_{ij}) dont la forme dépend de la configuration de référence choisie, est telle que :

$$\sigma_{ij} = F_{ij}(\varepsilon_{KL}) \quad (\text{IV.1})$$

Le comportement élastique peut être linéaire : le tenseur des déformations est proportionnel au tenseur des contraintes au cours des sollicitations. Ce type de comportement a été découvert par Hooke (1678) [4].

Le comportement élastique peut être non linéaire : les essais montrent généralement que la courbe effort – déformation devient rapidement non linéaire (Figure IV.1). En réalité, le comportement linéaire constitue seulement une approximation du comportement réversible des matériaux (où à petites déformations). La première loi élastique non linéaire a été introduite par Leibniz en 1690. Au-delà de la limite d'élasticité, la courbe effort - déformation en déchargement est différente de la courbe suivie en chargement. Lorsque la déformation n'est plus réversible, le comportement est dit inélastique. De plus, à partir d'un certain niveau de chargement correspondant à une limite d'élasticité initiale, la limite d'élasticité évolue en fonction des sollicitations appliquées : c'est le phénomène de l'écrouissage (Figure IV.1).

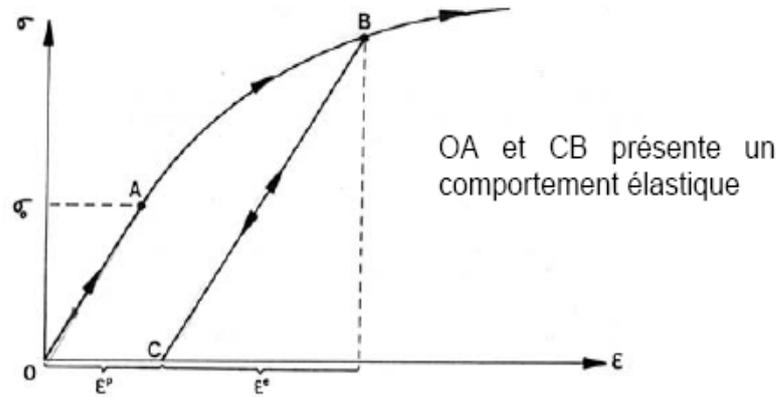


Figure IV.1. Phénomène d'écrouissage.

IV.2.1 Comportement élastique linéaire isotrope (loi de Hooke)

Un comportement élastique linéaire signifie que le tenseur de déformation reste proportionnel au tenseur des contraintes au cours du chargement. Un matériau est dit isotrope si toutes les directions sont équivalentes. Les relations gouvernant l'élasticité linéaire sont les suivantes (cas tridimensionnel) [4].

$$\varepsilon_{ij} = (1 + \nu)\sigma_{ij} / E - \nu \operatorname{tr}(\sigma_{KL})\delta_{ij} / E \quad (\text{IV.2})$$

$$\sigma_{ij} = 2\mu\varepsilon_{ij} + \lambda \operatorname{tr}(\varepsilon_{KL})\delta_{ij} \quad (\text{IV.3})$$

où le paramètre E représente le module d'Young, ν le coefficient de Poisson, λ et μ les coefficients de Lamé, δ_{ij} symbole de Kronecher ($\delta_{ii}=1$, $\delta_{ij}=0$, si $i \neq j$). Les relations entre les paramètres de comportement sont les suivantes (en 3D):

$$\lambda = \frac{E\nu}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \quad (\text{IV.4})$$

$$\mu = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (\text{IV.5})$$

$$E = \frac{\mu(3\lambda + 2\mu)}{\lambda + \mu} \quad (\text{IV.6})$$

$$\nu = \frac{\lambda}{2(\lambda + \mu)} \quad (\text{IV.7})$$

Les coefficients E et ν sont soumis aux conditions suivantes:

$$E > 0$$

$$0 \leq \nu \leq 0.5$$

La loi de comportement peut être appliquée aux invariants des tenseurs de déformation et de contraintes:

$$tr \sigma_{ij} = E tr(\varepsilon_{ij}) / (1 - 2\nu) \quad (IV.8)$$

$$J_2(\sigma_{ij}) = (1 + 2\nu) J_2(\varepsilon_{ij}) / E^2 \quad (IV.9)$$

$$J_2(\varepsilon_{ij}) = 3\gamma_{oct}^2 / 2 \quad (IV.10)$$

$$p = -I_1(\sigma_{ij}) / 3 \quad (IV.11)$$

$$q = \sqrt{3J_2(\sigma_{ij})} \quad (IV.12)$$

Les relations entre les paramètres de comportement K, G, E et ν sont les suivantes:

$$K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} \quad (IV.13)$$

$$G = \frac{E}{3(1 + 2\nu)} \quad (IV.14)$$

$$E = \frac{9KG}{3K + G} \quad (IV.15)$$

$$\nu = \frac{3K - 2G}{6K + 2G} \quad (IV.16)$$

où K est module volumique et G le module de cisaillement [4].

IV.2.2. Module d'Young et coefficient de Poisson des matériaux isotropes

La détermination du module d'Young et du coefficient de Poisson d'un matériau est effectuée en estimant les tangentes initiales aux courbes de σ - ε obtenues à l'essai triaxial axisymétrique (Figure IV.2). Si Oz représente l'axe de compression et Ox et Oy les deux axes dans le plan de l'échantillon cylindrique, les déformations ε_{xx} et ε_{yy} sont égales et principales, on obtient les relations suivantes:

$$E = \frac{\Delta q}{\Delta \varepsilon_{zz}} \quad \nu = \frac{\Delta \varepsilon_{xx}}{\Delta \varepsilon_{zz}} \quad (IV.17)$$

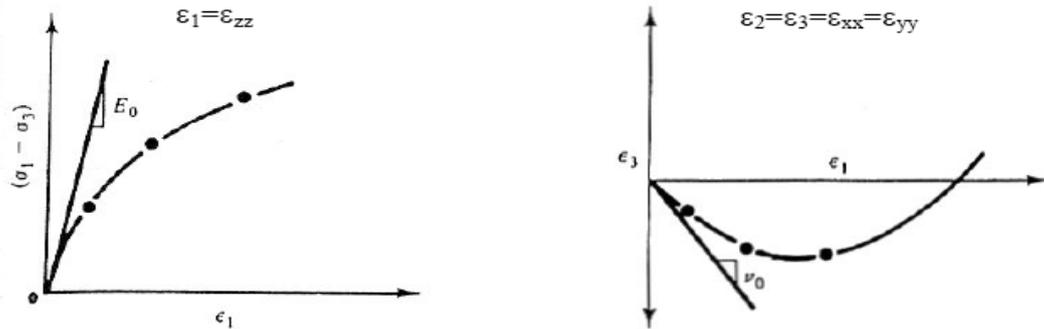


Figure IV.2. Détermination du module d'Young et du coefficient de poisson.

IV.2.3 Lois élastiques non linéaires incrémentales

Des lois sont dites incrémentales non linéaires si elles décrivent, dans leur expression, les déformations irréversibles sans faire appel à des critères de charge-décharge. La non-linéarité du comportement des matériaux est un fait expérimentalement bien défini, surtout pour les sols. Les essais sur le sol montrent que dès les premiers chargements on observe une non-proportionnalité entre les contraintes et les déformations que subit l'échantillon. L'écriture générale d'une loi de comportement sous forme incrémentale est difficile car il faut définir des vitesses de contraintes et de déformations respectant le principe d'indifférence matérielle. C'est pour cette raison que l'utilisation d'une loi de comportement incrémentale est appliquée que dans le cas de petites déformations, pour lesquelles les problèmes de la définition des vitesses ne se posent plus dans les mêmes termes.

La formulation incrémentale de la loi de comportement est obtenue en appliquant qu'une petite sollicitation appliquée, pendant un temps dt , induit une petite réponse déterminée et unique. Il existe une fonction tensorielle F telle que : $F(d\varepsilon_{ij}, d\sigma_{ij}, dt)$.

Plusieurs types de lois élastiques non linéaires ont été développés : quasi-linéaire, non linéaires continues (hypoélastiques et hyperélastiques). Parmi ces lois la plus connue est la loi de Duncan (1980) qui se base sur une approximation hyperbolique des courbes de comportement contrainte-déformation obtenues dans un essai triaxial de compression drainée.

IV.2.4 Conclusions sur les lois sans plasticité

Les relations constitutives des modèles basées sur l'hyperélasticité où l'hypoélasticité donnent des résultats acceptables [4]. Les modèles basés sur les lois incrémentales sont faciles à implanter dans un code de calcul basé sur une approche incrémentale. Elles sont capables de reproduire les caractéristiques importantes du sol comme, non-linéarité, dépendance du niveau

de contrainte, utilisation de critère simple pour distinguer le chargement et déchargement (Collins (1989)). Par contre elle présente les inconvénients suivants :

- 1-Les modèles présentés n'utilisent pas la notion de plasticité, ils sont basés sur la représentation du comportement du sol par des courbes mathématiques théoriques.
- 2-Ces lois sont très empiriques et demandent de nombreux paramètres difficiles à quantifier (Darve [1989]).
- 3-Elles ne sont pas capables de prendre en compte l'effet d'effondrement, de consolidation, de radoucissement ou durcissement, qu'on observe dans la plupart des sols.
- 4- Elles ne peuvent pas prédire un comportement dilatant avant rupture.

IV.3 Lois de comportement élasto-plastiques

La plupart des matériaux ont un comportement élasto-plastique, qui est caractérisé par l'apparition de déformations élastiques et des déformations irréversibles [9]. La décomposition usuelle mais qui n'est pas forcément le seul est la suivante :

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (\text{IV.18})$$

avec ε les déformations totales, ε_e les déformations élastiques et ε_p les déformations plastiques.

Les modèles élasto-plastiques sont basés sur quatre notions fondamentales :

- 1-la surface de charge ;
- 2-la règle d'écrouissage ;
- 3-la règle d'écoulement ;
- 4-le critère de rupture ;

IV.3.1 Notion de surface de charge

La frontière entre les deux domaines : un domaine élastique (partie réversible) et un domaine plastique (partie de déformations irréversibles), est caractérisée par une fonction scalaire F appelée fonction de charge. Cette fonction peut évoluer en cours des sollicitations avec une variable d'écrouissage jusqu'au critère de rupture: $F = (\sigma_{ij}, \lambda, A_i) = 0$

Où

σ_{ij} : tenseur des contraintes,

λ : paramètre d'écrouissage isotrope en général fonction des déformations plastiques,

A_i : paramètre d'écrouissage cinématique.

Trois cas de figure se présentent donc :

$F < 0$ Intérieur de la surface, ce domaine est élastique.

$F = 0$ Etat correspondant à la frontière du domaine.

$F > 0$ Etat correspondant à l'extérieur du domaine.

Lorsque le point représentatif de l'état des contraintes atteint la surface de charge $F = 0$, deux cas de comportement élasto-plastiques sont possibles :

a) La surface de charge n'évolue pas et l'expression de la surface de charge ne contient donc pas de paramètre d'écroutissage.

b) La surface de charge évolue au cours du chargement (modèle élasto-plastique avec écroutissage).

IV.3.2 Notion d'écroutissage

Afin de mieux comprendre la notion d'écroutissage, nous allons nous placer dans le cas d'un essai de traction ou de compression uniaxiale (Figure IV.3).

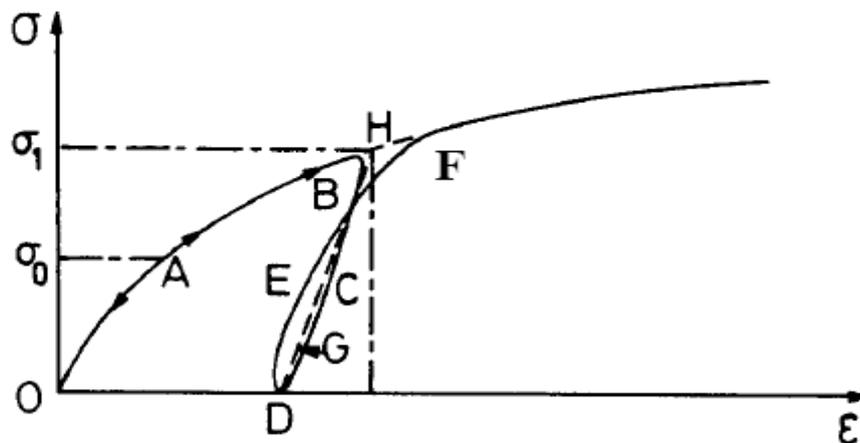


Figure. IV.3. Essai de compression uniaxiale.

Le long du chemin OA le comportement est élastique, c'est à dire que lors d'une décharge, on revient en O. Le point A, représentant le point limite au-delà duquel on n'a plus le comportement élastique correspond à une contrainte caractéristique dite "seuil" de plasticité initiale ou "limite élastique". Après l'avoir franchi, et si au point B par exemple, on décharge, le chemin de déchargement ne sera pas BAO mais BCD. La déformation qui reste $OD = \epsilon_p$, est une déformation irréversible, dite plastique. On est donc entré dans le domaine plastique.

Si on recharge, le chemin sera DEF, F étant le prolongement du chemin OAB. Il rejoint alors le chemin du premier chargement.

On peut assimiler en général la courbe BCDEF à la droite DGH et admettre que les déformations sont réversibles le long de cette ligne. Le nouveau seuil de plasticité est alors le point H qui est plus élevé que le précédent (A). Cette élévation du seuil de plasticité s'appelle écrouissage.

Le domaine élastique d'un matériau dépend donc de l'état d'écrouissage du matériau (équivalent à l'état de chargement). L'écrouissage du matériau se traduit par l'évolution de la surface du seuil de plasticité. On introduit donc une ou plusieurs variables supplémentaires, appelées variables d'écrouissage. Ces variables peuvent être choisies de façon arbitraire à condition qu'elles permettent de traduire l'évolution de l'état interne du milieu qui a subi des déformations plastiques. Ces variables peuvent être par exemple des scalaires fonction des déformations plastiques comme pour le modèle de Cam-Clay (Roscoe & Burland [1968], Schofield & Wroth [1968]) qui utilise la déformation volumique plastique comme paramètre d'écrouissage, ou bien des tenseurs par exemple ε_{ij}^p .

Les principales théories liées au phénomène d'écrouissage sont les suivants [9] :

IV.3.2.1 Théorie de l'écrouissage isotrope

Taylor & Quinney [1931] admettent que dans le domaine élastique intérieur au critère de plasticité, le centre O se transforme par homothétie pendant l'écrouissage. Comme exemple nous proposons un essai triaxial drainé cyclique (Figure IV.4). Dans le cas d'une limitation en déformation, on trouve le comportement de type accommodation, c'est à dire une stabilisation de la relation contrainte-déformation (Figure IV.4). Dans le cas d'une limitation en contrainte (Figure IV.4), l'essai conduit à une adaptation, le comportement du matériau reste purement élastique après le premier déchargement.

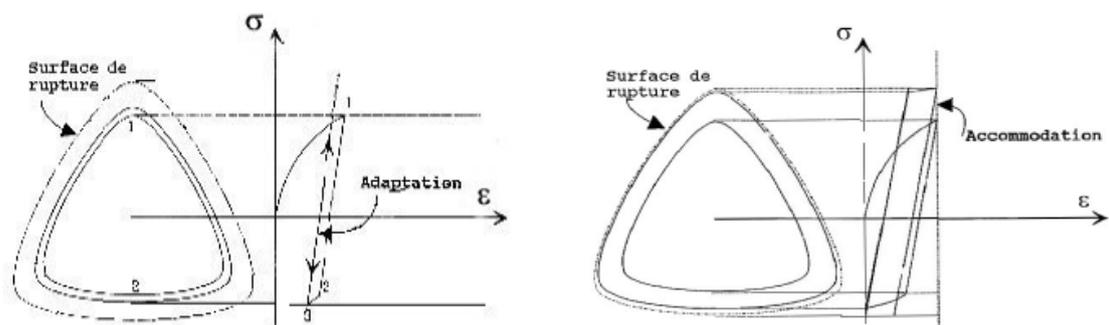


Figure IV.4. Ecrouissage isotrope. Essai cyclique limité en contrainte et en déformation (d'après Dubujet [1992]).

Ce type d'érouissage décrit le comportement réel du sol de façon assez simplifiée, l'effet de rochet classiquement observé expérimentalement ne peut pas être décrit par cette théorie (Figure IV.5).

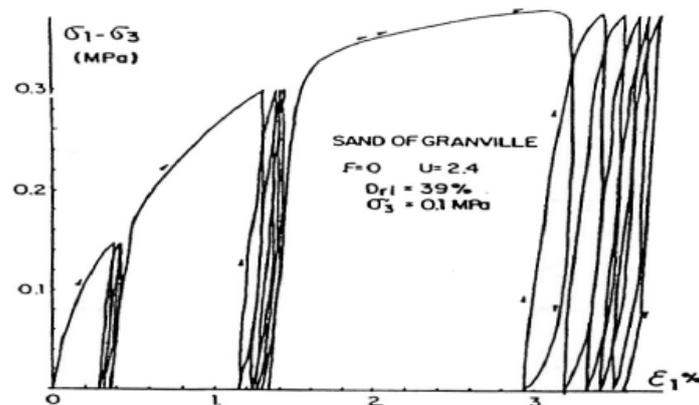


Figure IV.5. Comportement cyclique d'un sol sur le chemin triaxial drainé (Dubujet [1992]).

IV.3.2.2 Théorie de l'érouissage cinématique

Prager (1955) qui propose que le domaine élastique se déplace dans l'espace des contraintes. L'érouissage cinématique est non-linéaire. Ce type d'érouissage est capable de décrire l'effet de rochet pour un essai limité en contrainte (Figure IV.6). On observe la répétition des cycles le long de l'axe des déformations. Il existe cependant un rapport $\sigma_{\max}/\sigma_{\min}$ permettant d'obtenir l'accommodation. Pour un essai limité en déformation l'accommodation est observé (Figure IV.6).

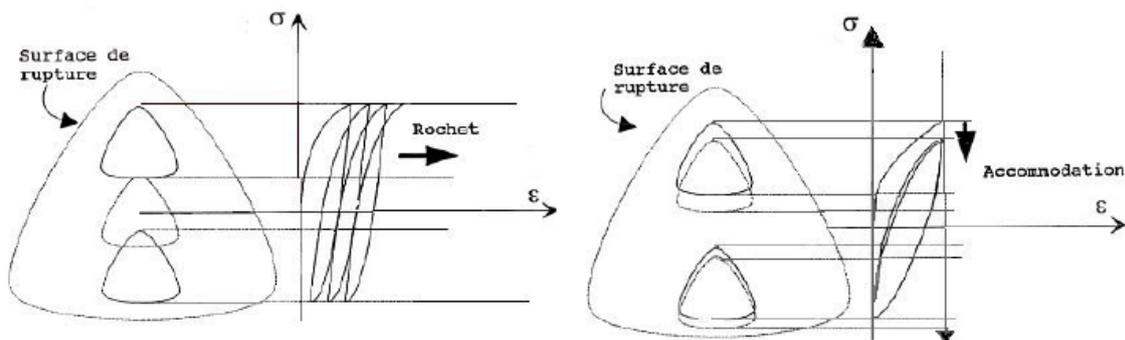


Figure IV.6. Erouissage cinématique. Essai cyclique limité en contrainte et en déformation (Dubujet (1992)).

IV.3.2.3 Théorie de l'érouissage mixte

La superposition d'un érouissage isotrope (Figure IV.7) et d'un érouissage cyclique non-linéaire permet de décrire le durcissement cyclique. Par contre l'érouissage mixte ne peut décrire le durcissement que pour une seule stabilisation. A partir du moment où l'érouissage isotrope a atteint sa valeur asymptotique, le modèle se réduit à un érouissage cinématique.

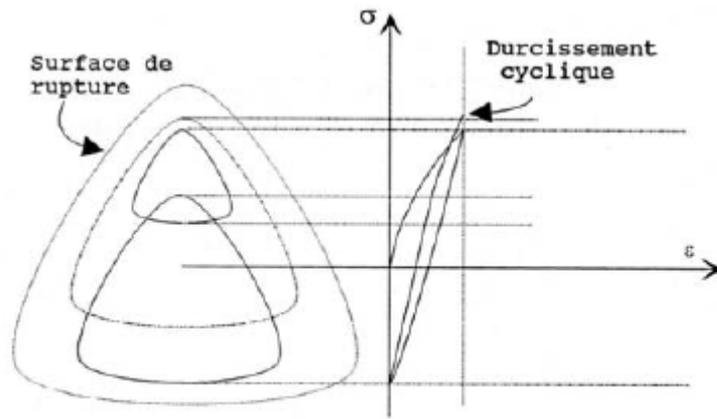


Figure IV.7. Ecrouissage (Dubujet [1992]).

IV.3.3 Notion de loi d'écoulement

Soit (σ_{ij}, k) un état de contrainte et un état d'écrouissage correspondant à une étape de chargement donnée. Si cet état est tel que $F(\sigma_{ij}, k) < 0$, alors (σ_{ij}) est à l'intérieur du domaine élastique actuel, la variation de la déformation est donc purement élastique [9]:

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e \tag{IV.19}$$

Si cet état est tel que $F(\sigma_{ij}, k) > 0$, alors (σ_{ij}) est sur la frontière du domaine, dans ce cas le comportement du matériau doit être décrit. Si l'état de contrainte actuel σ_{ij} est situé sur la surface de charge et a tendance à sortir de cette surface, le matériau est considéré en chargement.

De manière plus mathématique on a :

cas de déchargement:	cas de chargement:
$F(\sigma_{ij}, \lambda) = 0$	$F(\sigma_{ij}, \lambda) = 0$
$\frac{\partial F(\sigma_{ij}, \lambda)}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} < 0$	$\frac{\partial F(\sigma_{ij}, \lambda)}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} > 0$
Les déformations totales sont élastiques: $d\varepsilon = d\varepsilon^e \text{ et donc } d\varepsilon^p = 0$	Les déformations totales: $d\varepsilon = d\varepsilon^e + d\varepsilon^p$
C'est un cas de décharge et l'incrément de contrainte est dirigé vers l'intérieur du domaine élastique actuel.	C'est un cas de chargement et l'incrément de contrainte est dirigé vers l'extérieur du domaine élastique actuel.

La règle d'écoulement plastique a pour objet d'exprimer $(d\varepsilon^p)_{ij}$ en fonction de (σ_{ij}) et de l'état d'écrouissage k . L'incrément de déformation plastique $(d\varepsilon^p)_{ij}$ est caractérisé par sa direction et son amplitude. La direction de l'incrément de déformation plastique est perpendiculaire à la

surface définissant le potentiel plastique $G(\sigma_{ij})$. Le vecteur incrément de déformations plastiques peut être exprimé par la règle d'écoulement suivante :

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^P = \dot{\lambda} \frac{\partial G}{\partial \sigma_{ij}} \text{ avec } \dot{\lambda} \geq 0 \text{ (multiplicateur plastique)}$$

Si $F = G + \text{constante}$, la loi est dite associée.

IV.3.4 Loi de comportement élastique parfaitement plastique

Dans le modèle élastique parfaitement plastique la fonction de charge est confondue avec le critère de rupture. A l'intérieur de la surface de rupture ($F < 0$), le comportement du matériau est supposé élastique linéaire isotrope ou anisotrope. Sur la surface de charge ($F = 0$), le comportement est considéré comme parfaitement plastique.

Il existe plusieurs critères de rupture, qui ont été proposés, initialement développés pour les métaux et ont été utilisés pour les sols. A partir de ces critères il est possible de construire une loi de comportement élastique parfaitement plastique. Nous présentons les critères les plus utilisés en Génie Civil (Tableau 1).

IV.3.4.1 Loi de comportement de Mohr-Coulomb

Cette loi élastique parfaitement plastique est utilisée pour décrire de manière approchée le comportement des sols pulvérulents (sable), des sols cohérents à long terme (argiles et limons) et de certaines roches. La loi de Tresca, qui est un cas particulier de la loi de Mohr-Coulomb, est utilisée pour l'étude des sols à court terme. Dans l'espace des contraintes principales effectives $(\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3)$ la surface définie par la fonction de charge F est une pyramide de section hexagonale ayant pour axe la droite d'équation (Tableau 1):

$$(\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3)$$

L'équation de la surface de charge est la suivante :

$$F(\sigma'_{ij}) = |\sigma'_1 - \sigma'_3| - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \varphi' - 2c' \cos \varphi' = 0 \quad (\text{IV.20})$$

σ_1, σ_3 représentent les contraintes principales extrêmes, $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$, avec la convention de signe suivante : les compressions sont comptées positivement.

Le potentiel plastique s'écrit en fonction des contraintes principales extrêmes :

$$G(\sigma'_{ij}) = |\sigma'_1 - \sigma'_3| - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \psi \quad (\text{IV.21})$$

Lorsque les angles φ et ψ sont égaux, la règle d'écoulement est dite associée.

La partie élastique du comportement est définie par l'élasticité linéaire isotrope de Hooke. Au total, la loi de Mohr-Coulomb comprend cinq paramètres mécaniques : E' (module d'Young), ν' (coefficient de Poisson), c' (cohésion), φ' (angle de frottement) et ψ (angle de dilatance). Lorsque $\varphi' = 0^\circ$ et $\psi = 0^\circ$, la loi est appelée **loi de Tresca**.

Les paramètres de la loi de Mohr-Coulomb sont déterminés couramment à partir des résultats d'essais de laboratoire (par exemple, oedomètre et appareil triaxial pour un sol). A cause de la particularité de l'essai triaxial en compression ($\sigma_1' = \sigma_3'$), deux surfaces de charge se trouvent simultanément activées : cet état est appelé régime d'arête. Un calcul simple montre que les déformations plastiques vérifient la relation suivante :

$$\frac{d\varepsilon_{vol}^p}{d\varepsilon_a^p} = \frac{-2 \sin \psi}{1 - \sin \psi} \quad (\text{IV.22})$$

La quantité $\frac{2 \sin \psi}{- \sin \psi}$ caractérise la variation de volume au cours de la phase plastique ; pour cette raison, l'angle ψ est appelé angle de dilatance.

La Figure IV.8 représente la modélisation d'un essai triaxial de compression par la loi de Mohr-Coulomb et indique les relations qui existent entre les paramètres E' , ν' , c' , φ' et ψ , et les différentes pentes de la représentation théorique. La valeur des paramètres se déduit d'une identification entre cette représentation et les résultats des essais reportés sur les mêmes diagrammes. Cette figure montre également qu'il y a cinq inconnues pour quatre équations. Il faut donc au moins deux essais triaxiaux pour déterminer tous les paramètres. En général, trois essais sont réalisés à différentes pressions de confinement. En mécanique des sols, la cohésion c' et l'angle de frottement φ' sont traditionnellement calculés dans le plan de Mohr (σ' , τ) à partir des états de contraintes à la rupture, estimés pour chaque essai triaxial [9].

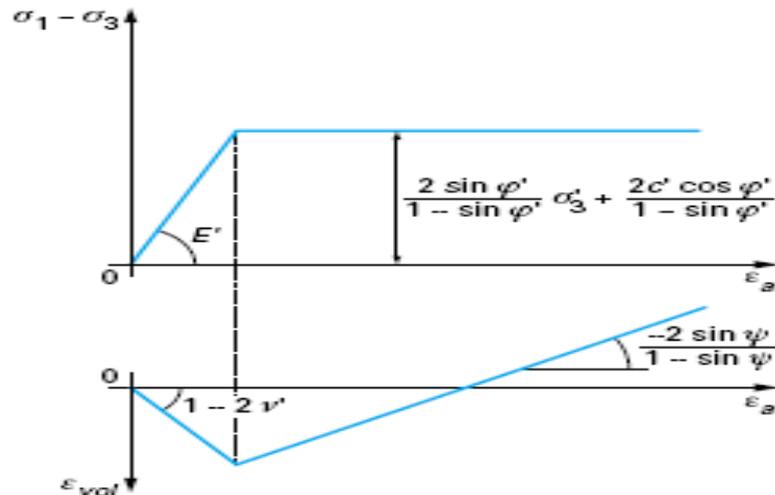


Figure IV.8. Modélisation d'un essai triaxial de compression par la loi de Mohr-Coulomb.

Von Mises en 1913 propose une loi qui prend en compte l'influence de la contrainte intermédiaire, le critère de rupture dépend de deuxième invariant du tenseur de contraintes J_2 . Dans l'espace des contraintes principales la surface de rupture est un cylindre de révolution passant par l'axe hydrostatique. Les règles d'écoulement sont associées, le potentiel plastique est confondu avec la surface de charge (Tableau IV.1.), cette loi comporte 3 paramètres.

Lois de comportement	Fonction de charge et potentiel plastique	Présentation dans l'espace		Remarque
Mohr-Coulomb (5 paramètres mécaniques : E, ν, c, φ, ψ)	$F(\sigma_{ij}) = \sigma_1 - \sigma_3 - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi - 2c \cos \varphi \leq 0$ Où σ_1 et σ_3 sont des contraintes principales extrêmes Avec $\sigma_1 \leq \sigma_2 \leq \sigma_3$ φ est l'angle de frottement interne c la cohésion du matériau $G(\sigma_{ij}) = \sigma_1 - \sigma_3 - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \psi + c^{te}$			Le critère de Mohr-Coulomb ne fait pas intervenir la contrainte intermédiaire principale σ_2 . L'angle de frottement est le même en compression ($\sigma_2 = \sigma_3$) et en extension triaxiale ($\sigma_1 = \sigma_2$).
Tresca (4 paramètres mécaniques : E, ν, c, ψ)	$F(\sigma_{ij}) = \sigma_1 - \sigma_3 - 2k$ Avec $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ K est une constante (cohésion dans le cas d'un sol)			La contrainte principale intermédiaire ne joue aucun rôle comme dans le critère de Coulomb
Von Mises (3 paramètres : E, ν, k)	$F(\sigma_{ij}) = J_2'(\sigma_{ij}) - k^2 = \frac{1}{2} s_{ij} s_{ij} - k^2 = 0$ Où s_{ij} est le tenseur des contraintes déviatoriques. K est un paramètre de la loi de comportement $G=F$			La règle d'écoulement est associée, le potentiel est confondu avec la fonction de charge ($G=F$) L'élasticité associée est l'élasticité linéaire isotrope de Hooke

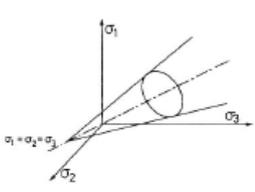
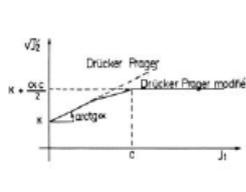
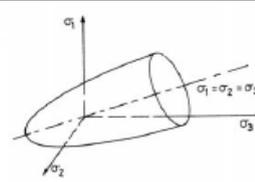
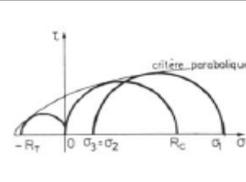
<p>Drucker-Prager (5 paramètres : E, ν, k, α, β)</p>	<p>$F(\sigma_{ij}) = \sqrt{J_2(\sigma_{ij})} + \alpha J_1(\sigma_{ij}) - k_2 \leq 0$ Où J_1 est la trace du tenseur des contraintes $J_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ J_1 et J_2 sont le premier et le deuxième invariant du tenseur des contraintes. α et k sont des paramètres de la loi de comportement</p>			<p>Les angles de frottement en compression sont limités à des valeurs faibles dans le cas des sables. Ce critère n'est pas adapté à la modélisation des sables (roches).</p>
<p>Critère parabolique (4 paramètres : E, ν, R_c, R_t)</p>	<p>$F(\sigma_{ij}) = J_2(\sigma_{ij}) + \frac{R_c - R_t}{3} J_1(\sigma_{ij}) - \frac{R_c R_t}{3} = 0$ R_c et R_t sont les résistances en compression simple et en traction simple $F=G$</p>			<p>L'élasticité associée est l'élasticité linéaire isotrope de Hooke</p>

Tableau IV.1. Lois de comportement élastique parfaitement plastique

IV.4 Conclusions

De manière générale, le modèle élastique parfaitement plastique constitue une approche acceptable pour analyser la rupture des sols dans les problèmes de fondations, stabilité de pentes, de tunnels, de soutènements. Les lois développées ne sont pas toujours utilisables pour tous les types de sollicitations. Les lois sont basées sur un schéma classique : représenter au mieux le comportement sur des chemins de contraintes simples et connus afin de déterminer les paramètres de la loi et puis passer au calcul d'ouvrages réels. Les paramètres doivent être peu nombreux et assez faciles à déterminer, ce qui n'est pas le cas dans la plupart des modèles, mais plus la loi est complexe plus le nombre de paramètres augmente.

Chapitre V

Modélisation numérique par FLAC

V. 1 Introduction

L'étude du comportement des ouvrages géotechniques a connu un essor important depuis le développement des méthodes numériques. Dans cette recherche, des méthodes numériques ont été employées pour étudier la stabilité interne des structures en terre armée. Ces méthodes numériques fournissent les champs de déformation et des contraintes ainsi que les mécanismes de rupture. Le code de calcul FLAC2D ((Fast Lagrangian Analysis of Continua) basé sur la méthode des différences finies a été employé pour analyser l'état des contraintes dans les structures en terre armée. Les créateurs de ce code ont utilisé un concept appelé «méthode des éléments Lagrangiens». Il consiste en une application non traditionnelle de la méthode des différences finis explicites (Billaux [1993]). Une courte description de cette méthode et du logiciel FLAC2D est présentée au début de ce chapitre. FLAC a été choisi pour cette recherche en raison de ses excellentes possibilités de modéliser des problèmes de stabilité géotechnique et ses capacités de programmation prolongées [21]. Bien que les analyses numériques employant FDM aient habituellement de plus longs temps d'itération que FEM, avec le développement des ordinateurs à grande vitesse, ceci n'est pas une imperfection importante.

V.2 Description du code de calcul FLAC

V.2.1 Méthode des différences finies

La méthode des différences finies est une méthode qui permet de résoudre des systèmes d'équations différentielles avec conditions initiales et/ou aux limites. Toute dérivée dans le système d'équations est remplacée par une expression algébrique en termes de variations intervenant dans le système d'équations (contrainte ou déformation), en des lieux discrets de l'espace. Ces variables sont indéterminées ailleurs. Le programme en différences finies Flac ne nécessite pas le stockage d'une matrice de rigidité globale de grande taille : les équations sont reformulées à chaque pas.

V.2.2 Schéma de résolution explicite

La présentation de la méthode de résolution implantée à l'intérieur du code est limitée à son mode de fonctionnement. Basé sur le fait que dans la réalité, une partie de l'énergie de déformation accumulée par le système est convertie en énergie cinétique qui va se propager et se dissiper dans le matériau environnant, le schéma de résolution explicite intègre ce phénomène en prenant en compte les équations dynamiques du mouvement. Le déséquilibre induit en une zone va se propager dans l'ensemble du massif. L'objectif de la méthode aux éléments lagrangiens n'en reste pas moins la résolution d'un problème statique ou quasi-statique par l'intermédiaire de

la dynamique [21]. Le mode incrémental de résolution du système assure la stabilité du schéma numérique puisque, même si le système est instable à certains instants les chemins de contraintes et de déformations sont respectés à chaque pas. La Figure V.1 illustre la séquence de calcul utilisée.

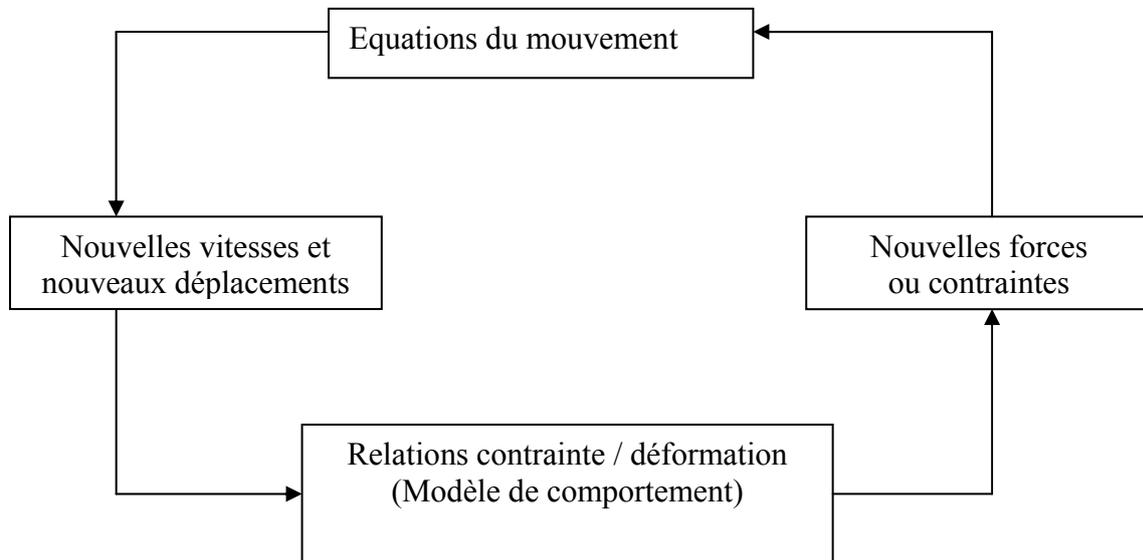


Figure V.1. Séquence de calcul général (Billiaux(1993)).

Le principe fondamental de la résolution explicite est que chaque boîte de la Figure V.1 remet à jour toutes les variables qu'elle doit traiter à partir de valeurs connues et qui restent fixes durant les calculs dans l'autre boîte. La procédure de résolution explicite n'étant pas inconditionnellement stable, il est nécessaire que la vitesse du front de calcul soit plus grande que la vitesse maximale de propagation de l'information, pour cela le choix du pas de temps est important en effet il doit être plus petit qu'un certain pas de temps critique (Billiaux [1993]). Le critère de convergence pour contrôler la fin des cycles de calcul est simplement basé sur l'état d'équilibre de l'ensemble des éléments. Le programme teste pour chacun des éléments le déséquilibre de force et retient la force maximale non équilibrée. L'utilisateur définit la force en dessous de laquelle la convergence est supposée suffisante [21]. Ainsi formulée, la méthode de résolution implémentée dans FLAC présente des avantages et des inconvénients si on tente de la comparer à d'autres méthodes bien connues telle que la méthode implicite généralement utilisée en éléments finis (Tableau V.1).

Explicite	Implicite
Le pas de temps doit être inférieur à une valeur critique pour assurer la stabilité	Pas de restriction sur le pas de temps, ou moins pour certains schémas de résolution.
Peu de calculs par pas de temps	Nombreux calculs par pas de temps
Par d'amortissement numérique significatif introduit pour les problèmes dynamiques	Amortissement numérique dépendant du temps pour les schémas inconditionnellement stables
Prise en compte de lois de comportement non linéaires, sans itération supplémentaires	Nécessité d'une procédure itérative pour la prise en compte de comportement non linéaire.
Si le pas de temps est inférieur à sa valeur critique, une loi non linéaire est toujours suivie d'une manière correcte.	Il est toujours nécessaire de démontrer que la procédure est : (a) stable ; et (b) physiquement correcte .C'est-à-dire qu'elle permet de suivre un chemin de contrainte physiquement correct.
Aucune matrice n'est construite. La mémoire nécessaire est minimum.	Une matrice de rigidité doit être stockée. La mémoire nécessaire est importante.
Aucune matrice n'étant construite, des grandes déformations et de grands déplacements peuvent être pris en compte avec quasiment aucun calcul supplémentaire.	Des calculs supplémentaires sont nécessaires pour suivre de grandes déformations et de grands déplacements.

Tableau V.1. Méthodes explicites et implicites (Cundall, 1980).

V.2.3 Equations générales

L'équation du mouvement de Newton est exprimée par l'équation différentielle suivante :

$$\rho \frac{\partial \dot{u}_i}{\partial t} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial \sigma_j} + \rho g_i \quad (\text{V.1})$$

Avec :

ρ : la masse volumique

t : le temps

\dot{u} : le vecteur vitesse

x : le vecteur position

g : accélération due aux forces de volume

Les taux de déformations e_{ij} sont ensuite déduits et la loi de comportement du matériau est utilisée pour calculer de nouvelles contraintes et forces déduites des taux de déformation. Chaque séquence de calcul formant ainsi un cycle de calcul [21].

Les taux de déformations incrémentales est :

$$\dot{e}_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial \dot{u}_i}{\partial t} + \frac{\partial \dot{u}_j}{\partial x_j} \right) \tag{V.2}$$

$$\sigma_n = f(\sigma_p, \varepsilon, k) \tag{V.3}$$

Avec :

σ_n : Contraintes nouvelles

σ_p : Contraintes au cycle de calcul précédent

K : Paramètre d'écroutissage

\dot{u}_{ij} : déplacements incrémentaux

x_{ij} : les axes

V.2.4 Formulation numérique en différences finies : passage du problème continu à la discrétisation

En deux dimensions, le milieu continu est discrétisé en quadrilatères, chacun d'eux étant divisé en deux paires d'éléments triangulaires (a, b, c et d) à déformation uniforme comme indiqué sur la Figure V.2. La force exercée sur un nœud est la moyenne des forces pour les deux paires de triangles, ce qui permet d'assurer une réponse symétrique à un chargement symétrique.

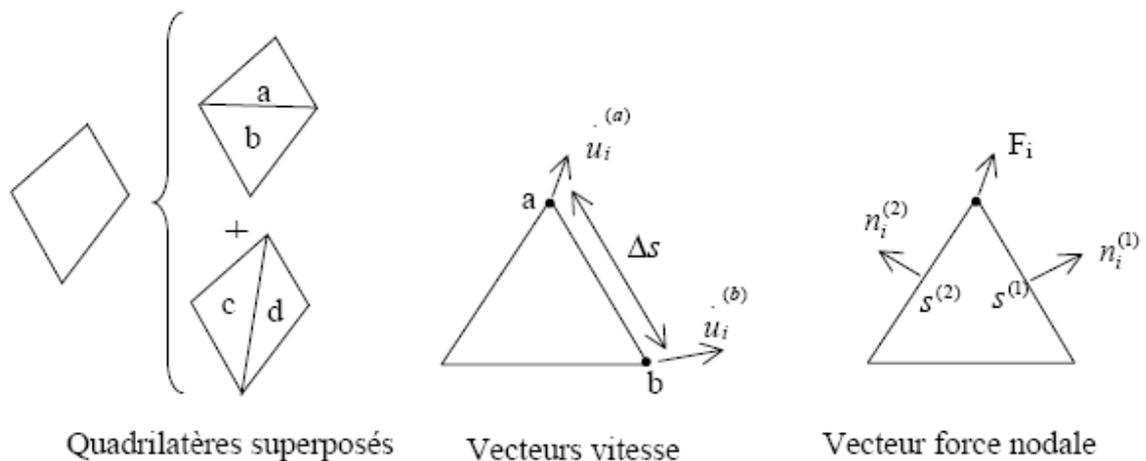


Figure V.2. Discretisation mixte.

A chaque étape de la Figure V.1 correspond une formulation numérique en différences finies.

Les équations aux différences finies sont déduites du théorème de Gauss:

$$\int_s n_i \cdot f \cdot ds = \int_A \frac{\partial f}{\partial x_i} \cdot dA \quad (\text{V.4})$$

où

ds : périmètre de l'élément de surface A ,

n_i : vecteur unitaire normal à s ,

∂f : scalaire, vecteur ou tenseur défini sur A et son périmètre.

a) Le tenseur taux de déformation est donné par l'Équation(V.2) et l'application du théorème de Gauss permet d'obtenir une relation en fonction des vitesses au nœud (a) et (b) (Figure V.2):

$$\frac{\partial u_i}{\partial x_i} \cong \frac{1}{2A} \sum (u_i^{(a)} + u_i^{(b)}) n_i \cdot \Delta s \quad (\text{V.5})$$

Δs : distance du point a au point b,

A : aire de l'élément.

b) A partir du tenseur des déformations ϵ_{ij} , on utilise la loi de comportement (et l'ajustement de rotation pour les grandes déformations) pour en déduire un nouveau tenseur de contrainte.

c) De ces contraintes on déduit la force totale appliquée à chaque nœud en sommant toutes les forces à ce nœud dues à chaque élément dont il fait partie, en ajoutant le chargement éventuel et les forces de volume $F_i^g = g_i \cdot m_g$

d) ΣF_i est la force nette non équilibrée appliquée au nœud. On applique ensuite la loi de Newton (Équation 1) dont la formulation en différences finies est :

$$u_i \left(t + \frac{\Delta t}{2} \right) = u_i \left(t - \frac{\Delta t}{2} \right) + \sum F_i^{(t)} \frac{\Delta t}{m} \quad (\text{V.6})$$

On obtient les nouvelles vitesses de déplacement aux nœuds puis on effectue le pas de calcul suivant (retour en a).

En grandes déformations, on calcule également les nouvelles coordonnées du nœud :

$$x_i^{t+\Delta t} = x_i^{(t)} + u_i^{(t+\Delta t)} \Delta t \quad (\text{V.7})$$

V.2.5 Amortissement

Les mouvements doivent être amortis de manière à arriver à l'état stationnaire (équilibre ou écoulement permanent) en un minimum de cycles. Par simplification, Flac impose à chaque nœud une force d'amortissement dont le module est proportionnel au module de la force nette non-équilibrée, et dont la direction est telle qu'elle produit toujours un travail négatif. $\Sigma F_i^{(t)}$ est

remplacé par $\sum F_i^{(c)} - \alpha \sum F_i^{(c-1)}$ signe $(\alpha_i^{(c-\frac{\Delta t}{\tau})})$ dans l'équation de Newton de l'étape c). Avec cette forme d'amortissement, les forces de volume se dissipent à l'état stationnaire (contrairement à l'amortissement visqueux).

V.2.6 Forces non équilibrées

Dans un modèle à éléments finis, il est nécessaire que le processus de chargement soit représentatif de celui subi réellement par le massif. On y arrive en décomposant le chargement total en incréments de chargement, chaque incrément étant suffisamment petit pour que la solution converge après quelques itérations, malgré la réponse non-linéaire du massif. Toutefois, au fur et à mesure que le système modélisé devient de plus en plus non-linéaire, et que l'incrément de chargement devient de plus en plus petit par rapport au chargement total, la technique incrémentale devient similaire à la modélisation d'un comportement quasi-dynamique du massif, répondant à l'application graduelle du chargement total. Afin de surmonter cela, une technique de relaxation dynamique a été proposée (Otter et al., 1966) et a été appliquée, en premier, aux modèles géomécaniques par Cundall (1971). Dans cette technique, des forces non équilibrées agissent au niveau de points d'intégration matériels, et provoquent une accélération de la masse associée à ces points, en appliquant les lois du mouvement de Newton. Un nouveau bilan des forces est alors dressé pour chaque point d'intégration matériel dans le modèle.

Cette technique d'amortissement a pour effet une accélération de la convergence et réduit considérablement les effets d'oscillation mécanique. De plus, elle a l'avantage de pouvoir gérer des non-linéarités à la fois géométriques et rhéologiques, pour un surcoût de calcul relativement faible qui dépend linéairement du nombre d'éléments utilisés. Par ailleurs, la divergence numérique révèle en général dans le modèle des comportements provoqués par des anomalies physiques (amorce de rupture, hétérogénéité des matériaux). Une fois que le modèle a été divisé en éléments, que les propriétés des matériaux ont été assignées et que les chargements ont été appliqués, certaines techniques doivent être utilisées pour redistribuer les forces non équilibrées, et donc déterminer la solution du nouvel état d'équilibre. La méthode des différences finies cherche pour cela à minimiser l'énergie potentielle totale du système, afin d'établir les relations d'équilibre : les déplacements sont les inconnues de ces équations simultanées.

V.3 Eléments d'interface

Les éléments d'interface sont utilisés pour représenter de manière simplifiée le comportement des zones de localisation des déformations soit en cisaillement (surface de glissement) soit en traction (fissures) (Figure V.3).

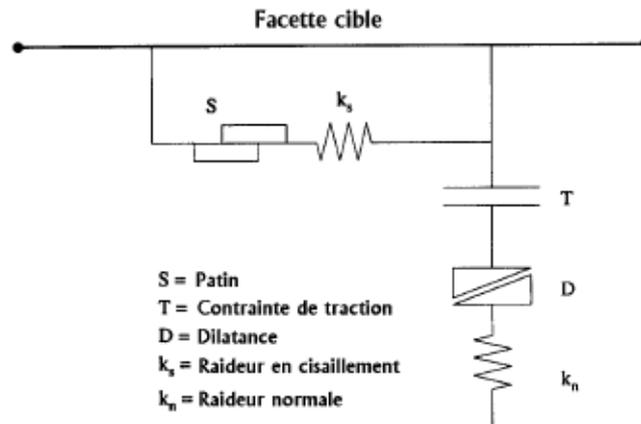


Figure V.3. Détails des composants d'un élément d'interface (Itasca [1994]).

V.3.1 Comportement mécanique d'une interface dans FLAC.

Le déplacement relatif au niveau de l'interface est déterminé à partir des forces nodales et des rigidités normale et tangentielle k_n et k_s (exprimées en Pa.m-1), à travers une équation de la forme [21]:

$$F_n^{(t+\Delta t)} = F_n^{(t)} - k_n \Delta u_n^{(t+\Delta t/2)} L \quad (\text{V.8})$$

Ou

$$F_s^{(t+\Delta t)} = F_s^{(t)} - k_s \Delta u_s^{(t+\Delta t/2)} L \quad (\text{V.9})$$

Les interfaces dans *FLAC* ont un comportement élastoplastique et possèdent les caractéristiques suivantes :

- Le critère de cisaillement de Coulomb limite la force tangentielle par l'intermédiaire des propriétés de frottement associées à l'interface :

$$F_s^{\max} = cL + F_n \tan \varphi \quad (\text{V.10})$$

avec c [Pa], L [m] et φ [degré].

- Si le critère est violé, c'est-à-dire si $|F_s| \geq F_s^{\max}$, alors $F_s = F_s^{\max}$
- Si la limite de traction est dépassée le long de l'interface, alors l'interface casse et les forces normales et tangentielles sont ramenées à une valeur nulle. La valeur par défaut de

la résistance à la traction est zéro.

V.3.2 Propriétés mécaniques associées à une interface dans FLAC

Les propriétés mécaniques des joints sont conventionnellement dérivées de tests en laboratoire (c'est-à-dire de cisaillement direct et tests triaxiaux), la cohésion et l'angle de frottement correspondant aux paramètres utilisés dans le critère de rupture de Coulomb. Pour des roches fracturées, les valeurs des rigidités normale et tangentielle peuvent varier de 10 à 100 MPa/m pour des joints avec remplissage argileux, et jusqu'à 100 GPa/m pour des joints dans des granites et basaltes. Les données publiées sur les caractéristiques de rigidité des roches fracturées sont relativement limitées, mais des résumés peuvent être trouvés chez Kulhawy (1975), Rosso (1976), et Bandis et al. (1983)[21]. Afin de simuler le comportement rigide plastique dans un premier temps, nous avons retenu les valeurs recommandées par les auteurs de FLAC consistant à prendre k_n et k_s dix fois plus élevées que la raideur équivalente de la zone voisine la plus raide. La raideur apparente de la dite zone dans la direction normale étant donnée par la relation suivante :

$$10 \times \max \left[\frac{\left(K + \frac{4}{3} G \right)}{\Delta Z_{\min}} \right]$$

Avec $\min \Delta z$ la plus petite dimension de la zone contigüe dans la direction normale (Figure V.4).

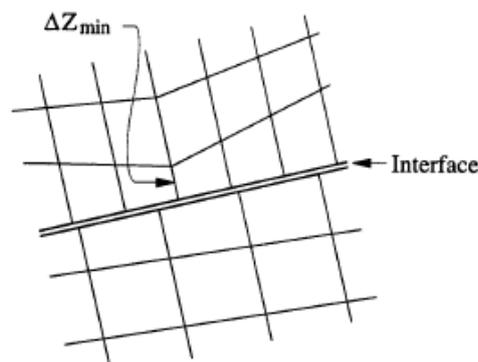


Figure V.4. Dimension de la zone utilisée pour le calcul des raideurs (Itasca [1994]).

V.4 Eléments d'armature (bande)

Un aspect important de la modélisation géomécanique est l'utilisation d'éléments structuraux représentant les renforcements mécaniques utilisés pour stabiliser un massif de sol. Les renforcements mécaniques permettent d'augmenter la résistance, d'éviter la rupture locale ou généralisée de la masse de sol et de réduire la déformabilité. *FLAC* permet de modéliser de tels objets, ainsi que leur interaction avec la masse de sol sous forme d'éléments structuraux dénommés bande. Les bandes sont des éléments axiaux unidimensionnels qui peuvent être ancrés dans le sol qui a renforcé. Les éléments bande peuvent développer des réactions à des sollicitations de traction ou de compression, mais pas à un fléchissement ou à un cisaillement transverse. L'élément de bande (armature) est un type d'élément structural spécifiquement conçu pour simuler le comportement des éléments minces renforçant des bandes placées dans les couches dans un remblai de sol pour fournir l'appui. L'élément de bande a des caractéristiques semblables à l'élément de câble. La bande peut rapporter dans la compression et la tension, et une limite de rupture peut être définie. Les bandes fournissent la résistance au cisaillement mais ne peuvent pas soutenir des moments de flexion ou à un cisaillement transverse, semblables aux câbles. En outre, le comportement de cisaillement à l'interface de bande/sol est défini par une enveloppe non-linéaire de rupture de cisaillement qui change en fonction d'une pression de confinement de transition définie pour l'utilisateur.

V.4.1 Comportement Axial

On peut assumer que le comportement axial des systèmes conventionnels de renforcement est régi entièrement par l'élément de renforcement lui-même. L'élément de renforcement est habituellement en acier. Puisque l'élément de renforcement est mince, il offre peu de résistance de recourbement (en particulier dans le cas du câble), et il est traité en tant qu'élément unidimensionnel avec la capacité de supporter la tension axiale. Il travaille également à la compression. Le comportement axial du bande en acier peut être modélisé par un ressort dont la rigidité s'exprime en fonction du module de Young de l'acier et de la section du bande. L'incrément de force axiale, ΔF , se détermine alors à partir de l'incrément de déplacement axial, Δu , d'après la relation suivante :

$$\Delta F' = -\frac{EA}{L} \Delta u' \quad (\text{V.11})$$

Où E , A et L sont respectivement le module de Young de l'acier, la section et la longueur du bande.

Une force de traction limite (**yield**) et une force de compression limite (**ycomp**) peuvent être données à la bande (Figure V.5). En conséquence, les forces de la bande qui sont plus grandes des limites de traction et de compression ne peuvent pas se développer.

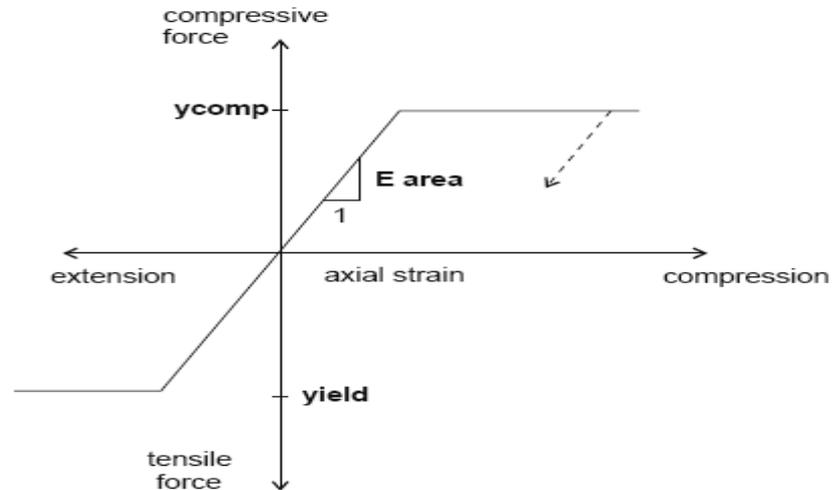


Figure V.5. Comportement d'un élément d'armature sous charge.

En évaluant les forces axiales qui se développent dans le renforcement (bande), les déplacements sont calculés aux points nodaux le long de l'axe de la bande, comme représenté sur la Figure V.6. Les forces de déséquilibre à chaque point nodal, comme les forces de cisaillement mobilisées par l'interaction de cisaillement le long de la bande, sont calculées à partir des forces axiales dans la bande. Des déplacements axiaux sont calculés en se basant sur les accélérations de l'intégration des lois du mouvement en utilisant la force axiale de déséquilibre calculée et la masse à chaque point nodal.

V.4.2 Comportement de cisaillement à l'interface sol/inclusion

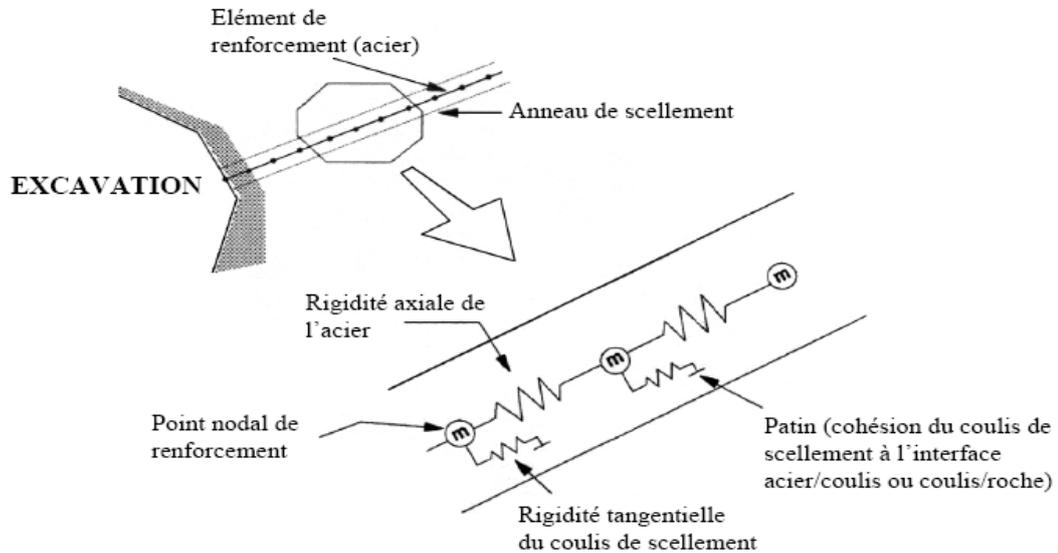


Figure V.6. Représentation mécanique conceptuelle d'un élément bande, d'après Itasca.

Le comportement de cisaillement à l'interface sol/inclusion est représenté par un système ressort-patin situé aux points nodaux comme représenté sur la Figure V.6. Le comportement de cisaillement à l'interface sol/inclusion, pendant le déplacement relatif entre sol/inclusion, est décrit numériquement par la rigidité de cisaillement de l'interface (Figure V.7) :

$$\frac{F_s}{L} = K_{bond}(u_c - u_m) \quad (V.12)$$

Avec :

F_s = Force de cisaillement développée dans l'interface.

K_{bond} = Rigidité de cisaillement de l'interface ; Habituellement, elle est mesurée directement au laboratoire avec essais d'arrachement.

u_c = Déplacement axial de l'armature.

u_m = Déplacement axial du sol.

L = Longueur de travail de l'élément.

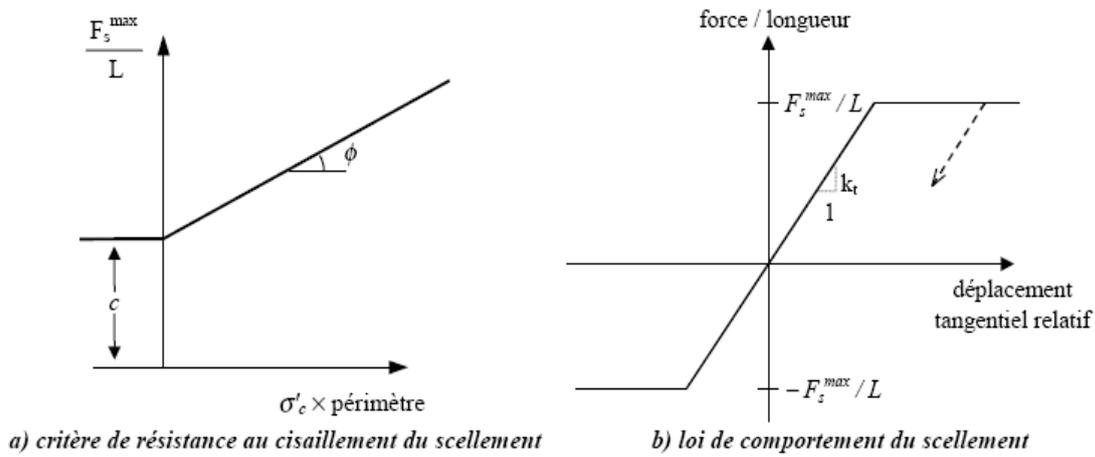


Figure V.7. Comportement de l'interface pour l'inclusion, d'après Itasca.

La force de cisaillement maximum qui peut être développée dans l'interface, par longueur d'élément, est une fonction de la résistance cohésive de l'élément et de la résistance au frottement dépendante des contraintes de l'interface. La relation suivante est employée pour déterminer la force de cisaillement maximum :

$$\frac{F_s^{\max}}{L} = S_{bond} \quad \text{si } \sigma'_c < 0 \quad (\text{V.13})$$

$$\frac{F_s^{\max}}{L} = S_{bond} + \sigma'_c \times f^* \times \text{Périmètre} \quad \text{si } \sigma'_c \geq 0 \quad (\text{V.14})$$

$$f^* = f_1^* - (f_0^* - f_1^*) \times \frac{\sigma'_c}{\sigma'_{c0}} \quad \text{si } 0 \leq \sigma'_c \leq \sigma'_{c0} \quad (\text{V.15})$$

$$f^* = f_1^* \quad \text{si } \sigma'_c \geq \sigma'_{c0} \quad (\text{V.16})$$

avec

S_{bond} = Résistance au cisaillement ou cohésion.

σ'_c = Contrainte de confinement effective moyenne normale à l'élément.

σ'_{c0} = Pression de confinement de l'élément.

Périmètre = Périmètre de la bande.

f_0^* = coefficient de frottement apparent initial.

f_1^* = coefficient de frottement apparent minimal.

La pression effective de confinement sur l'inclusion vaut :

$$\sigma'_c = -\sigma_{nm} - p \quad (\text{V.17})$$

avec :

P = pression interstitielle.

$$\sigma_{nn} = \sigma_{xx}n_1^2 + \sigma_{yy}n_2^2 + 2\sigma_{xy}n_1n_2 \quad (\text{V.18})$$

n_j : vecteur unitaire.

V.5 Calculs en déformations planes (2D)

FLAC a été conçu pour opérer dans un espace bidimensionnel. Bien souvent, il est possible de tirer parti des symétries du système étudié, afin de réduire la complexité du modèle, et donc les temps de calcul. Ainsi, un maillage d'éléments finis de massif n'est pas systématiquement à trois dimensions. En effet, si l'une des dimensions de l'ouvrage est prépondérante (remblai de grande longueur, section courante d'un talus, tunnel, etc.) et si toutes les autres caractéristiques du modèle (chargements, conditions aux limites, interfaces) le permettent, il est possible d'analyser l'ouvrage dans un plan. Cette analyse, dite en déformations planes, suppose que la composante du déplacement perpendiculaire au plan considéré est uniformément nulle. L'utilisateur construit alors son maillage dans un plan, mais admet implicitement qu'il bénéficie d'une profondeur égale à l'unité. Les forces appliquées sur ce type de modèle ne s'expriment pas en Newton, mais en Newton par mètre (force par unité de longueur). L'utilisation de modèles bidimensionnels permet bien sûr de réduire considérablement les temps de calcul, mais rend surtout possible le raffinement géométrique des systèmes étudiés. En effet, pour de nombreux problèmes tridimensionnels, les maillages raffinés sont difficiles, voire impossibles à réaliser car la taille des systèmes matriciels peut très vite dépasser la capacité des ordinateurs utilisés, notamment pour des calculs non-linéaires complexes. Par conséquent, les maillages sont fréquemment plus grossiers dans le cas tridimensionnel que dans le cas bidimensionnel et la modélisation est plus approximative [21].

V.6 Modélisation des structures en terre armée

Dans cette recherche, des techniques pour la modalisation, l'installation d'état de frontière, la détermination et l'arrangement des matériaux de construction et des interfaces, et la réduction de données ont été développées. Les aspects techniques principaux de ces techniques sont discutés dans cette section. Ces commentaires ont été décrits en termes familiers à un utilisateur de programme de FLAC ; donc, la terminologie et les techniques de programmation de FLAC sont employées. L'information détaillée sur la terminologie et des commandes de programmation de base de FLAC sont décrites dans les manuels de FLAC (Itasca, 1995) (Figure V.9).

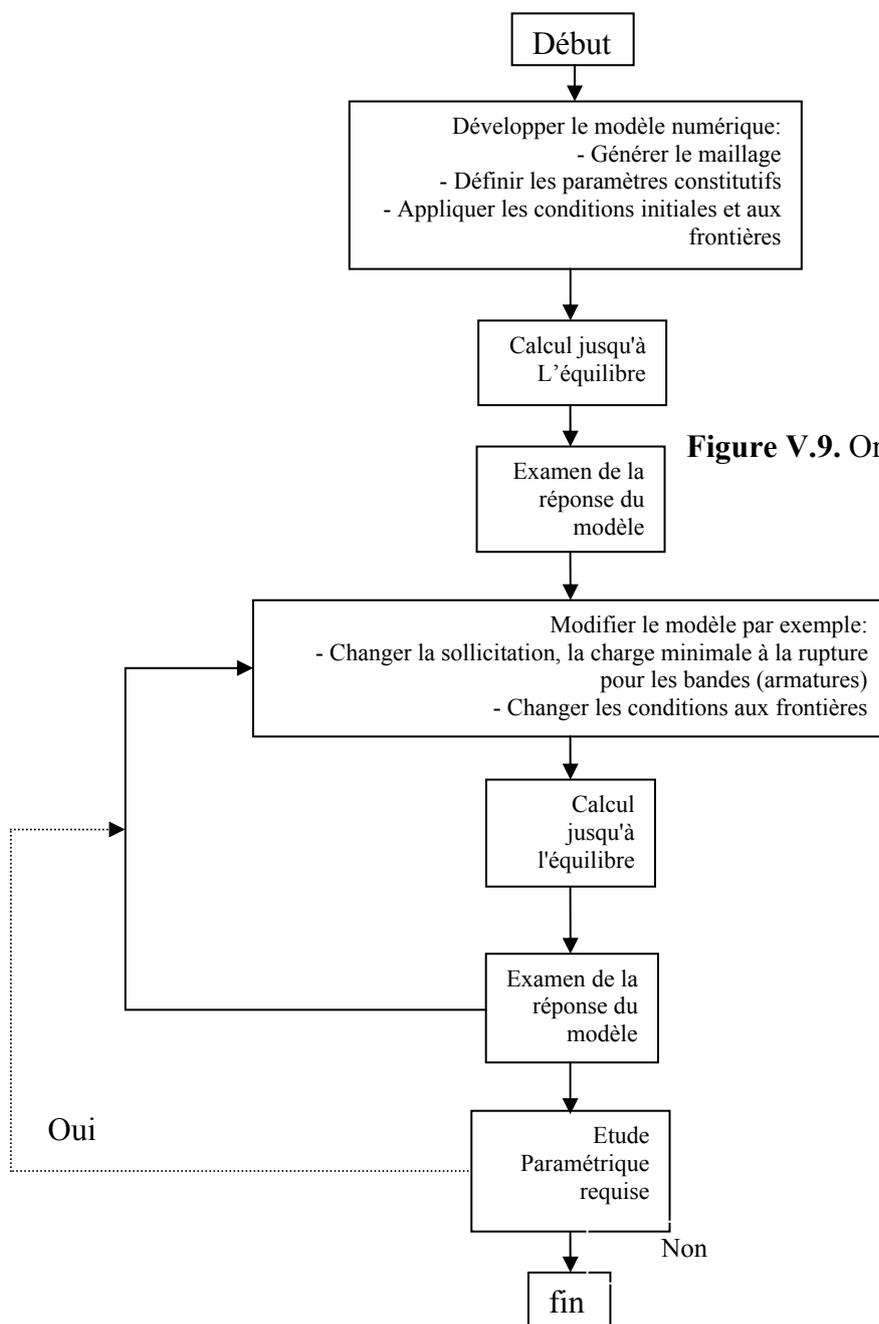


Figure V.9. Organigramme représentant différentes étapes pour analyser un modèle.

V.6.1 Génération du modèle

1. Quatre genres d'éléments matériels décrits dans les sections précédentes, éléments matériaux élastiques, éléments matériaux de Mohr-Coulomb, éléments de structure (bande), et éléments d'interface, ont été employés pour créer des modèles des structures en terre armée.

1.1 Les éléments matériaux élastiques ont été employés pour représenter le matériaux avec une plus haute résistance et un comportement linéaire.

1.2 Les éléments matériaux de Mohr-Coulomb ont été employés pour représenter le sol, y compris le remblai et les bases des structures en terre armée.

1.3 Les éléments de bande (strip) ont été employés pour représenter les armatures ou les bande en acier.

1.4 Les éléments d'interface ont été employés pour décrire l'interaction entre différents matériaux ou les discontinuités entre les mêmes matériaux tels que les interfaces entre le remblai renforcé et les revêtements structuraux, et les interfaces entre les unités structurales de revêtements.

2. En installant les grilles ou les inclusions pour des modèles de FLAC des structures en terre armée, au moins deux rangées des éléments de sol devraient être insérées entre des couches de renfort. Cette technique permet d'observer l'interaction entre la couche composite renforcée et la couche de sol non renforcé.

3. la commande de programme qui permet de grands calculs de contraintes doit être employée pour que les déformations plastiques se produisent dans les éléments matériels, particulièrement dans le matériaux de remblai. Cette technique aide le concepteur à identifier les zones élevées de contrainte-déformation, y compris une surface de rupture, le cas de rupture, à l'intérieur de la structure. La commande de programme de FLAC permettant des grandes déformations à se produire est "**set large**".

V.6.2 Etats des Frontières (conditions aux limites)

Dans des analyses numériques, les conditions aux limites doivent être soigneusement placées pour éviter toutes les forces ou déformations artificielles de réaction qui ce produisent. Les recommandations suivantes sont pour des analyses statiques des structures en terre armée seulement. Des critères d'état de frontière doivent être soigneusement étudiés si des analyses dynamiques sont exécutées.

1. La partie de sol non renforcé dans les modèles devrait être prolongée à une distance égale au moins à la longueur "de la zone renforcée" pour éliminer des effets de frontière.

2. Pour éliminer les effets de frontière, la base des modèles des structures en terre armée devrait être prolongée à une profondeur au moins égale à la taille du mur.

3. Le sol de base devrait être prolongé à une profondeur qui couvrirait toutes les couches compressibles de sol qui pourraient contribuer à la stabilité de la structure.
4. Pour la partie devant le mur, on procède comme avec la partie de sol non renforcé (1).

V.6.3 Critères d'équilibre

Avec FLAC pour s'assurer que les résultats de l'analyse numérique ont convergés et que les forces non équilibrées dans différents éléments matériaux ont été réduites au minimum, il est nécessaire d'utiliser des critères d'équilibre. Dans FLAC, les utilisateurs peuvent fixer les limites de la force non équilibrée ou un rapport d'état limite des éléments matériels comme critères d'équilibre. Chaque point de grille dans le modèle de FLAC est entouré par jusqu'à quatre éléments matériels. La somme algébrique des forces contribuées par ces éléments environnants à n'importe quel point de grille spécifique devrait converger à zéro quand le modèle atteint l'équilibre. Cette somme algébrique des forces agissant sur le point de grille est définie comme force non équilibrée.

Dans des analyses de FLAC, les utilisateurs peuvent définir des critères d'équilibre en fixant des limites sur les forces de déséquilibre. Cependant, ces forces sont calculées en multipliant les efforts dans les éléments par les longueurs des éléments perpendiculaires aux forces. Les petites valeurs des forces non équilibrées ne pourraient pas indiquer un résultat convergeant d'équilibre quand les modèles ont des tailles très petites de grilles. Le rapport d'effort est défini comme rapport de la force déséquilibrée par maximum à la force interne représentative. La taille de grille n'est plus un facteur qui affecte la convergence d'équilibre quand le rapport d'effort est employé pour installer les critères d'équilibre. Dans cette recherche, un rapport moins de 0.01 d'effort a été employé comme critère d'équilibre pour les étapes intermédiaires (pendant la construction de mur) et le rapport moins de 0.001 d'effort a été employé comme critère d'équilibre pour les étapes finales [21].

V.6.4 Détermination des propriétés de L'armature

Les éléments de l'armature utilisés dans *FLAC* exigent de faire entrer les propriétés suivantes :

1. largeur de calcul [**calwidth**] ;
2. module élastique [E] de la bande ;
3. coefficient de frottement apparent initial bande/ interface (f_0^*) [degrés] ;
4. coefficient de frottement apparent minimum bande/interface (f^*) [degrés] ;
5. nombre de bandes par largeur de calcul [**nstrips**] ;

6. rigidité de cisaillement bande/interface [**strkbond**] ;
7. cohésion bande/interface [**strsbond**] ;
8. épaisseur de la bande [**strthickness**] ;
9. largeur de la bande [**strwidth**] ;
10. force de compression limite de la bande [**strycomp**] ;
11. force de traction limite de la bande [**stryield**]

Le périmètre d'un élément de bande est calculé à partir de la largeur de bande (**strwidth**), nombre de bandes (**nstrips**), et de la largeur de calcul (**calwidth**) :

$$perimeter = \frac{2 \times strwidth \times nstrips}{calwidth}$$

V.6.5 Modèle de comportement

Dans notre travail on a adopté le modèle élastique parfaitement plastique associé de Mohr – Coulomb. Ce modèle est caractérisé par :

E : module d'Young ,

v: coefficient de poisson,

γ : poids volumique,

c : cohésion du sol,

ϕ : angle de frottement interne du sol,

ψ : angle de dilatation du sol.

Dans le code FLAC, il est préférable, pour les propriétés élastiques des géomatériaux, d'utiliser les modules volumiques K et de cisaillement G que le module de Young E et le coefficient de Poisson v.

$$K = E / 3(1-2v) \quad G = E / 2(1+v)$$

Le couple (K, G) donne un sens physique pour tous les matériaux élastiques qui ne violent pas les principes de la thermodynamique. Par contre le couple (E, v) ne donne pas de sens pour certains matériaux admissibles. A l'un des extrêmes du comportement, le matériau résiste au chargement volumique mais non au cisaillement. A l'autre extrême, le matériau résiste au cisaillement mais non au chargement volumique. Le premier type de matériau correspond à une valeur finie de K et une valeur nulle de G, le second type correspond à une valeur nulle de K et une valeur finie de G. cependant avec le couple (E, v), il n'est pas possible de caractériser les deux extrêmes du comportement.

V.6.6 Procédure de simulation

Pour la simulation numérique avec le code FLAC, on doit suivre plusieurs étapes spécifiques qui sont les suivantes :

- Génération du maillage ;
- Frontières et conditions initiales ;
- Choix du modèle constitutif et propriétés du sol ;
- Chargement et séquence de modélisation ;
- Interprétation des résultats.

Le critère de rupture utilisé dans notre travail est le critère de Mohr-Coulomb « comportement élastique parfaitement plastique ». Les conditions aux limites sont prises en compte en bloquant le déplacement horizontal dans le sens y et le déplacement horizontal et vertical pour la limite inférieure (base) (Figure V.2).

V.6.7 Influence du maillage

On a considéré plusieurs dimensions du maillage 6x11, 12x20 et 36x60 éléments (Figures V.11, V.12, et V.13) avec une hauteur de mur de 7.5m et largeur de sol avant et arrière égale la hauteur du mur et la même chose pour le sol de fondation. Les déplacements sont calculés pour l'élément le plus critique par le programme (FLAC). Le profil de mur utilisé avec la disposition des bandes est montré sur la Figure V.10.

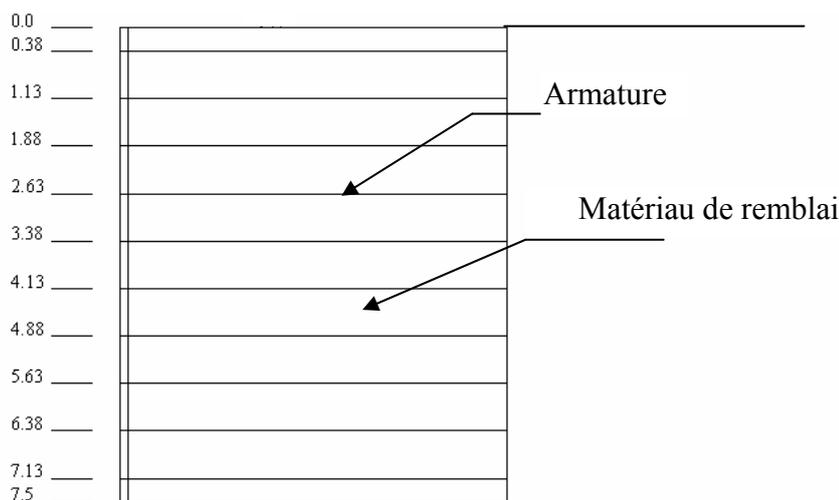


Figure V.10. Niveaux des bandes [m].

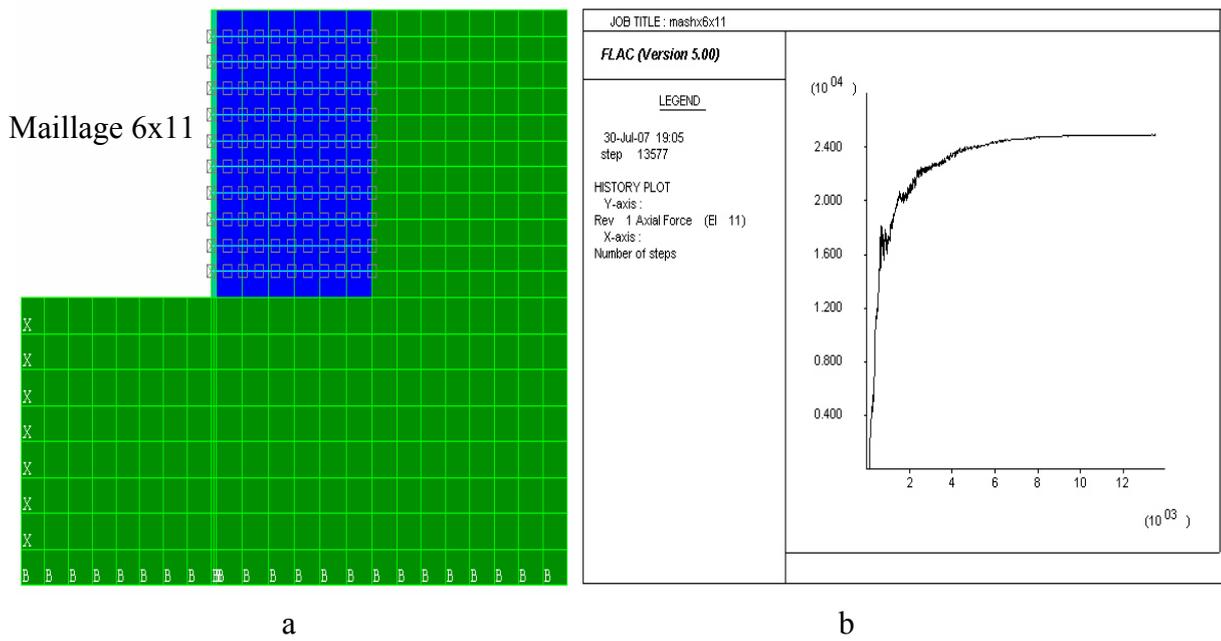


Figure V.11. Influence du maillage 6x11 (effort axial dans l'armature en fonction du nombre d'itérations).

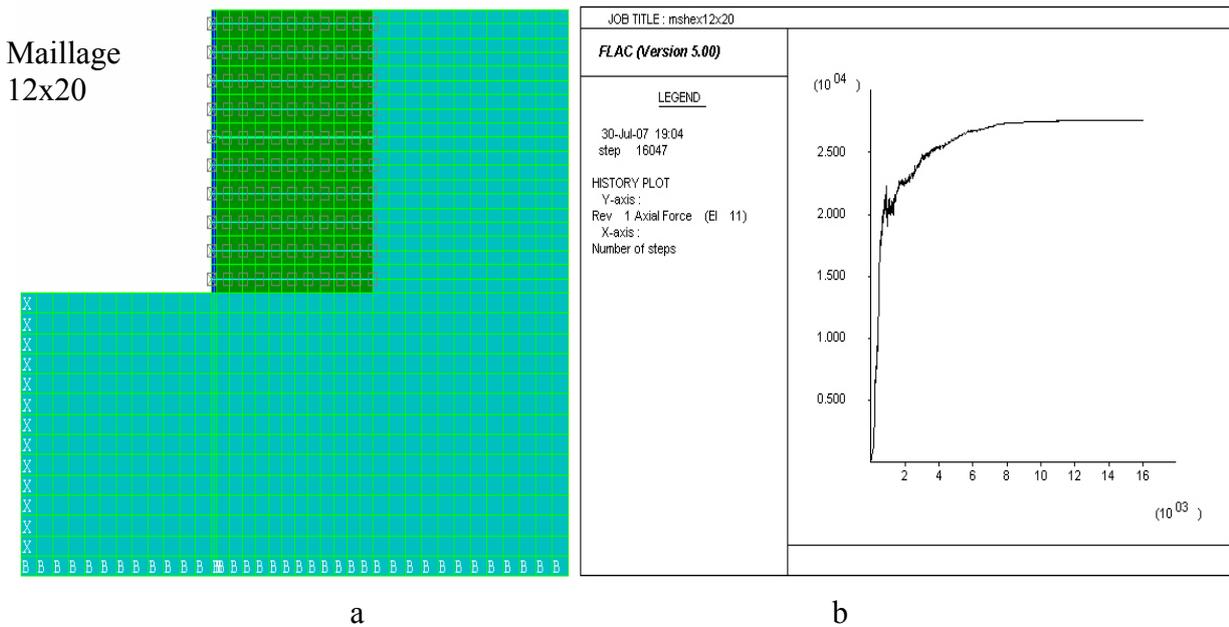


Figure V.12. Influence du maillage 12x20 (effort axial dans l'armature en fonction du nombre d'itérations).

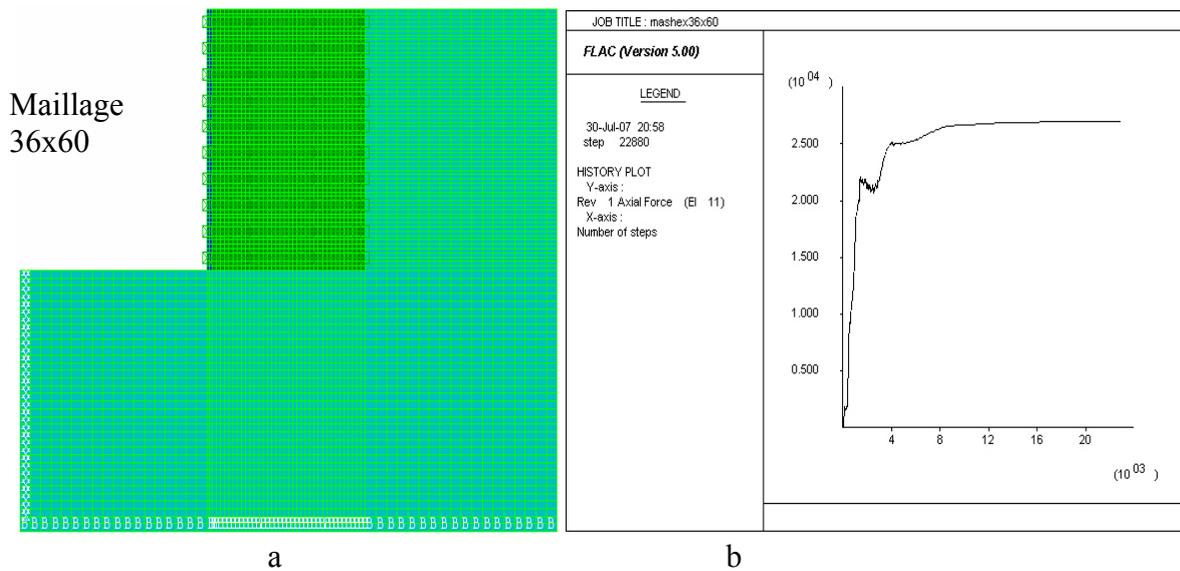


Figure V.13. Influence du maillage 36x60 (effort axial dans l'armature en fonction du nombre d'itérations).

Les Figures V.11, V.12 et V.13 présentent l'influence du maillage sur l'effort axial dans l'armature. On constate que les maillages 36X60 et 12X20 convergent avec à peu près le même effort axial limite, mais la trajectoire et le nombre d'itérations du premier maillage sont plus grands. Le maillage 6X11 donne un effort axial plus faible avec un nombre d'itérations plus petit par rapport aux deux premiers maillages.

Les résultats présentés dans la Figure V.14 sont obtenus par calcul jusqu'à l'équilibre du système. Cette figure montre que les déplacements dans la partie supérieure du mur sont plus grands que dans la partie inférieure. Ceci confirme les observations faites dans des ouvrages réels et essais ainsi que les résultats obtenus des calculs des forces de traction maximale dans les armatures. Dans les zones de mur soulagées, les forces de traction dans les armatures sont plus petites. Les trois types de maillage étudiés donnent presque les mêmes déplacements, avec une légère différence (14,58 %) du maillage 6*11 dans la partie supérieure et inférieure du mur.

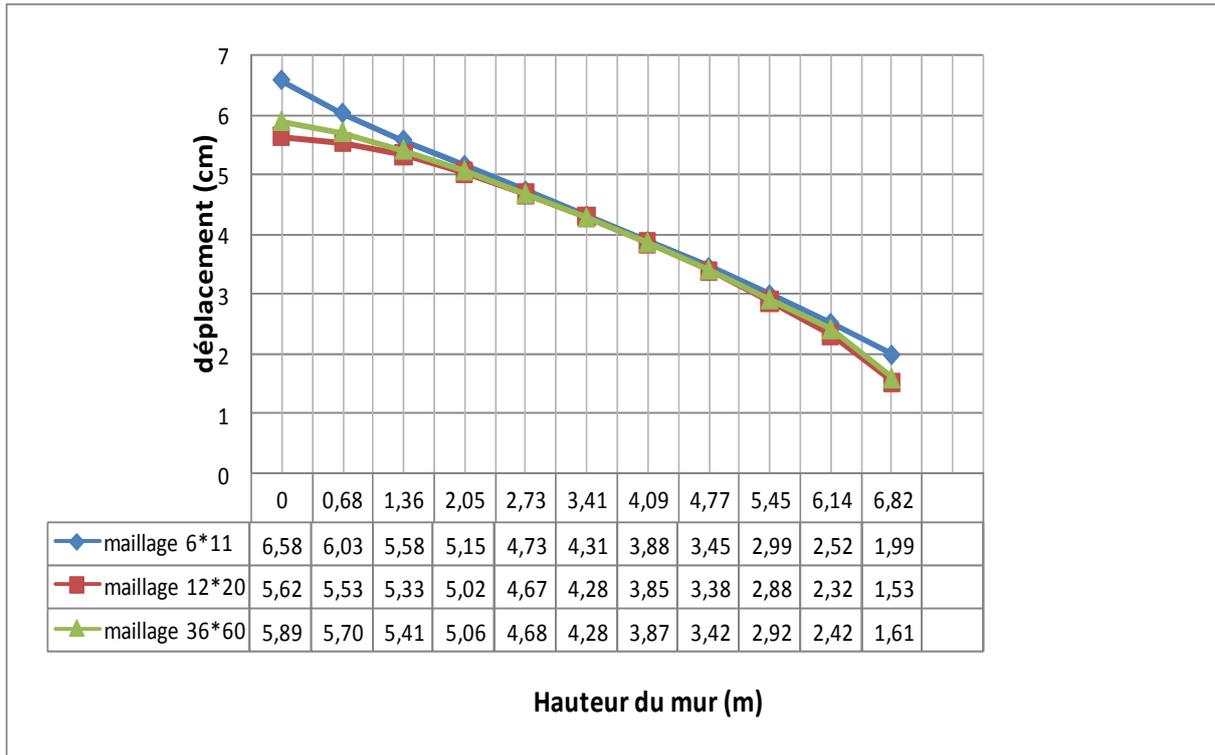
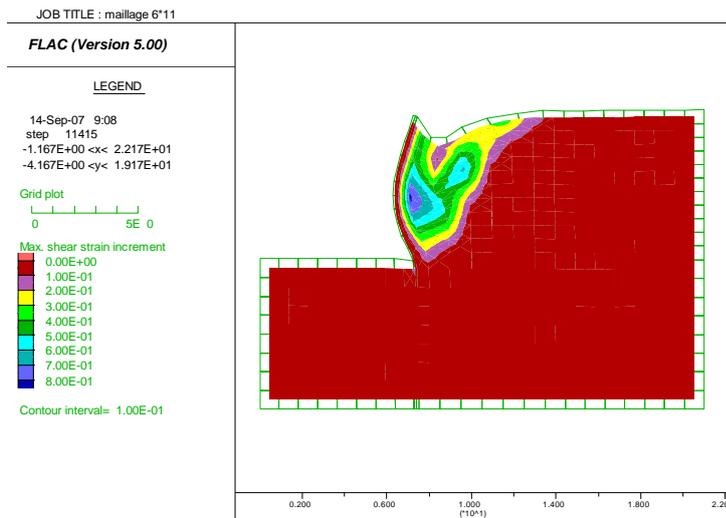
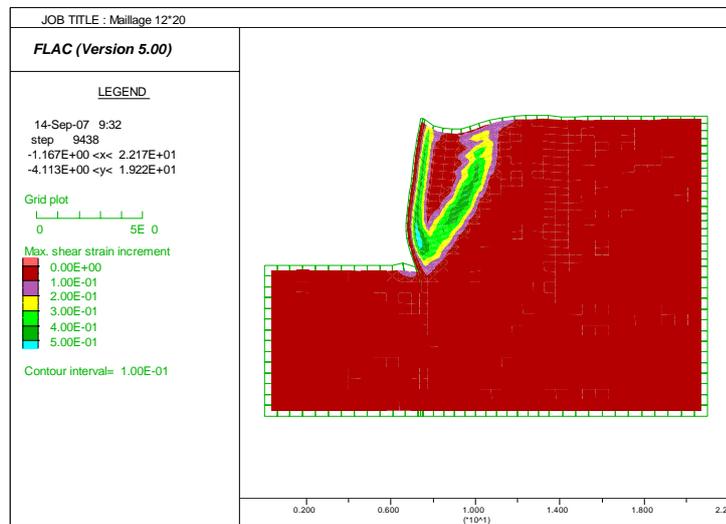


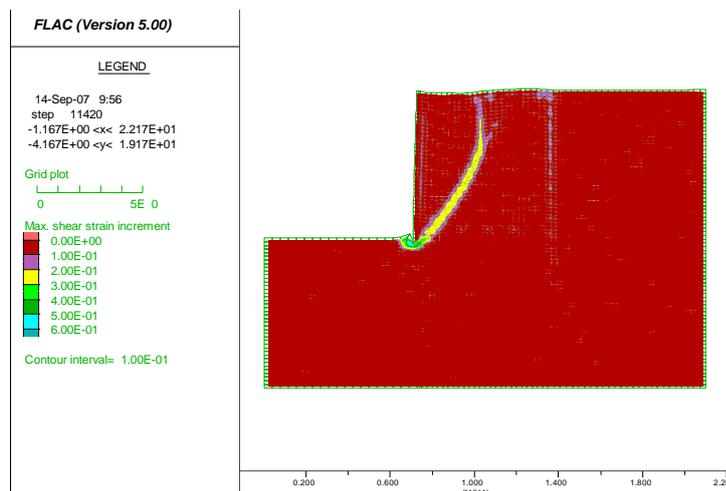
Figure V.14. Déplacements le long du mur.



A- Maillage 6x11



B- Maillage 12x20



C- Maillage 36x60

Figure V.15. Influence du maillage sur le champ de l'effort cisaillement.

Dans la Figure V.15 on représente l'influence du type de maillage sur la détermination des zones de déformations plastiques et leur limite. D'après cette figure le champ de l'effort de cisaillement donne la surface de rupture. Le maillage 36x60 donne une surface de rupture bien claire par rapport aux autres types de maillage, mais le temps de calcul jusqu'à l'équilibre est plus grand. Le maillage 12x20 donne presque la même surface de rupture que le maillage 36x60 avec un temps plus petit.

Finalement on peut prendre le type de maillage 12x20 (moyen) pour les calculs qui suivent puisqu'il donne des résultats fiables avec un temps de calcul minimal.

V.6.8 Influence de l'interface du parement

La création d'une interface, dans *FLAC*, passe par plusieurs étapes successives, permettant l'insertion de ce nouvel élément dans la grille initiale. La Figure V.16 décrit le cheminement de ce processus, dont les étapes principales sont :

- (a) la détermination, dans la grille initiale, du chemin suivi par la future interface,
- (b) la création d'une tranchée, parallèle à l'interface, et d'épaisseur au moins égale à une maille,
- (c) l'effacement des mailles devenues inutiles, à l'intérieur de la tranchée,
- (d) le rapprochement des deux côtés de l'interface, par translation de l'un ou des deux demi espaces.
- (e) l'homogénéisation des mailles bordant l'interface, afin de limiter l'apparition de particularités géométriques dans la grille.

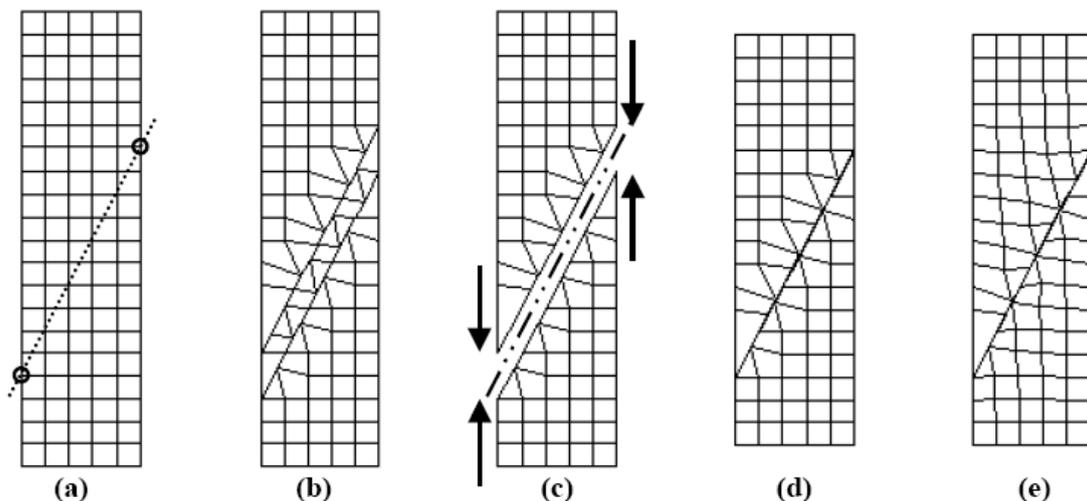


Figure V.16. Etapes de la création d'une interface dans *FLAC*.

Le code enregistre et conserve la liste des nœuds qui constituent les deux côtés de l'interface. Pour chacun de ces points, *FLAC* teste les contacts avec ses plus proches voisins sur l'autre côté de l'interface. Si un contact est détecté, la longueur, L , égale à la moitié de la distance entre le plus proche voisin à droite et le plus proche voisin à gauche, est définie. De cette manière, l'interface est divisée en segments contigus, chacun étant contrôlé par un nœud de l'une des lèvres de l'interface et appartenant aussi à la grille générale (Figure V.17).

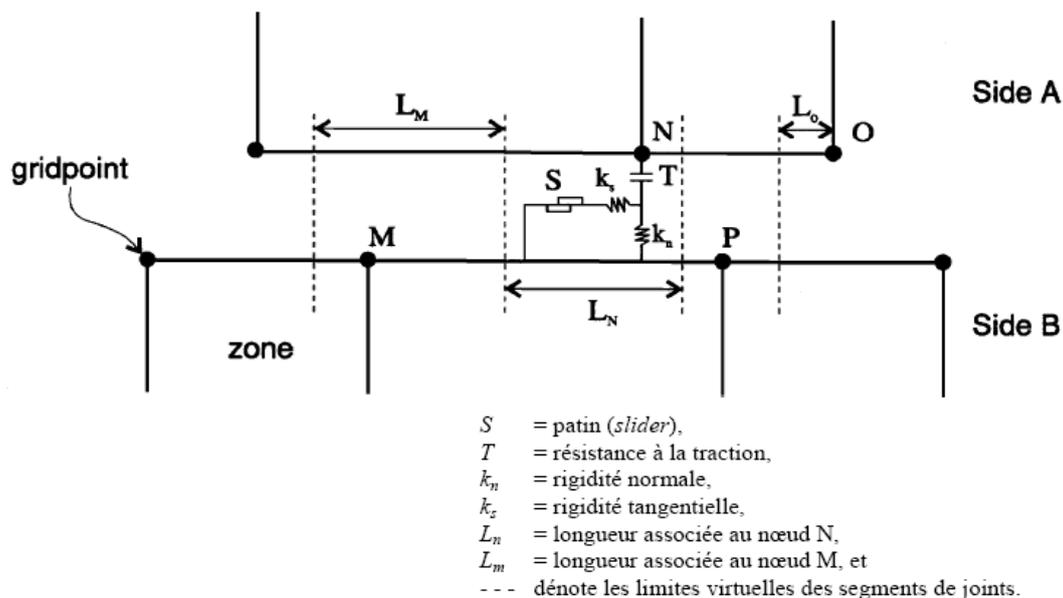


Figure V.17. Représentation schématique d'une interface, d'après Itasca.

Pour savoir l'influence de l'interface sur la modélisation d'un mur en terre armée, on étudie les deux modèles suivants :

1-premier modèle : on ne tient pas compte de l'interface entre le parement et le sol,

2- deuxième modèle : on tient compte de l'interface entre les écailles de béton et le sol.

afin de comparer les modes de rupture (champs de cisaillement) et les contours des déplacements obtenus par les deux modèles. Les résultats de cette étude sont illustrés sur les Figures V.18, V.19 et V.20 montrées ci-dessous.

V.6.8.1 Rupture d'armatures

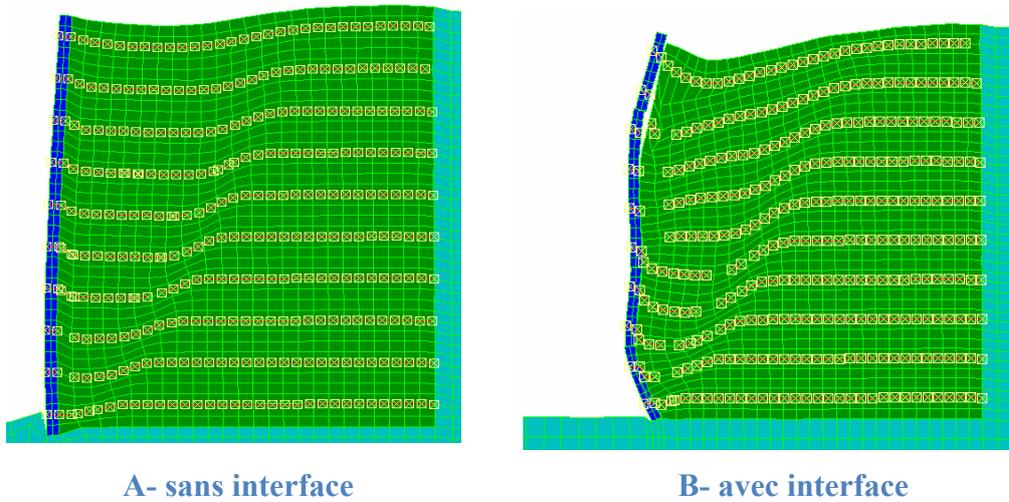


Figure V.18. Influence de l'interface sur la déformation par rupture d'armature.

D'après les Figures V.7, V.8 et V.9 on constate que de grandes déformations dans le sol, armatures et parement, sont enregistrées dans le modèle avec interface par rapport au modèle sans interface. La surface de rupture qui délimite deux zones différentes est bien marquée dans le premier modèle.

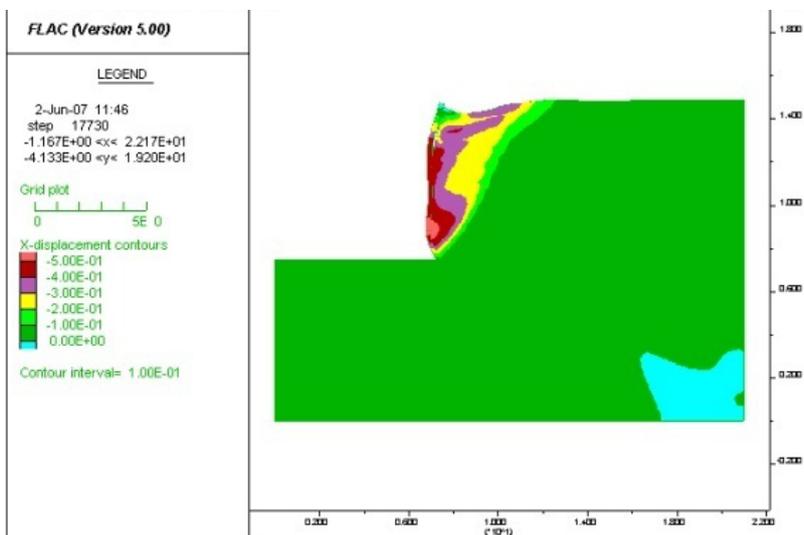


Figure V.19. Influence de l'interface sur le champ de déplacement.

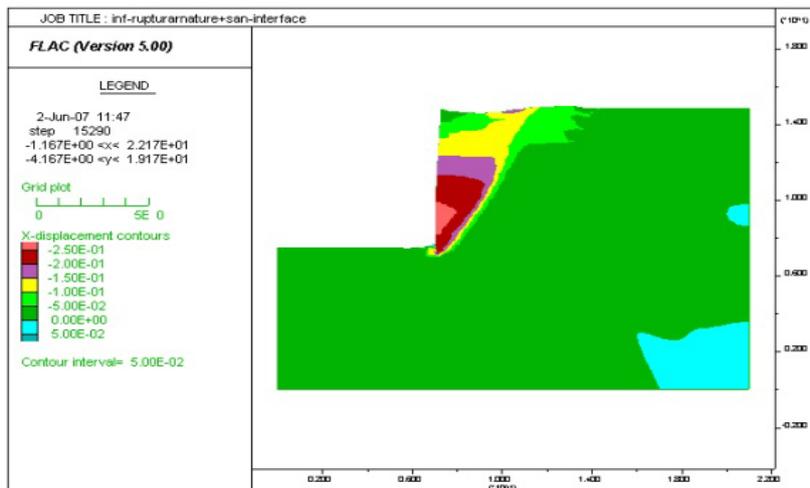


Figure V.20. Le champ de déplacement sans interface.

V.6.8.2 Défaut d'adhérence

Les analyses d'influence de l'interface sur la distribution des contraintes et déplacements et parcours des lignes ou surfaces de rupture dans le cas de rupture des armatures par défaut d'adhérence (Figures V.21, V.22 et V.23) ont montré presque les mêmes tendances et conclusions que dans le cas de rupture d'armatures (voir paragraphe V.4.1).

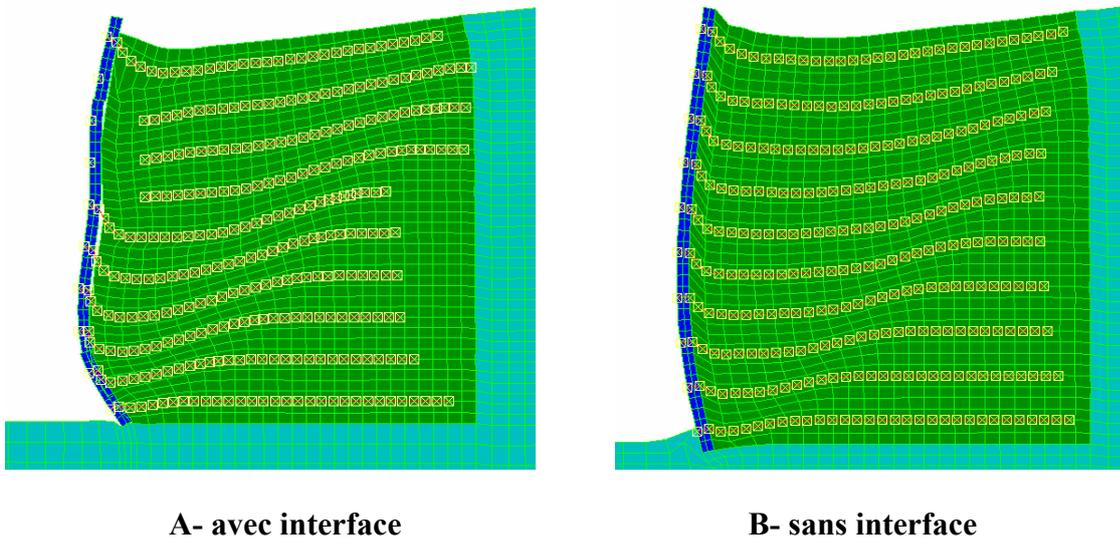


Figure V.21. Influence de l'interface sur la rupture par défaut d'adhérence.

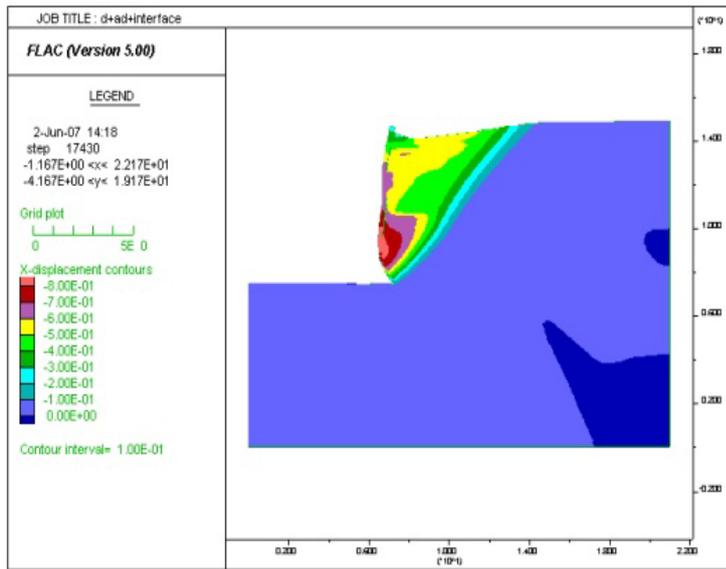


Figure V.22. Influence l'interface sur le champ de déplacement.

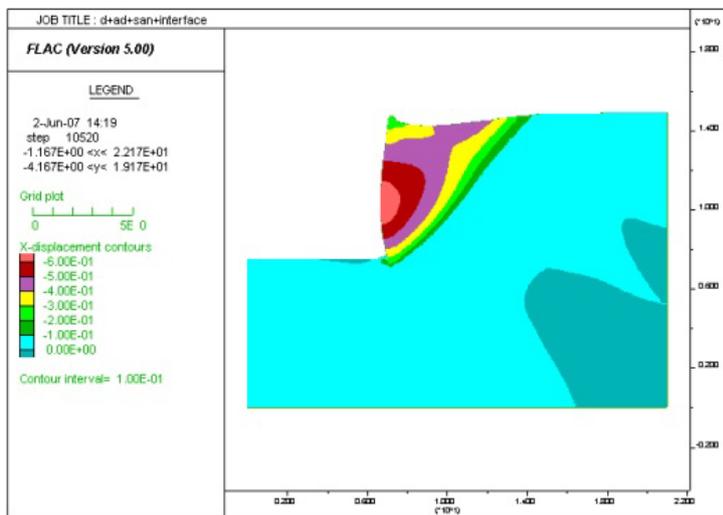


Figure V.23. Le champ de déplacement sans interface.

V.6.8.3 Détermination de l'effort axial dans les armatures à l'équilibre

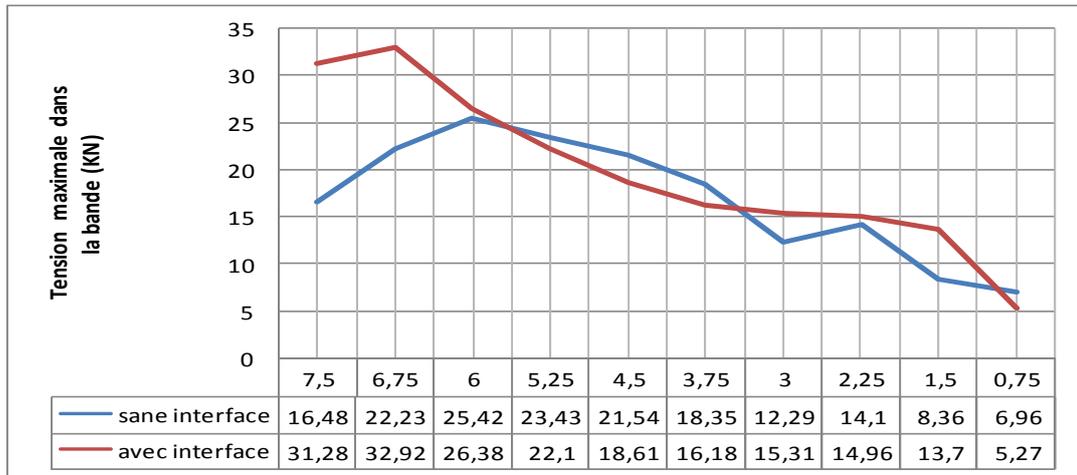


Figure V.24. Influence de l'interface sur l'effort axial maximal dans l'armature.

D'après la Figure V.24 on constate une légère différence entre les deux modèles tout le long du mur à l'exception de la partie inférieure du mur (pied) où la différence est relativement importante dans les efforts de traction des armatures calculés par les deux modèles (presque le double au niveau de l'armature inférieure).

En conclusion, on peut dire que la prise en compte de l'interface du parement dans la modélisation influe sur la localisation et l'ampleur des déplacements, des déformations ainsi que des contraintes derrière le parement. Vue la complexité de modélisation de l'interface et la variation des paramètres d'interaction sol-armature et inter-écailles, on se contente dans ce travail avec une modélisation du mur sans tenir compte de l'interface. Ceci n'influe pas beaucoup sur les résultats, parce que l'objectif de notre travail est de délimiter les zones concernées par la rupture par cisaillement. Et le modèle sans interface répond largement à notre problème.

V.6.9 Influence de l'angle de dilatation

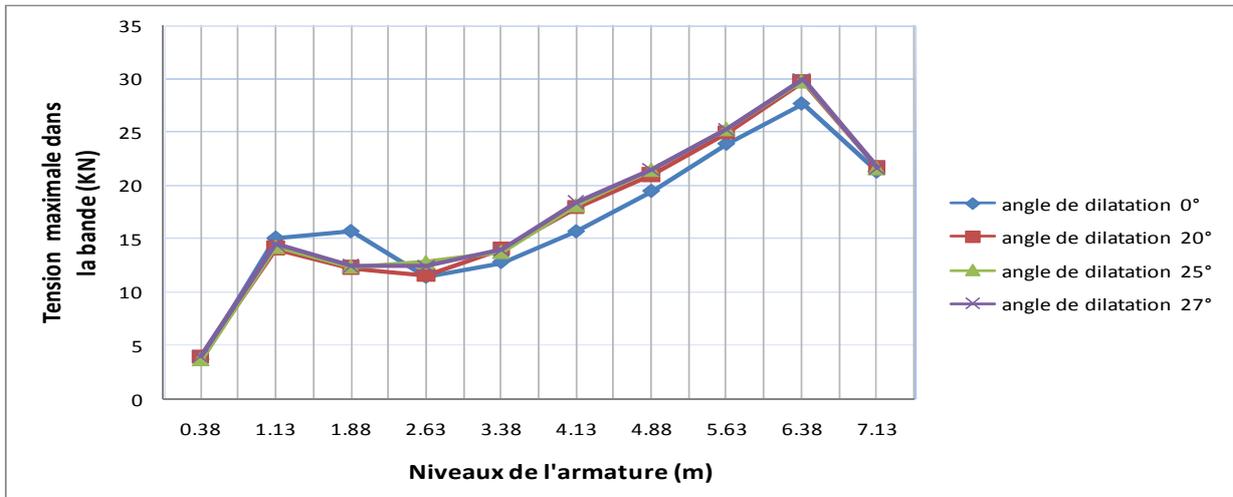


Figure V.25. Influence de l'angle de dilatation sur l'effort axial maximal dans l'armature.

On constate sur la Figure V.25 que l'influence de l'angle de dilatation du sol ψ sur l'effort axial maximal dans les armatures est négligeable.

V.6.10 Influence de l'angle de frottement interne

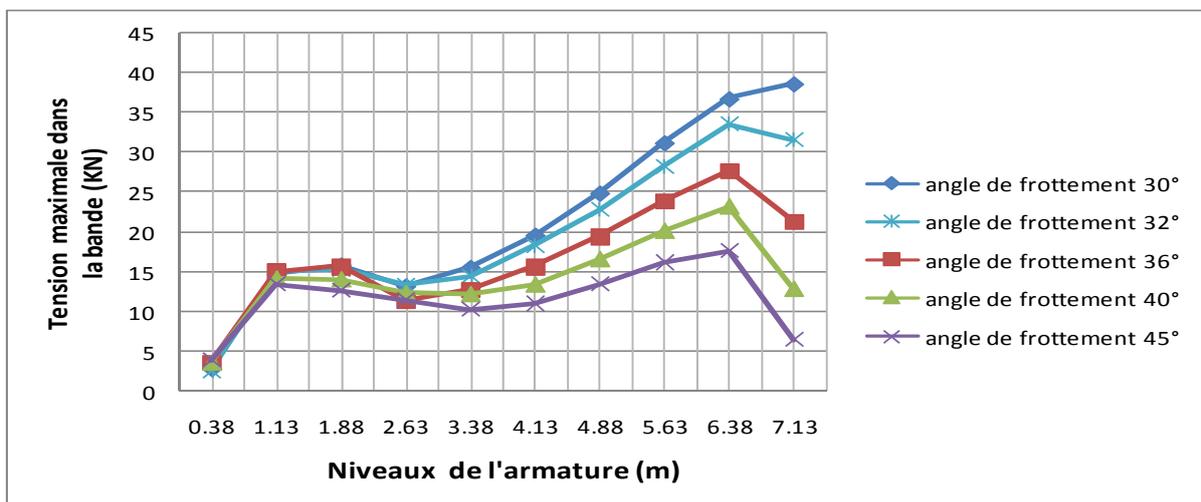


Figure V.26. Influence de l'angle de frottement interne sur l'effort axial maximal dans l'armature.

Les résultats de cette étude ont montré l'influence de la variation de l'angle de frottement du sol sur l'effort axial maximal dans les armatures à différents niveaux. Au niveau des armatures supérieures la variation de l'angle de frottement interne du sol de 30° à 45° donne des

efforts presque identiques, par ce que les déplacements sont très petits. Par contre dans les armatures inférieures la différence est bien élevée. Plus l'angle de frottement interne du sol augmente, plus l'effort de traction maximal dans les armatures diminue car le frottement sol-armature diminue (Figure V.26). Ceci peut être expliqué par le fait qu'au niveau bas du mur les contraintes sont maximales.

Chapitre VI

Etudes paramétriques

VI.1 Introduction

La simulation numérique du comportement mécanique de la Terre Armée a pour objectif de comparer ou valider les mécanismes de rupture analysés avec la méthode analytique à l'équilibre limite avec les résultats de simulation numérique faite avec le code de calcul « Flac ». Le code numérique Flac^{2d} ne donne pas directement la ligne de rupture ; pour résoudre ce problème on s'intéresse à déterminer les contours des efforts de cisaillement et les contours des déplacements pour estimer la ligne ou la surface de rupture. Dans ce présent chapitre, on présente les résultats des études paramétriques effectués avec les deux méthodes (code de calcul **Flac** et méthode de l'équilibre limite) sous forme de graphes suivis d'une interprétation de ces résultats.

VI.2 Mécanismes de rupture d'un mur en terre armée

Dans le but de trouver le mécanisme de rupture le plus critique (dangereux), une étude comparative, pour différents cas, entre les modèles analytiques (Modèles I, II et III) et les modèles numériques a été effectuée. Le modèle I décrit la surface de rupture circulaire, le modèle II représente la surface de rupture plane, alors que le modèle III décrit la surface de rupture mixte (Figure III.9). Des études paramétriques comparatives ont été effectuées entre la méthode classique à l'équilibre limite et la méthode numérique (Flac) en variant les caractéristiques propres au milieu étudié (type de sols) et les différentes dimensions géométriques pour délimiter le plan de rupture critique. Les résultats obtenus sont représentés ci-dessous sous forme de figures et tableaux. Pour chaque cas étudié, on donne les géométries critiques des trois modèles analytiques calculés par le programme STA, le champ de cisaillement déterminé par le logiciel Flac et la comparaison des différents modèles à travers l'effort axial maximal dans l'armature et les coefficients de sécurité vis-à-vis de la rupture par cassure d'armature et par défaut d'adhérence (Tableaux).

Cas 1 : H=7.5m, $\phi=36^\circ$

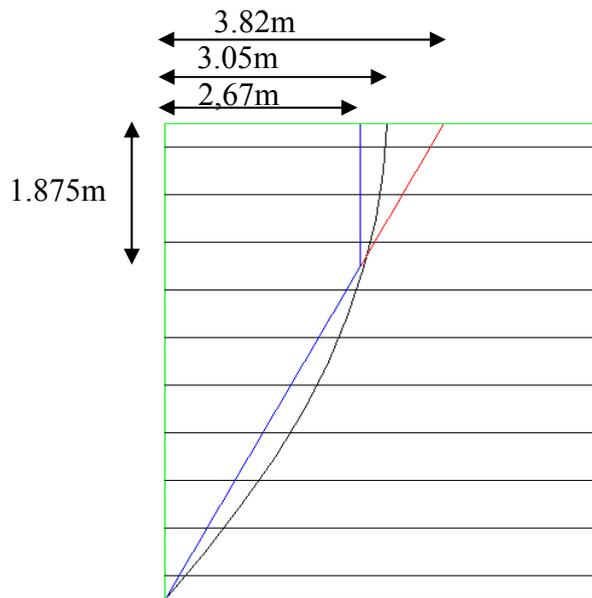


Figure VI.1. Surfaces de rupture calculées par STA pour H=7.5m, $\phi=36^\circ$.

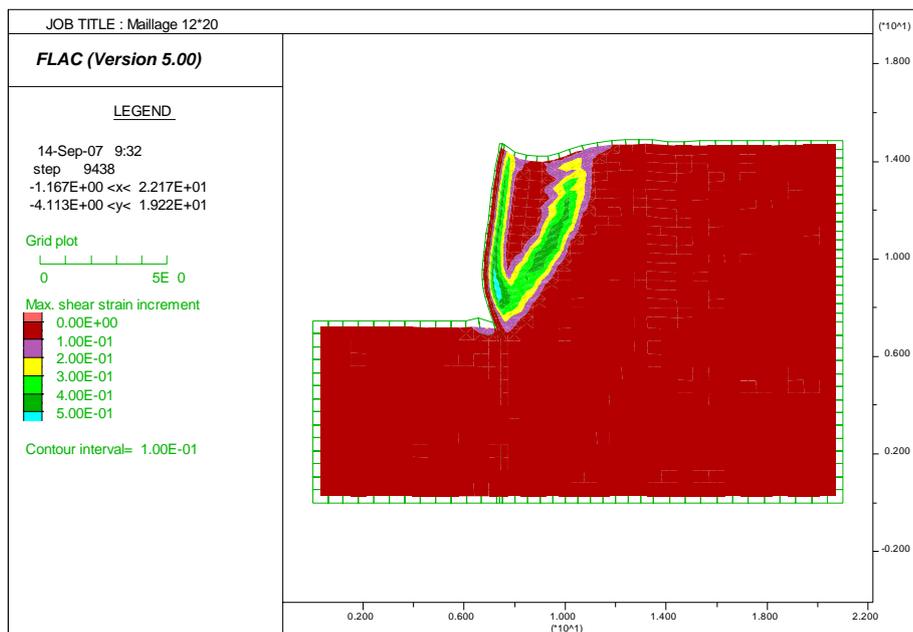


Figure VI.2. Champ de cisaillement qui indique la surface de rupture pour H=7.5m, $\phi=36^\circ$.

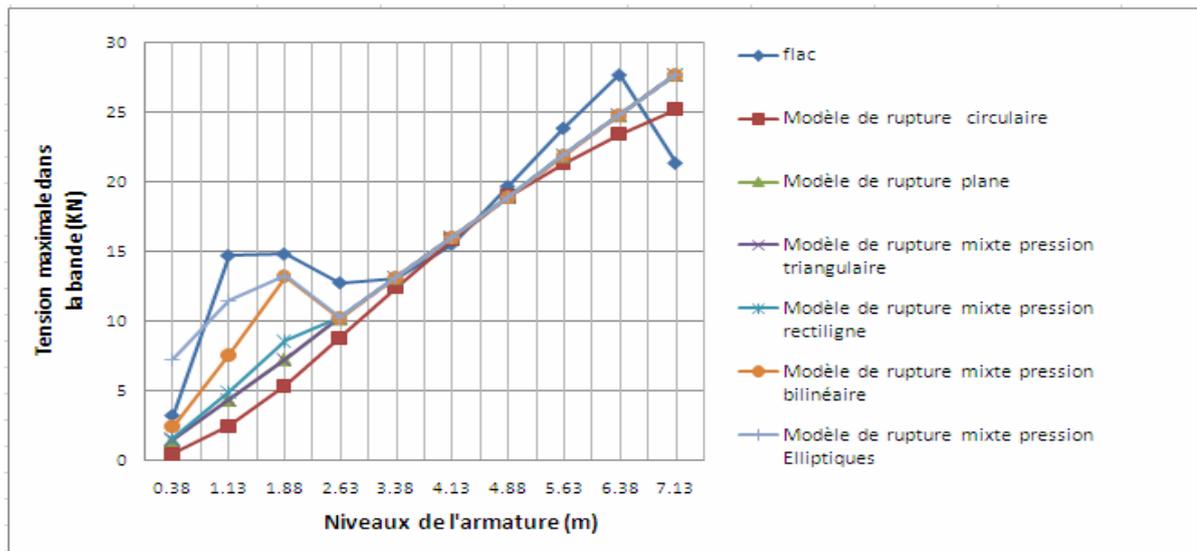


Figure VI.3. L'effort axial maximal dans l'armature à chaque niveau pour $H=7.5m$, $\phi=36^\circ$.

Tableau VI.1. Coefficients de sécurité obtenus par différents modèles de rupture (cas 1).

Coefficient de sécurité	Modèle de rupture circulaire	Modèle de rupture plane	Modèle de rupture mixte-P-triangulaire	Modèle de rupture mixte-P-rectiligne	Modèle de rupture mixte-P-bilinéaire	Modèle de rupture mixte-P-elliptique
F_{S_r}	1.85	1.71	1.71	1.68	1.60	1.51
F_{S_f}	1.42	1.38	1.40	1.38	1.31	1.24

La Figure VI.1 présente les surfaces de rupture pour chaque modèle obtenu par calcul analytique (programme STA):

- La largeur de la partie supérieure du coin de rupture est différente pour les trois modèles (Figure VI.1), sa valeur est comprise dans l'intervalle entre $0.35H$ et $0.5H$. Le modèle de rupture mixte donne le plus petit coin de rupture dont la largeur supérieure est égale à $0.356H$ (2.67m) et la hauteur de la surface de rupture verticale est égale à $0.25H$ (1,875m).
- La surface de rupture circulaire se situe entre les deux autres modèles dans la partie supérieure, mais dans la partie inférieure elle a une inclinaison plus douce.

Le champ de cisaillement présenté dans la Figure VI.2 donne une surface de rupture qui a une forme plus proche du modèle de rupture mixte.

La Figure VI.3 donne la force axiale maximale dans l'armature pour chaque niveau du mur dans tous les modèles étudiés. Tous les modèles donnent les mêmes résultats au voisinage du milieu du mur. Le modèle de rupture circulaire donne tout le long du mur les plus petites forces de traction à l'exception de la barre inférieure où le modèle de Flac donne la plus petite force. En

général, le modèle de Flac donne les plus grands efforts de traction dans les barres à tous les niveaux. Le modèle analytique de rupture mixte avec pressions bilinéaire et elliptique est plus proche du modèle Flac.

D'après le Tableau VI.1 le modèle de rupture mixte avec pression elliptique donne les plus petits coefficients de sécurité vis-à-vis aux ruptures par cassure des armatures et par défaut d'adhérence par rapport aux autres modèles analytiques. Ceci confirme que dans ce cas le modèle de rupture mixte avec pression elliptique est le plus défavorable.

Cas 2 : $H=7.5m$, $\phi=30^\circ$

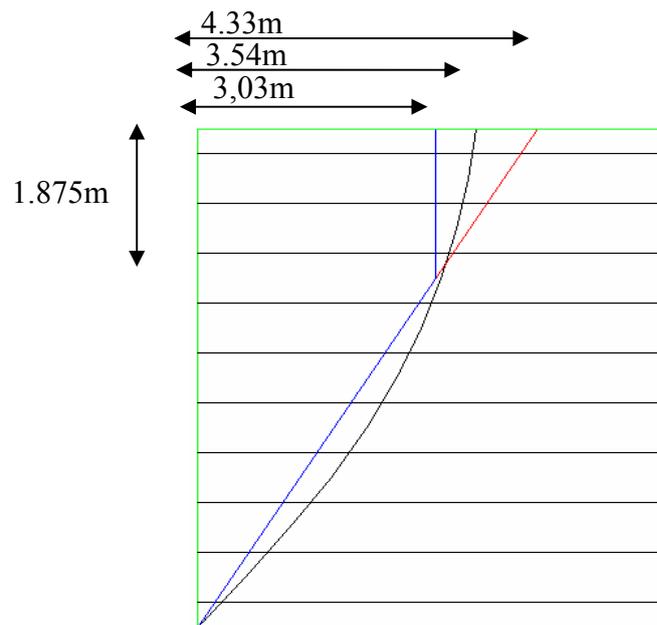


Figure VI.4. Surfaces de rupture calculées par STA pour $H=7.5m$, $\phi=30^\circ$.

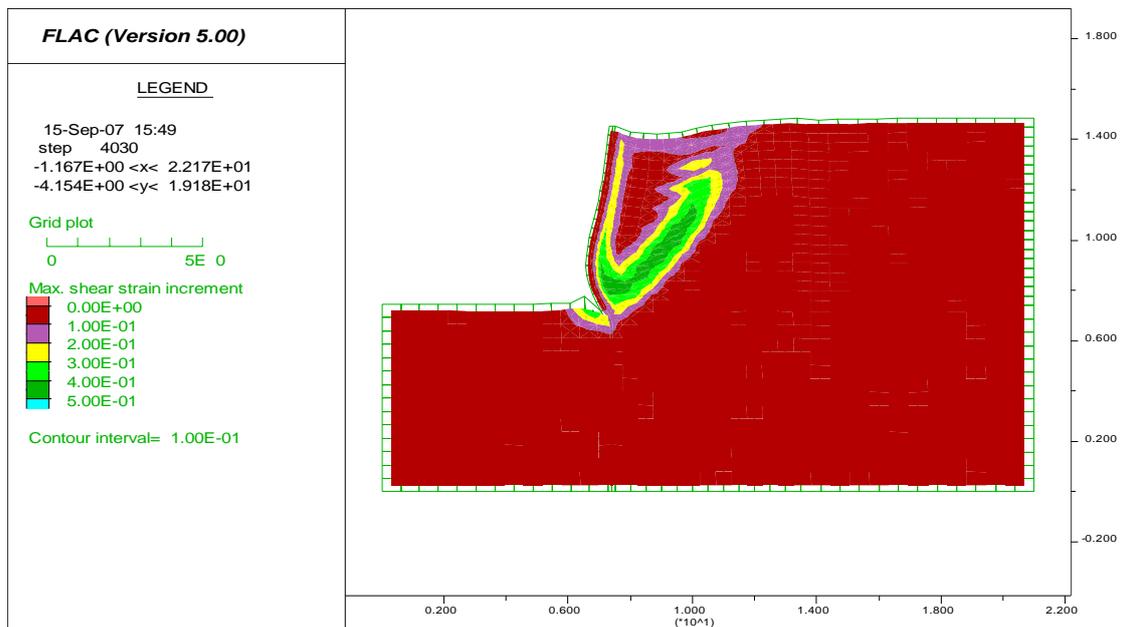


Figure VI.5. Champ de cisaillement qui indique la surface de rupture pour $H=7.5m$, $\phi=30^\circ$.

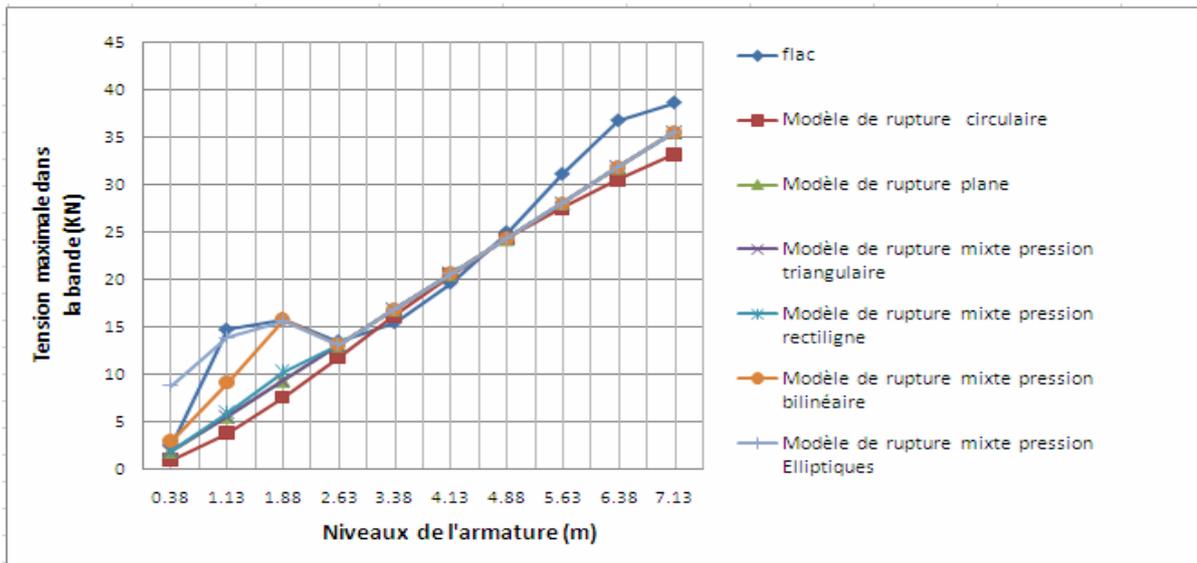


Figure VI.6. L’effort axial maximal dans l’armature à chaque niveau pour H=7.5m, $\phi=30^\circ$.

Tableau VI.2. Coefficients de sécurité obtenus par différents modèles de rupture (cas 2).

Coefficient De sécurité	Modèle de rupture circulaire	Modèle de rupture plane	Modèle de rupture mixte-P-triangulaire	Modèle de rupture mixte-P-rectiligne	Modèle de rupture mixte-P-bilinéaire	Modèle de rupture mixte-P-elliptique
F_{s_f}	1.41	1.33	1.33	1.32	1.25	1.19
F_{s_r}	0.87	0.87	0.88	0.88	0.83	0.79

Dans le 2^{ème} cas on garde les mêmes paramètres que le cas 1 avec seulement un changement de l’angle de frottement interne. Les résultats présentés dans les Figures VI.4 et VI.5 montrent que le modèle de rupture mixte est le modèle le plus défavorable, avec une inclinaison de la surface de rupture légèrement plus douce que dans le 1^{er} cas.

La courbe des efforts de traction dans la Figure VI.6 du modèle de rupture mixte avec pression elliptique coïncide bien avec la courbe des efforts de traction due à Flac qui donne les plus grands efforts. D’après Le Tableau VI.2 le modèle de rupture mixte avec pression elliptique est le modèle le plus dangereux en donnant les plus petits coefficients de sécurité.

Cas 3 : H = 6m, $\phi=36^\circ$

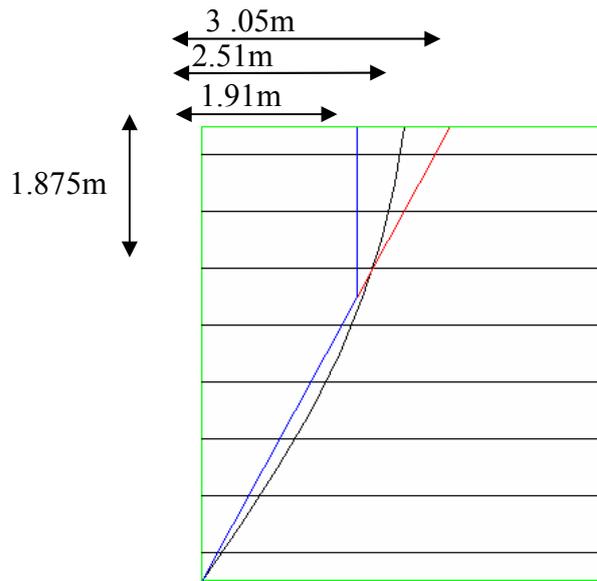


Figure VI.7. Surfaces de rupture calculées par STA pour H=6m, $\phi=36^\circ$.

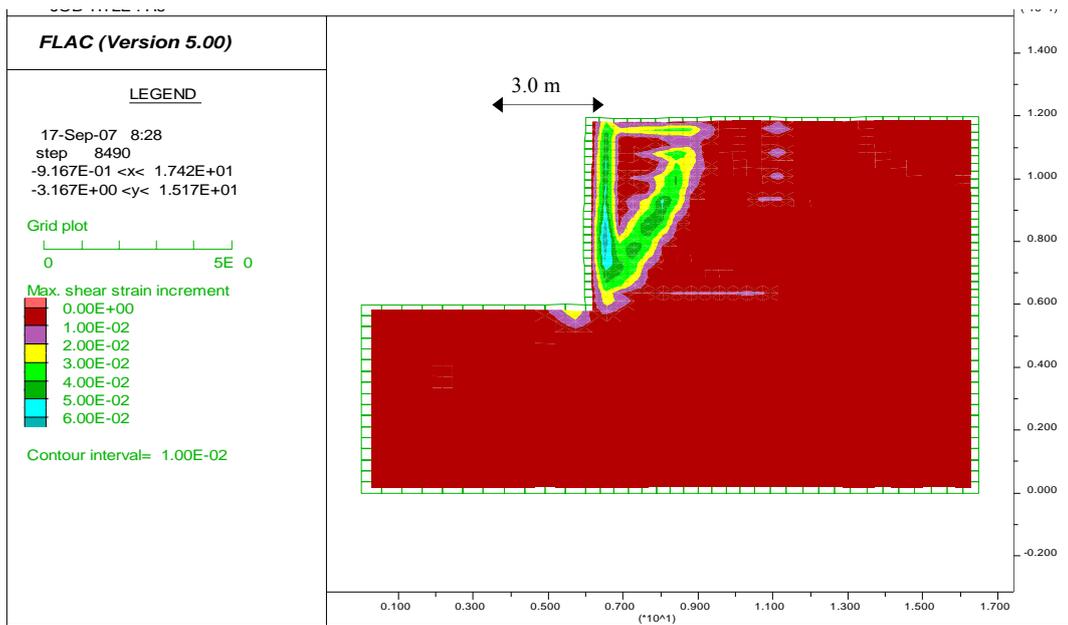


Figure VI.8. Champ de cisaillement qui indique la surface de rupture pour H=6m, $\phi=36^\circ$.

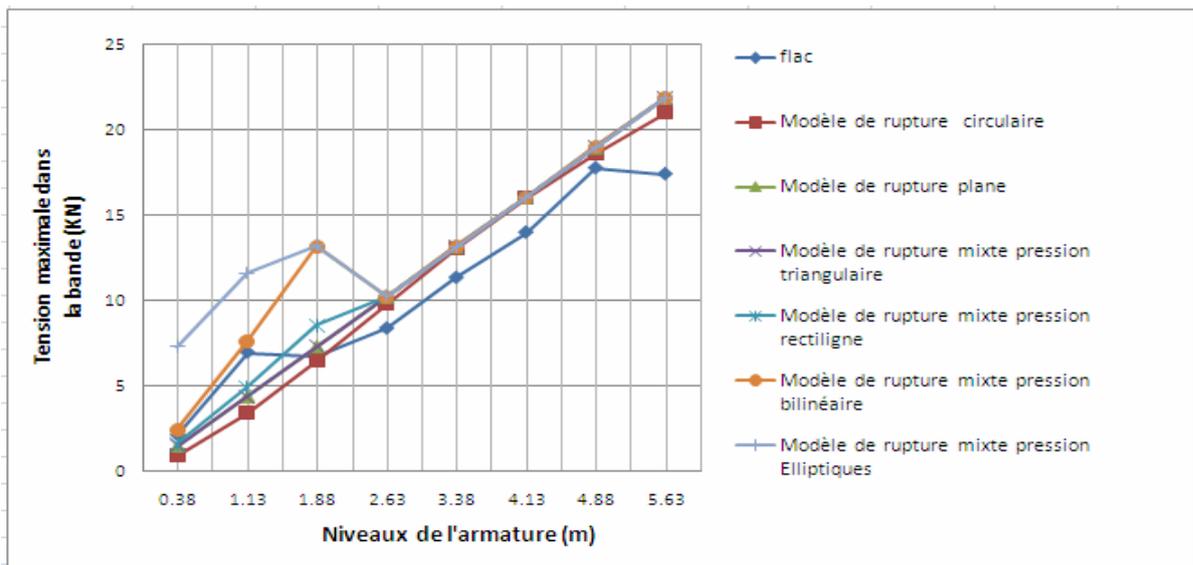


Figure VI.9. L'effort axial maximal dans l'armature à chaque niveau pour $H=6m$, $\phi=36^\circ$.

Tableau VI.3. Coefficients de sécurité obtenus par différents modèles de rupture (cas 3).

Coefficient de sécurité	Modèle de rupture circulaire	Modèle de rupture plane	Modèle de rupture mixte-P-triangulaire	Modèle de rupture mixte-P-rectiligne	Modèle de rupture mixte-P-bilinéaire	Modèle de rupture mixte-P-elliptique
F_{Sr}	2.23	2.13	2.13	2.09	1.93	1.77
F_{Sf}	1.25	1.23	1.26	1.23	1.14	1.05

D'après les résultats représentés ci-avant pour un mur en terre armée de hauteur $H=6$ et l'angle de frottement 36° on peut constater que :

- L'effort de traction maximale dans l'armature est toujours grand dans la partie inférieure du mur que dans la partie supérieure (Figure VI.9).
- La délimitation du champ de cisaillement montré dans la Figure VI.8 est plus proche du modèle de rupture mixte.
- La largeur du coin de rupture du modèle mixte est la plus petite entre les modèles analytiques (environ $0.31H$) et sa hauteur verticale vaut à peu près $0.3H$ (Figure VI.7).
- la courbe des efforts de traction maximaux d'après FLAC donne des valeurs plus faibles par-rapport aux autres modèles analytiques. Le modèle de rupture mixte donne les plus grands efforts de traction dans les armatures (Figure VI.9).
- D'après Tableau VI.3 le modèle de rupture mixte avec pression elliptique est le modèle le plus défavorable.

Cas 4 : $H = 6m$, $\phi=30^\circ$

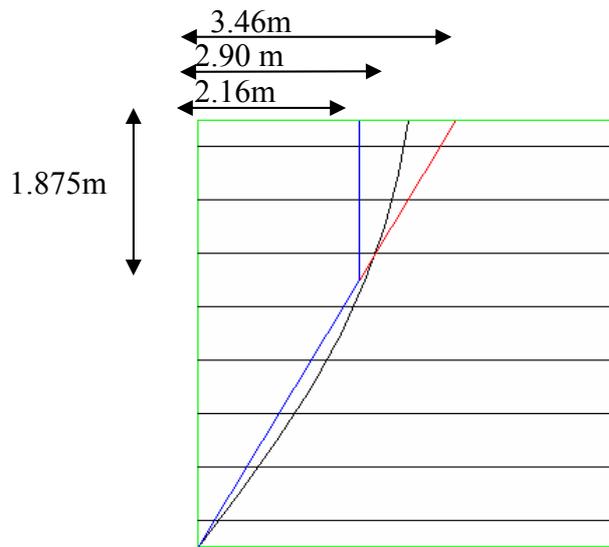


Figure VI.10. Surfaces de rupture calculées par STA pour $H=6m$, $\phi=30^\circ$.

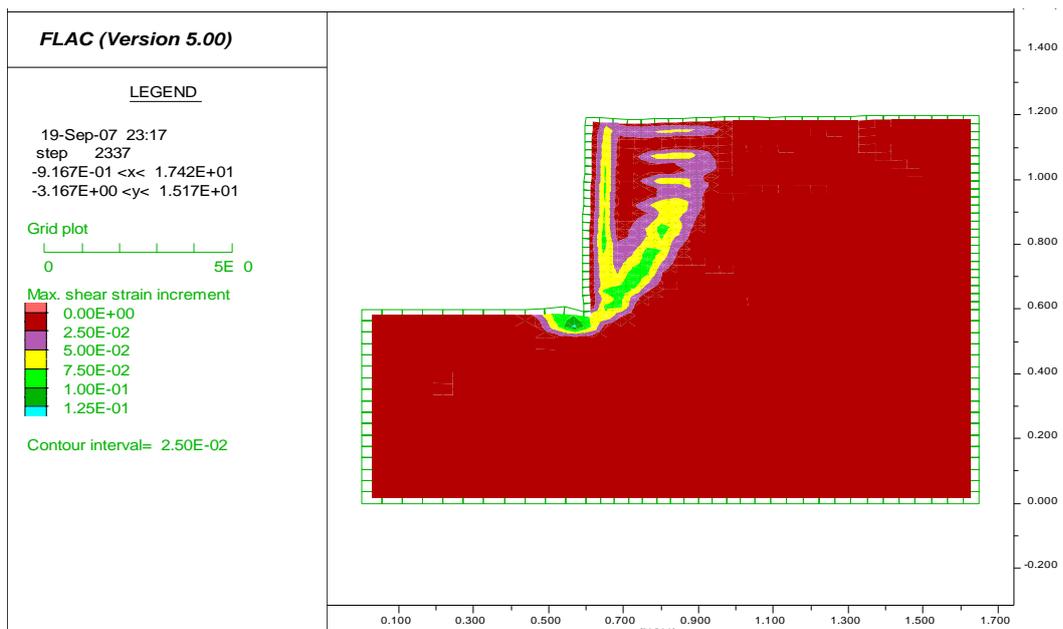


Figure VI.11. Champ de cisaillement qui indique la surface de rupture pour $H=6m$, $\phi=30^\circ$.

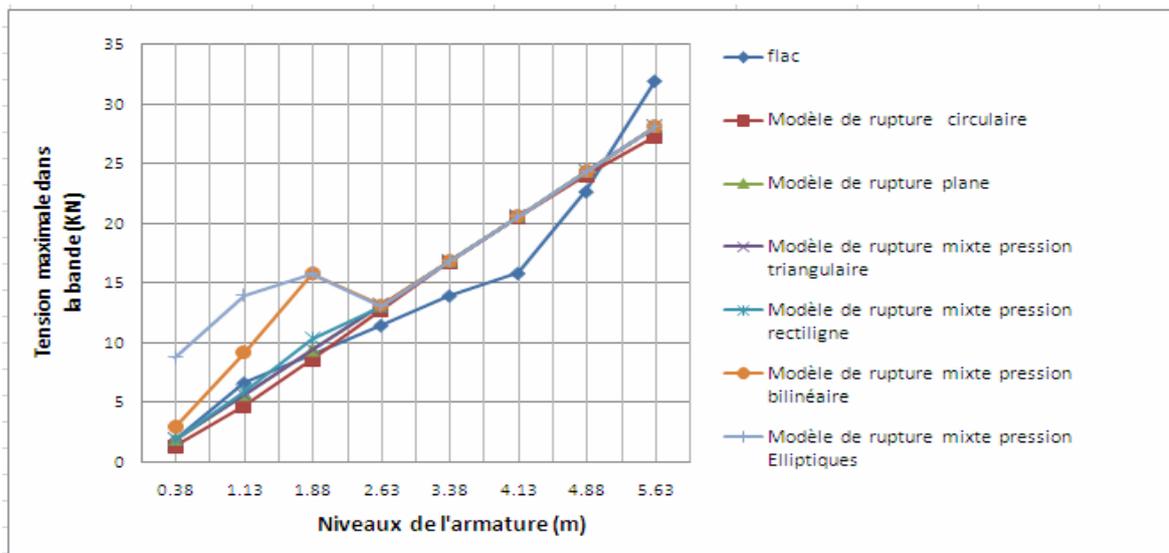


Figure VI.12. L'effort axial maximal dans l'armature à chaque niveau pour $H=6m$, $\varphi=30^\circ$.

Tableau VI.4. Coefficients de sécurité obtenus par différents modèles de rupture (cas 4).

Coefficient De sécurité	Modèle de rupture circulaire	Modèle de rupture plane	Modèle de rupture mixte-P-triangulaire	Modèle de rupture mixte-P-rectiligne	Modèle de rupture mixte-P-bilinéaire	Modèle de rupture mixte-P-elliptique
F_{S_r}	1.72	1.66	1.66	1.64	1.52	1.41
F_{S_f}	0.80	0.80	0.83	0.82	0.76	0.70

Dans ce cas le changement de l'angle de frottement influe toujours sur l'inclinaison des surfaces de rupture et le modèle de rupture mixte est le plus défavorable, avec une largeur du coin de $0.36H$ et hauteur verticale de $0.30H$ (Figure VI.10). Dans la Figure VI.11 le contour du champ de cisaillement est proche d'une courbe.

Le tableau VI.4. montre que le modèle de rupture mixte avec pression elliptique est le modèle le plus défavorable. Le modèle de rupture mixte avec pression elliptique donne les plus grands efforts de traction maximale dans les armatures sauf pour l'armature inférieure où le modèle de FLAC donne la plus grande force de traction (Figure VI.12).

Cas5 : H=9 m, $\phi=36^\circ$

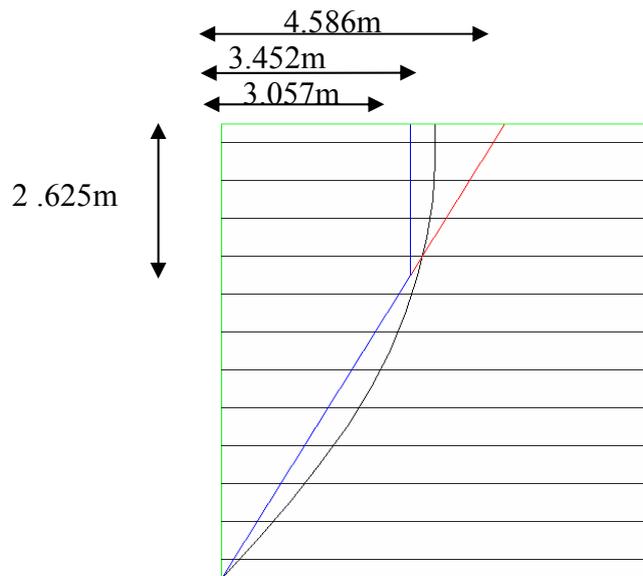


Figure VI.13. Surfaces de rupture calculées par STA pour H=9m, $\phi=36^\circ$.

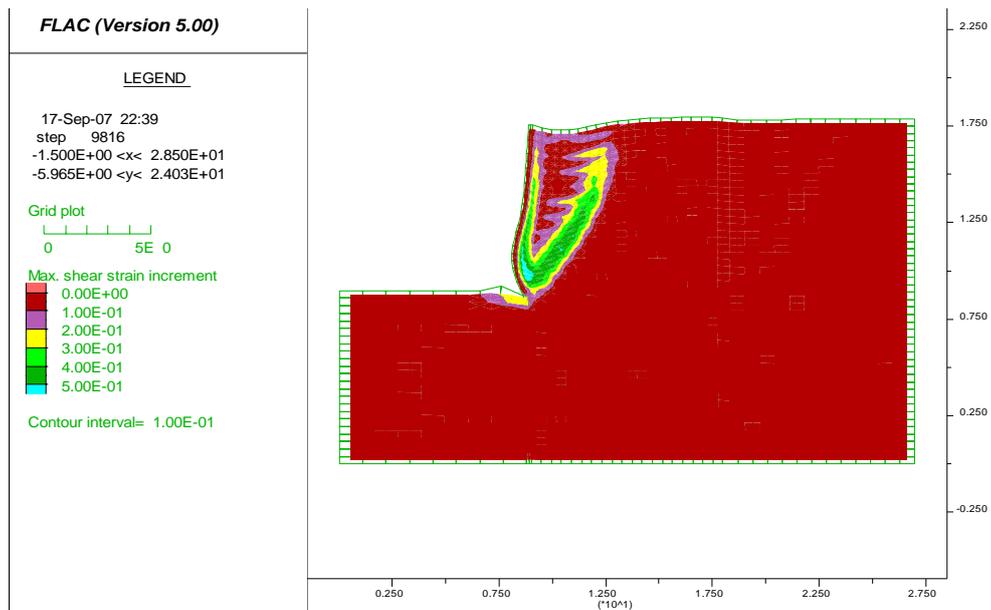


Figure VI.14. Champ de cisaillement qui indique la surface de rupture pour H=9m, $\phi=36^\circ$.

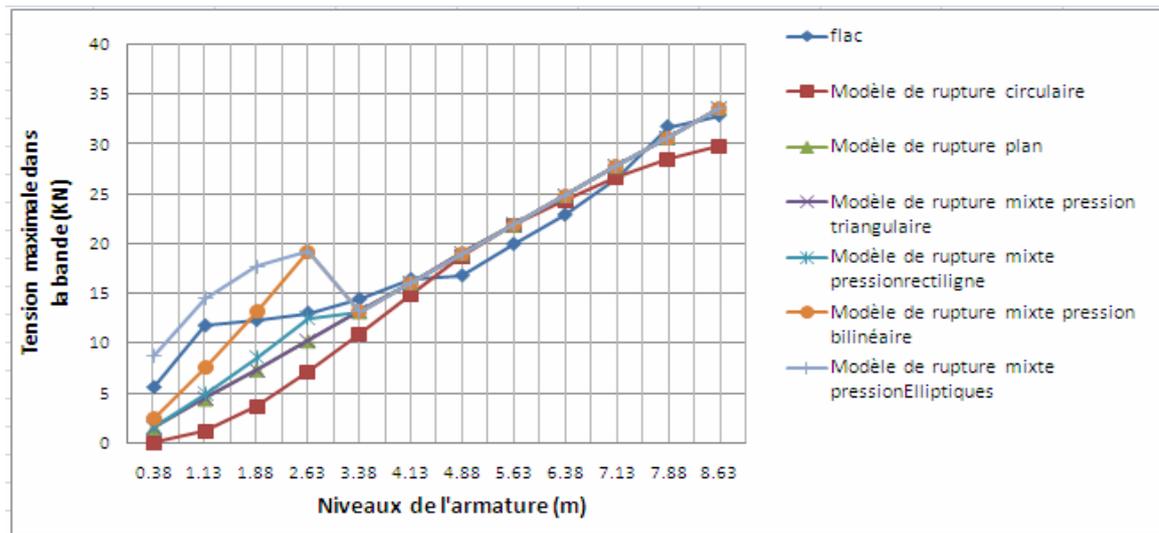


Figure VI.15. L’effort axial maximal dans l’armature à chaque niveau pour H=9m, $\phi=36^\circ$.

Tableau VI.5. Coefficients de sécurité obtenus par différents modèles de rupture (cas 5).

Coefficient De sécurité	Modèle de rupture circulaire	Modèle de rupture plane	Modèle de rupture mixte-P-triangulaire	Modèle de rupture mixte-P-rectiligne	Modèle de rupture mixte-P-bilinéaire	Modèle de rupture mixte-P-elliptique
F_{Sr}	1.59	1.42	1.42	1.39	1.30	1.21
F_{Sf}	1.67	1.57	1.60	1.57	1.47	1.36

Le modèle de rupture mixte d’après la Figure VI.13 et la figure VI.14 et le Tableau VI.5 est le modèle le plus critique, avec une largeur du coin de $0.33H$ et hauteur verticale de $0.29H$. Le modèle de rupture mixte avec pression elliptique donne les plus grands efforts de traction (Figure VI.15).

Cas 6: H=9 m, $\phi=30^\circ$

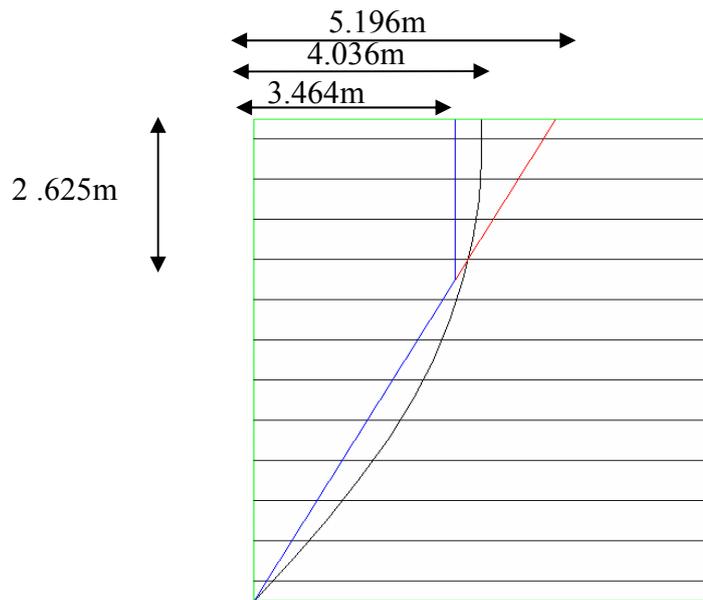


Figure VI.16. Surfaces de rupture calculées par STA pour H=9m, $\phi=30^\circ$.

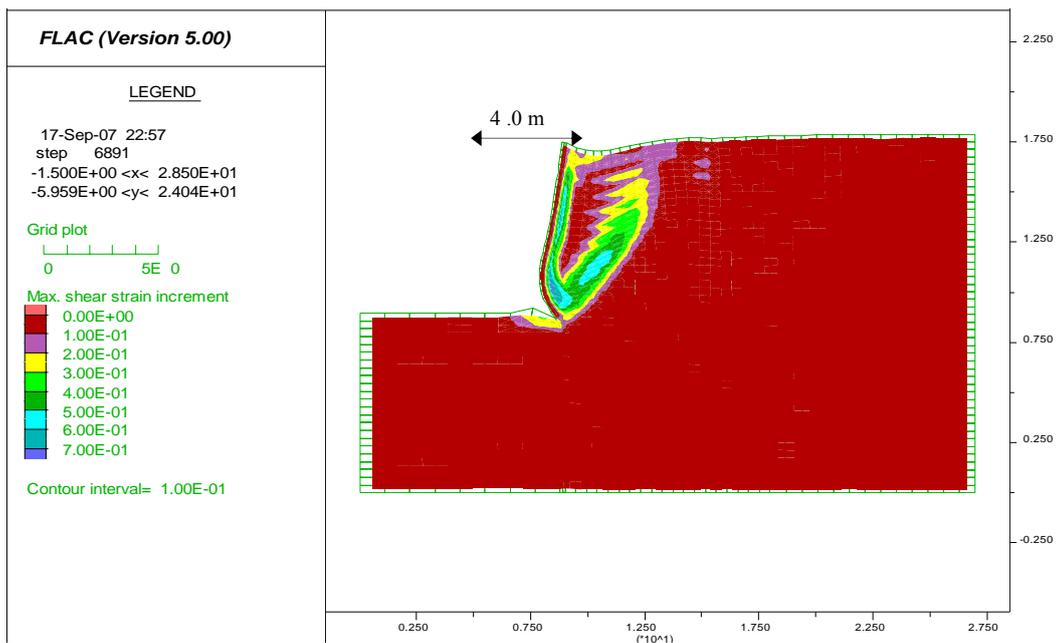


Figure VI.17. Champ de cisaillement qui indique la surface de rupture pour H=9m, $\phi=30^\circ$.

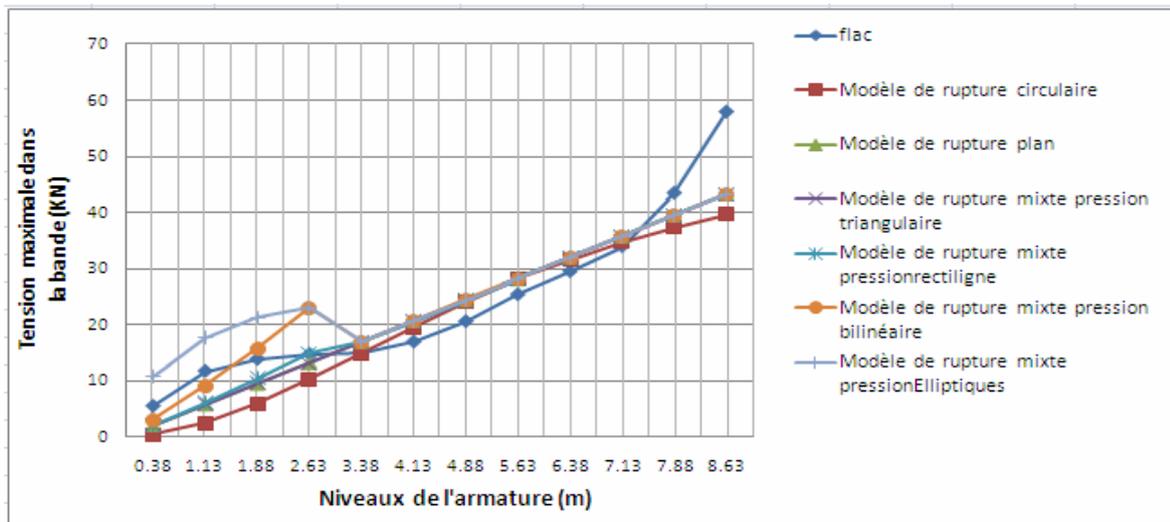


Figure VI.18. L'effort axial maximal dans l'armature à chaque niveau pour H=9m, φ=30°.

Tableau VI.6. Coefficients de sécurité obtenus par différents modèles de rupture (cas 6).

Coefficient De sécurité	Modèle de rupture circulaire	Modèle de rupture plane	Modèle de rupture mixte-P-triangulaire	Modèle de rupture mixte-P-rectiligne	Modèle de rupture mixte-P-bilinéaire	Modèle de rupture mixte-P-elliptique
F _{Sr}	1.20	1.11	1.11	1.09	1.03	0.96
F _{Sr}	0.99	0.96	0.99	0.98	0.92	0.86

On constate à partir des résultats l'influence de variation de l'angle de frottement interne sur l'inclinaison des surfaces de rupture. Dans le cas précédent la largeur du coin était 3.057 m et dans ce cas 3.464 m, mais le modèle de rupture mixte reste toujours le modèle le plus critique entre tous les modèles étudiés y compris celui de Flac (Figures VI.16, VI.17 et VI.18 et Tableau VI.6).

Chapitre VII

Conclusions et perspectives

VII.1 Conclusions

Dans ce travail on a étudié la stabilité interne des murs de soutènement en terre armée par la méthode classique à la rupture et par méthode numérique en utilisant le code de calcul FLAC^{2d}. L'objectif de ce travail est de trouver le modèle de rupture d'ensemble « parement-sol-inclusion » des murs de soutènement en terre armée le plus dangereux (défavorable). Une étude paramétrique détaillée en variant des paramètres géométriques du mur et paramètres du sol (angle de frottement interne) a été effectuée. Des analyses comparatives des résultats obtenus nous ont permis de faire ces constatations importantes :

- Le modèle de rupture le plus critique est généralement le modèle de rupture mixte avec distribution de pression horizontale elliptique. On recommande de prendre un coin de largeur $0.37H$ quand l'angle de frottement interne est égal à 30° et $0.34H$ pour un angle de frottement interne égal à 36° .
- Les champs de cisaillement donnés par le code de calcul Flac^{2d} délimitent un contour qui est très souvent proche du modèle de rupture mixte.
- Le déplacement maximal dans les murs en terre armée à la rupture est enregistré au niveau du pied du mur ce qui donne des forces de traction plus grandes à ce niveau. C'est pour cela pour le prédimensionnement des armatures on peut prendre l'effort au niveau de la dernière bande en tenant compte des essais.
- La hauteur du mur et l'angle de frottement interne influent sur la géométrie des modèles de rupture (inclinaison des surfaces de rupture).
- L'angle de frottement interne influe grandement sur les coefficients de sécurité vis-à-vis de la rupture par cassure d'armatures et par défaut d'adhérence. La diminution de l'angle de frottement interne conduit à une diminution des deux coefficients de sécurités parce que le frottement sol-armature diminue.
- La hauteur du mur influe sur les coefficients de sécurité vis-à-vis de la rupture par cassure d'armatures et par défaut d'adhérence. L'augmentation de la hauteur du mur diminue le premier et augmente le deuxième.
- Le maillage dans l'analyse numérique influe sur l'exactitude ou la précision des résultats et le temps de calcul. Dans notre cas, on a utilisé un maillage moyen suite à des calculs comparatifs.

VII.2 Perspectives

- La modalisation d'un mur de soutènement en terre armée en tenant compte de l'interaction entre parement, les écaïlles, le sol et armatures donnerait des résultats plus réalistes si on connaissait bien les lois de comportement des matériaux.
- L'étude de la stabilité des murs en terre armée en 3-D.
- Analyse de la stabilité des murs en terre armée avec différentes méthodes numériques.
- Comparaison des analyses théoriques avec des résultats expérimentaux.

Liste des Tableaux

		Page
Tableau 1	Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode de rupture de la poussée	3
Tableau IV.1	Lois de comportement élastique parfaitement élastique	58
Tableau V.1	Méthodes explicites et implicites	62
Tableau VI.1	Coefficient de sécurité obtenue par différents modèles de ruptures (cas1)	93
Tableau VI.2	Coefficient de sécurité obtenue par différents modèles de ruptures (cas2)	96
Tableau VI.3	Coefficient de sécurité obtenue par différents modèles de ruptures (cas3)	98
Tableau VI.4	Coefficient de sécurité obtenue par différents modèles de ruptures (cas4)	100
Tableau VI.5	Coefficient de sécurité obtenue par différents modèles de ruptures (cas5)	102
Tableau VI.6	Coefficient de sécurité obtenue par différents modèles de ruptures (cas6)	104

Liste des symboles utilisés

Symboles	Désignation	Chapitres
τ	Contrainte de cisaillement sur une facette donnée	1
σ, σ_{ij}	Tenseur des contraintes totales (ou le terme général du tenseur)	1
σ', σ'_{ij}	Tenseur des contraintes effectives	1
φ	Angle de frottement	1
t	Temps	1
Cl ⁻	Ions chlorures	1
SO ⁴⁻²	Ions sulfates	1
γ	Poids volumique du terrain	1
c, c_u, c'	Cohésion du sol	2
H	Hauteur du mur en terre armée	2
L	Largeur du mur de terre armée	2
K_a	Coefficient de poussée des terres	2
K_0	Coefficient du terre ou repos	2
β	Angle d'inclinaison du terrain par rapport à l'horizontale	2
θ	Inclinaison du parement par rapport à la verticale	2
δ	Angle de frottement	2
F_T	Force de poussée derrière le mur	2
e	Excentricité de la force résultante	2
F_{stab}	Forces horizontales stabilisatrices	2
F_{mot}	Forces horizontales motrices	2
F_s	Coefficient de sécurité	2
q_{ult}	Contrainte limite de rupture	2
q_a	Contrainte admissible du sol de fondation	2
S_v	Espacements vertical	3
S_h	Espacements horizontal	3
K	Coefficient reliant la contrainte horizontale à la contrainte verticale	3
z	Profondeur	3
T_{max}	Effort de traction maximal	3
σ_v	Contrainte verticale	3
W	Poids propre du coin	3
Q	Surcharge	3
F	Réaction du remblai	3
T_i	Efforts de traction	3
f	Coefficient de frottement réel sol-armature	3
f^*	Coefficient de frottement apparent	3
τ_{max}	Contrainte de cisaillement maximale mobilisable sur la face de l'armature	3
C_u	Coefficient d'uniformité du remblai	3
D_{60}, D_{10}	Diamètres des grains pour lesquels les poids des particules de diamètre inférieurs représentent 60% et 10% du poids total	3
f_0^*	Coefficient de frottement apparent minimal	3
P_i	Force de pression	3
T_{maxR}	Effort de traction maximale obtenu dans le cas de rupture par cassure des armatures	3
T_{maxF}	Effort de traction maximale obtenu dans le cas de rupture par arrachement de l'inclusion	3
FS_f	Coefficients de sécurité partiels du frottement latéral	3
FS_r	Coefficients de sécurité partiels du résistance en traction	3

R	Contrainte de rupture de l'armature	3
a	Epaisseur de l'armature	3
b	Largeur de l'armature	3
Δq	Contrainte supplémentaire due à éventuelle surcharge	3
L_e	Longueur de la bande dans la zone de résistance	3
ε_{ij}	Tenseur des déformations totales (ou le terme général du tenseur)	4
$\dot{\varepsilon}_{ij}$	Tenseur des vitesses de déformation totale	4
$\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$	Déformations principales (positives en contraction) vérifiant : $\varepsilon_1 \geq \varepsilon_2 \geq \varepsilon_3$	4
$\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}$	Contraintes dans les axes du repère cartésien (O, x, y, z)	4
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	Contraintes principales (positives en compression) vérifiant : $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$	4
E	Module d'Young	4
ν	Coefficient de Poisson	4
δ_{ij}	Symbole de Kroneker qui vaut 1 pour $i = j$ et 0 si $i \neq j$	4
μ et λ	Coefficient de Lamé	4
$q=J_2$	Déviateur équivalent ou second invariant du tenseur des contraintes	4
I_1	Invariant de contrainte	4
$P=J_1$	Pression moyenne ou premier invariant du tenseur des contraintes	4
J_3	Troisième invariant du tenseur des contraintes	4
s_{ij}	Partie déviatoire du tenseur des contraintes	4
K	Module volumique	4
G	Module de cisaillement	4
$F(d\varepsilon_{ij}, d\sigma_{ij}, dt)$	fonction tensorielle	4
ε^e	Tenseur des déformations élastiques	4
ε^p	Tenseur des déformations plastiques	4
A_i	paramètre d'écrouissage cinématique	4
λ	paramètre d'écrouissage isotrope	4
ψ	Angle de dilatance	4
ε_{vol}^p	Déformation plastique volumique	4
ε_a^p	Déformation plastique axiale en configuration monoaxiale	4
ρ	Masse volumique	5
\mathbf{g}	Accélération due aux forces de volume	5
$\dot{\mathbf{u}}$	Vecteur vitesse	5
\mathbf{u}	Vecteur déplacement	5
\mathbf{x} (ou $i \mathbf{x}$)	Vecteur de position d'un point	5
σ_p	Contraintes au cycle de calcul précédent	5
∂f	Scalaire, vecteur ou tenseur défini sur A et son périmètre	5
kn	Rigidités normale	5
ks	Rigidités en cisaillement	5
\mathbf{F} (ou $i \mathbf{F}$)	Vecteur de force nodale	5
\mathbf{F}_d (ou $\mathbf{F}_d i$)	Vecteur de force d'amortissement pour un élément	5
K_{bond}	Rigidité de cisaillement de l'interface	5
\mathbf{F}_s	Force de cisaillement développé dans l'interface	5
u_c	Déplacement axial de l'armature	5
u_m	Déplacement axial du sol	5
S_{bond}	Résistance au cisaillement ou cohésion	5
σ_c	Contrainte de confinement effective moyenne normale à l'élément	5
σ_{c0}	Pression de confinement de l'élément	5

Liste des Figures

	Page	
Figure I.1	Mécanisme du sol renforcé par le système discret	3
Figure I.2	Critère de rupture Mohr-Coulomb du sol renforcé	5
Figure I.3	Mise en place d'une rangée d'écaillés et pose d'un lit d'armature	7
Figure I.4	Mise en place d'une couche de remblai	7
Figure I.5	Vue éclatée d'un massif en terre armée	8
Figure I.6	Ouvrage à parement métallique (mur de vina- Autoroute Roquebrune -Menton)	8
Figure I.7	Ouvrage à parement en écaillé de béton	9
Figure I.8	Schéma d'un élément de parement métallique	9
Figure I.9	Élément de parement métallique et armature lisses	10
Figure I.10	Caractéristique du parement en écaillés de béton	11
Figure I.11	Différents types d'ouvrages en terre armée	12
Figure I.12	Armature à haute- adhérence	14
Figure II.1	Différents mécanismes de rupture externe	19
Figure II.2.	Pression des terres active derrière un mur en terre armée	21
Figure II.3.	Calcul de l'excentricité de la contrainte verticale	22
Figure III.1	Rupture par cassure des armatures dans un massif bidimensionnel renforcé	26
Figure III.2	Rupture par défaut d'adhérence d'un massif bidimensionnel renforcé par des armatures en papier d'aluminium	27
Figure III.3.	Rupture d'ensemble d'un massif renforcé	28
Figure III.4.	Variation en fonction de la profondeur du coefficient K	31
Figure III.5	Variation du coefficient K suivant l'extensibilité du renforcement	32
Figure III.6	Principe de la méthode de l'équilibre local	33
Figure III.7	Les forces et les réactions dans la méthode d'équilibre global	33
Figure III.9	Différents mécanismes de rupture d'un mur en terre armée	35
Figure III.10	Répartition des tractions dans les armatures d'un mur en Terre Armée	36
Figure III.11	Répartition des contraintes sur un lit d'armatures	37
Figure III.12	Discretisation de la surface de rupture	38
Figure III.13	Efforts appliqués à chaque tranche	38
Figure III.14	Différents types de la distribution des pressions latérales	40
Figure IV.1	Phénomène d'écrouissage	47
Figure IV.2	. Détermination du module d'Young et du coefficient de poisson	49
Figure. IV.3	Essai de compression uniaxiale	51
Figure IV.4	Écrouissage isotrope. Essai cyclique limité en contrainte et en déformation	52
Figure IV.5	Comportement cyclique d'un sol sur le chemin triaxial drainé	53
Figure IV.7	Écrouissage (Dubujet [1992]).	54
Figure IV.8	Modélisation d'un essai triaxial de compression par la loi d Mohr-Coulomb	57
Figure V.1	Séquence de calcul général	61
Figure V.2	Discretisation mixte	63
Figure V.3	Détails des composants d'un élément d'interface	66
Figure V.4	Dimension de la zone utilisée pour le calcul des raideurs	67
Figure V.5	Comportement d'un élément d'armature sous charge	69
Figure V.6	Représentation mécanique conceptuelle d'un élément bande, d'après Itasca	70
Figure V.7	Comportement de l'interface pour l'inclusion, d'après Itasca	71
Figure V.9	Organigramme représentant différentes étapes pour analyser un modèle	73

Figure V.10	Niveaux des bandes [m]	78
Figure V.11	Influence du maillage 6x11 (effort axial dans l'armature en fonction du nombre d'itérations)	78
Figure V.12	Influence du maillage 12x20 (effort axial dans l'armature en fonction du nombre d'itérations)	79
Figure V.13	Influence du maillage 36x60 (effort axial dans l'armature en fonction du nombre d'itérations)	79
Figure V.14.	Déplacements le long du mur	80
Figure V.15	Influence du maillage sur le champ de l'effort cisaillement	81
Figure V.16	Etapas de la création d'une interface dans FLAC	82
Figure V.17	Représentation schématique d'une interface, d'après Itasca	83
Figure V.18	Influence de l'interface sur la déformation par rupture d'armature	84
Figure V.19	Influence de l'interface sur le champ de déplacement	84
Figure V.20	Le champ de déplacement sans interface	85
Figure V.21	Influence de l'interface sur la rupture par défaut d'adhérence	85
Figure V.22	Influence l'interface sur le champ de déplacement	86
Figure V.23	Le champ de déplacement sans interface	86
Figure V.24	Influence de l'interface sur l'effort axial maximal dans l'armature	87
Figure V.25	Influence de l'angle de dilatation sur l'effort axial maximal dans l'armature	88
Figure V.26	Influence de l'angle de frottement interne sur l'effort axial maximal dans l'armature	88
Figure VI.1	Surfaces de rupture calculées par STA pour H=7.5m, $\varphi=36^\circ$	92
Figure VI.2	Champ de cisaillement qui indique la surface de rupture pour H=7.5m, $\varphi=36^\circ$	92
Figure VI.3	L'effort axial maximal dans l'armature à chaque niveau pour H=7.5m, $\varphi=36^\circ$	93
Figure VI.4	Surfaces de rupture calculées par STA pour H=7.5m, $\varphi=30^\circ$.	95
Figure VI.5	Champ de cisaillement qui indique la surface de rupture pour H=7.5m, $\varphi=30^\circ$	95
Figure VI.6	L'effort axial maximal dans l'armature à chaque niveau pour H=7.5m, $\varphi=30^\circ$	96
Figure VI.7	Surfaces de rupture calculées par STA pour H=6m, $\varphi=36^\circ$	97
Figure VI.8	Champ de cisaillement qui indique la surface de rupture pour H=6m, $\varphi=36^\circ$	97
Figure VI.9	L'effort axial maximal dans l'armature à chaque niveau pour H=6m, $\varphi=36^\circ$	98
Figure VI.10.	Surfaces de rupture calculées par STA pour H=6m, $\varphi=30^\circ$.	99
Figure VI.11	Champ de cisaillement qui indique la surface de rupture pour H=6m, $\varphi=30^\circ$	99
Figure VI.12	L'effort axial maximal dans l'armature à chaque niveau pour H=6m, $\varphi=30^\circ$	100
Figure VI.13	Surfaces de rupture calculées par STA pour H=9m, $\varphi=36^\circ$	101
Figure VI.14	Champ de cisaillement qui indique la surface de rupture pour H=9m, $\varphi=36^\circ$	101
Figure VI.15	L'effort axial maximal dans l'armature à chaque niveau pour H=9m, $\varphi=36^\circ$	102
Figure VI.16	Surfaces de rupture calculées par STA pour H=9m, $\varphi=30^\circ$	103
Figure VI.17	Champ de cisaillement qui indique la surface de rupture pour H=9m, $\varphi=30^\circ$	103
Figure VI.18	L'effort axial maximal dans l'armature à chaque niveau pour H=9m, $\varphi=30^\circ$.	104

Bibliographie

- [1] Braj, M. : Principales of Foundation Engineering, Brooks/Cole Engineering Division ,1984.
- [2] MM, Amar et all. : Les Ouvrages En Terre Armée, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées,1979.
- [3] Costet, J. & Sanglerat, G. : Cours pratique de mécanique des sols, tome 1 et tome 2, Dunod, 1983.
- [4] Chen, W. F. : Plasticity In Reinforced concrete, McGraw-Hill Book Company,1982.
- [5] Chen, W. F, Han, D.J: Plasticity For Structural Engineers, Springer-Verlag New York,1988.
- [6] Schlosser, F.: ouvrages de soutènement poussée et butée, Technique de L'ingénieur.
- [7] Unterreiner, P. Schlosser, F : Renforcement des sols par inclusions, Technique de L'ingénieur.
- [8] Schlosser, F. : Murs de soutènement, Technique de L'ingénieur.
- [9] Magnan, J. Mestat ,P. : Lois de comportement et modélisation des sols, Technique de L'ingénieur.
- [10] Bung, S. Kyung, M.: A Study on Reability Analysis for Reinforced Earth Retaining Walls.
- [11] Bolton, M. Pang, P.: Collapse limit of reinforced earth retaining walls, publication, University Engineering Department, Cambridge,1982.
- [12] Nguyen, T.: Le Pneusol : Recherches – Réalisations – Perspectives Thèse de doctorat, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC),1993.
- [13] Kanop, K. Jonathan, T, H. : Geosynthetic Reinforced Soil Including Effects Of Preloading, Office of Infrastructure R&D Federal Highway Administration,2001.
- [14] Elias, V.: Corrosion/degradation of soil reinforcements for mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes, National Highway Institute Office of Bridge Technology, 2000.
- [15] Robert, D, H. Wei, F, L.: Internal Stability Analyses Of Geosynthetic Reinforced Retaining Walls, Washington State Transportation Center (TRAC), Thèse de doctorat,2002.
- [16] Elias, V.: Durability / Corrosion of soil reinforced Structures, Office of Engineering and Highway Operations, R&D, Federal highway Administration,1990.

- [17] Elias, V. Barry, R. Christopher, B. : Mechanically Stabilized Earth Walls And Reinforced Soil Slopes Design & Construction Guidelines, National Highway Institute Federal Highway Administration U.S. Department of Transportation Washington, D.C, 2001.
- [18] Hoe, I. Asceet, M et all. : Behavior of A Large-Scale Modular- Block Reinforced Soil Retaining Wall Subject to Earthquake Shaking, Publication.
- [19] Kimberly, F. et all. : Shored Mechanically Stabilized Earth (SMSE) Wall Systems Design Guidelines, Federal Highway Administration Central Federal Lands Highway Division, 2006.
- [20] Allen, T. Christopher, B. et all. : Development of the simplified Method for internal stability, Report of Washington State Department of Transportation, 2001.
- [21] Notice du logiciel FLAC ITASCA, Consulting Group, INC, Minneapolis, Minnesota, 1991.
- [22] Dias, D. : Renforcement Du Front De Taille Des Tunnels Par Boulonnage, Laboratoire de L'U.R.G.C. Géotechnique de l'INSA de LYON, Thèse de doctorat, 1999.
- [23] Dolzhenko, N. : Etude expérimentale et numérique de modèle réduit du creusement d'un tunnel, URGC-Géotechnique de L'INSA de LYON , Thèse de doctorat, 2002.

Sommaire

	Page
Résumé	I
ملخص	II
Abstract	III
Remerciement	IV
Dédicaces	V
Sommaire	VI

Chapitre I : Synthèse bibliographique sur le comportement de la Terre Armée

I.1. Introduction	2
I.2 Technique de la Terre Armée	3
I.3 Description du procédé et montage	6
I.3.1 Les parements	8
I.3.1.1 Généralités	8
I.3.1.2 Parement métallique	9
I.3.1.3 Parement en écailles de béton	10
I.3.2 Les armatures	13
I.4 Classification des ouvrages en terre armée	14
I.4.1. Notion de durée de service	14
I.4.2. Classification en fonction de la durée de service	14
I.4.3 Classification en fonction de L'agressivité du site d'implantation	15
I.4.4 Classification en fonction du niveau de sécurité souhaité	15

Chapitre II : Etude la stabilité externe des murs en Terre Armée

II.1 Introduction	18
II.2 Stabilité vis-à-vis du renversement	21
II.3 Stabilité de Glissement	21
II.4 Rupture par Poinçonnement	21
II.4.1 Cisaillement Général	23
II.4.2 Cisaillement Local	23
II.5 Stabilité Globale	23

Chapitre III : Etude de la stabilité interne des murs en Terre Armée

III.1 Introduction	26
--------------------------	----

III.1.1 Rupture par cassure des armatures	26
III.1.2 Rupture par défaut d'adhérence	27
III.1.3 Rupture d'ensemble	27
III.2 Méthodes de calcul	28
III.2.1 Méthode des contraintes et déformations	29
III.2.2 Méthode de l'équilibre limite	29
III.2.2.1 Méthode de l'équilibre local	30
III.2.2.2 Méthode de l'équilibre global	33
III.3 Modèles mécaniques de rupture	34
III.4 Frottement sol-armature	34
III.5 Formulation des équations d'équilibre	39
III.6 Programme de calcul	43

Chapitre IV : Lois de comportement des sols

IV.1 Introduction	47
IV.2 Lois de comportement élastique	47
IV.2.1 Comportement élastique linéaire isotrope (loi de Hooke)	48
IV.2.2. Module d'Young et coefficient de Poisson des matériaux isotropes	49
IV.2.3 Lois élastiques non linéaires incrémentales	50
IV.2.4 Conclusions sur les lois sans plasticité	50
IV.3 Lois de comportement élasto-plastiques	51
IV.3.2.1 Théorie de l'écroutissement isotrope	53
IV.3.2.2 Théorie de l'écroutissement cinématique	54
IV.3.2.3 Théorie de l'écroutissement mixte	54
IV.3.3 Notion de loi d'écoulement	54
IV.3.4 Loi de comportement élastique parfaitement plastique	55
IV.3.4.1 Loi de comportement de Mohr-Coulomb	56
IV.4 Conclusions	59

Chapitre V: Modélisation numérique par FLAC

V. 1 Introduction	61
V.2 Description du code de calcul FLAC	61
V.2.1 Méthode des différences finies	61
V.2.2 Schéma de résolution explicite	61
V.2.3 Equations générales	63
V.2.4 Formulation numérique en différences finies	64
V.2.5 Amortissement	65

V.2.6 Forces non équilibrées	66
V.3 Eléments d'interface	67
V.3.1 Comportement mécanique d'une interface dans FLAC.	67
V.3.2 Propriétés mécaniques associées à une interface dans FLAC	68
V.4 Eléments d'armature (bande).....	69
V.4.1 Comportement Axial	69
V.4.2 Comportement de cisaillement à l'interface sol/inclusion.....	71
V.5 Calculs en déformations planes (2D).....	73
V.6 Modélisation des structures en terre armée	74
V.6.1 Génération du modèle.....	75
V.6.2 Etats des Frontières (conditions aux limites).....	75
V.6.3 Critères d'équilibre.....	76
V.6.4 Détermination des propriétés de L'armature	76
V.6.5 Modèle de comportement	77
V.6.6 Procédure de simulation.....	78
V.6.7 Influence du maillage.....	78
V.6.8 Influence de l'interface du parement.....	83
V.6.8.1 Rupture d'armatures.....	85
V.6.8.2 Défaut d'adhérence.....	86
V.6.8.3 Détermination de l'effort axial dans les armatures à l'équilibre	88
V.6.9 Influence de l'angle de dilatation.....	89
V.6.10 Influence de l'angle de frottement interne.....	89

Chapitre VI : Etudes paramétriques

VI.1 Introduction	92
VI.2 Mécanismes de rupture d'un mur en terre armée	92
Cas 1 : H=7.5m, $\varphi=36^\circ$	93
Cas 2 : H=7.5m, $\varphi=30^\circ$	96
Cas 3 : H = 6m, $\varphi=36^\circ$	98
Cas 4 : H = 6m, $\varphi=30^\circ$	100
Cas5 : H=9 m, $\varphi=36^\circ$	102
Cas 6: H=9 m, $\varphi=30^\circ$	104

Chapitre VII : Conclusions et perspectives

VII.1 Conclusions.....	107
VII.2 Perspectives	108
Liste des tableaux.....	108

<i>Liste des symboles</i>	109
<i>Liste des figures</i>	111
<i>Bibliographie</i>	113