



Ministère de l'enseignement supérieur  
et de la recherche scientifique  
Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Faculté de technologie



Département de GENIE CIVIL

**MEMOIRE**

présenté pour l'obtention du diplôme de  
**MASTER**

**FILIERE : génie civil** **OPTION : géotechnique**

**THEME**

**Comportement d'un remblai de grande hauteur  
renforcé par des armatures métalliques**

**Dirigé par :**

**Mr. KHEMISSA Mohamed**, Professeur, Encadreur

**Mr. TALLAH NAOUI**, M.A.A., Co-Encadreur

**Présenté par:**

**LOUGLAITHI boubakeur**

Promotion 2016/2017

# **REMERCIEMENTS**

*Je ne remercie jamais assez ALLAH, le tout puissant de nous avoir permis de mener à bien ce modeste travail.*

*En premier lieu, nous remercions **Mr. KHEMISSA Med**, professeur à l'Université de M'Sila et **Mr.TALLAH NAOUI** Maitre Assistant à l'Université de M'sila qui ont bien voulu proposer le thème de Master, pour son aide précieux, sa disponibilité durant toute la durée de notre projet.*

*Je remercie également les membres de jury pour l'honneur qu'ils nous font en acceptant de juger notre travail.*

*A tous nos enseignants à toute personne ayant participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail, je dirai merci*

## *DEDICACES*

*En signe de respect et de reconnaissance,*

*Je dédie ce modeste travail à*

*Toute la famille, mon père*

*Ma chère mère pour sa patience et ses sacrifices.*

*-Mes Sœurs et frères*

*-Et a toute la famille sans exception*

*- Je dédie ce travail « le professeur tebrouermenouerqui se tenait à côté de moi »*

*-et Tous mes amis*

*Toute la promotion du Master spécialité géotechnique 2016-2017*

# SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE :	1
CHAPITRE I:COMPORTEMENT DES REMBLAIS SUR SOLS COMPRESSIBLES.	
I.1. INTRODUCTION :	2
I.2. Particularités techniques des grands remblais :	3
I.2.1. Contraintes et déformations dans un grand remblai :	3
I.3. Conception des grands remblais :	5
I.3.1. Les sols utilisables et a stabilité du corps de remblai :	5
I.3.2. Prise en compte du support du remblai :	7
I.3.3. La maîtrise des circulations d'eau dans le remblai :	8
I.4. Construction des remblais sur sols compressibles :	11
I.4.1. Problèmes spécifiques aux remblais sur sols compressibles :	11
I.4.1.1. Stabilité :	11
I.4.1.2. Déformations :	11
I.4.1.3. Efforts sur les ouvrages voisins :	11
I.4.1.4. Ecoulement des eaux :	12
I.4.2. Comportements caractéristiques des remblais sur sols compressibles :	12
I.4.2.1. Stabilité :	13
I.4.2.2. Tassements :	13
I.4.2.3. Mouvements horizontaux :	14
I.4.2.4. Efforts parasites sur les ouvrages avoisinants :	14
CHAPITRE II:SYNTHESE SUR LES METHODES DE DIMENSIONNEMENT ET D'ANALYSE DU COMPORTEMENT DU PROCEDE « TERRE ARMEE »	
II.1. INTRODUCTION:	16
II.2. les ouvrages en terre armee :	17
II.1.1. Définition et principe :	17
II.1.2. Les éléments de la Terre Armée :	18
II.2.2. Frottement sol-armature:	24
II.2.3. Cohésion due aux armatures :	25
II.3. Modélisations Numériques :	27
II.4. comportement des ouvrages en terre armee	28

II.4.1.	Analyse de la stabilité.....	28
II.5.	methode de dimensionnement selon la norme nf p94-220.....	33
II.5.1.	Définitions et dispositions constructives : .....	33
II.5.2.	Principe de justification : .....	35
II.6.	principe d'exécution : .....	36
II.6.1.	Mise en œuvre de l'ouvrage : .....	36
II.6.2.	Exécution des remblais et du compactage : .....	37
II.7.	Domaine d'emploi : .....	39
II.7.1.	Routes et autoroutes : .....	39
II.7.2.	Ouvrages hydrauliques : .....	39
II.7.3.	Ouvrages ferroviaires : .....	39
II.7.4.	Ouvrages industriels et de protection : .....	39
II.8.	Les avantages : .....	40
II.9.	Les inconvénients : .....	42

### CHAPITRE III:PRESENTAION DE L'OUTIL NUMERIQUE DE CALCUL

III.1.	INTRODUCTION : .....	43
III.2.	Présentation Du Logiciel : .....	43
III.3.	Les points forts de PLAXIS : .....	44
III.4.	Les sous-programmes de PLAXIS : .....	44
III.4.1.	Le programme d'entrée de données (Input) : .....	45
III.4.2.	Le programme de calcul (Calculations) : .....	45
III.4.3.	Le programme de résultats (Output) : .....	46
III.4.4.	Le programme courbes (Curves) : .....	46
III.5.	Modèles de comportement de PLAXIS : .....	47
III.5.1.	Modèle élastique linéaire: .....	47
III.5.2.	Modèle de Mohr-Coulomb: .....	47
III.5.3.	Modèle pour les roches fracturées (Jointed Rock Model): .....	48
III.5.4.	Modèle de sol avec écouissage (Hardening Soil Model): .....	48
III.5.5.	Modèle pour les sols mous (Soft Soil Model): .....	48
III.5.6.	Modèle pour les sols mous avec fluage (Soft Soil Creep Model): .....	48
III.5.7.	Modèle défini par l'utilisateur: .....	48
	Remarque : .....	49
III.6.	Conclusion : .....	50

## CHAPITRE IV:SIMULATION NUMERIQUE DU COMPORTEMENT D'UN REMBLAI D'UN ECHANGEUR ROUTIER DE GRANDE HAUTEUR

IV.1. INTRODUCTION :	51
IV.2. donnees du probleme est mise en oeuvre des calculs :	52
IV 2.1. Modèle géométrique considère :	53
IV 2.2. Maillage et conditions aux limites :	56
IV 2.3. Modèles de comportement adopté :	57
IV.3. résultats de calcul et discussion :	59
IV 3.1. L'étude de la stabilité des talus :	59
IV 3.2. Remblais non renforcé :	60
IV 3.3. Remblais renforcé par quatre nappes d'armatures :	62
IV 3.4. Remblais renforcé par six nappes d'armatures :	63
IV 3.5. Remblais renforcé par huit nappes d'armatures :	64
IV 3.6. Remblais renforcé par dix nappes d'armatures :	65
IV 3.7. Remblais renforcé par dix nappes d'armatures sous chargement extérieur statique :....	66
IV 3.8. Remblais renforcé par douze nappes d'armatures sous chargement extérieur statique :	67
IV.4. SYNTHESE :	69

## CHAPITRE V: L'ETUDE PARAMETRIQUE

V.1. Analyse paramétrique :	70
V.1.1. Etude de l'effet de l'interaction sol-structure sur le comportement des remblais renforcés du terre armes :	70
V.1.1.1. l'effet de l'interaction sol-structure sur le déplacement horizontal :	71
V.1.1.2. l'effet de l'interaction sol-structure sur le déplacement vertical :	71
V.1.1.3. l'effet de l'interaction sol-structure sur la contrainte horizontale :	72
V.1.1.4. l'effet de l'interaction sol-structure sur la contrainte verticale :	72
V.1.1.5. l'effet de l'interaction sol-structure sur la contrainte tangentielle:	73
V.1.1.6. L'effet de l'interaction sol-structure sur la contrainte tangentielle dans l'interface entre le sol et les armatures métalliques de renforcement :	73
V.1.1.7. l'effet de interaction sol-structure sur coefficient de sécurité :	74
V.1.2. Effet des paramètres géotechniques :	74
V.1.2.1. Cohésion c:	74
V.1.2.2. Angle de frottement $\phi$ :	75
V.1.2.3. module d'Young :	76

V.1.2.4. Coefficient de Poisson $\nu$ : .....	76
VI. CONCLUSION GENERALE .....	78
REFERENCES BIBLIOGRQPHIQUESE.....	80

## ***LISTE DES FIGURES***

FIGURE I.1- TASSEMENT PAR COUCHE, PENDANT ET APRES LA CONSTRUCTION DU REMBLAI DE LA JORLE(2001) .....	4
FIGURE I.2 EFFETS DES SAISONS SUR LES MESURES DE TASSEMENT (LA JORLE 2001). .....	5
FIGURE I.3 LA TRANSITION DEBLAI-REMBLAI.....	10
FIGURE I.4 MECANISMES DE RUPTURE DES SOLS COMPRESSIBLES .....	13
FIGURE II.1. MUR EN TERRE ARMEE. ....	17
FIGURE II.2. ÉLÉMENTS D'UN MUR EN TERRE ARMEE. ....	18
FIGURE II.3. ARMATURES METALLIQUES.....	19
FIGURE II 4. LES RENFORCEMENTS GEOSYNTHETIQUES.....	19
FIGURE II.5.PANNEAUX OU ECAILLES DE LA FAÇADE DUMUR .....	20
FIGURE II.6: STABILITE INTERNE (GUIDE TECHNIQUE L.C.P.C-SETRA) .....	22
FIGURE II.7: STABILITE EXTERNE (GUIDE TECHNIQUE L.C.P.C-SETRA) .....	24
FIGURE II.8: CONTRAINTE DE CISAILLEMENT EXERCE PAR LE SOL SUR LES DEUX FACES D'UNE ARMATURE .....	25
FIGURE II.9. ÉCORCHE D'UN MUR DE SOUTÈNEMENT EN TERRE ARMEE, LIGNE DES TENSIONS MAXIMALES, ZONE ACTIVE, ZONE RESISTANTE .....	33
FIGURE II.10. DEFINITION DE LA HAUTEUR MECANIQUE $H_m$ , DE LA FICHE $D$ D'UN OUVRAGE AVEC PENTE A L'AVANT ET DE LA LONGUEUR MOYENNE DES ARMATURES $L_d$ . ....	35
FIGURE II.12 CONSTRUCTION D'UN MUR AVEC ECAILLES DE BETON. ....	36
FIGURE II.13. - DISPOSITION DES SERRE-JOINTS. ....	38
FIGURE II.14. - EXECUTION DES REMBLAIS ET DU COMPACTAGE.....	38
FIGURE II.14. DOMAINÉ D'EMPLOI DE LA TECHNIQUE DE LA TERRE ARMEE .....	40
FIGURE II.15: CORROSION DES ARMATURES (GUIDE TECHNIQUE L.C.P.C-SETRA). ....	42
FIGURE III.1- DIFFÉRENTS PROGRAMMES DE CALCUL EN PLAXIS 2D.....	44
FIGURE III.2- LE PROGRAMME D'ENTRÉE DE DONNÉES .....	45
FIGURE III.3- LE PROGRAMME DE CALCUL (CALCULATIONS).....	45
FIGURE III.4- LE PROGRAMME DE RESULTATS (OUTPUT) .....	46
FIGURE III.5- LE PROGRAMME COURBE (CURVES) .....	46
FIGURE III.6- REPRESENTATION MONODIMENSIONNEL DU COMPORTEMENT ELASTO-PLASTIQUE... ..	49
FIGURE IV.1 : MAILLAGE ET CONDITIONS AUX LIMITES .....	56
FIGURE IV.2: COEFFICIENT DE SECURITE $FS=0.40$ (TALREN 4).....	60
FIGURE IV.3: COEFFICIENT DE SECURITE $FS=0.414$ (PLAXIS).....	60
FIGURE IV. 4: MODELE DE REFERENCE (REMBLAI NON RENFORCE) .....	60
FIGURE IV.5: PHASAGE DES CALCULS (SOUS LE POIDS PROPRE) .....	61
FIGURE IV.6:POINTS PLASTIQUES (TALUS INSTABLE).....	61
FIGURE IV.7: MAILLAGE DEFORME .....	62
FIGURE IV.8: TALUS RENFORCE PAR QUATRE NAPPES D'ARMATURES .....	62
FIGURE IV.9: PHASAGE DES CALCULS .....	63
FIGURE IV.10: TALUS RENFORCE PAR SIX NAPPES D'ARMATURES .....	63
FIGURE IV.11 : PHASAGE DES CALCULS.....	64
FIGURE IV.12: TALUS RENFORCE PAR HUIT NAPPES D'ARMATURES.....	64
FIGURE IV.13: PHASAGE DES CALCULS .....	65

FIGURE IV.15: PHASAGE DES CALCULS .....	66
FIGURE IV.16: TALUS RENFORCE PAR DIXNAPPES D'ARMATURES SOUS UN CHARGEMENT STATIQUE .....	66
FIGURE IV.17: PHASAGE DES CALCULS .....	67
FIGURE IV.17: TALUS RENFORCE PAR DOUZE NAPPES D'ARMATURES SOUS UN CHARGEMENT STATIQUE .....	67
FIGURE IV.18: PHASAGE DES CALCULS .....	68
FIGURE V.8: TALUS RENFORCE PAR DOUZE NAPPES D'ARMATURES SOUS UN CHARGEMENT STATIQUE .....	70
FIGURE V. 1: L'EFFET DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE SUR LE DEPLACEMENT HORIZONTAL..	71
FIGURE V. 2: L'EFFET DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE SUR DEPLACEMENT VERTICAL .....	71
FIGURE V. 3: L'EFFET DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE SUR LA CONTRAINTE HORIZONTALE ....	72
FIGURE V. 4: L'EFFET DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE SUR LA CONTRAINTE VERTICALE .....	72
FIGURE V. 5: L'EFFET DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE SUR LA CONTRAINTE TANGENTIELLE...	73
FIGURE V. 6: L'EFFET DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE SUR LA CONTRAINTE TANGENTIELLE...	73
FIGURE V. 7: L'EFFET DE INTERACTION SOL-STRUCTURE SURCOEFFICIENT DE SECURITE .....	74
FIGURE. V.9. INFLUENCE DE LA COHESION SUR LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT. ....	75
FIGURE. V.10. INFLUENCE DE L'ANGLE DE FROTTEMENT SUR LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT. ....	75
FIGURE V.11. INFLUENCE DU MODULE D'ELASTICITE SUR LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT.....	76
FIGURE V.12 . INFLUENCE DU COEFFICIENT DE POISSON SUR LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT ...	77

## ***LISTE DES TABLEAUX***

Tableau II.1-Critère mécanique pour le choix d'un matériau de remblai.....	21
Tableau II. 2 - rapport $D_m/q_{ref}$ en fonction de la pente $\beta_p$ du terrain à l'aval.....	43
Tableau II.3- espacement relatif minimal $s_v/H_m$ en fonction du rapport $L_{inf}/H_m$ .....	43
Tableau IV.1: Caractéristiques géomécaniques du remblai.....	58
Tableau IV.2: Caractéristiques des écailles en béton.....	59
Tableau IV. 3: Caractéristiques des armatures de renforcement.....	60

## الملخص:

يستخدم الردم ذا ارتفاع عالي في مختلف هياكل الهندسة المدنية: البنية التحتية للطرق وخطوط السكك الحديدية و أيضا الأعمال الهيدروليكية أو الصناعية , وقد استخدمت عملية "التربة المدعمة" عام 1970، ويتم استخدام هذه التقنية لزيادة ثبات الهيكل وتقليل التشوهات مع انخفاض تكلفة ومع ذلك استخدام هذه التقنية في الطرق لا يزال محدودا جدا.

في أطروحتنا نقوم بدراسة سلوك التربة المدعمة وطريقة عم لها وتفاعل التربة الردم مع القضبان المستعملة مع استعمال تربة الردم معروفة الخصائص الجيو تقنية .

هدفنا في هذه الأطروحة دراسة الاستقرار وتأثير التفاعل القضبان المعدنية على الردم وتحليل نوع خشونة القضبان معدنية من حيث الأداء.

وتشمل هذه الدراسة المحاكاة الرقمية، تليها تطبيق لحساب الردم عالي الارتفاع وهذا في محول الطريق الوطني رقم 45 في منطقة مسيلة بنيت على أرض قابلة لانضغاط معززة با التربة المدعمة

الكلمات المفاتيح: التربة المدعمة- تعزيز ردم- التفاعل- خشونة.

## ***RESUME:***

Les remblais de grande hauteur sont utilisés dans différentes structures de génie civil : des infrastructures routières et des lignes ferroviaires mais également des ouvrages hydrauliques ou industriels. La procédé des terres armées est utilisée depuis les années 1970 dans la plus parts de ces ouvrages, cette technique est utilisée pour augmenter la stabilité de la structure et réduire les déformations avec le moindre cout. Cependant, l'utilisation de cette technologie dans le cadre de remblais routiers, reste très limitée.

Ce mémoire étudie le comportement des remblais en sol renforcé. Le mécanisme de fonctionnement du matériau "terre armé "est basé sur l'interaction entre le sol constituant le corps du remblai et les armatures utilisées. Pour un sol de caractéristiques géotechniques données, cette interaction est mieux remarquable pour une armature rugueuse que pour une armature lisse de même type, notre objectif dans ce mémoire d'étudié la stabilité et l'effet de l'interaction sol structure sur un remblai renforcé par des armatures métalliques et d'analyser les performances des armatures métalliques présentant diverses rugosité.

Cette étude comporte une simulation numérique, suivie d'une application au calcul d'un remblai de grande hauteur d'un échangeur routière dans la RN 45 dans la zone de M'sila édifié sur sol compressible renforcé par des armatures métalliques

**Mots clés** : Terre armé – Renforcement – Remblai – Interaction sol structure – rugosité

## ***ABSTRACT***

High-grade embankments are used in various civil engineering structures: road infrastructures and railway lines, but also hydraulic or industrial structures. Since the 1970s in most of these structures, the technique has been used to increase the stability of the structure and to reduce deformation at the lo Technology in the context of road embankments, remains very limited.

This paper studies the behavior of embankments in reinforced soil. The mechanism of operation of the «earth reinforced»material is based on the interaction between the soil constituting the body of the embankment and the reinforcements used. For a given geotechnical characteristics soil, this interaction is better remarkable for a rough framework than for a smooth reinforcement of the same type, our objective in this memory of studied the stability and the effect of the soil interaction structure on a reinforced embankment By metal reinforcements and to analyze the performance of metal reinforcements having various roughnesses.

This study involves a numerical simulation followed by an application to the calculation of a high-level embankment of a road interchange in the RN 45 in the M'sila area built on a compressible ground reinforced by metal reinforcements

**Key words:** Earth reinforced – reinforcement – Embankment – Soil structure interaction – roughness.

# Nomenclature

## Majuscules latines

$C_{int}$ : Cohésion de frottement à l'interface

$C_u$ : Coefficient d'uniformité

$EA$  : Rigidité axiale

$E_{increment}$ : Augmentation de la rigidité

$G$  : Module de cisaillement

$H$  : Hauteur de mur

$K$  : Raideur

$K_0$ : Coefficient de pression latérale des terres au repos

$K_a$ : Coefficient de poussée

$K_p$ : Coefficient de butée

$L_T$ : Transposition d'un opérateur de déférence

$N$  : Matrice de fonctions d'interpolation

$p$  : Vecteur des forces du corps

$R_{inter}$ : Facteur de réduction du frottement

$T$  : Traction dans l'armature

$T_{1max}$ : Force de tension maximale

$T_{arr}$ : Charge limite de rupture

$Y_{ref}$ : Unité de profondeur

$t$  : Vecteur de traction

$u$  : Champ de déplacement

## Caractères grecques

$\Delta H$  : Espacement vertical des couches de renforcement

$\Delta S$  : Espacement horizontal des renforcements

$\Delta\sigma$  : Augmentation de contrainte

$\gamma$  : Poids volumique

$\gamma_d$ : Poids volumique sec

$\gamma_s$ : Poids volumique spécifique des grains

$\gamma_{unsat}$ : Poids volumique sec

$\delta v_T$ : Variation de déplacement cinématiquement admissible

$\delta u$  : Vecteur de variation de déplacement

$\epsilon_h$ : Déformation latérale

$\epsilon$  : Vecteur des déformations

$\nu$  : Coefficient de Poisson

$\sigma$  : Vecteur de contrainte

$\sigma_e$ : Limite élastique

$\sigma_h$ : Contrainte horizontale

$\sigma_i$ : Etat actuel de contrainte  $\sigma_{i-1}$  : Etat précédent de contrainte

$\sigma_n$ : Contrainte de confinement

$\sigma$  Contraintes verticale

$\tau$  : Contrainte de cisaillement

$\varphi_{int}$ : Angle de frottement sol-armature

$\varphi$  : Angle de frottement interne

$\varphi'$  : Angle de frottement interne effectif

$\varphi_{int}$ : Angle de frottement à l'interface

$\psi$  : Angle de dilatance

## INTRODUCTION GENERALE :

Ce mémoire porte sur les remblais renforcés par inclusions appelés « Terre Armée ». Cette technique est utilisée depuis les années 1970, puis s'est développée pour différentes structures de génie civil : des infrastructures routières et des lignes ferroviaires classiques, où le massif renforcé est utilisé en tant que soutènement classique, pour les culées de pont ou en tranchées couvertes, mais également des ouvrages hydrauliques ou industriels .

Le renforcement des sols regroupe un ensemble de techniques ayant pour but commun d'assurer, d'une façon ou d'une autre, soit l'amélioration de la capacité portante du sol à déformation constante, soit la limitation des déformations du sol sous un chargement donné.

Le principe de la terre armée est basé sur l'association d'armature le plus souvent des éléments linéaires (bandes métallique) flexibles et susceptibles de supporter des efforts de traction importants.

Ces deux composants de la terre armée ont des modules de déformations très différents, L'interaction entre eux est assurée par le biais de frottements qui se développent à l'interface et qui empêche leur déplacement relatif.

L'étude présentée dans ce mémoire a pour objet d'étudier la stabilité d'un remblai de grande hauteur renforcé par des armatures métalliques et d'envisager l'effet de l'interaction sol structure sur le comportement du remblai et de sa stabilité.

Le mémoire comporte une synthèse bibliographique suivie d'une simulation numérique. Il est divisé en cinq chapitres :

- dans le premier chapitre, on a présenté les particularités de la conception et l'exécution des remblais de grande hauteur tirées de l'expérience, ainsi que le comportement des remblais construits sur des sols compressibles.

- dans le second chapitre un Synthèse sur les méthodes de dimensionnement et d'analyse du comportement du procédé terre armée est présenté (historique, description, mise en œuvre, avantages et limites, mécanisme de fonctionnement, comportement des ouvrages renforcés et exemples pratiques) .

- dans le troisième chapitre il y a présentation de l'outil numérique de calcul » présentation le code de PLAXIS et les modèles de comportement utilisés dans PLAXIS.

- dans le quatrième chapitre on présente la simulation numérique du comportement d'un remblai d'un échangeur routier de grande hauteur sur la RN 45 dans la zone de M'sila.

- le cinquième chapitre est consacré à l'étude paramétrique ou on a étudié:

- L'effet de l'interaction sol structure sur la stabilité du remblai.
- L'effet des paramètres géotechniques.

**CHAPITRE I :**  
**COMPORTEMENT DES REMBLAIS SUR SOLS**  
**COMPRESSIBLES**

# **CHAPITRE I :**

## **COMPORTEMENT DES REMBLAIS SUR SOLS COMPRESSIBLES**

### **I.1. INTRODUCTION:**

les grands remblais présentent des particularités techniques qui ne sont plus totalement couvertes par les règles techniques applicables aux terrassements routiers (RTR puis GTR en France) : Les grands remblais sont plus qu'un empilement de couches bien compactées. Leurs déformations peuvent être importantes et évoluer au cours du temps. Ils sont le plus souvent hétérogènes parfois constitués de matériaux évolutifs, et toujours soumis à des circulations d'eau. Ils comportent des ouvrages transversaux et longitudinaux. Les cadences de construction dépassent souvent les vitesses de contrôle des matériaux terrassés et leur entretien doit être organisé avec soin. Les auteurs font le point de l'expérience acquise et suggèrent des orientations de recherche pour faire la conception et exécution des remblais de grande hauteur.

Le Guide technique «réalisation des remblais et des couches de forme» (en abrégé GTR) propose des règles précises pour définir les sols acceptables en remblai ainsi que les méthodes de mise en œuvre (essentiellement le compactage) à respecter pour s'assurer d'un niveau de qualité démontré comme satisfaisant par l'expérience. Toutefois les précautions du GTR conduisent implicitement à définir les paramètres jugés nécessaires et suffisants pour assurer la qualité du remblai au niveau élémentaire (en fait, au niveau d'une au couche remblayée durant un poste), mais ne donne pas d'indications sur la conception globale du remblai (interactions entre couches élémentaires, conditions aux limites vis-à-vis des actions de l'environnement, etc) conduisant à définir les pentes de talus, les dispositifs de drainage les précautions à prendre dans le cas de sols hétérogènes... Ces dernières indications sont généralement assez secondaires pour des remblais ne dépassant pas une hauteur moyenne, car les dimensionnement correspondant sont le plus souvent déduits de l'expérience locale des géotechniciens sans étude consistante. C'est pourquoi le GTR est considéré comme le document de référence pour des remblais n'excédant pas une quinzaine de mètres de hauteur environ.

## **I.2. Particularités techniques des grands remblais :**

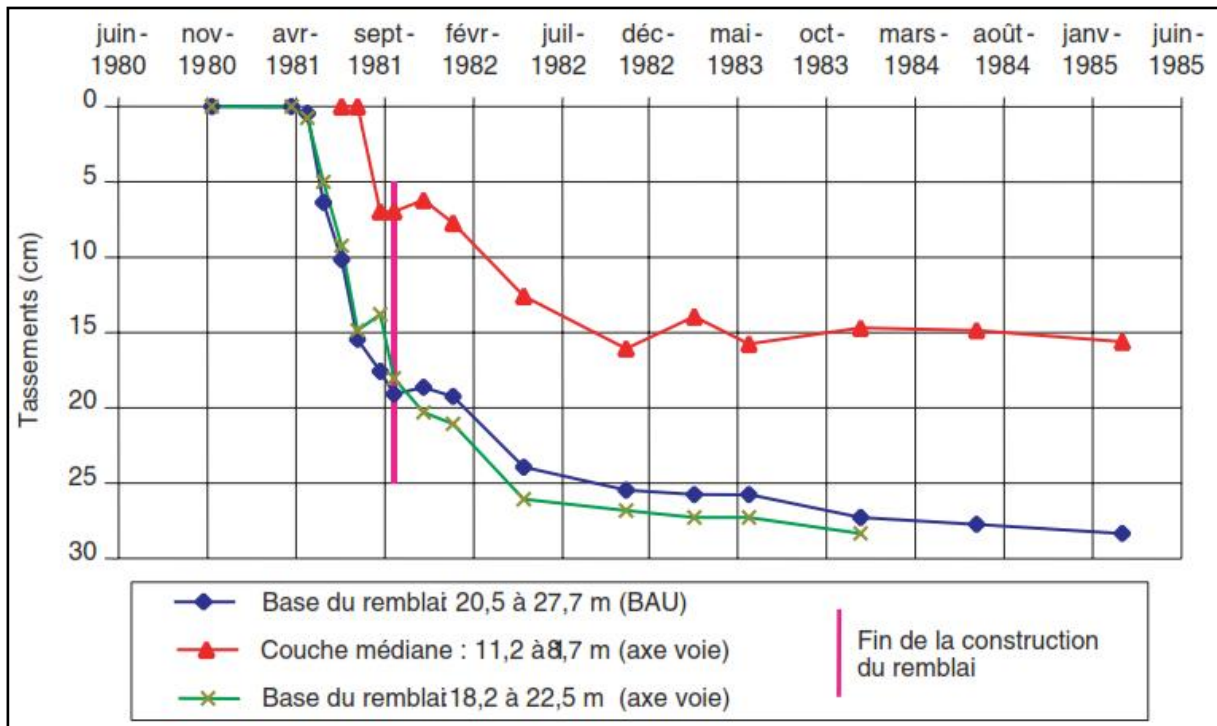
### **I.2.1. Contraintes et déformations dans un grand remblai :**

Dans un grand remblai, le tassement est d'autant plus important que l'énergie de compactage soit faible par rapport à la charge statique des couches sus-jacentes. Cette évidence est toutefois assez mal étayée et quantifiée dans la pratique. Le tassement différé, en particulier, peut aussi être du à des variations de teneur en eau ou à des phénomènes de fluage (déviatorique ou non).

Le chargement provoque un tassement significatif si la «sur consolidation» créée par le compactage est inférieure à la charge appliquée. On admet généralement que l'énergie du Proctor normal apporte une sur consolidation équivalente à une hauteur de dix mètres de remblai, soit une contrainte équivalente de 200 KPa bien que l'évaluation de l'énergie par l'essai Proctor normal corresponde en fait à 300 KPa, d'après Alonso et al(1990). (On remarque que ce seuil de 10 à 15 mètres est précisément celui au-delà duquel on retient la qualification de «grand remblai», auquel le GTR ne peut s'appliquer directement).

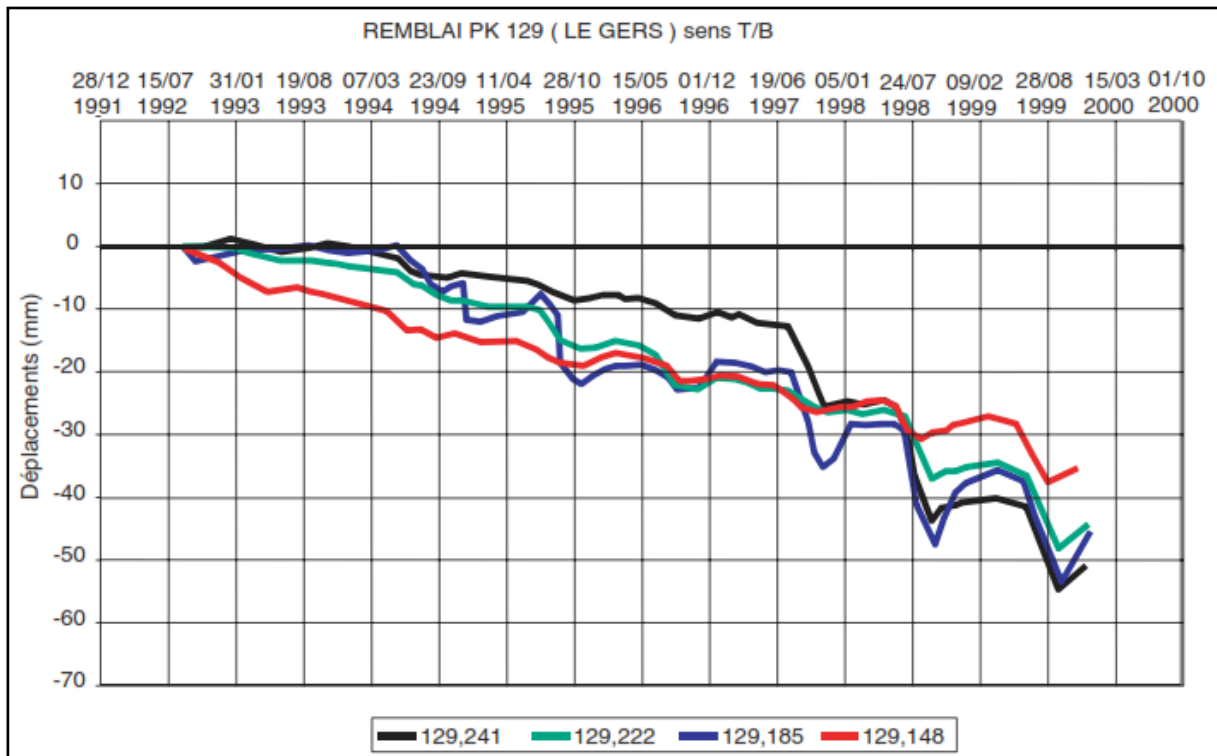
Des mesures de tassement en place pendant la construction du remblai de la Jorle (sur l'autoroute A62, Toulouse) depuis 1980, confirment que le tassement immédiat devient relativement plus important à partir d'une charge excédant 150 à 200 Kpa ; ces tassements se corrélient assez bien avec ceux prévisibles par l'essai œdométrique. Des mesures du tassement différé (non prévisible par les essais classiques) ont montré que celui-ci est du même ordre de grandeur que le tassement immédiat dans l'axe de la voie, mais s'étend sur quatre ans. La figure I.1 présente les tassements ainsi mesurés.

Cependant, les déformations se poursuivent toujours près de vingt ans plus tard en talus et en crête de talus sur le même site, avec une amplitude en crête de talus sensiblement plus importante (de l'ordre de 50%) que celle obtenue dans l'axe et un tassement à mi-talus encore plus élevé (de l'ordre de 150% de celui mesuré dans l'axe de la voie). Ces tassements ne traduisent pas nécessairement un état pathologique du remblai, mais ces tassements différentiels peuvent générer des fissures de flexion en bord de remblai. Ce constat doit rendre particulièrement vigilant sur le compactage des bords de remblai, dont un défaut peu prononcé constitue un facteur aggravant pour ces tassements différentiels.



**Figure I.1- Tassement par couche, pendant et après la construction du remblai de la JORLE(2001)**

Il faut aussi noter l'existence de déformations cycliques. La figure I.2 donne les résultats des mesures de tassement en bord de voie pour un remblai de 12 mètres de haut, dont la construction était terminée 12 années environ avant la première mesure de référence. Outre une amplitude relativement importante, ce graphique met aussi en évidence un phénomène de déformation cyclique, assez bien en phase avec les saisons. Des mesures sur le remblai de la Jorle ont montré que l'amplitude du tassement réversible sur un cycle pouvait atteindre 30 mm à deux mètres de profondeur en talus et environ 10 mm à quatre mètres de profondeur. Sur certains sites, on a aussi pu observer des tassements relativement importants, associés à l'existence de sols très humides lors de la mise en œuvre ou devenus trop humides à la faveur de circulations d'eau mal maîtrisées dans le remblai, surtout s'il était mal compacté et donc plus perméable. Ces tassements, parfois appelés «effondrement de structure» semblent souvent minimes en début d'exploitation du remblai et sont découverts après plusieurs années, mais ils se poursuivent encore de nombreuses années plus tard.



**Figure I.2 Effets des saisons sur les mesures de tassement (la JORLE 2001).**

La stabilité d'un sol compacté en remblai peut s'évaluer d'après la géométrie de l'ouvrage en connaissant les caractéristiques de résistance au cisaillement du sol. Il s'avère que l'angle de frottement  $\phi$  obtenu en remblai peut être nettement plus faible celui qu'avait le même matériau avant extraction et la cohésion du sol dépend du degré de saturation.

On en déduit donc que les caractéristiques mécaniques d'un sol argileux mis en remblai peuvent parfois être médiocres, surtout si les circulations d'eau sont mal contrôlées.

### **I.3. Conception des grands remblais :**

#### **I.3.1. Les sols utilisables et a stabilité du corps de remblai :**

Les sols rencontrés dans les déblais du chantier peuvent être réutilisés s'ils sont peu argileux, si les éléments qui les constituent sont suffisamment résistants à l'écrasement et si leurs caractéristiques mécaniques n'évoluent pas après la mise en œuvre (par exemple, le rocher sain). Cependant, il n'est pas possible de déplacer les sols utilisés en remblai sur de grandes distances et il faut donc s'accommoder des matériaux disponibles. Cela doit inciter les projecteurs à adapter très tôt le tracé, pour éviter d'avoir ensuite à prendre des risques excessifs sur la qualité des matériaux employés.

Pour s'accommoder des matériaux hétérogènes effectivement disponibles (ce qui est le cas le plus fréquent, il est acquis aujourd'hui qu'il faut en optimiser et en maîtriser l'emploi par une affectation choisie par zone dans le remblai. Un remblai dont on n'a pas maîtrisé l'hétérogénéité est, en effet, potentiellement à risque (prise en compte du support du remblai). Ce zonage consiste à affecter les matériaux disponibles dans les différentes parties du remblai (les talus, le noyau, la base et la PST), soit le dernier mètre environ sous le fond de la couche de forme, de telle sorte que cette zone ait ensuite les qualités nécessaires pour s'accommoder des sollicitations qu'elle reçoit, ainsi que des circulations d'eau prévisibles dans le remblai. Pour que le sol disponible soit compatible avec son affectation dans une partie de remblai donnée, on a très fréquemment recours à un traitement par des liants.

Les matériaux qui sont dans un état humide posent moins de problèmes pour la pérennité de l'ouvrage, mais leurs conditions de mise en œuvre (traficabilité et compactage) rendent le chantier plus difficile. Ces problèmes peuvent être dans une certaine mesure plus facilement maîtrisés par la réduction de pente de talus ou par un traitement adapté.

L'intérêt d'essais de fragmentabilité et de dégradabilité pour caractériser les sols susceptibles d'évoluer après mise en œuvre n'est pas mis en doute. Par contre, les essais actuels sont jugés critiquables (spécialement du fait que le nombre de cycles d'immersion-séchage retenu par le mode opératoire de la dégradabilité est borné et traduit incomplètement la sensibilité de certains matériaux qui se manifeste au-delà de ce nombre de cycles). Ils mériteraient d'être approfondis et améliorés.

La prévision du comportement mécanique des sols au cours du temps est mal assurée par les essais d'identification du type de ceux préconisés par le GTR, quand ces matériaux sont plus au moins argileux et à fortiori lorsqu'ils sont extraits en blocs au déblai (cas des argilites, des marnes rocheuses, etc...). Il est souvent intéressant de réaliser des essais triaxiaux (Mieussens.1993) des essais œdométriques et des essais de perméabilité sur ces matériaux pour mieux cerner leur comportement dans le temps, lorsque les sols disponibles s'y prêtent (Serratrice, 1995). Pour certains matériaux délicats (argiles plastiques. sur consolidées ou indurées, etc...), il est nécessaire d'en généraliser l'usage. Ces essais montrent, en particulier, que les pentes courantes des talus peuvent être incompatibles avec leur tenue dès qu'il ya risque de saturation.

Pour les matériaux non compatibles avec l'essai Proctor, tels que les marnes, les calcaires tendres, les craies, etc.... Seuls des essais en vraie grandeur permettent de définir la teneur en eau optimale de compactage.

La démarche suivante a cependant été proposée pour permettre une approche en laboratoire dans les cas favorables :

- échantillonnage du matériau destiné au corps de remblai, écrêtage de la fraction grossière de l'échantillon à 30%. Si ce prélèvement ne permet pas de réaliser d'essai ;
- triaxial ( $D_{max}$  supérieur à 10 à 20% du diamètre de la cellule) ; c'est que l'on a trop de gros éléments et le matériau échappe à la mécanique des sols courante ;
- Réalisation d'un essai de cisaillement à l'appareil triaxial sur matériau saturé ;
- Choix des caractéristiques de cisaillement avec ou sans cohésion) ;
- Modélisation et calculs de stabilité valeur du coefficient de sécurité recherché ( $F > 1.5$ ) ;

Dans la pratique deux approches peuvent être utilisées en fonction des matériaux :

- Pas d'étude spécifique lourde si les matériaux utilisés et le site ne posent pas de problèmes particuliers. Le géotechnicien opte alors pour des pentes classique ( $2V/3H$ ,  $1V/2H$ ) ou tout autre géométrie, sans la vérifier.
- Etude spécifique lourde si le comportement du matériau apparaît comme incertain vis-à-vis des contraintes subies pour la hauteur projetée ou si le site présente des indices d'instabilité. Dans ce cas la caractérisation mécanique du matériau de remblai pose souvent de sérieux problèmes de mesure et de méthodologie.

Ces études peuvent conduire à définir des spécifications de compactage assez notablement différentes de ce que préconise le GTR.

### **I.3.2. Prise en compte du support du remblai :**

Il convient de vérifier le comportement du sol support sous la charge qui lui sera appliquée par le remblai. Les études géotechniques préalables des sols support de remblai doivent classer les sols dans la classification GTR pour permettre aux mécaniciens des sols de disposer de leurs références habituelles. A cette fin, l'étude géotechnique doit comporter :

- Une reconnaissance des terrains incluant le substratum (recherche de couches de bonnes caractéristiques).
- L'identification et la mesure des caractéristiques mécaniques des sols.

- La reconnaissance de la stabilité intégrant des valeurs de performances réalistes (non bloquantes pour le chantier) à atteindre par le remblai.
- Une prévision à long terme du comportement des matériaux.

Le Décapage de la terre végétale et le dessouchage sont jugés techniquement inutiles sous un remblai de grande hauteur. L'absence de dessouchage doit cependant s'accompagner d'une vérification que les couches situées sous remblai ne risquent pas de repartir en végétati.

Le compactage du sol support de remblai est souhaitable mais irréaliste quand la portance du terrain naturel est trop faible (résistance de pointe au pénétromètre  $q_c < 1$  MPA voire 3MPa) puisque dans ce cas aucun engin ne peut accéder au site sans interposition préalable d'une couche portante qui sera évidemment la première compactable.

La base des remblais sur pente doit être protégée contre les écoulements. Ceux-ci peuvent être très réduits par des drains interceptant les écoulements à l'amont et conduisant l'eau à travers le remblai.

La seule exigence de redans comme garantie d'accrochage du remblai sur un sol support en pente assez raide, (15% comme valeur maximale au-delà de laquelle des redans sont imposés) ne fait pas l'unanimité. Le seuil de 15% est reconnu comme devant être modulé suivant les sols rencontrés et l'exécution de redans n'est sans doute pas la seule disposition à prendre pour les différents cas rencontrés. Certains pensent par exemple que le drainage efficace de l'interface remblai-sol support est une précaution nettement plus importante que la seule exécution de redans systématique. En cas d'intercalation d'un géotextile, on devra vérifier qu'il ne constitue pas un plan de glissement privilégié si les caractéristiques de frottement de contact ne sont pas satisfaisantes. Certains points particuliers doivent faire l'objet d'investigations, comme la sismicité locale et les risques qu'elle pourrait générer, en particulier par l'effet de site (grande taille des ouvrages) et par la nature des matériaux utilisés (sols sablo-graveleux). La présence d'éventuelles cavités peut justifier des études approfondies du fait de la charge importante apportée par remblai.

### **I.3.3. La maîtrise des circulations d'eau dans le remblai :**

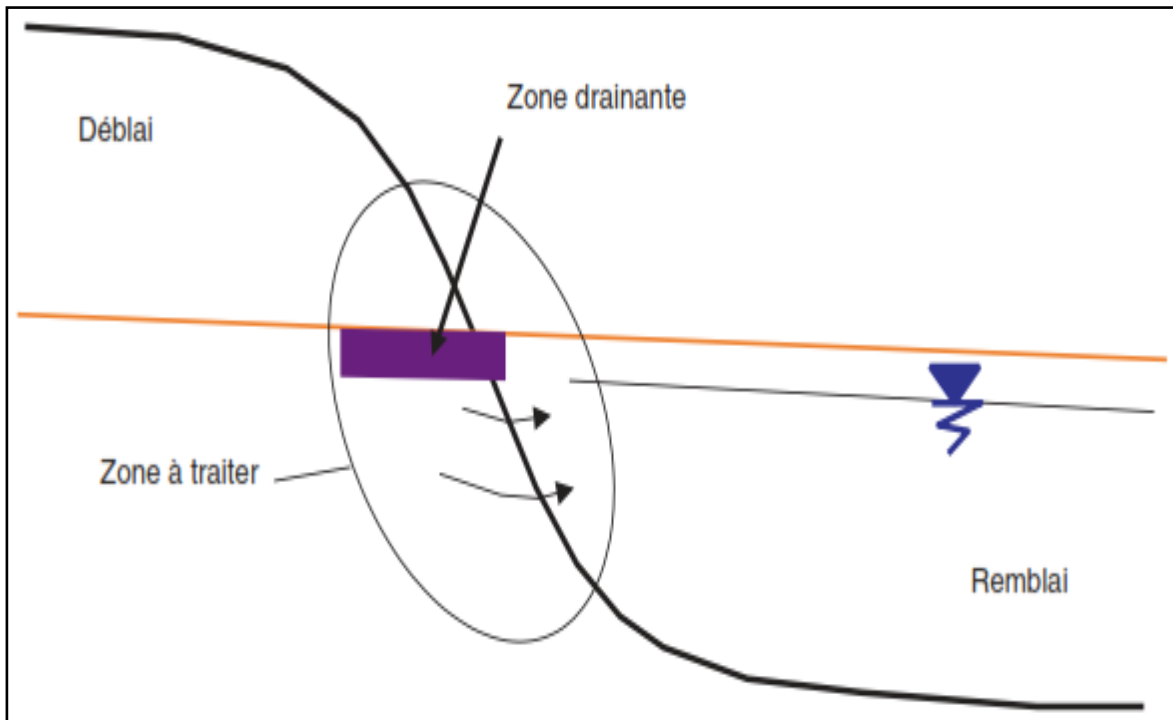
Un article récent relatif à la pathologie des remblais (Auriol et al 2000) permet de constater que les défauts de drainage et d'assainissement superficiel de l'emprise routière constituent la première cause des pathologies recensées par les enquêtes menées en France et au niveau international. Dans la partie française de l'enquête, un drainage ou un assainissement

superficiel défailants était l'une des causes diagnostiquées des désordres de 33 cas de remblais sur les 54 recensés présentant des pathologies (soit environ 60%).

Les matériaux drainants ne sont pas actuellement bien définis. Il semble que les matériaux drainants les plus surs soient dépourvus de fines (fraction d/D) ou en contiennent moins de 5%. En fait, un matériau est défini comme drainant par rapport à un autre sol et il doit donc être nettement plus perméable que le sol à drainer : d'autre part, il doit assurer un transit d'eau et, si le débit est élevé, il faut rechercher des matériaux très perméables à fort pourcentage de vides enfin, si le matériau drainant contient des éléments fins (par exemple, du sable fin), il pourra développer une succion et donc conserver un stock d'eau à écoulement non gravitaire, dont il convient de vérifier les conséquences sur la fonction attendue.

Le drainage de la base des remblais par une couche drainante est certainement justifié dans les cas où les matériaux constituant la base du remblai sont sensibles à l'eau et où l'on craint des remontées d'eau par capillarité dans la base du remblai (qui est la plus chargée), en particulier quand le sol support est compressible ou que l'on s'attend à des circulations d'eau superficielles. Il semble cependant que cette pratique tende à se généraliser sans que sa justification en soit toujours évidente. Compte tenu du coût de ces couches drainantes dans les régions pauvres en granulats, l'intérêt de cette disposition mériterait sans doute d'être examiné de façon approfondie. Ainsi, on n'a que rarement une justification de la nécessité d'utiliser des matériaux insensibles à l'eau en zone inondable alors que, par exemple, les concepteurs de barrage ne traitent jamais les pieds des barrages homogènes.

La zone de transition du déblai doit toujours être analysée pour prévoir les dispositions nécessaires, car c'est un point faible lié à la présence des matériaux superficiels altérés. Les préoccupations portent sur l'éventuelle présence d'eau et la portance qui en résultera, ainsi que sur la stabilité (le problème est du même type que celui des remblais sur pente). Une reconnaissance permettant de localiser d'éventuelles arrivées d'eau serait sans doute justifiée, à défaut, on pourrait imposer au moins d'aller observer le terrain. L'objectif est de réaliser une coupure drainante dans cette zone très importante au plan technique. Lorsque la pente du talus des terrains en place auxquels le remblai se raccorde est trop importante, il convient aussi le plus souvent de réaliser des redans dans le talus, comme dans le cas des remblais sur pente transversale .



**Figure I.3 La transition déblai-remblai**

Les circulations d'eau à l'intérieur d'un remblai doivent être prévues et maîtrisées. La chaussée, bien que peu perméable, laisse passer des quantités d'eau de pluie non négligeables, qui ne seront plus reprises par évaporation. De l'eau s'infiltré également aux transitions déblai-remblai, par les accotements et les talus et aussi trop souvent à cause des défaillances fréquentes des systèmes de drainage et d'assainissement. L'objectif est d'éviter qu'il existe des zones de remblai ou le sol puisse se saturer et d'éviter ainsi des tassements du corps de remblai, d'une part, et une baisse de la cohésion et donc des coefficients de sécurité sur la stabilité géométrique de l'ouvrage, d'autre part. Un remblai en matériaux hétérogènes constitué de façon anarchique comporte des poches de matériaux plus perméables que les sols qui les entourent. Ces matériaux plus perméables (une différence de perméabilité d'une puissance de 10 suffit à expliquer ces phénomènes) constituent un drain pour le matériau encaissant et vont donc se saturer puis laisser partir progressivement leur eau vers le matériau encaissant, lorsque celui-ci veut s'assécher. Les poches ainsi constitués distribués de façon anarchique, il est impossible d'aller les rechercher de façon rationnelle après la fin des travaux par des systèmes drainants (par exemple, à l'aide de drains subhorizontaux). De ce fait, on ne sait plus très bien remettre en état de tels remblais. La conception du corps de remblai, et en particulier du zonage évoqué au sol utilisables et la stabilité du corps de remblai, doit prévoir une émergence latérale (au niveau des talus ou de systèmes drainants) des matériaux plus perméables et interfaces entre

matériau plus perméable et matériau moins perméable, afin d'éviter toute accumulation d'eau. Le débouché en talus de telles arrivées d'eau peut provoquer des désordres dans le talus, mais ceux-ci peuvent être maîtrisés en adoucissant la pente ou en mettant en œuvre des dispositifs drainants tels qu'éperons ou masques.

#### **I.4. Construction des remblais sur sols compressibles :**

##### **I.4.1. Problèmes spécifiques aux remblais sur sols compressibles :**

La construction de remblais sur les sols compressibles pose quatre types de problèmes particuliers: de stabilité, de déformations, d'efforts «parasites» sur les ouvrages voisins et de perturbation de l'écoulement des eaux. Ces problèmes doivent être traités quelle que soit l'épaisseur du remblai.

##### **I.4.1.1. Stabilité :**

Les sols compressibles sont en général peu résistants. Lorsqu'ils sont rencontrés en surface, il peut se produire des ruptures, en général de type rotationnel «circulaire» (cylindrique), lors de l'édification du remblai. Par contre, si l'on ne modifie pas ultérieurement la charge appliquée au sol par le remblai, il n'y a pas de risque de rupture différée.

##### **I.4.1.2. Déformations :**

Les sols compressibles se déforment verticalement (tassement) et horizontalement sous les remblais. Ces déformations ne sont pas instantanées. Elles commencent pendant la construction et peuvent durer pendant des mois, voire des années ou des dizaines d'années suivant les propriétés des sols et l'épaisseur des couches.

Les tassements ne sont pas uniformes à cause de la section trapézoïdale des remblais, de leur épaisseur variable et de l'hétérogénéité des sols supports.

##### **I.4.1.3. Efforts sur les ouvrages voisins :**

Les déformations du sol sous le poids d'un remblai s'étendent au delà des limites de la zone chargée en surface. La construction d'un remblai peut pour cette raison provoquer des tassements sous des ouvrages voisins existants (voies ferrées, autres voies, voie dont le remblai constitue un élargissement, fondations superficielles de bâtiment ou d'ouvrage d'art, etc.).

Les déformations verticales et horizontales des sols compressibles peuvent d'autre part induire des efforts très importants sur les ouvrages fixes ou incapables de suivre les déplacements des sols qui les entourent (fondations profondes d'ouvrages d'art, de bâtiments ou de quais, par exemple).

Cette interaction des remblais et des ouvrages existants ou à construire peut avoir des conséquences importantes sur les conditions d'exploitation des ouvrages. Elle doit être examinée avec soin lors de l'élaboration du projet et du phasage des travaux de construction.

#### **I.4.1.4.Écoulement des eaux :**

Les sols compressibles sont souvent situés en fond de vallée. La construction d'un remblai en travers de la vallée d'un cours d'eau ou le long de cette vallée perturbe l'écoulement des eaux dans la vallée en période de crues. Les écoulements de crues peuvent éroder le pied du remblai, qui doit alors être protégé. Ils nécessitent aussi souvent de prévoir des ouvertures à travers le remblai pour laisser passer l'eau. La déformation des sols compressibles sous le poids du remblai réduit d'autre part légèrement la perméabilité de ces sols, ce qui peut influencer l'écoulement de l'eau dans la nappe.

#### **I.4.2. Comportements caractéristiques des remblais sur sols compressibles :**

Les propriétés des sols compressibles ont trois conséquences pour les remblais :

**1-**leur stabilité n'est pas automatiquement assurée ;

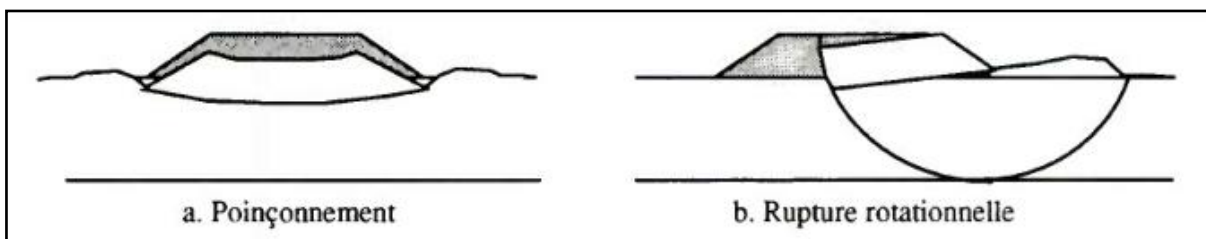
**2-**ils subissent des tassements importants et de longue durée, qui rendent parfois problématique leur maintien à niveau avec les points durs ;

**3-**leur construction perturbe les ouvrages avoisinants (frottement négatif et efforts horizontaux sur les fondations profondes, tassements différentiels des remblais et fondations superficielles, efforts supplémentaires sur les soutènements).

La maîtrise de ces phénomènes est l'objectif principal des reconnaissances géotechniques, des calculs de dimensionnement et des procédures de construction spécifiques aux remblais sur sols compressibles.

**I.4.2.1. Stabilité :**

Les remblais sur sols compressibles connaissent deux formes d'instabilités (Figure I.4) :



**Figure I.4 Mécanismes de rupture des sols compressibles**

1-des instabilités de Capacité portante par poinçonnement de la couche de sol mou (l'ensemble du remblai s'enfonce en repoussant le sol de part et d'autre). Ce type d'instabilité se produit dans les couches de sol très molles depuis la surface (vases d'estuaires, tourbières, etc.) ;

2-des instabilités par rotation d'une partie du remblai et des sols compressibles sur une surface de rupture de forme cylindrique, avec formation d'un escarpement dans le remblai et d'un bourrelet de pied.

La plupart des ruptures sont de type « rotationnel ». Toutes les instabilités se produisent « à court terme », pendant les travaux de construction du remblai (ou d'excavation en pied de remblai...).

Pour évaluer la stabilité d'un remblai sur sols compressibles, il faut déterminer la résistance du sol à court terme (cohésion non drainée). On peut améliorer la stabilité par différentes méthodes. La construction par étapes, qui joue sur l'augmentation de la résistance du sol au cours du temps sous le remblai déjà construit, et la mise en place de banquettes latérales pour s'opposer au poinçonnement ou à la rupture rotationnelle sont deux des méthodes les plus courantes.

**I.4.2.2. Tassements :**

Les règles de dimensionnement des remblais sur sols compressibles (coefficient global de sécurité de  $F_s = 1,5$  dans la pratique française courante) permettent de limiter les charges supportées par le sol à des valeurs pour lesquelles ses déformations (tassements et mouvements horizontaux) sont finies, même si elles sont importantes et peuvent durer pendant de très longues périodes.

Dans les conditions usuelles, le tassement se produit pour une faible part pendant la construction du remblai, pour l'essentiel pendant la phase dite de consolidation primaire et pour le reste pendant la période dite de compression secondaire ou de fluage. Le tassement immédiat (pendant la mise en place des couches successives du remblai) se développe en général à volume de sol constant, de sorte qu'il s'accompagne de déplacements horizontaux d'amplitude équivalente. Le tassement de consolidation primaire tend vers sa valeur finale en suivant une loi exponentielle. Le tassement de compression secondaire augmente comme le logarithme du temps. Des surpressions interstitielles subsistent pendant tout le processus de déformation du sol, y compris pendant la phase de fluage finale.

Il faut garder à l'esprit que ce processus en trois phases se réinitialise chaque fois que l'on applique une nouvelle charge au sol, c'est à dire en particulier quand on vient «recharger» le remblai pour le ramener à son niveau théorique.

#### **I.4.2.3. Mouvements horizontaux :**

L'amplitude maximale des déplacements horizontaux des sols compressibles sous les remblais représente en général 15% de l'amplitude du tassement. Ces déplacements conservent la même forme pendant la consolidation, ce qui facilite leur prévision et leur contrôle par des mesures inclinométriques. Les mouvements horizontaux peuvent être plus importants pendant la construction du remblai (conditions non drainées). On peut les limiter en améliorant les conditions de drainage du sol. Les mouvements horizontaux des sols compressibles sous les remblais sont l'une des causes principales des efforts parasites sur les ouvrages avoisinants.

#### **I.4.2.4. Efforts parasites sur les ouvrages avoisinants :**

Les tassements sous les remblais créent des efforts de frottement négatif sur les pieux qui se trouvent dans leur zone d'influence (y compris à l'extérieur du remblai dans certains cas). D'autre part, les mouvements horizontaux du sol exercent aussi des efforts « parasites » horizontaux sur ces pieux. Ces efforts supplémentaires doivent être pris en compte dans le calcul des fondations profondes. Ils peuvent être limités, voire pratiquement supprimés, si le remblai est construit suffisamment à l'avance.

Les mouvements verticaux et horizontaux du sol peuvent également produire des efforts supplémentaires sur les ouvrages de soutènement situés en contrebas.

Enfin, la construction d'un remblai sur sol compressible provoque un tassement de la surface du sol sur une certaine distance (fonction de l'épaisseur des sols compressibles) au-delà

du pied des talus du remblai. Ce tassement peut provoquer la fissuration d'ouvrages fondés superficiellement dans la zone d'influence du remblai. En particulier, l'élargissement des remblais sur sols compressibles est une opération complexe qui doit être étudiée avec soin.

## **CHAPITRE II**

**Synthèse sur les méthodes de dimensionnement et  
d'analyse du comportement du procédé « terre armée »**

## **CHAPITRE II :**

### **Synthèse sur les méthodes de dimensionnement et d'analyse du comportement du procédé « terre armée »**

#### **II.1. INTRODUCTION:**

La stabilisation des massifs de sol se fait généralement, soit par la construction d'un ouvrage de soutènement, ce procédé rentre dans le domaine de la Structure, soit par l'ajout d'éléments de renforcement au sol en place. Ce dernier procédé appartient au domaine de la géotechnique. Toutefois, il existe des méthodes qui utilisent ces deux domaines simultanément, c'est le cas des massifs en sol renforcé. Ce sont des ouvrages de soutènement construits par renforcement d'un sol de remblai. La Terre Armée est l'un des premiers types d'ouvrages inventés dans cette catégorie. Il s'agit d'un massif de remblai granulaire mis en place par couches successives horizontales entre lesquelles sont disposés des éléments de renforcement. Les ouvrages réalisés avec la technique Terre Armée sont essentiellement de deux types : murs de soutènement des terres et ouvrages porteurs comme les culées de ponts. Les renforcements utilisés généralement dans ces deux types d'ouvrages sont des bandes métalliques. Cependant, dans les environnements agressifs, ces armatures métalliques sont remplacées par des bandes géosynthétiques non corrodables qui présentent une extensibilité plus importante.

L'analyse expérimentale et numérique du comportement en service des massifs renforcés par des armatures métalliques a permis de comprendre leur fonctionnement et de définir les méthodes de dimensionnement actuelles, qui sont fondées sur la théorie de la poussée des terres et d'équilibre local. Ces méthodes ont été extrapolées à des renforcements synthétiques (légèrement à largement plus extensibles) en appliquant de nouveaux paramètres plus adaptés. Entre temps, plusieurs travaux de recherches ont été effectués sur différents types de renforcements synthétiques (Mc Gown, 1978 ; Leshchinsky et Field, 1987 ; Ling et Wu, 1992 ; Schlosser et al., 1993 ; Bergado et Chai, 1994 ; Allen et Bathurst, 2001 ; Elias et al., 2001) afin de mieux comprendre leur comportement et de vérifier la compatibilité des méthodes classiques avec ce type de renforcement. L'analyse de ces études met en évidence la nécessité de conduire d'autres travaux de recherche plus approfondis sur l'extensibilité des armatures et d'évaluer l'importance de son influence sur le comportement du massif dans le cas des murs en Terre Armée. Ces travaux de recherche requièrent tout d'abord une analyse de l'interaction sol/armature afin de déterminer les paramètres d'interface nécessaires à l'étude et à la modélisation du comportement global de ces ouvrages.

## II.2. LES OUVRAGES EN TERRE ARMÉE :

### II.1.1. Définition et principe :

La Terre Armée est une méthode de construction basée sur l'association d'un remblai compacté et d'armatures (métalliques ou synthétiques) liées à un parement (Figure 1). L'alternance de couches de remblai pulvérulent et de bandes d'armatures bien réparties horizontalement conduit au développement d'efforts d'interaction et donne naissance à un matériau composite à part entière apte à résister à son propre poids et aux actions qui lui sont appliquées au long de la durée de service de l'ouvrage. Les applications les plus courantes sont les murs de soutènement, les rampes d'accès à ouvrages d'art et les culées de pont.

Ce procédé de construction a été développé à partir de 1960 par l'ingénieur et architecte Henri Vidal qui marque par cette invention une date très importante dans la conception des soutènements et plus généralement dans celle du renforcement des sols en faisant participer complètement le sol à la stabilité de l'ouvrage.

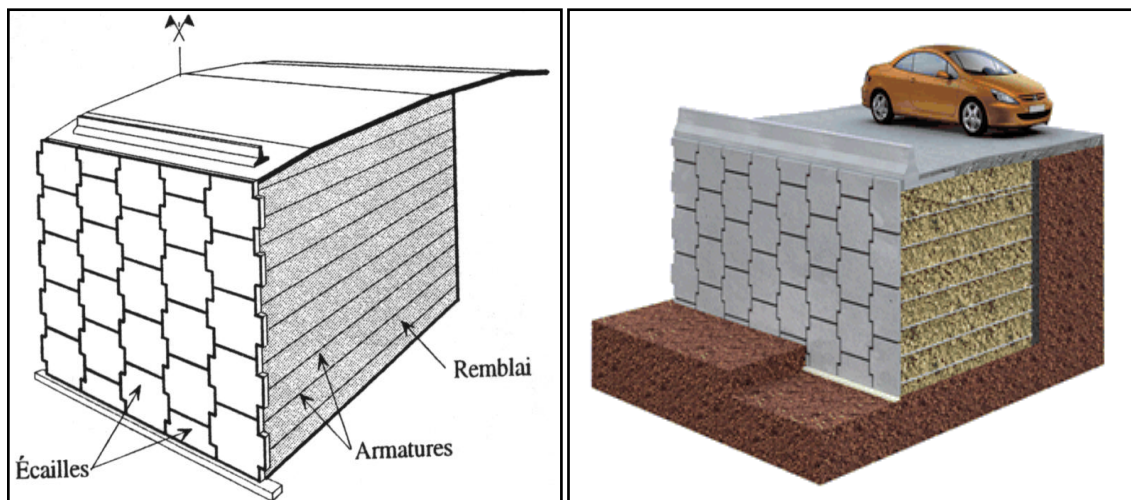


Figure II.1. Mur en Terre Armée.

### II.1.2. Les éléments de la Terre Armée :

Chacun des éléments d'une structure en Terre Armée (Figure 2) a une influence directe sur sa stabilité et ses performances

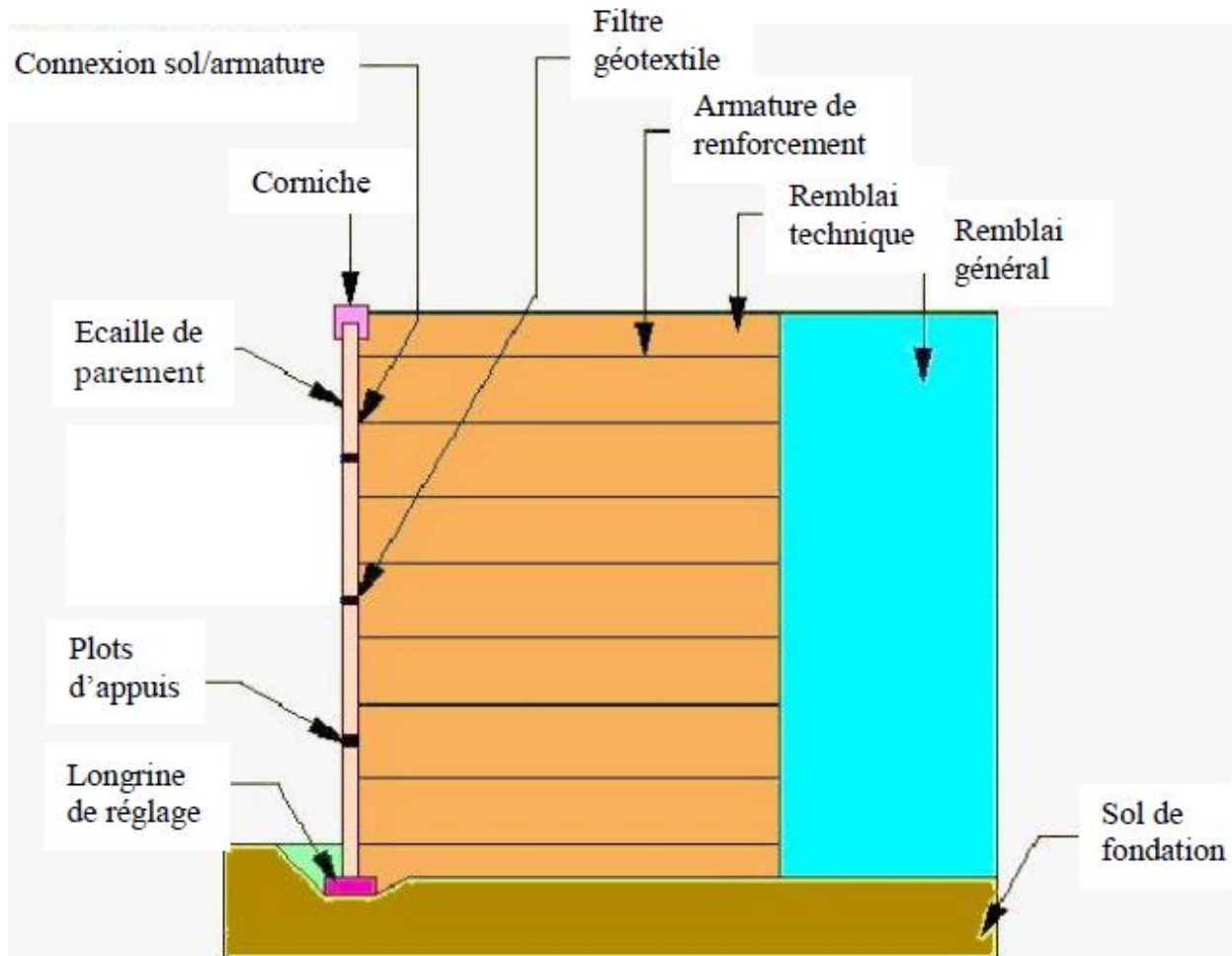


Figure II.2. Éléments d'un mur en Terre Armée.

#### Les renforcements :

Ils étaient initialement sous forme de bandes métalliques galvanisées lisses (tôle coupée de 60 à 80 mm de largeur et de 3 mm d'épaisseur), leur mode de production a évolué vers le laminage à chaud à partir de 1975, permettant de développer des armatures nervurées dites de haute adhérence (Figure II.3a). D'autres types d'armatures métalliques, tels que les treillis soudés (Figure 3b), ont été développés et utilisés dans les structures en Terre Armée.

Cependant, ce sont les armatures métalliques de haute adhérence qui sont aujourd'hui les plus utilisées en France et dans le monde lorsque les caractéristiques du sol et l'environnement le permettent.

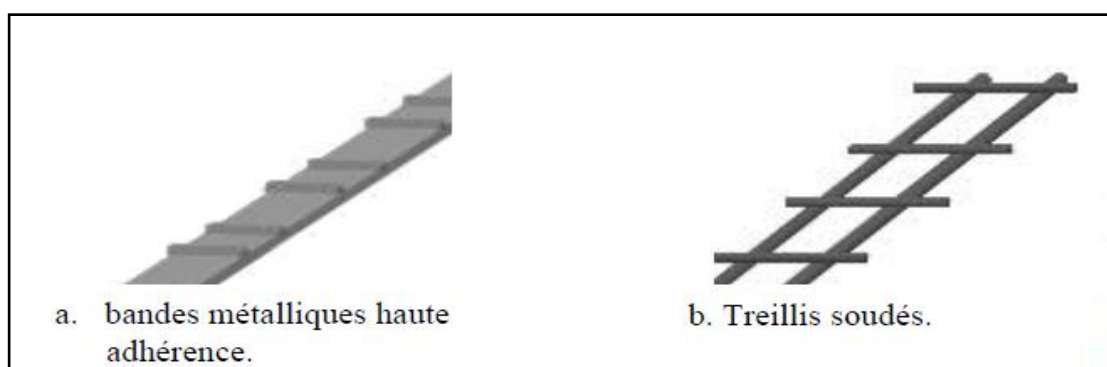


Figure II.3. Armatures métalliques

Avant l'acquisition de la société Terre Armée Internationale (TAI) par le groupe Freyssinet en 1998, ce dernier avait commercialisé un système concurrent, le Freyssisol® (initialement Websol), utilisant un renforcement sous forme de bandes synthétiques de 90 mm de largeur et de 2 à 3 mm d'épaisseur (Figure II 4a). Ces bandes étaient fabriquées à base de fibres de polyester à haute ténacité protégées par une gaine en polyéthylène basse densité.

Une nouvelle innovation est commercialisée en 2004 : le système GeoMega® (Figure II .4b). Il utilise le même type de renforcements synthétiques (avec une largeur de 50 mm) et apporte une amélioration importante en supprimant tout intermédiaire métallique (donc corrodable) entre les écailles de parement en béton et les bandes de renforcement. En effet, l'utilisation d'éléments métalliques galvanisés dans les remblais impose, du fait de la corrosion, des limitations sur ces remblais (caractéristiques électrochimiques) et sur l'environnement.

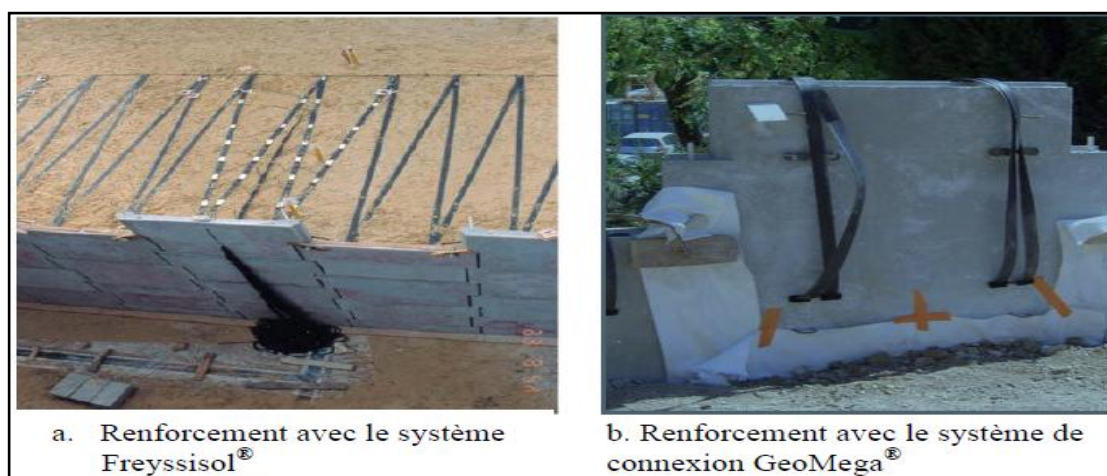
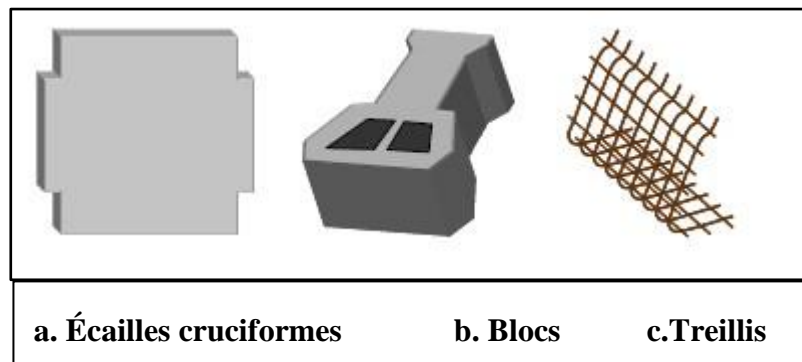


Figure II 4. Les renforcements géosynthétiques.

Le renforcement des sols par des armatures géo synthétiques offre certains avantages par rapport aux renforcements métalliques en raison de leur légèreté et souplesse, et surtout de leur résistance à la corrosion. Cependant, le comportement de ce type de renforcement est plus complexe en raison de son extensibilité et nécessite donc une bonne compréhension des mécanismes d'interaction sol-armature.

### **Panneaux ou écailles de la façade du mur :**

Ils sont utilisés pour maintenir le sol en place à la face du mur mais ils ne jouent pas un rôle de soutènement. Ils sont généralement en béton, mais ils peuvent être en métal, en bois, en béton sec moulé ou autre matière (Figure II.5).



**Figure II.5. Panneaux ou écailles de la façade du mur**

### **Le remblai :**

Les matériaux de remblai peuvent être soit des sols naturels, soit des matériaux d'origine industrielle, soit dans certains cas particuliers des matériaux allégés (argiles ou schistes expansés). Pour une utilisation à caractère expérimental, on a eu aussi recours à des matériaux traités (craie traitée à la chaux ou au ciment, par exemple). Ils ne contiennent en principe ni terre végétale, ni matière putrescible, ni déchets domestiques

La qualité des matériaux de remblai utilisables pour la réalisation de murs en remblai renforcé, qu'ils soient d'origine naturelle ou industrielle, doit répondre à des critères bien déterminés :

- d'une part, des critères géotechniques (mécaniques) liés au frottement sol/armatures et à la mise en œuvre des matériaux de remblai. Pour des raisons pratiques, on substitue en partie au critère de frottement des critères granulométriques, où interviennent les passants à 80  $\mu\text{m}$  et à 15  $\mu\text{m}$ . La

démarche pratique est rappelée dans les deux tableaux II.1 (extrait du guide SETRA/LCPC, Les ouvrages en terre armée Recommandations et règles de l'art, 1979) ;

Passant à 80 µm	≤ 15 %	Critère mécanique satisfait - matériau utilisable				
	> 15 %	Passant à 15 µm	10 %	Critère mécanique satisfait - matériau utilisable		
			10 % à 20 %	Armatures à haute adhérence	Angle de frottement interne ≥ 25° *	Critère mécanique satisfait - matériau utilisable
					Angle de frottement interne < 25° *	Matériau inutilisable
				Armatures lisses	Angle de frottement sol-armature ≥ 22° *	Critère mécanique satisfait - matériau utilisable
					Angle de frottement sol-armature < 22° *	Matériau inutilisable
			> 20 %	Matériau inutilisable		

\* La mesure de l'angle de frottement interne se fait par cisaillement direct à la boîte sur échantillon saturés et consolidés. L'essai diffère de l'essai classique par le mode de préparation des éprouvette (cf. mode opératoire décrit dans le guide SETRALCPC de 1979).

**Tableau II.1-Critère mécanique pour le choix d'un matériau de remblai (Passant à 80 µm ) (Guide technique L.C.P.C-SETRA)**

**II.2. Mécanismes De Fonctionnement De La Terre Armée:**

La terre armée est formée par l'association de la terre et l'armature, ces dernières étant le plus souvent des éléments linéaires (bandes métalliques) susceptibles de supporter des efforts de traction importants.

**II.2.1. Principe de fonctionnement:**

**a-Fonctionnement interne :**

Le remblai renforcé constitue un matériau composite, formé par l'association d'un matériau de remblai sélectionné et d'armatures métalliques, ces dernières étant constituées soit de bandes métalliques (procédé « Terre Armée » et ses dérivés), soit de panneaux de treillis soudés (procédé « Terre Renforcée VSol »), soit encore de nappes de grillage métallique (procédé « Terramesh ») ou autres, qui sont placées horizontalement et sollicitées pour supporter des efforts de traction transmis par le sol. Comme le béton armé, il présente l'avantage de pouvoir améliorer, avec économie, les propriétés mécaniques d'un matériau de base, en l'occurrence le sol, en n'armant celui-ci que dans les directions où il est le plus sollicité.

Le fonctionnement interne de ces ouvrages repose essentiellement sur l'existence d'un frottement entre le sol et les armatures : le remblai transmet par frottement aux armatures les efforts qui se développent dans la masse, les armatures se mettent en traction et tout se passe comme si le remblai possédait, dans les directions où sont placées les armatures, une cohésion dont la valeur est directement proportionnelle à la résistance à la traction des lits d'armatures.

Ce fonctionnement nécessite que le matériau de remblai utilisé présente de bonnes caractéristiques mécaniques (angle de frottement interne élevé et de valeur constante dans le temps). Par ailleurs, dans un ouvrage en remblai renforcé, un parement est nécessairement prévu sur la face externe, à la fois pour confiner le matériau de remblai, mais aussi pour protéger les éléments de renforcement et conférer un aspect esthétique à l'ouvrage.

De multiples expérimentations sur des ouvrages réalisés selon le procédé " Terre Armée " ont permis d'expliquer le mécanisme de fonctionnement interne en précisant la répartition des efforts de traction le long des armatures. On constate que le lieu géométrique des points de traction maximale dans les lits d'armatures passe par le pied du parement et présente une partie quasi verticale dans la moitié supérieure du mur (Figure II.6). La distance séparant cette ligne des tractions maximales du parement est environ égale à  $0,3H$  ( $H$  étant la hauteur de l'ouvrage) dans le cas d'armatures peu extensibles et souples (cas général des armatures métalliques).

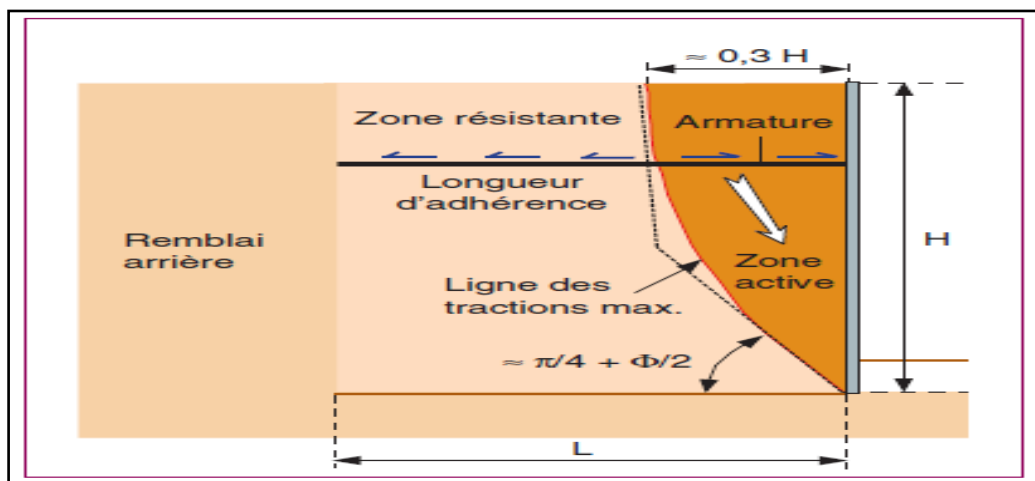


Figure II.6: Stabilité interne (Guide technique L.C.P.C-SETRA)

La ligne des tractions maximales sépare donc deux zones dans le massif :

-Une première zone située près du parement, dans laquelle les contraintes de cisaillement (ou de traction) sont dirigées vers le parement, où le remblai a tendance à entraîner les armatures: c'est la zone active.

-Une seconde zone dans laquelle les contraintes de cisaillement (ou de traction) exercées par le sol sur les armatures sont dirigées vers l'intérieur du massif, où le remblai a tendance à retenir les armatures : c'est la zone résistante.

Ce mode de fonctionnement est à la base des méthodes de dimensionnement interne des ouvrages en remblai renforcé. On doit vérifier, d'une part, que les efforts de traction maximaux sont compatibles avec les résistances à la traction des lits d'armatures et, d'autre part, que la surface frottant des armatures dans la zone résistante est suffisante pour permettre d'équilibrer les tractions maximales correspondantes.

Dans le cas du procédé « Terre Armée », comme dans celui de la « Terre Renforcée VSol », le mode de construction des ouvrages est standardisé. Ainsi, la position de la ligne des tractions maximales varie peu et peut être définie de façon schématique (Figure II.6). Leur dimensionnement repose alors sur la méthode dite de « l'équilibre local » (cf. NF P 94-220).

Les autres procédés, qui ne sont pas standardisés, présentent le même mode de fonctionnement interne. Toutefois, la position de la ligne des tractions maximales, qui n'est autre que la surface de rupture potentielle dans le massif, dépend de nombreux paramètres tels que l'espacement vertical entre les lits d'armatures, leur résistance à la traction par mètre de longueur de mur et leur extensibilité. Elle n'est donc pas, par construction, précisément connue. Le dimensionnement repose alors sur une étude de stabilité semblable à celle utilisée pour les murs en remblai renforcé par des éléments géosynthétiques (type 11 de la classification IQOA-Murs), en considérant les surfaces de calcul potentiellement les plus défavorables.

#### **b-Fonctionnement externe :**

Le fonctionnement externe des murs en remblai renforcé ne diffère pas de celui des ouvrages de soutènement les plus classiques, du type murs poids ou murs en béton armé (Figure II.7). La justification porte sur la portance du sol de fondation et sur la résistance au glissement du mur à son interface avec le sol de fondation.

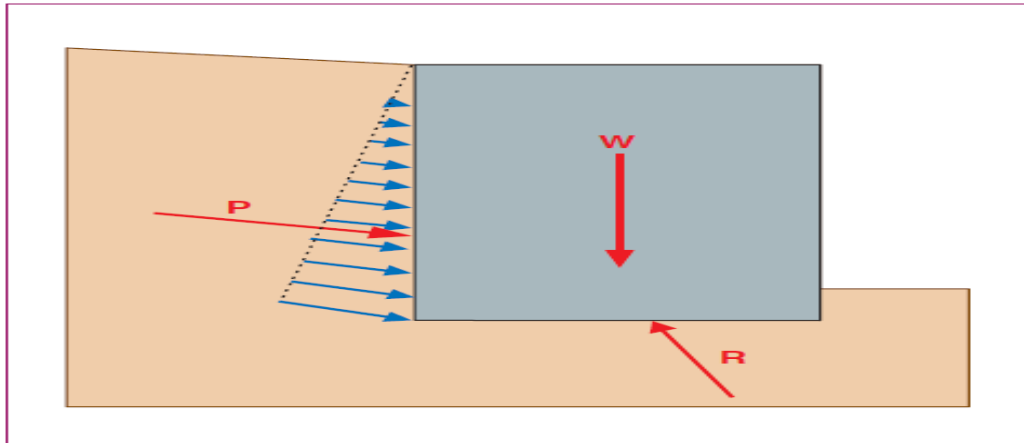


Figure II.7: Stabilité externe (Guide technique L.C.P.C-SETRA)

### II.2.2. Frottement sol-armature:

S'agissant d'un phénomène essentiel dans le principe et le fonctionnement de la terre armée, le frottement entre la terre et les armatures a fait l'objet d'importantes études tant expérimentales que théoriques. Ces études se poursuivent. Toutes les mesures faites sur des modèles réduits (Behnia, 1972) ou sur des ouvrages réels (Hulo, 1972 et Schlosser et al, 1970) concordent pour montrer que dans une armature de terre armée, la force de traction varie d'un bout à l'autre de l'armature. Aux extrémités libres des armatures, cette force de traction est bien sûr nulle, mais elle n'est pas maximale sur le parement de l'ouvrage auquel sont fixées les armatures.

L'équilibre local d'une armature montre que les variations de la forme de traction entraînent des efforts de cisaillement sur les faces de l'armature (**Figure II.8**). La contrainte de cisaillement  $\tau$  exercée par le sol sur chaque face de l'armature a pour expression (en supposant qu'elle soit la même sur les deux faces).

$$\tau = \frac{1}{2b} \frac{dT}{dl}$$

Où :

- T : traction dans l'armature.
- l : abscisse du point considéré sur l'armature.
- b : largeur de l'armature.

L'équilibre global de la portion d'armature située près d'une extrémité libre montre que pour qu'il y ait stabilité de l'armature, le coefficient terre-armature ne doit pas partout être totalement mobilisé

L'équilibre global de la portion d'armature située près d'une extrémité libre montre que pour qu'il y ait stabilité de l'armature, le coefficient terre-armature ne doit pas partout être totalement mobilisé.

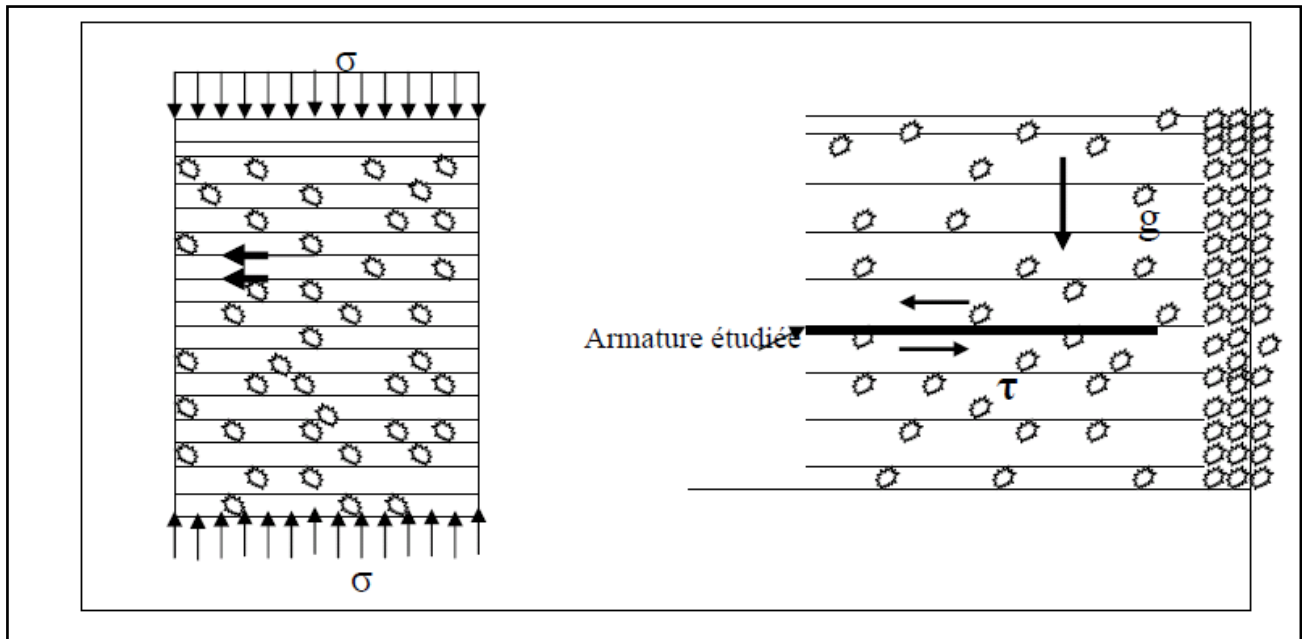


Figure II.8: Contrainte de cisaillement exercé par le sol sur les deux faces d'une armature

### II.2.3. Cohésion due aux armatures :

C'est en empêchant les déformations du massif de terre, que les armatures donnent à la terre armée sa cohésion, considérons un massif de terre homogène à surface horizontale. Supposons que cette terre ne possède aucune cohésion, à la profondeur  $h$ , les contraintes principales sont verticales et horizontale. Les équations indéfinies de l'équilibre montrent que la contrainte verticale a pour valeur :

$$\sigma_v = \gamma h$$

La contrainte horizontale  $\sigma_h$  dépend par contre de la déformation latérale du massif. Si cette déformation est nulle :

$$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v = K_0 \gamma h$$

Où :  $K_0$  : est le coefficient de pression latérale des terres au repos.

En augmentant progressivement la déformation latérale, dans un sens ou dans l'autre, on peut amener tout le massif à la rupture. Par expansion latérale, on obtient la rupture de poussée :

$$\sigma_h = K_a \cdot \sigma_v$$

Où :  $K_a$  est le coefficient de poussée. Pour un milieu pulvérulent :

$$K_a = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Par contraction latérale, on obtient la rupture de butée :

$$\sigma_h = K_p \cdot \sigma_v$$

Où :  $K_p$  est le coefficient de butée. Pour un milieu pulvérulent :

$$K_p = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

Supposons maintenant que dans le massif de terre les armatures horizontales sont disposées suffisamment rapprochées, réalisant ainsi un massif en terre armée et essayons d'amener le massif de terre armée à la rupture par expansion latérale. Toute tranche de sol comprise entre deux couches d'armatures consécutives est freinée à ses deux bases et n'admet comme déformation latérale que la seule déformation permise par les armatures à condition toutefois que le frottement entre le sol et les armatures ait une valeur suffisante rapprochées les unes des autres.

Les armatures se mettent donc en traction et si le matériau constituant les armatures à un module d'Young très élevé par rapport au module de déformation du sol (ce qui est généralement le cas), les déformations latérales du massif sont négligeables et n'ont alors aucune influence sur les contraintes dans le sol.

L'état des contraintes dans le sol reste sensiblement le même que l'état initial tant qu'il n'y a pas rupture des armatures, ( $\sigma_v = \gamma \cdot h$ ,  $\sigma_h = K_0 \cdot \gamma \cdot h$ )

Le massif de terre armée possède donc dans la direction des armatures une cohésion qui est proportionnelle à la résistance en traction de ces armatures.

### **II.3. Modélisations Numériques :**

Les études expérimentales présentent l'inconvénient du coût, du temps de conception et de réalisation. Elles sont généralement axées sur la définition de nouveaux paramètres de modélisation ou de dimensionnement due à l'utilisation de nouveaux éléments de renforcements, de nouveaux panneaux de revêtement, etc. (Park et Tan 2005, Won et Kim 2007, Yoo et Kim 2008, Leshchinsky 2009, Abdelouhab et al. 2009). Les études analytiques se limitent à définir de nouveaux modèles d'ancrage pour de nouveaux types de renforcement (Bourdeau 1990, Wu 1991, Ling et al. 1992, Ballegeer 1993, Sobhi et Wu 1996, Dias et al. 1998, Gurung et al. 1999, Koerner 2001, Racana et al. 2003, Sieira et al. 2009, Abdelouhab et al. 2009). Par contre, la modélisation numérique, bidimensionnelle et tridimensionnelle par différentes techniques (éléments finis, différences finies) permet d'analyser la stabilité, la déformation et l'influence de plusieurs paramètres en tout point du modèle dans un temps raisonnable (Ho et Rowe 1994, Ling and Leshchinsky 2003; Hatami et Bathurst 2005 et 2006, Skinner et Rowe 2005; Al Hattamleh et Muhunthan 2006; Yoo et Song 2006; Bergado et Teerawattanasuk 2008).

La modélisation numérique des ouvrages en terre armée a débuté dès les années 1970 par des modèles simplifiés et sur des murs renforcés par des renforcements métalliques inextensibles. Les premières modélisations ont été consacrées à la reproduction des résultats expérimentaux. Puis, l'évolution des méthodes numériques au fil des années a permis d'effectuer des analyses plus fines par l'étude du comportement de ces structures et de l'influence de chaque élément et de leurs paramètres sur la stabilité et la sécurité. Cette évolution permet aujourd'hui d'aborder un calcul tridimensionnel sans difficultés théoriques. Néanmoins, la lourdeur et le coût élevé d'un tel calcul limitent son utilisation.

Depuis l'utilisation des armatures synthétiques, plusieurs modélisations numériques ont été effectuées pour étudier l'influence de l'extensibilité des renforcements sur la stabilité et le comportement des structures en sol renforcé.

Les simulations numériques d'essais d'extraction en laboratoire sont de plus en plus utilisées afin de déterminer les paramètres à prendre en compte pour la modélisation d'un mur

réel (Wilson-Fahmy et al, 1994; Yogarajah et Yeo, 1994; Perkins, 2001; Dias, 2003). Ces simulations ont également pour but de vérifier les erreurs induites par l'utilisation de valeurs déterminées expérimentalement pour certains paramètres d'entrée.

## II.4. COMPORTEMENT DES OUVRAGES EN TERRE ARMÉE :

### II.4.1. Analyse de la stabilité :

#### a-Stabilité interne :

Un grand nombre d'essais effectués sur des modèles réduits bidimensionnels utilisant la méthode des rouleaux de Schneebeli (Guégan Y et al 1969) ont mis en évidence deux modes possibles de désorganisation d'un massif en terre armée :

#### a.1-par cassure des armatures :

La rupture de l'ouvrage, par exemple un mur, est progressif. La rupture s'amorce en un point ou casse une première armature. Puis elle se propage rapidement par cassures successives des armatures suivant une ligne de rupture qu'il est possible de visualiser. L'expression montre que dans un modèle réduit, la rupture se propage de bas en haut suivant une ligne qui n'est pas éloignée. Il y a ainsi une assez grande différence entre la surface de rupture potentielle représentée par le lieu des points de traction maximale dans les lits d'armatures et la surface de rupture réelle qui est engendrée par le point de traction maximale au fur à mesure que les lits d'armatures cassent.

Suivant les critères de conception des murs de soutènement classique, trois approches furent adaptées pour estimer la charge maximale des éléments de renforcements: la méthode de Rankine, la méthode des forces de Coulomb et la méthode des moments de Coulomb.

Dans la méthode de Rankine, la force de tension maximale dans les éléments de renforcement est développée au bas du mur et peut être comptée comme suit :

$$T_1 \max = k_a \cdot \gamma_1 \cdot H \cdot \Delta H \cdot \Delta S$$

$K_a$  : coefficient de la poussée des terres,

$\gamma_1$  : poids volumique du remblai,

$H$  : hauteur du mur,  $\Delta H$  : espacement vertical des couches de renforcement

$\Delta S$  : espacement horizontal des renforcements.

L'effet de la poussée des terres constituant le remblai sur le mur fut considéré par Schlosser et Vidal (1969). Ils supposèrent une distribution trapézoïdale de la contrainte verticale, avec une valeur maximale à la base du mur. Cette force maximale de tension est exprimée comme suit :

$$T_2 \max = k_a \cdot \gamma_1 \cdot H \cdot \Delta H \cdot \Delta S \cdot F_{a4} \min = \frac{2 \cdot b \cdot f \cdot B^{1.5}}{\Delta H \cdot \Delta S \sqrt{6 K_a^{2.5} \cdot (H' - H)}}$$

Où **B** : longueur du renforcement.

Schlosser (1972) adopta une distribution « Meyerhof » pour calculer la force maximale de tension. Cette distribution indique une contrainte uniforme sur une longueur de  $(B - 2 \cdot ez)$  à partir de la face,  $(ez)$  étant l'excentricité de la réaction au niveau requis, et la force maximale de tension est traduit par :

$$T_3 \max = k_a \cdot \gamma_1 \cdot H + k_a \left[ \frac{\Delta H}{1 - \frac{K_a}{3} \cdot \left(\frac{H}{B}\right)^2} \right]$$

Dans la méthode des forces du Coulomb, la poussée des terres armées actives sur le mur est mise en équation avec la somme des forces développées dans chacun des N éléments de renforcement au niveau requis. Une distribution linéaire de la tension fut supposée, ce qui indique que la force de tension maximale sera développée. Dans les éléments les plus faibles et peut être exprimée comme suit :

$$T_4 \max = \frac{m}{m+1} k_a \cdot \gamma_1 \cdot H \cdot \Delta H \cdot \Delta S$$

Où

**m** : Nombre de couches des renforcements.

Lee (1973) utilisa la méthode des moments de Coulomb où la force maximale de tension est déterminée par l'égalité des moments de pression des terres et ceux des forces

développées dans les éléments de renforcement, autour du pied du mur. Cette force est donnée par :

$$T_5 \max = \frac{m^2}{m+1} k_a \cdot \gamma_1 \cdot H \cdot \Delta H \cdot \Delta S$$

**a2-par défaut d'adhérence :**

Ce type de rupture se produit lorsque les armatures ne sont pas suffisamment longues, compte tenu de la valeur du coefficient de frottement terre-armatures pour mobiliser les efforts de traction nécessaires dans les armatures. Il y a en quelque sorte décohésion du massif en terre armée : le massif s'écoule, sans que les armatures se rompent, par glissement du sol entre les armatures.

Différentes recherches ont donné les expressions du coefficient de sécurité minimal à l'adhésion. En utilisant la méthode de Rankine, le coefficient de sécurité minimal à l'adhésion être exprime comme suit :

$$F_{a1} \min = \frac{2 \cdot b \cdot f \cdot l}{k_a \cdot \Delta H \cdot \Delta S}$$

Ou

- $l$  : Longueur effective de l'élément de renforcement,
- $f$  : Coefficient de frottement terre – armature ;
- $b$  : Largeur de l'élément de renforcement

Se basant sur la méthode des forces de Coulomb, Lee (1973) donna le coefficient de sécurité minimal comme suit :

$$F_{a2} \min = \frac{4 \cdot b \cdot f \cdot \Delta H}{k_a \cdot \Delta H^2 \cdot \Delta S} \sum_{i=1}^m \left[ i \left( B - (m-i) \cdot \Delta H \cdot \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right) \right]$$

Où

$\varphi$  : L'angle de frottement.

Dans la méthode des moments de coulomb, le coefficient de sécurité minimal peut être exprimé comme suit :

$$F_{a3} \min = \frac{12.b.f.\Delta H^2}{k_a.H^3.\Delta S} \sum_{i=1}^m \left[ i^2 \left( B - (m-i).\Delta H.\text{tang}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \right) \right]$$

Osman (1979) présenta une nouvelle méthode d'analyse appelée méthode énergétique. Elle est basée sur une considération de l'équilibre des effets externes dus à la pression des terres et de l'énergie interne de tension emmagasinée dans les renforcements. En utilisant cette méthode, le coefficient de sécurité se traduit comme suit :

$$F_{a4} \min = \frac{2.b.f.B^{1.5}}{\Delta H.\Delta S.\sqrt{6K_a^{2.5}.(H'-H)}}$$

Plusieurs études et analyses expérimentales furent basées sur les critères d'insuffisance. Aux méthodes empiriques du comportement développées par ces chercheurs, s'ajoutent les méthodes d'analyses purement théoriques appliquées, ces méthodes théoriques ont rencontré des succès limités quand les résultats furent comparés aux données expérimentales.

Ces deux types de rupture concernant la stabilité interne de l'ouvrage en terre armée et n'excluent en rien une rupture de type classique en mécanique des sols se rapportant à la stabilité externe de l'ouvrage : poinçonnement du sol de fondation, glissement sur la base, grand glissement.

Les résultats précédents ont permis de dégager les principes du dimensionnement d'un ouvrage en terre armée vis-à-vis de la stabilité interne.

### **b-Stabilité externe :**

La capacité externe est définie comme étant la capacité de la structure à résister à la somme des effets de la masse des terres inclus les pressions qui en découlent et les charges appliquées sur la surface de la masse du sol. L'effort de poussée exercée par un massif de terre repris de trois manières :

- Soit par le poids de l'ouvrage de soutènement,
- Soit par encastrement de l'ouvrage de soutènement dans le sol de fondation,
- Soit par des ancrages.

Les murs en terre armée sont des ouvrages souples travaillant comme des ouvrages poids vis-à-vis du massif de terre à soutenir. Le dimensionnement externe d'un mur en terre armée doit donc se rapprocher des diverses étapes qui caractérisent le dimensionnement externe d'un mur poids à savoir:

- a) – Calcul des efforts de poussée et de butée s'exerçant sur le mur,
- b) - Stabilité vis-à-vis d'une rupture du sol de fondation,
- c) – Stabilité vis-à-vis d'un glissement sur sa base,
- d) – Stabilité vis-à-vis d'un renversement du mur,
- e) - Stabilité vis-à-vis d'un grand glissement englobant le mur,
- f) – Calcul des tassements différentiels.

Le problème de l'analyse de la stabilité externe fut énoncé par plusieurs chercheurs, Price (1975) recommanda l'utilisation de structure de terre armée où la capacité portante est de 40 à 60% moins que celle requise pour des structures conventionnelles.

Dans les conditions de terrains pauvres, Jones (1980) attacha la stabilité externe par la considération de la combinaison des caractéristiques du tassement du sol de fondation et des remblais supportés, avec l'étude de la contrainte de cisaillement et les forces mobilisées dans le sous-sol.

Brown (1979) supposa une distribution trapézoïde, de la pression verticale, sur la surface du sol de fondation. Price (1975) nota la possibilité d'insuffisance de profondeur du cercle de glissement derrière la masse du sol renforcée, qui sera plus tard considérée dans le critère de conception. Jones et Edwards (1980) examinèrent l'effet de la pression latérale des terres sur les murs de soutènement en terre armée et montrèrent que la rotation du mur est énormément dépendante des conditions de raideur du sous-sol le supportant.

## II.5. METHODE DE DIMENSIONNEMENT SELON LA NORME NF P94-220

D'abord, quelques définitions :

### II.5.1. Définitions et dispositions constructives :

Ligne des tensions maximales (Figure II.9 et II.10)

C'est le lieu des points où la traction  $t$  dans les armatures ou les nappes passe par un maximum  $t_m$ .

Zone active (Figure II.9) Partie de l'ouvrage située entre la ligne des tensions maximales et le parement.

Zone résistante (Figure II.9) Partie de l'ouvrage située à l'arrière de la ligne des tensions maximales.

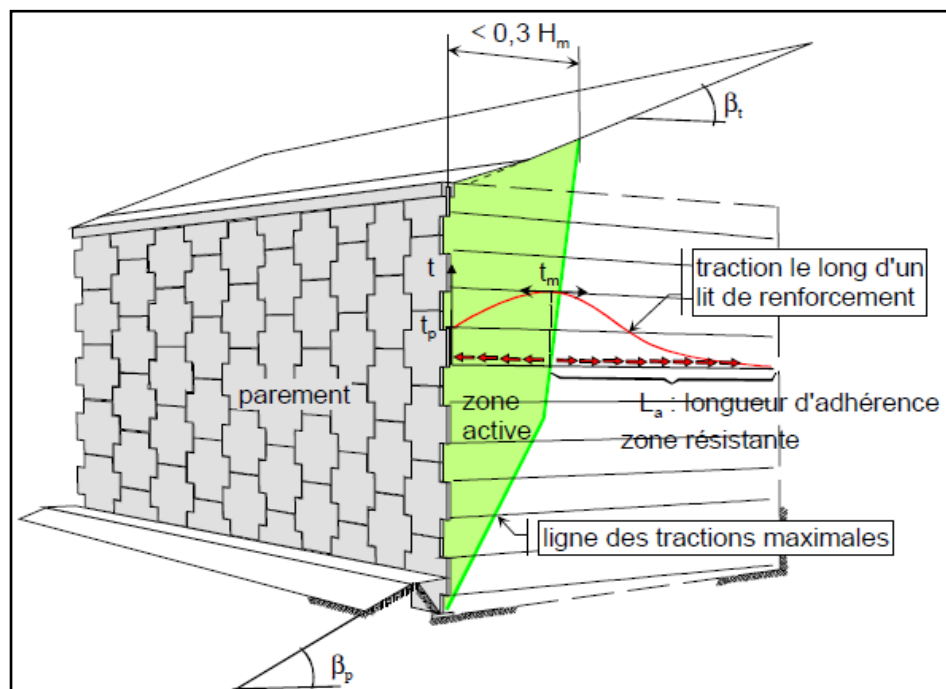


Figure II.9. Écorché d'un mur de soutènement en Terre Armée, ligne des tensions maximales, zone active, zone résistante

**\*Hauteur mécanique (Figure II.10) :**

La hauteur mécanique  $H_m$  est une hauteur fictive qui permet de transposer certaines règles de dimensionnement des ouvrages verticaux et sans talus en tête aux cas d'ouvrages de géométrie plus complexe

**\*Fiche (Figure II.10):**

Profondeur  $D$  d'encastrement de l'ouvrage dans le sol qui doit être supérieure à la fiche minimale  $D_m$  donnée dans le tableau 2 et en tous cas supérieure à 0,40 m.

pente $\beta_p$ du terrain à l'aval	rapport $D_m/q_{ref}$
0	$1,5 \cdot 10^{-3}$
$18^\circ$ ou $\tan \beta_p = 1/3$	$3,0 \cdot 10^{-3}$
$27^\circ$ ou $\tan \beta_p = 1/2$	$4,5 \cdot 10^{-3}$
$34^\circ$ ou $\tan \beta_p = 2/3$	$6,4 \cdot 10^{-3}$

**Tableau II. 2 - rapport  $D_m/q_{ref}$  en fonction de la pente  $\beta_p$  du terrain à l'aval**

**\*Longueur des lits de renforcement :**

Les dimensions d'un ouvrage à parement vertical sont généralement voisines de  $0,7 \cdot H_m$ . Les ouvrages plus élancés et ceux dont les armatures sont raccourcies font l'objet de justifications particulières (AFNOR, 1992). La longueur des différents lits est fixée par le respect des conditions de stabilité externe et interne et par les considérations suivantes :

-chaque changement de longueur entre lits de renforcements consécutifs est limité à  $0,15 \cdot H_m$ .

-la longueur minimale sera de  $0,4 \cdot H_m$  en pied et ne sera pas inférieure à  $0,5 \cdot H_m$  en moyenne pour un mur à parement vertical.

**\*Longueur moyenne de calcul des lits de renforcement (Figure II.10.) :**

Cette longueur  $L_d$  est calculée selon le principe schématisé sur Figure II.10..

**\*Espacement des lits de renforcement :**

L'espacement relatif maximum  $s_v/H_m$  des lits en fonction de la longueur du lit inférieur  $L_{inf}$  et de la hauteur mécanique  $H_{mb}$  (Tableau II.3) :

$L_{inf}/H_m$	$s_v/H_m$
$L_{inf}/H_m \leq 0,55$	$\leq 1/8$
$0,55 < L_{inf}/H_m \leq 0,65$	$\leq 1/6$
$0,65 < L_{inf}/H_m \leq 0,75$	$\leq 1/4,5$
$0,75 < L_{inf}/H_m$	-

**Tableau II.3- espacement relatif minimal  $s_v/H_m$  en fonction du rapport  $L_{inf}/H_m$**

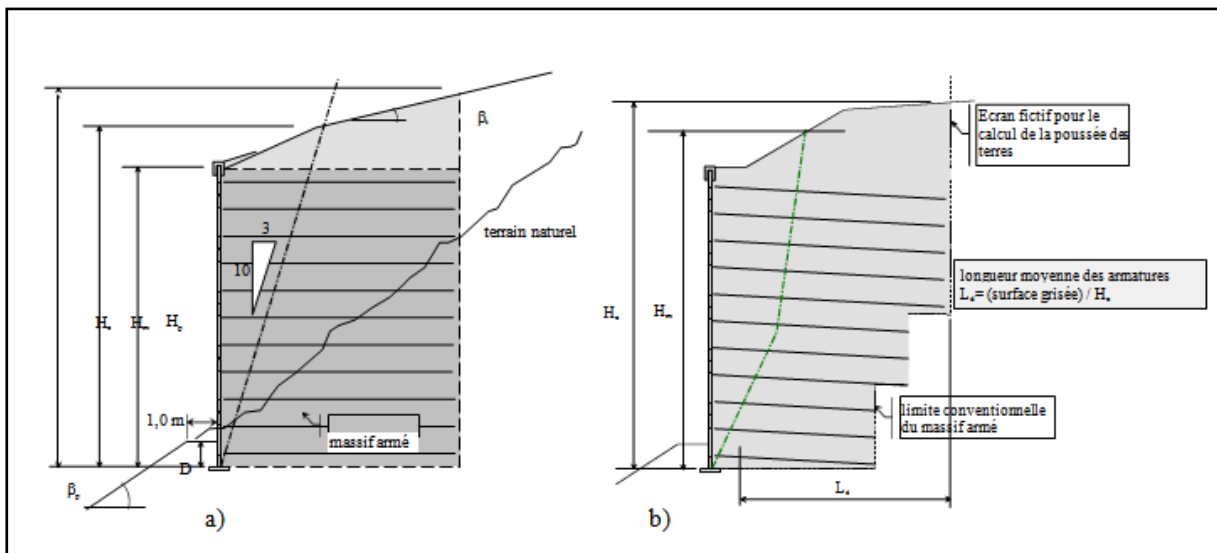


Figure II.10. définition de la hauteur mécanique  $H_m$ , de la fiche  $D$  d'un ouvrage avec pente à l'aval et de la longueur moyenne des armatures  $L_d$ .

### II.5.2. Principe de justification :

La justification des ouvrages en sol rapportés renforcés se fait suivant la méthode des états limites avec coefficients partiels de sécurité.

La stabilité externe du massif est justifiée à l'état limite ultime vis-à-vis des critères :

- de glissement sur la base
- de poinçonnement du sol de fondation

Le dimensionnement interne de l'ouvrage est justifié à l'état limite ultime, localement pour chaque lit d'armature, vis-à-vis des critères :

- de résistance
- d'adhérence

La stabilité globale du massif est justifiée à l'état limite ultime vis-à-vis de la rupture du sol par glissement le long de surfaces potentielles de rupture recoupant ou non les armatures.

La justification consiste à vérifier que pour chaque combinaison d'actions (se reporter au cours de fondation), les résistances de calcul des éléments constitutifs ou celles mobilisées par les phénomènes mis en jeu (adhérence sol-armature, cisaillement du sol) sont supérieures ou égales aux sollicitations de calcul provenant des actions pondérées.

## **II.6. PRINCIPE D'EXÉCUTION :**

### **II.6.1. Mise en œuvre de l'ouvrage :**

La construction d'un massif en terre armée s'effectue par étapes successives comprenant chacune le montage d'un niveau d'éléments de peau, le (ou les) remblaiement (s) correspondant (s) et la pose d'un lit d'armatures.

Pratiquement, la construction des ouvrages s'effectue toujours de l'intérieur, côté remblai, et de ce fait ne nécessite jamais d'échafaudage. En outre, le matériel est celui nécessaire à l'exécution d'un remblai traditionnel, à l'exception d'un engin de levage généralement de type léger, indispensable au transport et à la mise en place des écailles pour les ouvrages à parement en béton (fig. II.12).

Les éléments constitutifs d'un mur à parement métallique sont conçus pour pouvoir être mis en place à bras d'homme (poids maximum d'un élément de peau : 120 kg) sans qu'aucun engin de levage ne soit nécessaire. Cet avantage est particulièrement apprécié dans les chantiers d'accès difficile : Les éléments stockés en bottes ne demandent qu'un très faible espace de stockage.

Les écailles constituant le parement des murs type « béton » ont un poids maximum de 1 000 à 1 500 kg.

La standardisation complète des éléments constitutifs des murs permet un montage rapide réalisé en même temps que des remblais et à la même cadence.



**Figure II.12 Construction d'un mur avec écailles de béton.**

L'utilisation complète de la préfabrication limite au maximum les arrêts de chantiers dus aux intempéries. De la même manière, cette possibilité de mise en charge immédiate des éléments préfabriqués autorise la circulation sur les remblais à mesure de leur exécution. Cet aspect permet de supprimer le temps d'attente traditionnel entre la fin d'exécution du mur et la mise en place du remblai.

Le montage peut être exécuté par toute entreprise de génie civil ou de terrassements, sans qu'une expérience ou compétence particulière relative à la terre armée ne soit nécessaire.

Du fait de sa grande rapidité d'exécution, un massif en terre armée permet de ne garder les fouilles ouvertes que très peu de temps.

Lorsque les conditions techniques et de sécurité l'imposent, il est possible de construire les massifs par plots successifs ou décalés.

La construction des massifs pouvant toujours s'effectuer par l'intérieur du mur, il y a là un avantage appréciable pour tous les ouvrages exécutés en bordure des voies ferrées ou de chaussées en service, car aucune interruption de trafic, ni déviation provisoire, ne sont nécessaires.

Pendant le début des travaux de montage, une assistance technique est assurée sur le chantier à l'entreprise en donnant tous les conseils nécessaires à la bonne exécution de l'ouvrage. De plus, des spécifications, notices et instructions de montage sont remises au maître d'œuvre et à l'entreprise.

#### **II.6.2. Exécution des remblais et du compactage :**

La pose des armatures et le remblaiement sont des éléments essentiels dans la terre armée et nécessitent d'être correctement exécutés. Les armatures doivent être placées perpendiculairement aux parements et reposer bien à plat sur la couche de remblai mise en place. Elles sont fixées sur les éléments de peau par des boulons à haute résistance qui sont obligatoirement du même métal que l'armature. Le serrage doit être modéré (serrage à la main) ; il ne doit pas rester de jeu entre les deux parties boulonnées et l'effort dans le boulon ne doit pas être excessif, notamment dans le cas des boulons en alliage d'aluminium.

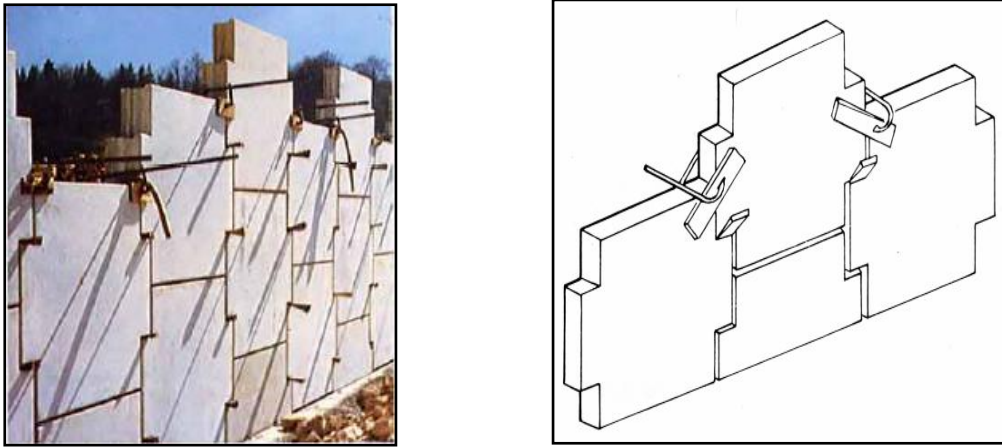


Figure II.13. - Disposition des serre-joints.

Le remblaiement se fait par couches correspondant au module vertical des éléments préfabriqués, qui a les dimensions suivantes :

- 33 cm pour les massifs à parement métallique,
- 37,5 cm (sommet des lits d'écaillés et lits d'armatures) pour les massifs à parement de béton.

Le réglage des couches doit être exécuté parallèlement au parement, afin d'éviter que la poussée des engins ne s'applique directement aux dernières peaux en cours de remblaiement.

Il y a lieu d'éviter la circulation des camions à moins de 2 m du parement pour éviter tout décalage des peaux non encore remblayées en totalité.

Dans le cas de l'utilisation d'engins chenillés, il est absolument nécessaire d'éviter le contact direct des chenilles avec les armatures. L'engin doit rouler sur la couche de remblai qu'il répand devant lui (fig. II.14.).



Figure II.14. - Exécution des remblais et du compactage.

Afin d'éviter des mouvements du parement en cours de remblaiement, il convient de limiter le passage des compacteurs lourds à 1 m du parement. Le compactage près du parement doit être exécuté à l'aide d'engins légers, éventuellement vibrants.

## **II.7. Domaine d'emploi :**

La technique de la terre armée a révolutionné l'art de construire, et elle est utilisée de nos jours en solution pour beaucoup d'applications et les plus importantes sont les suivantes :

### **II.7.1. Routes et autoroutes :**

La technique de la terre armée est largement utilisée pour la réalisation de routes et d'autoroutes.

La plus grande utilisation des procédés Terre Armée concerne la construction de soutènements supportant des chaussées en terrain dénivelé des routes, autoroutes et les sites urbains.

### **II.7.2. Ouvrages hydrauliques :**

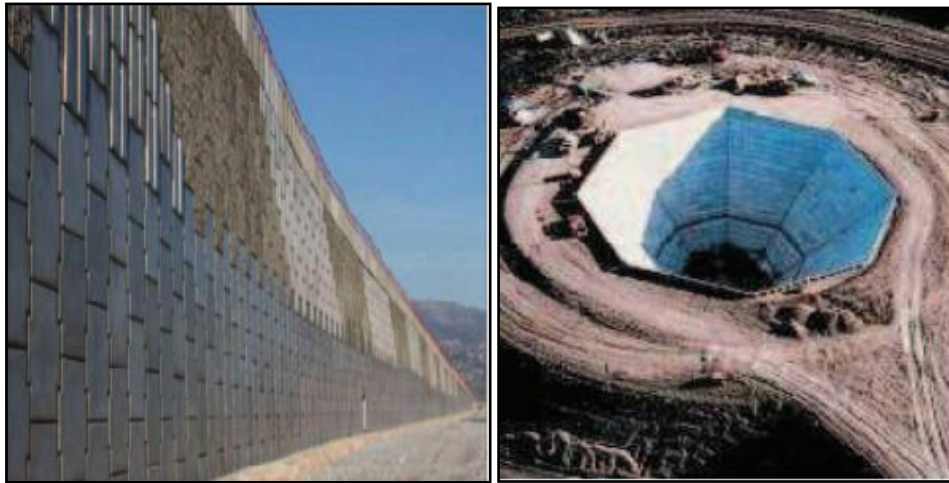
Les applications en site fluvial ou maritime sont nombreuses et très variées tels que les quais maritimes et fluviaux, barrages, etc...

### **II.7.3. Ouvrages ferroviaires :**

Les murs de soutènement en terre armée sont utilisés dans de nombreux pays pour le chemin de fer ou le métro. Ces applications font appel à la même technologie qu'en infrastructure routière, à l'exception de quelques dispositions constructives spécifiques.

### **II.7.4. Ouvrages industriels et de protection :**

La technique Terre Armée est très utilisée pour répondre des besoins d'aménagement dans les sites industriels classiques et spécifiques tels que les silos de stockage de charbon ou de minerai, les murs de déchargement, les postes de criblage et de concassage. La terre armée est également idéale pour la réalisation d'ouvrages de protection civile, militaire ou industrielle. Ceux-ci résistent particulièrement bien aux explosions, aux déversements accidentels ou aux incendies.



(a) Routes et autoroutes

(b) ouvrages industriels et de protection



(c) ouvrages ferroviaires

(d) ouvrages hydrauliques

**Figure II.14. Domaine d'emploi de La technique de la terre armée**

### II.8. Les Avantages :

Les principaux avantages qu'on peut tirer de l'utilisation de la terre armée sont indiqués ci-après:

-La terre armée est un matériau simple de mise en œuvre rapide et facile : Elle est formée de deux éléments : le sol et les armatures avec un parement. Les éléments de peau et les armatures sont fabriqués en série en usine ; le prix de leur transport ne constitue qu'un pourcentage très faible du prix de leur fabrication. L'élément lourd, le sol, se trouve en général sur le lieu de la construction ou à proximité, de sorte qu'il n'a à être transporté que sur de faible distance, et le coût de ce transport est faible avec les engins actuels.

-Souplesse des ouvrages en terre armée : Contrairement à certains autres matériaux du génie civil (bétons), la terre armée n'est pas un matériau fragile et peut supporter des déformations

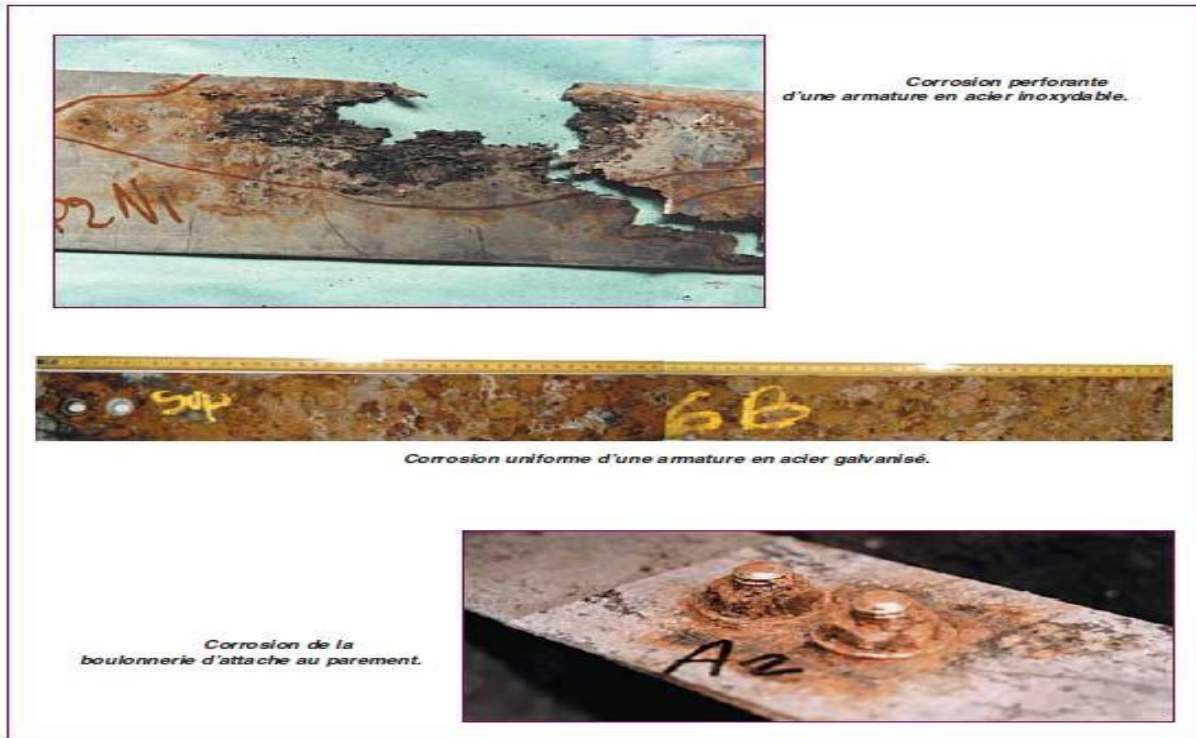
importantes avant qu'il y ait rupture. Il en résulte que les ouvrages en terre armée peuvent se déformer à la suite de tassements différentiels, sans qu'il apparaisse de dommages. Cette souplesse est fonction de la flexibilité de la peau qui est donc un paramètre essentiel, en raison surtout des tassements différentiels importants car les tassements globaux ne sont en fait limités que par l'utilisation que l'on veut faire de l'ouvrage.

-La terre armée est un matériau lourd sur le plan technique et sur le plan architectural : Dans l'arsenal des matériaux utilisés à l'époque actuelle, il n'existe pratiquement qu'un seul matériau lourd, c'est le sol lui-même (sous toutes ses dimensions de granulométrie). On l'utilise de plus en plus (barrages, talus routiers, etc.), mais de toutes ces utilisations, on est obligé de le laisser s'étaler avec des parements à pente très douce. Ces immenses tas de terre, qui s'étalent sur des centaines de mètres de large, sont particulièrement volumineux et encombrants, et lorsqu'on désire un matériau lourd doué de cohésion pour s'opposer à des forces très importantes, on n'a pas d'autre recours que l'utilisation du béton. Mais dès que l'on commence à utiliser le béton, on s'aperçoit rapidement qu'il y a un intérêt économique à faire de bons bétons relativement minces avec des formes bien adaptées, ou ce qui est souvent mieux, à faire du béton armé ou précontraint, et contrairement à ce que l'on désirait au départ, on se retrouve avec des ouvrages ultralégers, s'apparentant de plus aux ouvrages métalliques, parce que ces ouvrages sont plus économique que s'ils étaient avec du béton en grosse masse. Il ne reste ainsi aucune place entre l'ouvrage ultraléger, comme le béton précontraint et l'ouvrage anormalement lourd comme l'ouvrage en terre.

-La terre armée est un matériau économique : Le coût total de chaque ouvrage en terre armée peut se décomposer en trois coûts élémentaires : le coût des armatures (pose comprise), le coût de la peau, pose comprise et le coût de mise en place de la terre. Comme la mise en place des éléments préfabriqués, peau et armature, est très simple, le prix de l'ouvrage correspond en première approximation au prix des matériaux et au prix de la fabrication des éléments préfabriqués. On comprend facilement pourquoi le prix de la terre armée est inférieur à celui du béton puisque dans le premier cas les armatures sont disposées suivant une ou plusieurs directions choisies, alors que dans le béton, le ciment est réparti uniformément dans toute la masse.

### **II.9. Les inconvénients :**

- Conditions restrictives sur le matériau de remblai (granulométrie et caractéristiques chimiques),
- Comportement d'interface armature-sols grossiers mal connu,
- Présence d'eau à éviter,
- Sensibilité à la corrosion (Figure II.15).



**Figure II.15: Corrosion des armatures (Guide technique L.C.P.C-SETRA).**

**CHAPITRE III :**  
**PRESENTAION DE L'OUTIL NUMERIQUE DE**  
**CALCUL.**

## **CHAPITRE III :**

### **PRESENTAION DE L'OUTIL NUMERIQUE DE CALCUL**

#### **III.1. INTRODUCTION :**

L'utilisation d'outils de modélisation numérique connaît depuis une vingtaine d'années un développement considérable dans le domaine de la géotechnique. La modélisation numérique permet l'analyse du comportement des matériaux sous diverses conditions de sollicitation. Les simulations numériques sont souvent utilisées pour résoudre des problèmes complexes. Les techniques numériques comme les méthodes d'éléments finis et des différences finies sont plus flexibles et plus versatiles que les solutions analytiques, qui sont surtout appliquées à des situations simples ou idéalisées. En choisissant des paramètres représentatifs, des conditions aux frontières et des modèles constitutifs adéquats, les simulations numériques peuvent mener à une évaluation réaliste des problèmes géotechniques.

Dans le présent chapitre, nous donnons une description du code de calcul par élément finis PLAXIS 2D, qui sera utilisé dans notre étude et plus particulièrement La description de quelques modèles de comportement disponibles dans ce code.

#### **III.2. Présentation Du Logiciel :**

Le logiciel PLAXIS 2D est le logiciel d'éléments finis de référence en géotechnique dont le développement commença en 1987 à l'initiative du ministère des travaux publics et d'hydrologie des Pays-Bas. Son but initial était de créer un code éléments PLAXIS 2D facilement utilisable en 2D pour analyser l'effet de l'implantation d'une digue fluviale sur les argiles molles des Pays-Bas. En quelques années, PLAXIS 2D a été étendu a plein d'autre domaine de la géotechnique. En 1998, la première version de PLAXIS 2D pour Windows est développée. Durant la même période une version 3D du logiciel a été développée. Après quelques années de développement le logiciel PLAXIS 3D Tunnel program est sorti en 2001.

PLAXIS 2D est donc un programme en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan (déformation plane) ou axisymétrique. L'algorithme général du code PLAXIS consiste à résoudre un système d'équations algébriques non linéaires selon un processus itératif pour déterminer les valeurs de

déplacements aux différents nœuds du maillage, le champ de contraintes et les états de rupture du sol.

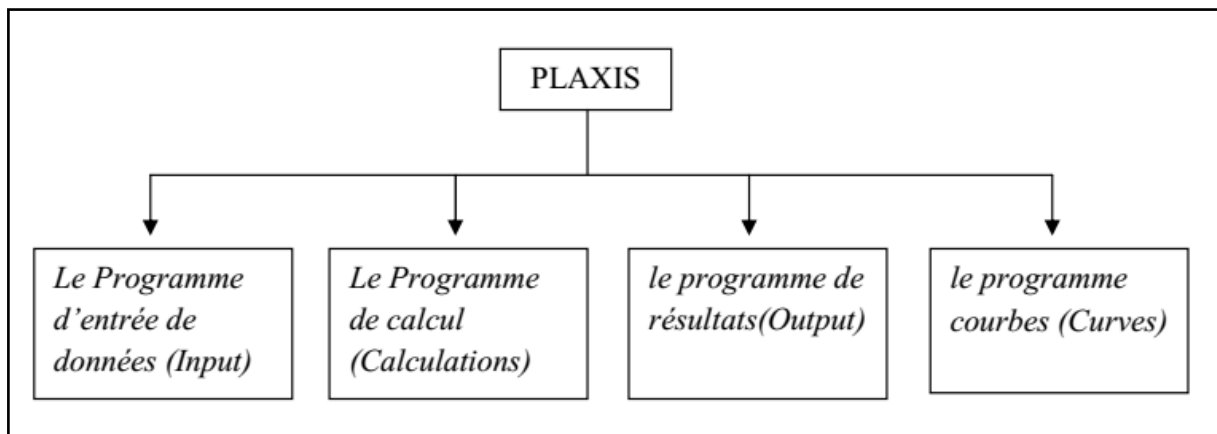
Le manuel d'utilisation du code PLAXIS [Brinkgreve et al (2003)] présente une description Détaillée du logiciel.

### **III.3. Les points forts de PLAXIS :**

- La convivialité de l'interface pour la saisie des données et pour l'interprétation des résultats ;
- Générateur automatique de maillage ;
- Jeu complet de lois de comportement de sol et la possibilité de définir ses propres lois de comportement ;
- Couplage avec les calculs d'écoulement et de consolidation ;
- Prise en compte des éléments de structure et de l'interaction sol-structure ;
- Calculs de coefficient de sécurité.

### **III.4. Les sous-programmes de PLAXIS :**

L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves) (Figure 3.1) :



**Figure III.1- Différents programmes de calcul en PLAXIS 2D.**

### III.4.1.Le programme d'entrée de données (Input) :

Le programme contient tout ce qui est nécessaire pour créer et modifier un modèle géométrique, pour générer le maillage d'éléments finis correspondant et pour générer les conditions initiales.

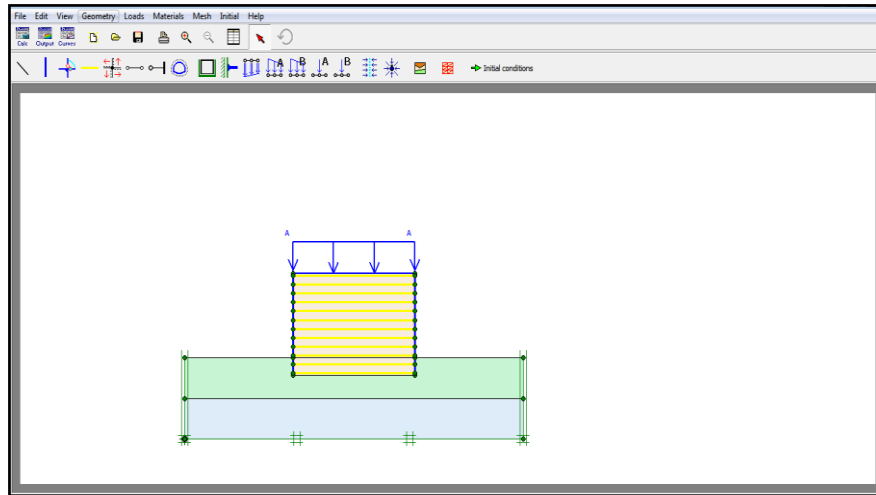


Figure III.2- Le programme d'entrée de données

### III.4.2.Le programme de calcul (Calculations) :

Ce programme contient tous les éléments pour définir et amorcer un calcul par la méthode des éléments finis. Au début du programme de calcul, l'utilisateur doit choisir le projet pour lequel les calculs vont être définis.

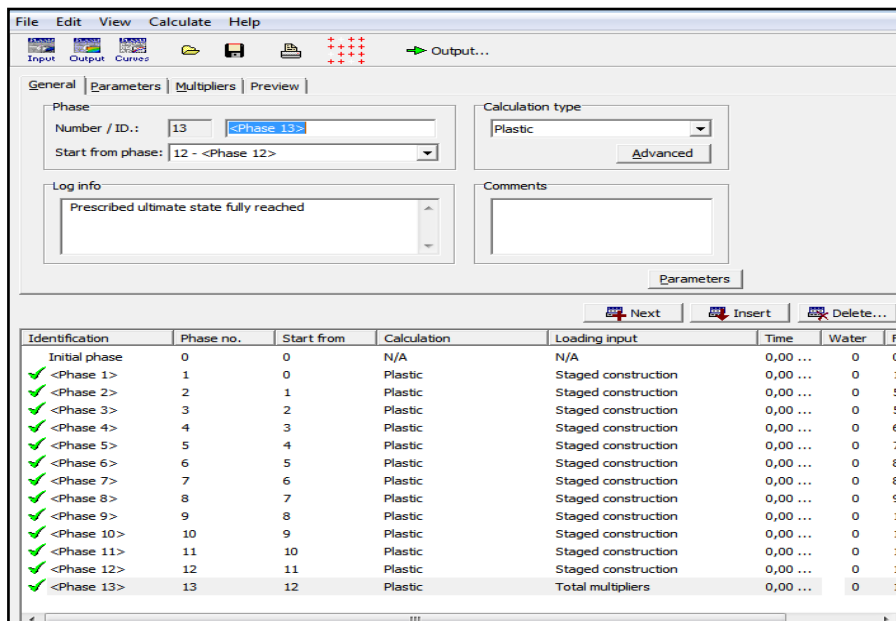


Figure III.3- Le programme de calcul (Calculations)

### III.4.3.Le programme de résultats (Output) :

Ce programme contient tous les éléments qui permettent de voir les résultats des données générées et des calculs d'éléments finis. Au début du programme de résultats, l'utilisateur doit choisir le modèle et la phase de calcul appropriée ou le numéro du pas pour lequel les résultats seront affichés.

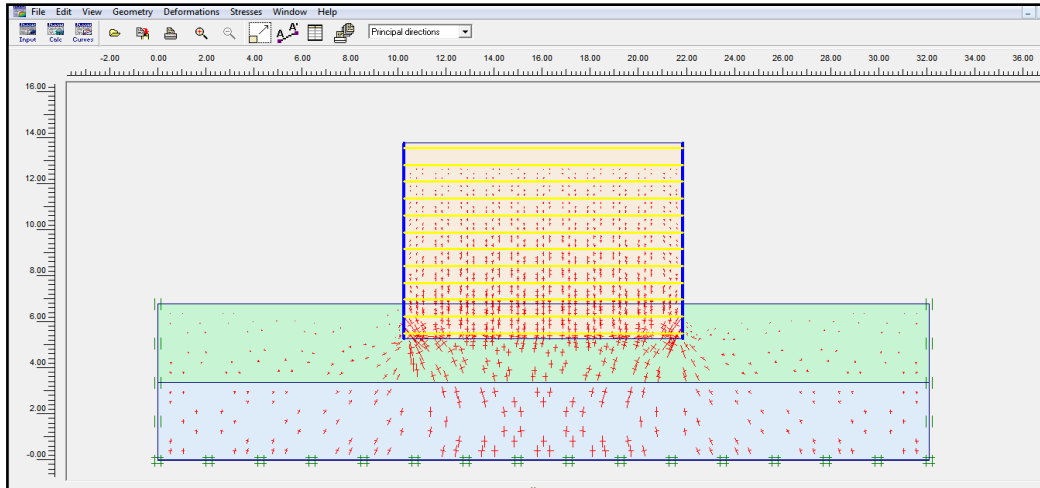


Figure III.4- Le programme de résultats (Output)

### III.4.4.Le programme courbes (Curves) :

Ce programme contient tout le nécessaire pour générer des courbes charges-déplacements, des chemins de contrainte et des courbes contraintes-déformations.

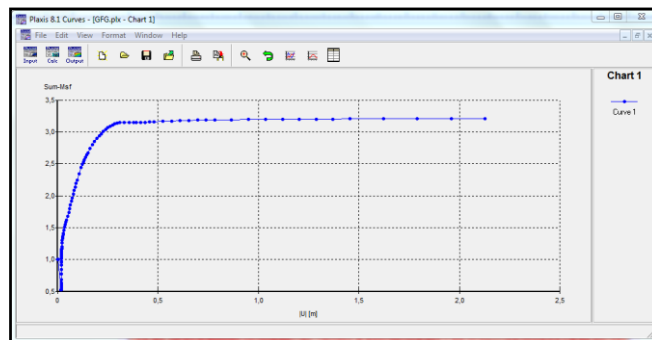


Figure III.5- Le programme courbe (Curves)

La réalisation d'une modélisation avec Plaxis se traduit en général, par l'enchaînement des étapes suivantes :

- Utilisation du préprocesseur « Plaxis Input », pour la génération des données (maillage, jeu des données et contraintes initiales).
- Lancement du code de calcul éléments finis « Plaxis Calculate », pour effectuer la résolution numérique du problème étudié.
- Utilisation de post-processeur « Plaxis Output », pour l'interprétation des résultats sur écran graphique.
- Utilisation de post-processeur « Plaxis curve », pour l'interprétation des courbes (courbe de consolidation, chemin des contraintes, . . .etc.).

### **III.5. Modèles de comportement de PLAXIS :**

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

#### **III.5.1.Modèle élastique linéaire:**

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

#### **III.5.2.Modèle de Mohr-Coulomb:**

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Il comporte cinq paramètres: le module d'*Young, E*, le coefficient de *Poisson,  $\nu$* , la cohésion, *c*, l'angle de frottement,  $\varphi$ , et l'angle de dilatance,  $\psi$ .

### **III.5.3.Modèle pour les roches fracturées (Jointed Rock Model):**

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

### **III.5.4.Modèle de sol avec écouissage (Hardening Soil Model):**

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

### **III.5.5.Modèle pour les sols mous (Soft Soil Model):**

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

### **III.5.6.Modèle pour les sols mous avec fluage (Soft Soil Creep Model):**

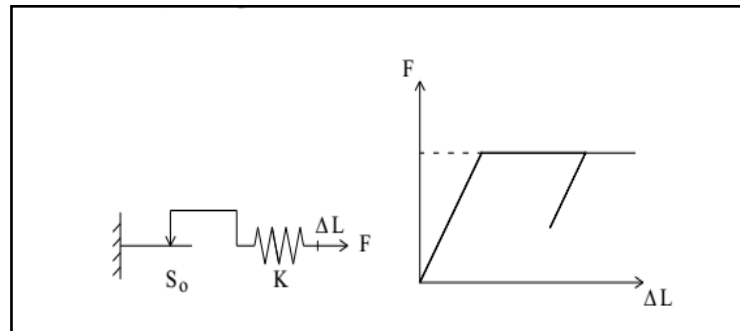
C'est un modèle du deuxième ordre, formulé dans le cadre de la viscoplasticité. Il permet de simuler le comportement des sols mous, comme les argiles ou les tourbes normalement consolidées, en fonction du temps. Ce modèle prend en compte la compression logarithmique.

### **III.5.7.Modèle défini par l'utilisateur:**

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

**Remarque :**

Toutes les modélisations ont supposé un comportement élasto-plastique, répondant au modèle à critère de rupture de *Mohr-Coulomb*, qui est le modèle le plus couramment utilisé en mécanique des sols. Le comportement élasto-plastique peut être représenté par le modèle monodimensionnel (figure 3.) comprend un ressort de raideur  $K$  (pour symboliser l'élasticité), et un patin de seuil  $S_0$ .



**Figure III.6- Représentation monodimensionnel du comportement élasto-plastique.**

Le modèle élasto-plastique "*Mohr-Coulomb*" est caractérisé par cinq paramètres, qui sont :

➤ En élasticité:

- $E$  module d'élasticité de *Young*.
- $\nu$  coefficient de *Poisson*.

➤ En plasticité:

- $c$  cohésion.
- $\varphi$  angle de frottement.
- $\psi$  angle de dilatance.

### **III.6. Conclusion :**

Ce rapide tour d'horizon des différents modèles utilisés dans *PLAXIS* montre qu'il s'agit de modèles suffisamment simples pour qu'il soit possible d'en déterminer les paramètres avec une étude géotechnique classique ou avec des corrélations. Il n'y a dans ces modèles aucun paramètre de calage ou sans signification physique comme on en rencontre souvent dans des modèles sophistiqués. Souvent la détermination des paramètres nécessite des techniques d'optimisation. Ces modèles appartiennent au domaine de recherche.

L'utilisateur doit se concentrer sur deux choix : l'un est inhérent à la géotechnique en général, l'autre concerne la simulation numérique.

La détermination des paramètres géotechniques à entrer dans *PLAXIS* n'est pas différente d'un choix de paramètres de calcul *manuel* pour un calcul de tassement ou de stabilité : à partir d'essais, il est indispensable d'arriver à ce que l'on pourrait appeler un modèle géotechnique de terrain. Certains des paramètres sont différents dans leurs expression, mais toujours reliés à des paramètres géotechniques classiques. Le paramètre le moins courant est vraisemblablement l'angle de dilatance.

**CHAPITRE IV :  
SIMULATION NUMERIQUE DU  
COMPORTEMENT D'UN REMBLAI D'UN  
ECHANGEUR ROUTIER DE GRANDE HAUTEUR**

## **CHAPITRE IV :**

# **SIMULATION NUMERIQUE DU COMPORTEMENT D'UN REMBLAI D'UN ECHANGEUR ROUTIER DE GRANDE HAUTEUR**

### **IV.1. INTRODUCTION :**

La construction d'un remblai sur sols mous pose de nombreux problèmes associés à la fois à la faible résistance de ces sols et à leur forte compressibilité. Lorsque le profil théorique du remblai est stable et le tassement du sol de fondation est acceptable, aucun traitement particulier n'est à appliquer. Toutefois, les règles de construction, qui comprennent les opérations d'extraction, de chargement, de transport, de déchargement, de régalinge en couches élémentaires et de compactage des matériaux utilisés, doivent être conformes aux dispositions contractuelles prévues dans les cahiers des charges pour obtenir la qualité recherchée pour ce type d'ouvrages. Dans le cas contraire le remblai doit être renforcé.

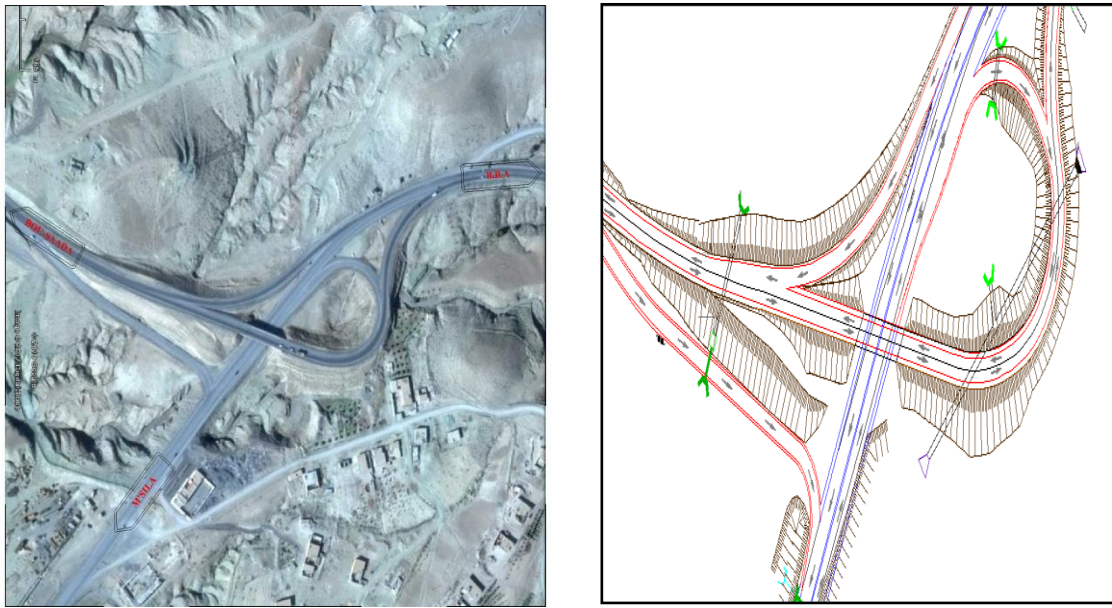
Les techniques de renforcement des remblais, qui peuvent être mises en œuvre selon le (ou les) problème(s) posé(s), sont nombreuses et variées. On peut citer les techniques courantes (la construction par étapes, stabilité au moyen de banquettes latérales, allégement du corps du remblais à l'aide de matériaux de faible densité, renforcement du sol de fondation par des colonnes ballastées ou par des colonnes traitées à la chaux ou au ciment), et les techniques peu courantes (la substitution partielle ou totale du sol de fondation par un matériau de caractéristiques meilleures, drains verticaux et/ou des tranchées drainantes, renforcement par géotextiles et par le procédé « terre armée »). Ces techniques permettent, soit d'améliorer la stabilité des remblais, soit d'accélérer le processus de consolidation ou encore de diminuer le tassement final du sol de fondation, ou de résoudre les deux problèmes à la fois. On utilise aussi d'autres techniques comme le pilonnage, l'électro-osmose ou l'électro-injection, qui posent malheureusement des problèmes technologiques importantes .

Ce chapitre a pour objet d'analyser la stabilité d'un remblai routier sur sol compressible et renforcé à l'aide d'éléments de terre armée.

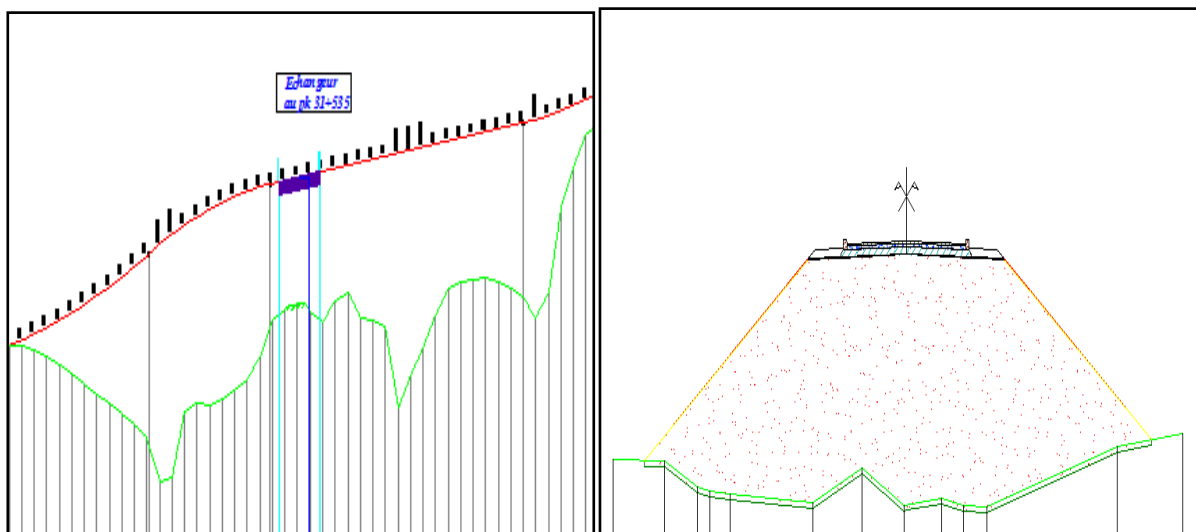
**IV.2. DONNEES DU PROBLEME EST MISE EN OEUVRE DES CALCULS :**

Le projet de mémoire qui nous choisis est inspiré de le l'échangeur sur la RN45 au PK :31+535 nord de la ville de m'sila régulant la circulation du carrefour RN45-évitement, venant de BBA vers m'sila et inversement, réalise sur un terrain très Accidenté et qui nécessite des remblais importants.

Pour sortir un peu de l'ordinaire des traitements de stabilité des remblais, nous avons introduit cette nouvelle technique.



**a)-vue en plan**



**b)-profil en long)-profil en travers courant**

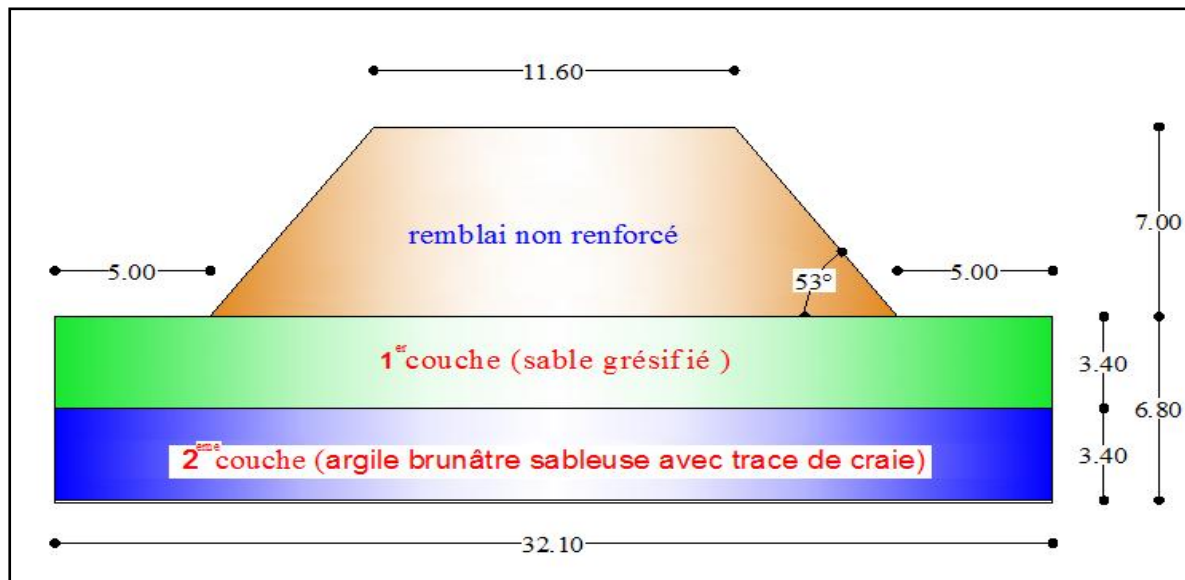


d)-Pont de l'échangeur RN45 PK :31+535

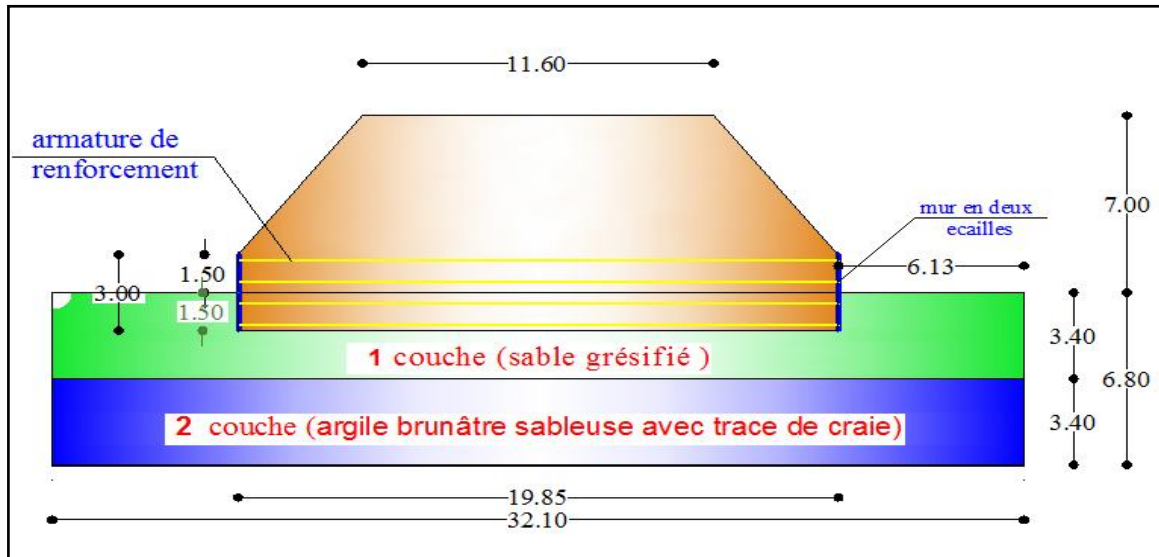
#### IV 2.1. Modèle géométrique considéré :

Présente la configuration du modèle géométrique considéré :

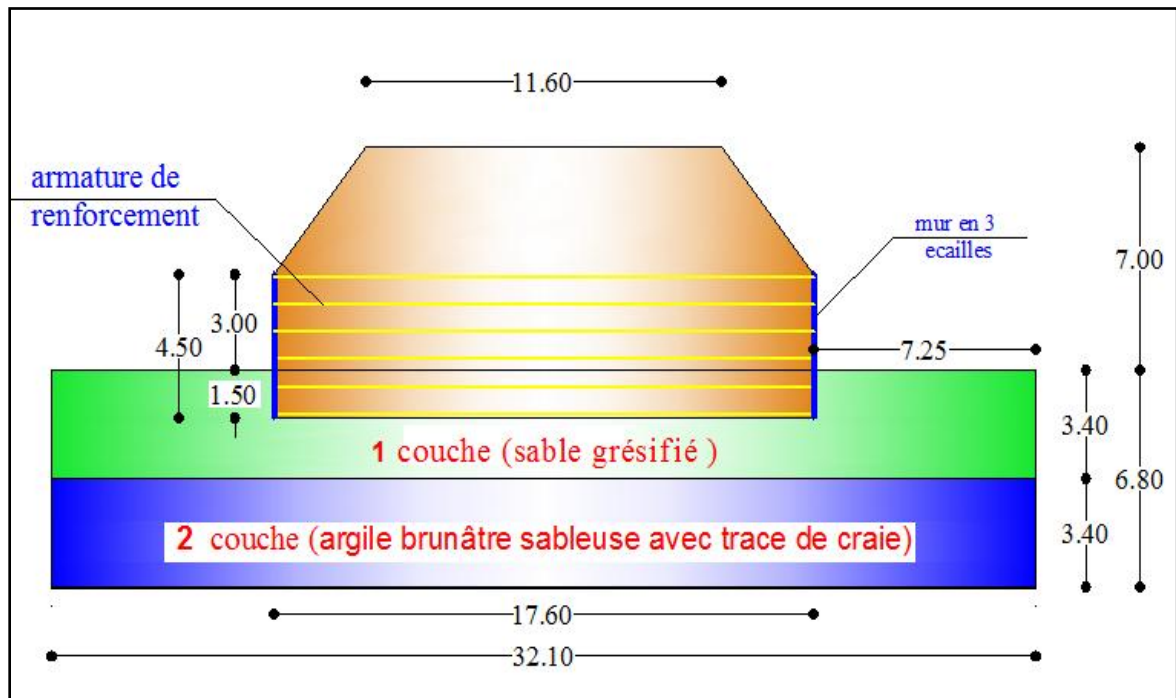
- a- Modèle 0 : remblai non renforcé (modèle de référence);
- b- Modèle 1 : remblai renforcé par 4 nappes d'armatures;
- c- Modèle 2 : remblai renforcé par 6 nappes d'armatures;
- d- Modèle 3 : remblai renforcé par 8 nappes d'armatures;
- e- Modèle 4 : remblai renforcé par 10 nappes d'armatures;
- f- remblai5 : renforcé par 12 nappes d'armatures



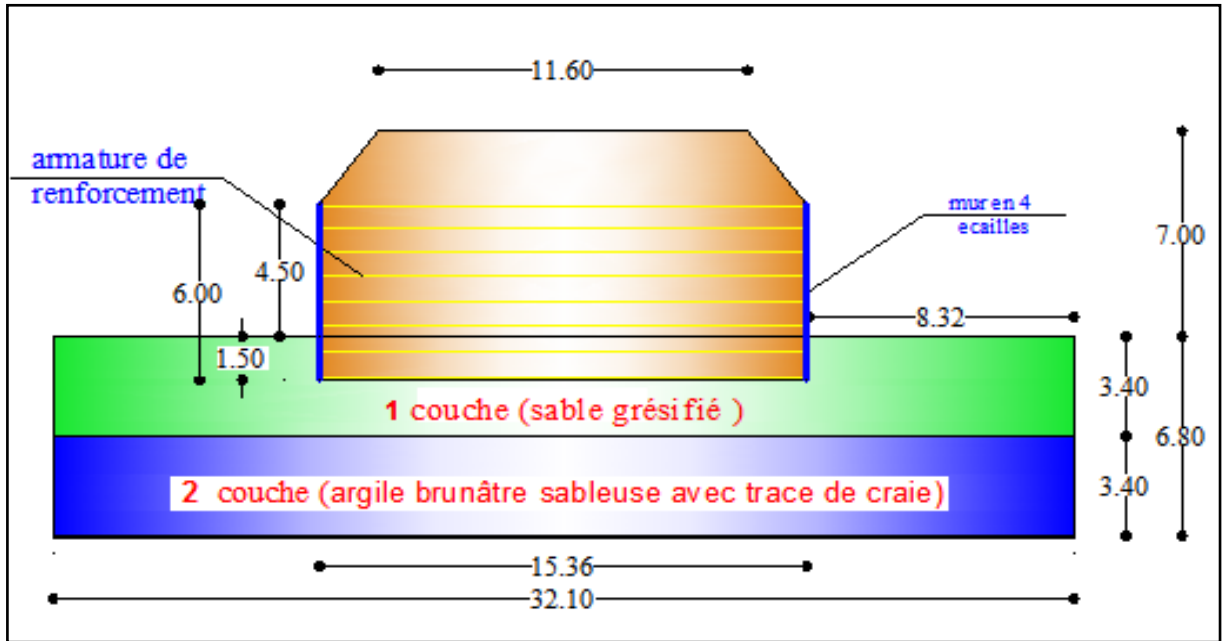
a) remblai non renforcé (modèle de référence)



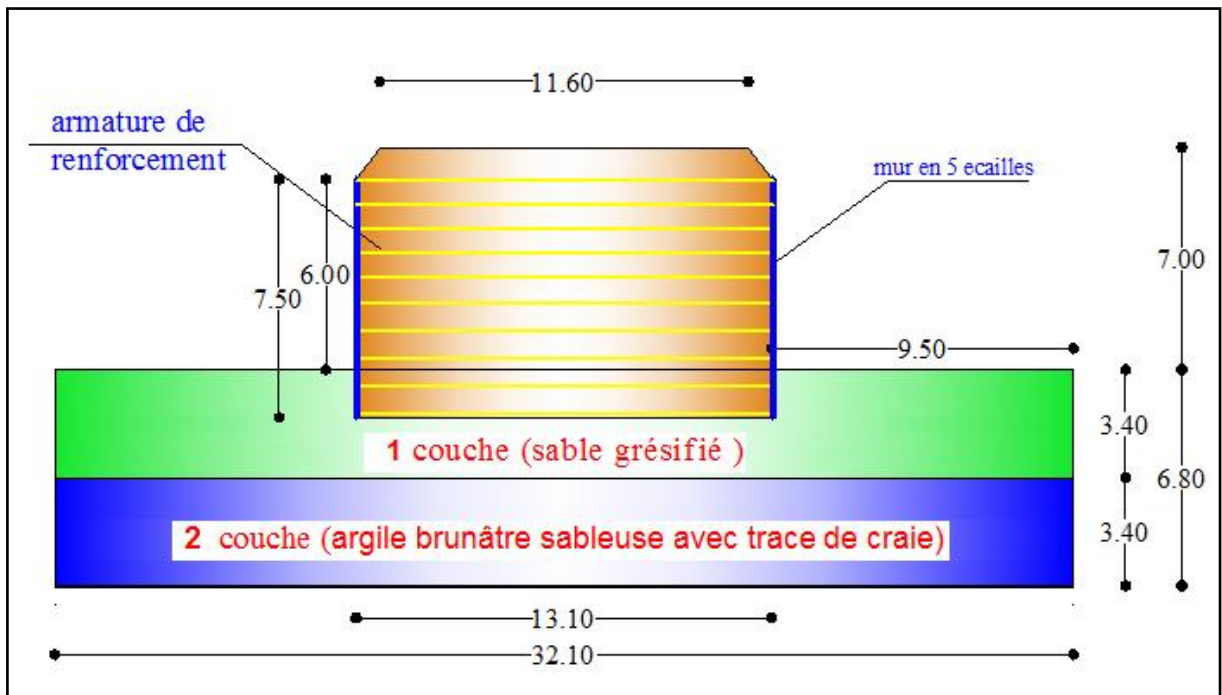
b) remblai renforcé par 4 nappes d'armatures



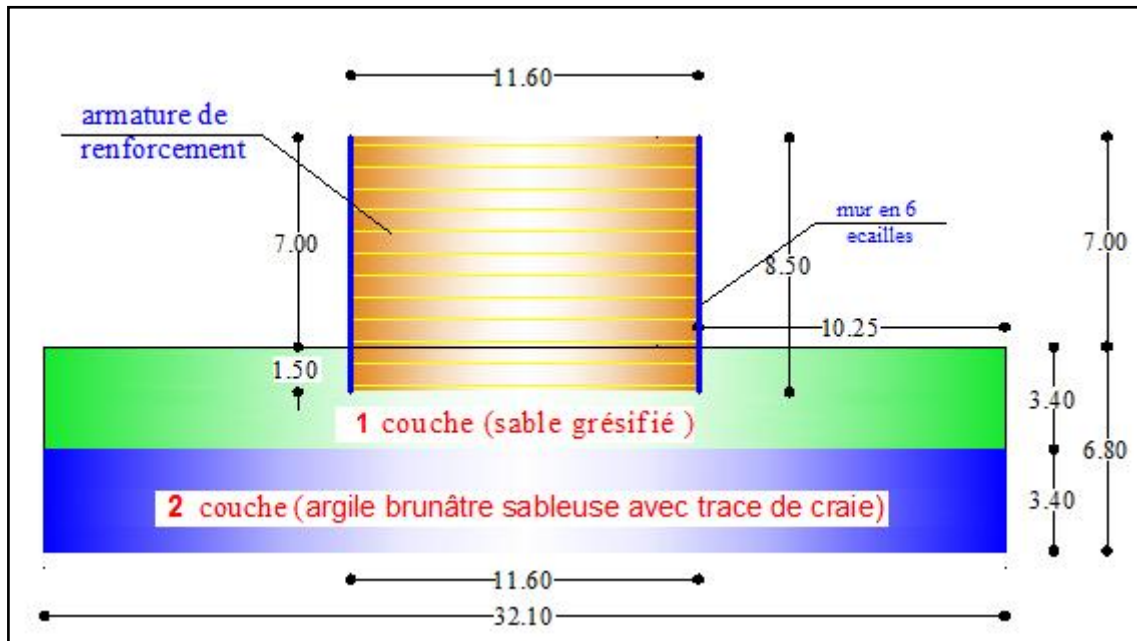
c) remblai renforcé par 6 nappes d'armatures



D) remblai renforcé par 8 nappes d'armatures



E) remblai renforcé par 10 nappes d'armatures



F) remblai renforcé par 12 nappes d'armatures

#### IV 2.2. Maillage et conditions aux limites :

La figure V.3 présente le maillage effectué pour chaque modèle de calcul considéré et les conditions aux limites correspondantes (figure IV.3).

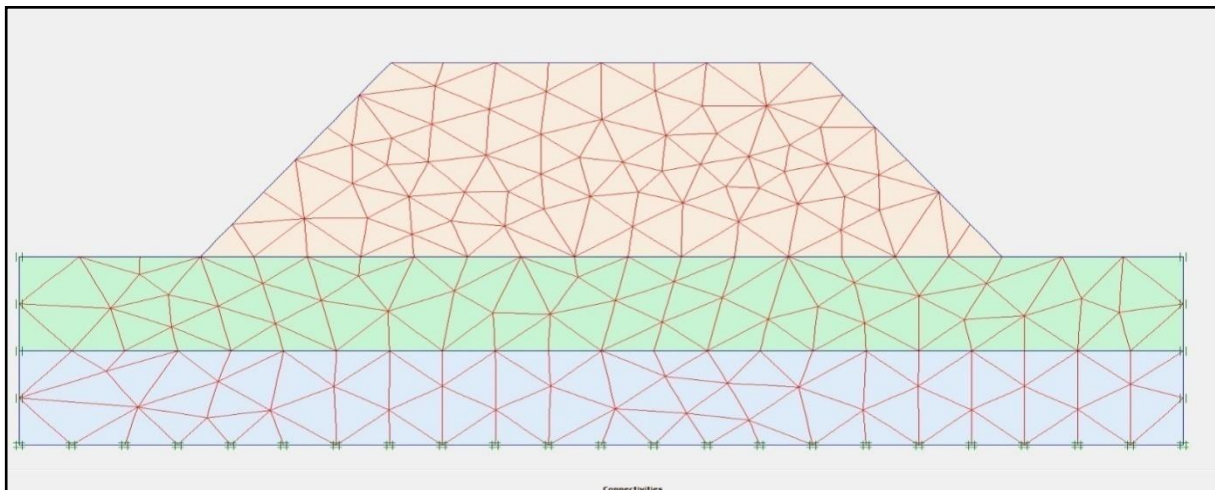


Figure IV.1 : Maillage et conditions aux limites

**IV 2.3. Modèles de comportement adopté :**

On a adopté :

- le modèle élasto-plastique de type Mohr-Coulomb pour les sols et les interfaces ;
- le modèle élastique linéaire pour les armatures de renforcement.

**a- Les sols :**

Le modèle est constitué de deux types de sols différents dont les caractéristiques figurent dans le tableau IV.1:

- remblai général.
- le sol de fondation (sol compressible).

Paramètre	Nom	remblais Sable	couche 1	couche 2	Unité
Modèle de comportement	Modèle	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	-
Type de comportement	Type	drainée	drainée	drainée	-
Poids volumique sec	$\gamma_{unsat}$	19	17,700	18,000	$kN / m^3$
Poids volumique	$\gamma$	21	20,200	20,100	$kN / m^3$
Module d'Young	$E_{ref}$	50000	10000	10000	$kN / m^2$
Coefficient de Poisson	$\nu$	0.3	0,350	0,350	-
Cohésion	$c_{ref}$	0.001	0,050	0.25	$kN / m^2$
Angle de frottement interne	$\phi$	35	29,500	27,000	°
Angle de dilatance	$\psi$	5	0	0	°
Facteur de réduction (interface)	$R_{inter}$	0.84	-	-	-

**Tableau IV.1: Caractéristiques géomécaniques du remblai**

**b-Les écailles en béton :**

Les panneaux ou écailles en béton sont modélisés en utilisant des éléments de poutres représentés par l'objet « Beam » dans le code de calcul PLAXIS. Ils sont utilisés pour simuler des éléments structuraux. Les résistances limites en traction et en compression sont spécifiées dans le tableau IV.2:

Paramètre	Nom	Ecaille en béton	Unité
Modèle - de comportement	Modèle	Elastique linéaire	-
Poids volumique sec	$\gamma$	25	$kN / m^3$
Module d'Young	E	$15 \times 10^6$	$kN / m^2$
Coefficient de poisson	$\nu$	0.2	-

**Tableau IV.2: Caractéristiques des écailles en béton**

Afin de reproduire la flexibilité d'un mur réel, les poutres sont reliées verticalement par des rotules. De plus, dans la structure réelle, des joints élastomères sont insérés entre les panneaux afin d'assurer le bon espacement. Ils empêchent les panneaux d'avoir des points de contact et évitent l'effritement du béton. Ce joint élastomère est pris en compte dans la modélisation numérique en réduisant artificiellement la section de la poutre, mais en conservant son moment d'inertie réel.

**c- Les armatures de renforcement :**

Dans les murs réels, les armatures sont mises en place par paire de bandes de 30 mm de large (2x30mm). Dans le modèle numérique 2D, ces bandes sont simplifiées et considérées comme des armatures continues dont les paramètres (géométriques et physiques) sont calculés comme étant le ratio des caractéristiques pour la largeur du terrain considéré.

Paramètre	Nom	Armature	Unité
Type de comportement	Type de matériau	élastique-linéaire	-
Rigidité normale	EA	1.6x10+5	kN/ml
Largeur de bande	b	0.03 m	m
Longueur de bande	I	variable	m

**Tableau IV. 3: Caractéristiques des armatures de renforcement**

### **IV.3. Résultats de calcul et discussion :**

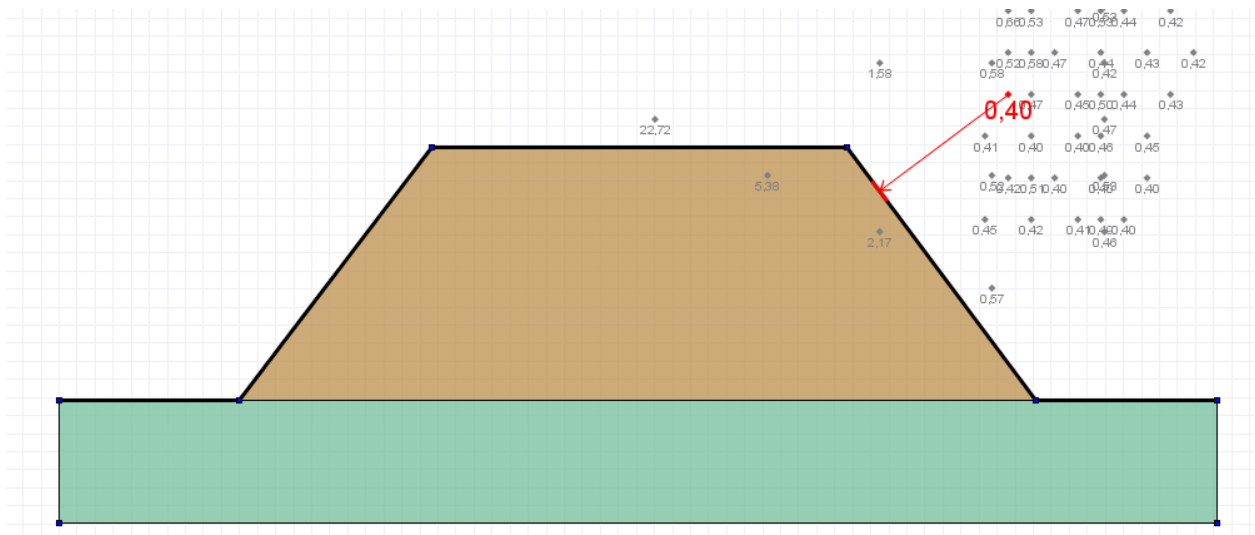
Premièrement, on va analyser le comportement d'un remblai non renforcé puis les autres cas de renforcement.

#### **IV 3.1.L'étude de la stabilité des talus :**

L'étude d'une pente comporte, outre la reconnaissance du site et le choix des caractéristiques mécaniques des sols, un calcul de stabilité pour déterminer d'une part la courbe de rupture le long de laquelle le risque de glissement est le plus élevé, d'autre part la valeur correspondante du coefficient de sécurité.

Le principe de calcul de stabilité des talus consiste à déterminer le facteur de sécurité  $F_s$  par lequel il faut diviser la résistance de la surface de glissement pour que la masse Potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre.

Dans ce modèle, nous utilisons le programme TALREN 4 et Plaxis pour calculer coefficient de sécurité (modèle de référence) .

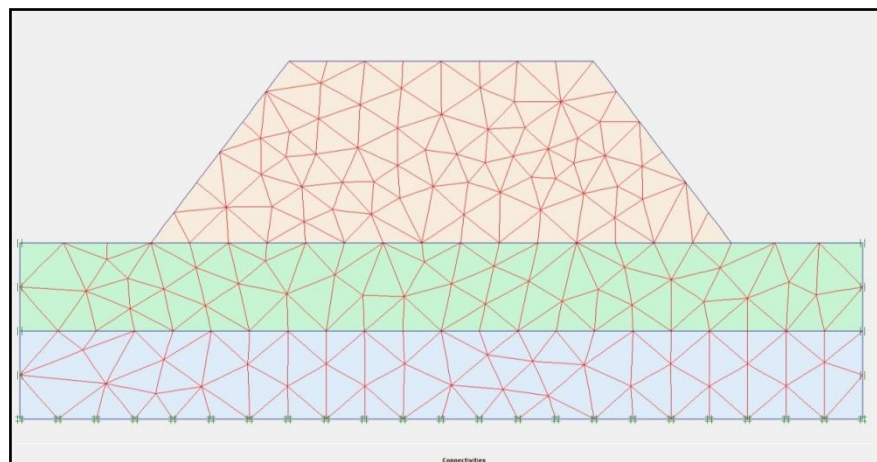


**Figure IV.2: coefficient de sécurité FS=0.40 (TALREN 4)**

Multipliers		Additional Info		Step Info	
Step Info		Step	100 of 100	Extrapolation factor	0.500
PLASTIC STEP				Relative stiffness	0.007
Multipliers		Incremental Multipliers		Total Multipliers	
Prescribed displacements		Mdisp:	0.000	Σ -Mdisp:	1.000
Load system A		MloadA:	0.000	Σ -MloadA:	1.000
Load system B		MloadB:	0.000	Σ -MloadB:	1.000
Soil weight		Mweight:	0.000	Σ -Mweight:	1.000
Acceleration		Maccel:	0.000	Σ -Maccel:	0.000
Strenght reduction factor		Msf:	-0.016	Σ -Msf:	<b>0.414</b>
Time		Increment:	0.000	End time:	0.000
Dynamic Time		Increment:	0.000	End time:	0.000

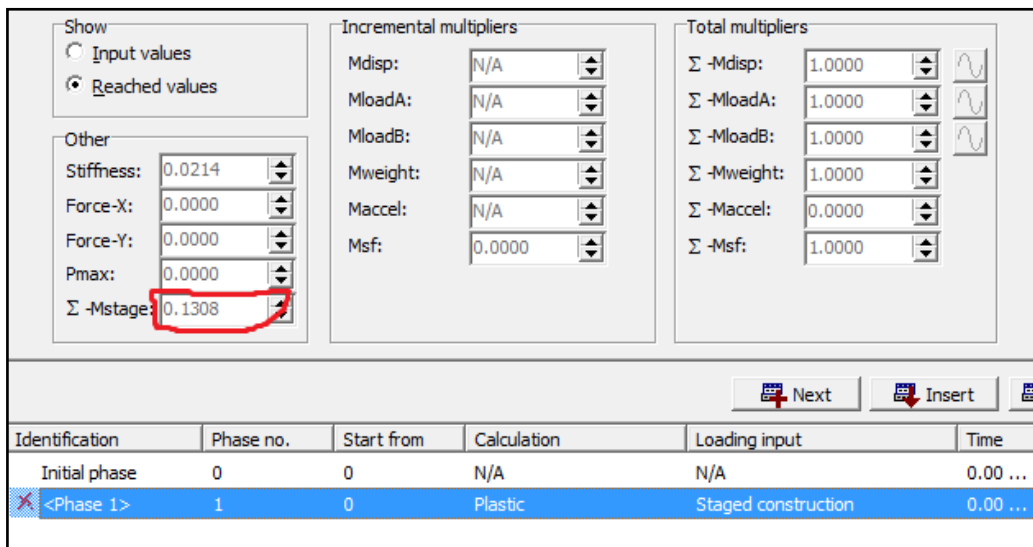
**Figure IV.3: coefficient de sécurité FS=0.414 (Plaxis)**

**IV 3.2. Remblais non renforcé :**

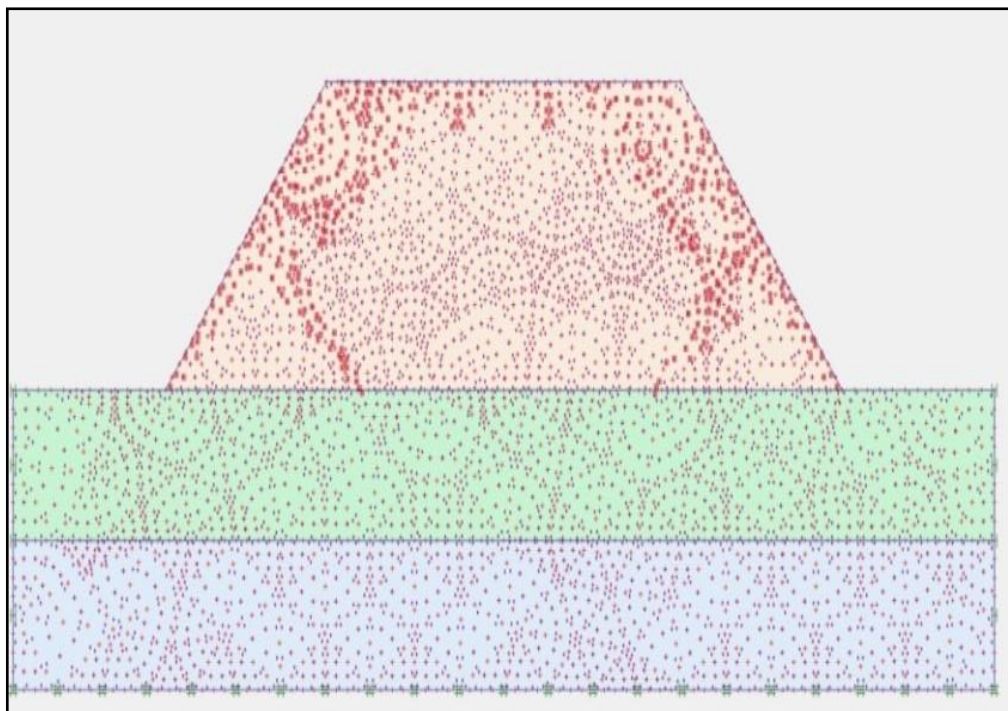


**Figure IV. 4: Modèle de référence (remblai non renforcé)**

On remarque que le talus est instable sous son poids propre (figures IV.5).



**Figure IV.5: Phasage des calculs (sous le poids propre)**



**Figure IV.6: Points plastiques (talus instable)**

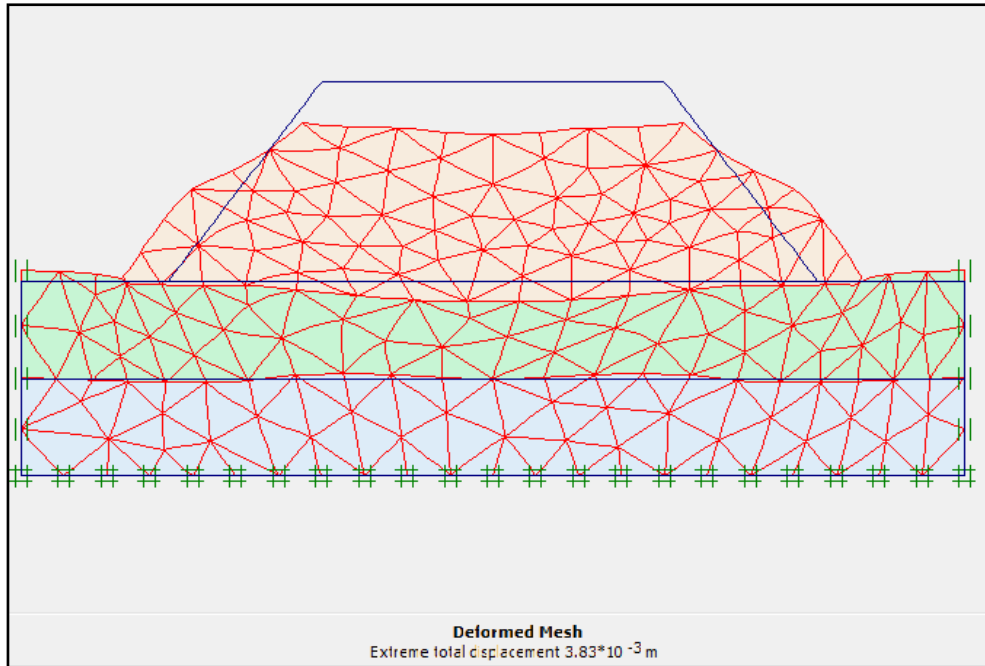


Figure IV.7: Maillage déformé

#### IV 3.3. Remblais renforcé par quatre nappes d'armatures :

Pour cette application on a étudié le même talus sauf qu'il est renforcé par quatre nappes d'armatures (figure IV.8).

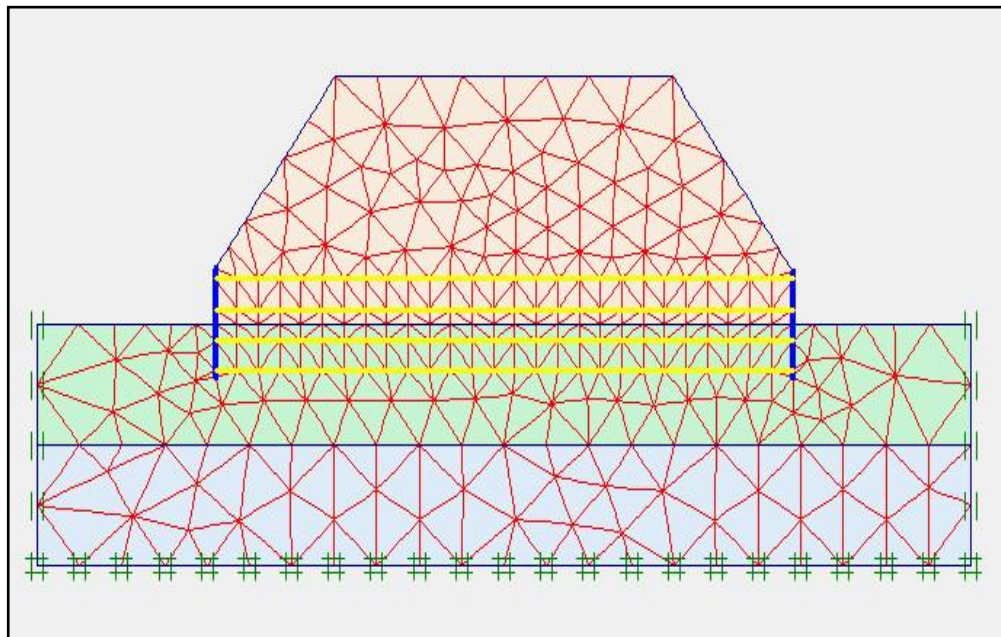
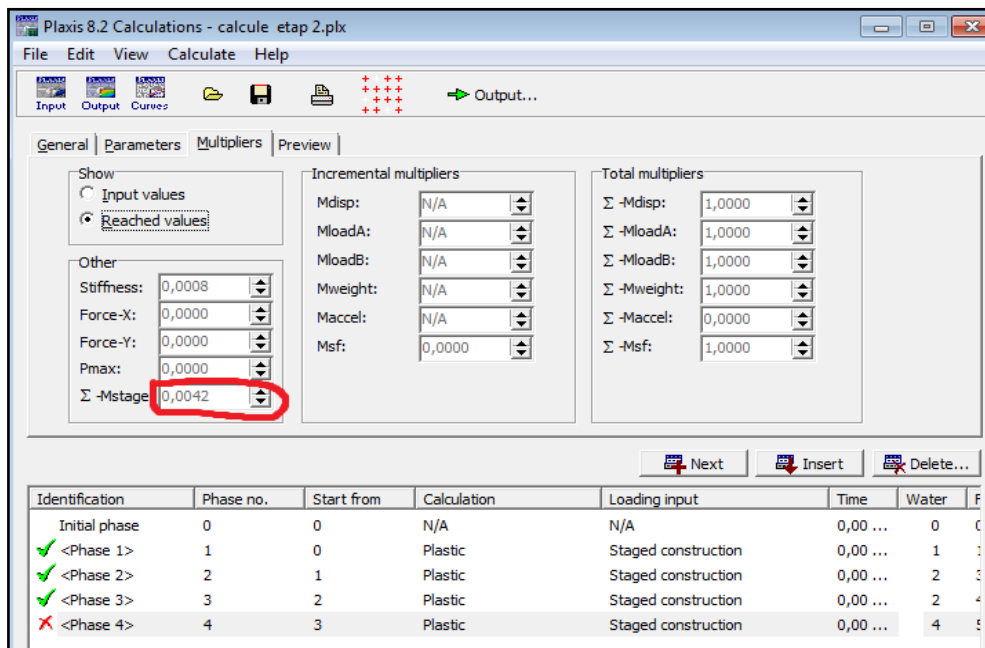


Figure IV.8: Talus renforcé par quatre nappes d'armatures

On a opté pour renforcer le remblai par quatre nappes parallèles d'armatures.

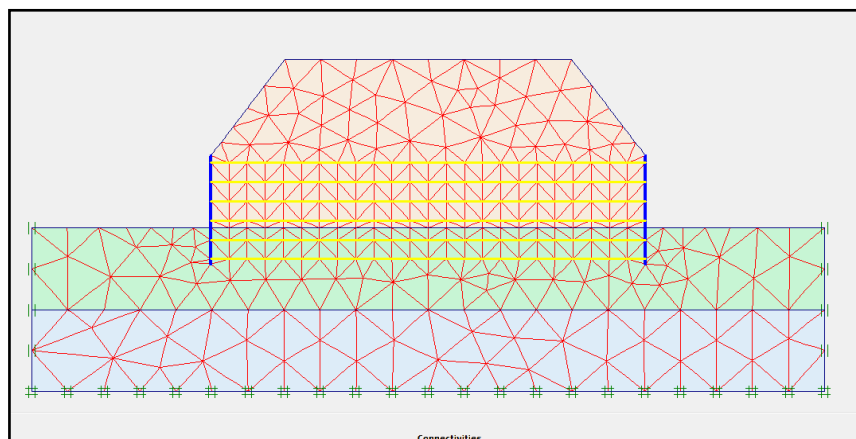


**Figure IV.9: Phasage des calculs**

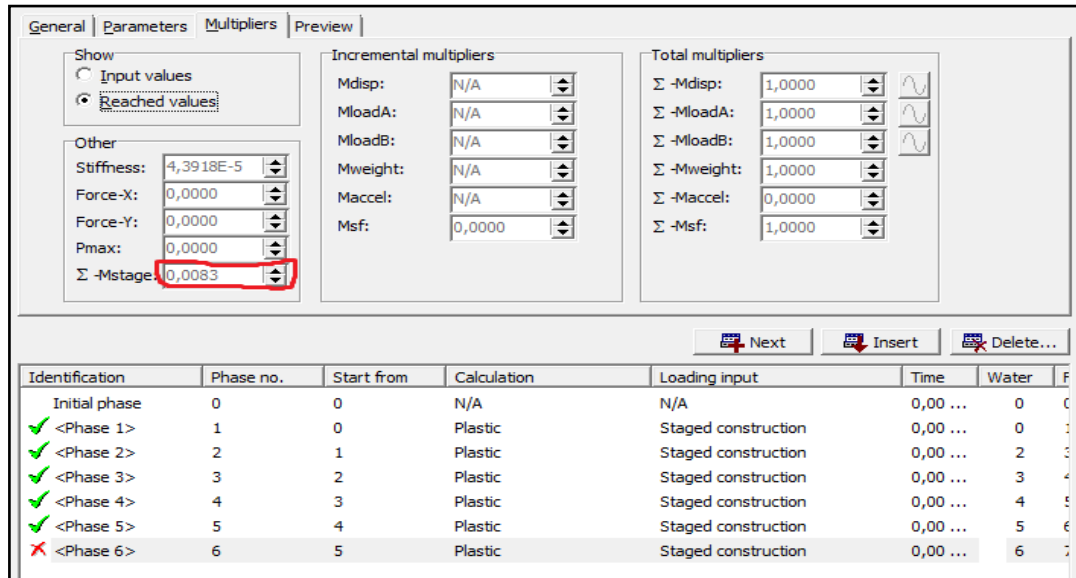
D'après la figure IV.11, les phases < phase1 ; 2 ; 3 > qui sont les phases d'installation des nappes d'armatures, on remarque que le remblai est stable. Mais pour la phase 4 qui représente l'application du poids du remblai qui existe au dessus de la dernière armature (en haut), on remarque que l'ouvrage n'est pas stable. Dans la phase 4, la rupture de l'ouvrage à 0.42% de l'application de la charge due au poids propre du sol existant au dessus de la dernière armature.

**IV 3.4. Remblais renforcé par six nappes d'armatures :**

Puisque le talus renforcé par quatre nappes d'armatures n'est pas stable, on doit donc renforcer le talus par six nappes d'armatures est on vérifie leur stabilité.



**Figure IV.10: Talus renforcé par six nappes d'armatures**

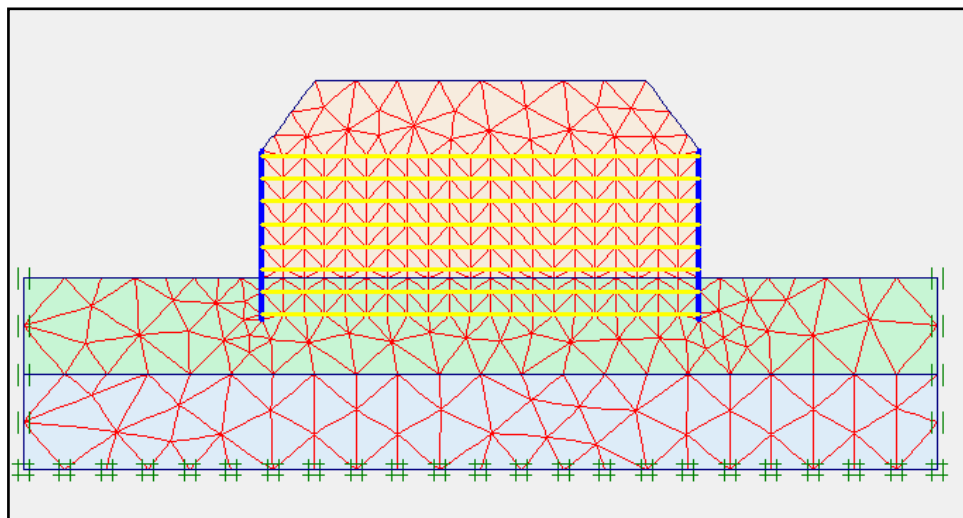


**Figure IV.11 : Phasage des calculs**

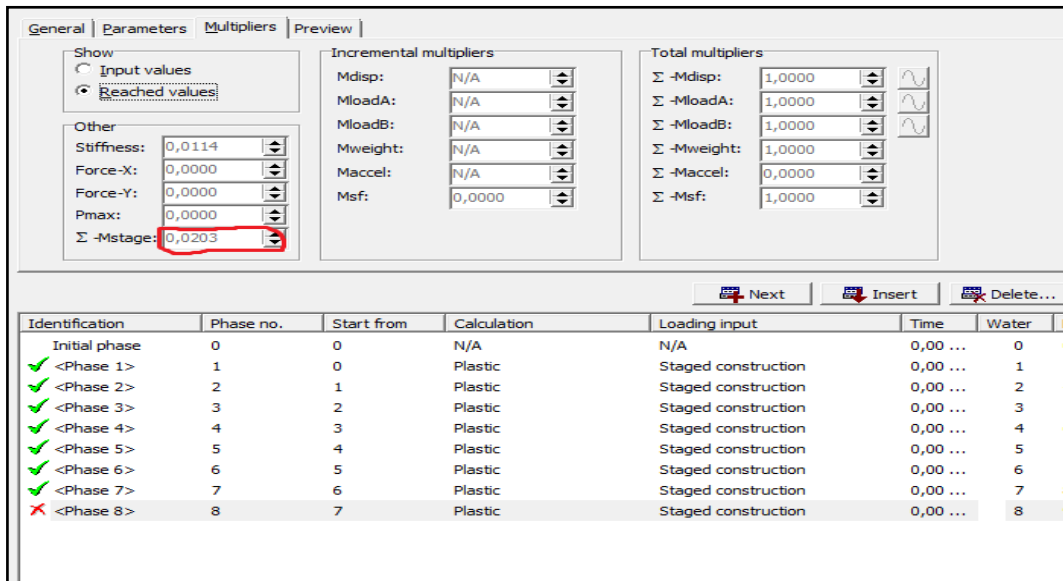
D'après la figure IV.11, les phases < phase1 ; 2 ; 3 ; 4 ; 5 > qui sont les phases d'installation des nappes d'armatures, on remarque que le remblai est stable. Mais pour la phase 6 qui représente l'application du poids du remblai qui existe au dessus de la dernière armature (en haut), on remarque que l'ouvrage n'est pas stable. Dans la phase 6, la rupture de l'ouvrage à 0.83% de l'application de la charge due au poids propre du sol existant au dessus de la dernière armature.

**IV 3.5. Remblais renforcé par huit nappes d'armatures :**

Puisque le talus renforcé par six nappes d'armatures n'est pas stable, on doit donc renforcer le talus par huit nappes d'armatures est on vérifie leur stabilité.



**Figure IV.12: Talus renforcé par huit nappes d'armatures**

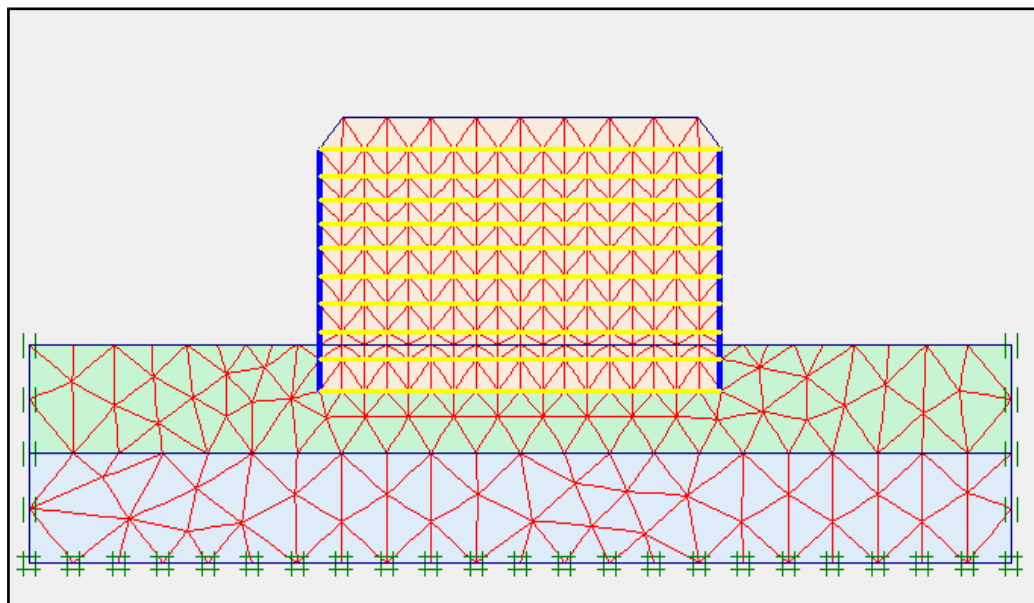


**Figure IV.13: Phasage des calculs**

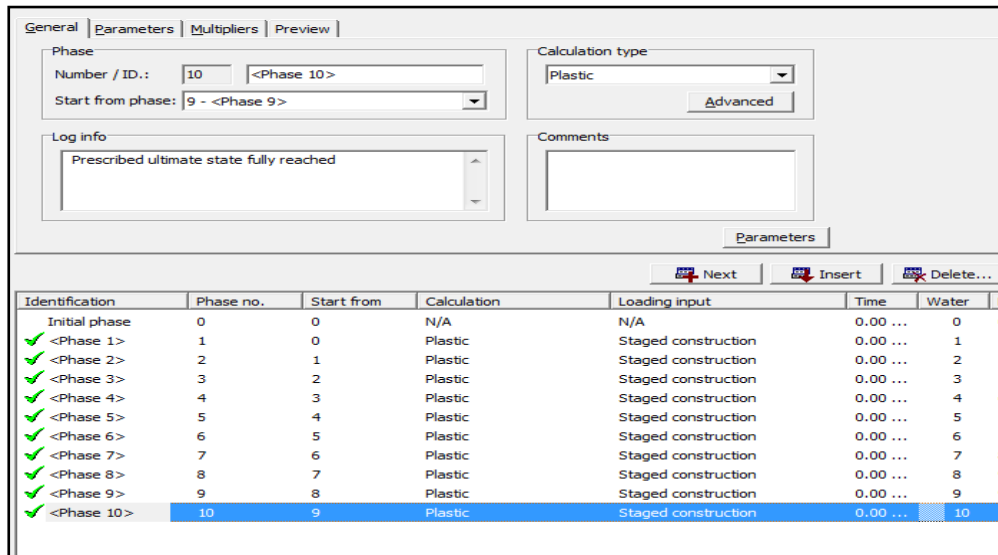
D'après la figure IV.13, les phases < phase1 ; 2 ; 3 ; 4 ; 5 ; 6 ; 7 > qui sont les phases d'installation des nappes d'armatures, on remarque que le remblai est stable Mais pour la phase8 qui représente l'application du poids du remblai qui existe au dessus de la dernière armature (en haut), on remarque que l'ouvrage n'est pas stable. Dans la phase 8, la rupture de l'ouvrage a 2.03 % de l'application de la charge due au poids propre du sol existant au dessus de la dernière armature.

**IV 3.6. Remblais renforcé par dix nappes d'armatures :**

Puisque le talus renforcé par huit nappes d'armatures n'est pas stable on doit donc renforcer le talus par dix nappes d'armatures est on vérifie leur stabilité.



**figure IV.14: Talus renforcé par dix nappes d'armatures**

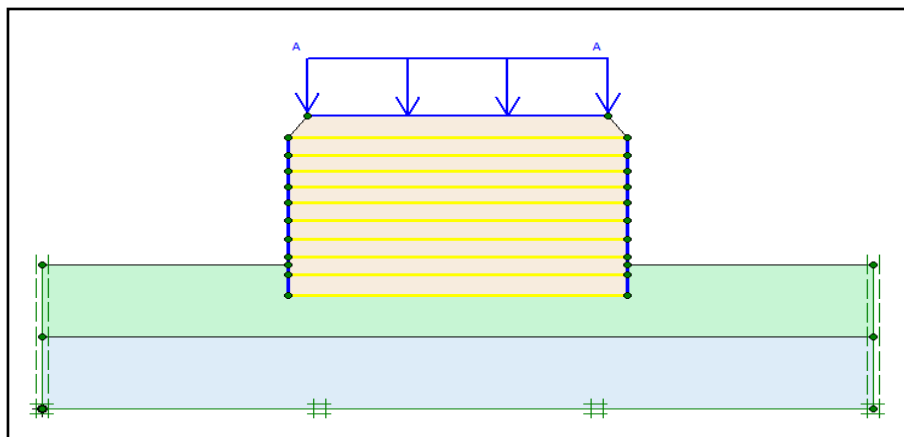


**figure IV.15: Phasage des calculs**

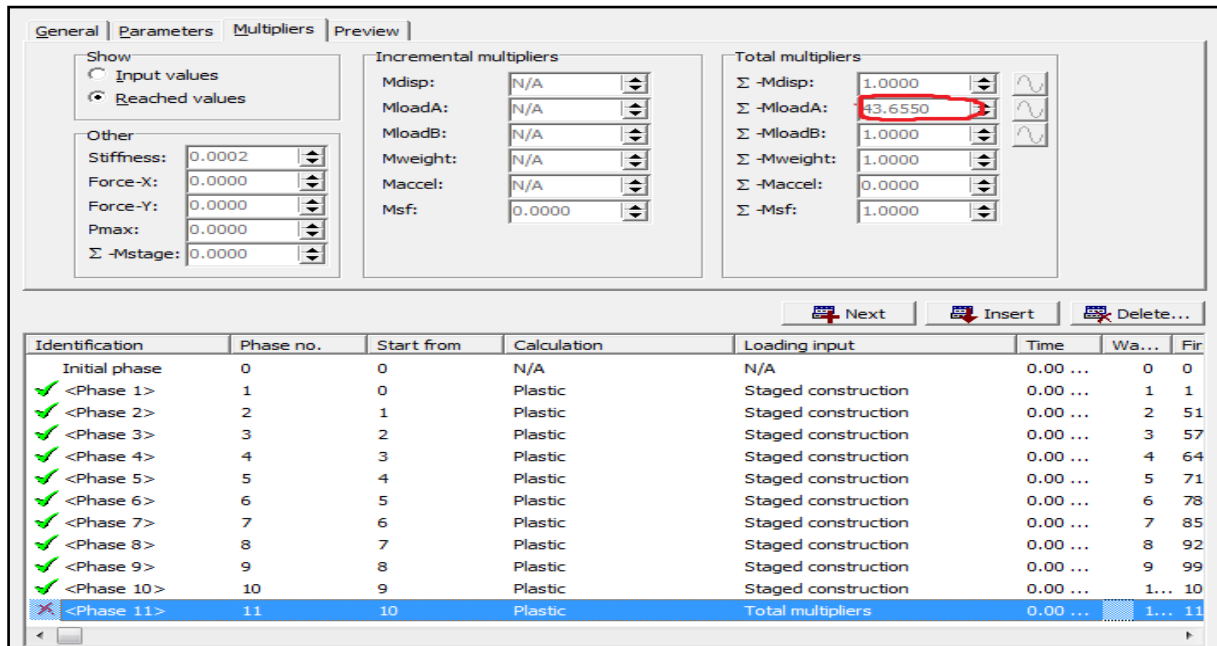
Dans ce cas, le calcul passe et le talus paraît stable.

**IV 3.7. Remblais renforcé par dix nappes d'armatures sous chargement extérieur statique :**

On applique sur le remblai renforcé par dix nappes d'armature un chargement extérieur réparti de 1300 kN/ml, et on vérifie la stabilité de l'ouvrage (figure IV.16).



**figure IV.16: Talus renforcé par dix nappes d'armatures sous un chargement statique**

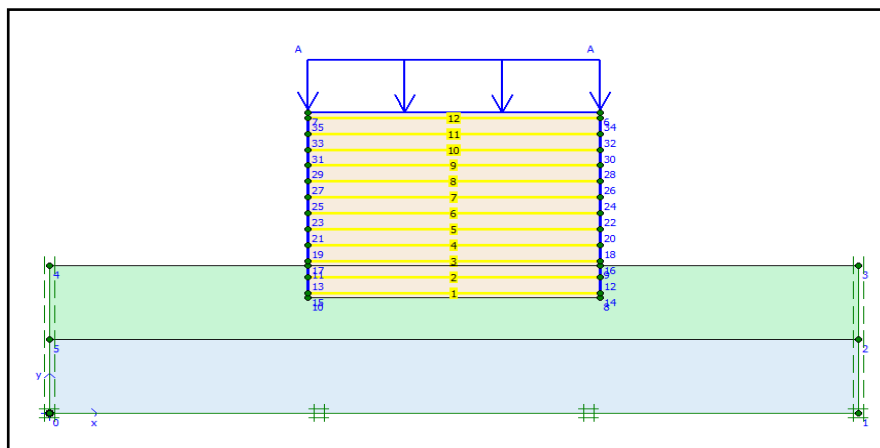


**figure IV.17: Phasage des calculs**

D'après la figure IV.17, les phases < phase1 ; 2 ; 3 ; 4 ; 5 ; 6 ; 7 ; 8 ; 9 ; 10 > qui sont les phases d'installation des nappes d'armatures, on remarque que le remblai est stable Mais pour la phase 11 qui représente l'application surcharge extérieur statique (1300kn/ml) qui existe au dessus de la dernière armature (en haut), on remarque que l'ouvrage n'est pas stable. Dans la phase 11, la rupture de l'ouvrage a 3.35% (43.65 kN/ml) de l'application de la charge extérieur statique.

### **IV 3.8. Remblais renforcé par douze nappes d'armatures sous chargement extérieur statique :**

On applique sue le remblai renforcé par **douze** nappes d'armature un chargement extérieur réparti de 1300 kN/ml, et on vérifie la stabilité de l'ouvrage .



**figure IV.18: Talus renforcé par douze nappes d'armatures sous un chargement statique**

General
Parameters
Multipliers
Preview

Show

Input values

Reached values

---

Other

Stiffness: 1,7134E-7

Force-X: 0,0000

Force-Y: 0,0000

Pmax: 0,0000

Σ -Mstage: 0,0000

Incremental multipliers

Mdisp: N/A

MloadA: N/A

MloadB: N/A

Mweight: N/A

Maccel: N/A

Msf: 0,1000

Total multipliers

Σ -Mdisp: 1,0000

Σ -MloadA: 1300,0000

Σ -MloadB: 1,0000

Σ -Mweight: 1,0000

Σ -Maccel: 0,0000

Σ -Msf: 2,4782

Next
Insert
Delete...

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water	F
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0,00 ...	0	0
✓ <Phase 1>	1	0	Plastic	Staged construction	0,00 ...	0	:
✓ <Phase 2>	2	1	Plastic	Staged construction	0,00 ...	2	5
✓ <Phase 3>	3	2	Plastic	Staged construction	0,00 ...	2	5
✓ <Phase 4>	4	3	Plastic	Staged construction	0,00 ...	2	6
✓ <Phase 5>	5	4	Plastic	Staged construction	0,00 ...	2	7
✓ <Phase 6>	6	5	Plastic	Staged construction	0,00 ...	2	8
✓ <Phase 7>	7	6	Plastic	Staged construction	0,00 ...	2	8
✓ <Phase 8>	8	7	Plastic	Staged construction	0,00 ...	2	9
✓ <Phase 9>	9	8	Plastic	Staged construction	0,00 ...	2	:
✓ <Phase 10>	10	9	Plastic	Staged construction	0,00 ...	2	:
✓ <Phase 11>	11	10	Plastic	Staged construction	0,00 ...	2	:
✓ <Phase 12>	12	11	Plastic	Staged construction	0,00 ...	2	:
✓ <Phase 13>	13	12	Plastic	Total multipliers	0,00 ...	2	:
✓ <Phase 14>	14	13	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0,00 ...	2	:

**figure IV.19: Phasage des calculs**

Dans ce cas, le calcul passe et le talus parait stable.

#### **IV.4. SYNTHÈSE :**

Les résultats de cette étude numérique ont permis de déduire des conclusions intéressantes concernant le comportement des structures en terre armée.

La première modélisation effectuée en utilisant un mur renforcé par quatre armatures n'est pas stable et la rupture de l'ouvrage a lieu directement après l'application du poids du sol qui existe au dessus de l'armature supérieure.

la deuxième modélisation effectuée en utilisant un mur renforcé par six armatures n'est pas stable et la rupture de l'ouvrage a lieu aussi directement après l'application du poids du sol qui existe au dessus de l'armature supérieure.

La troisième modélisation effectuée en utilisant un mur renforcé par huit armature n'est pas stable mais la rupture de l'ouvrage a lieu après l'application de 2.03 du poids du sol qui existe au dessus de l'armature supérieure.

la quatrième modélisation en utilisant un mur renforcé par dix armatures et en cinq écailles de béton, on remarque que l'ouvrage est stable .Mais lors de l'application de la charge 1300 kN/ml modélisation n'a pas stable.

Mais, dans la dernière modélisation en utilisant un mur renforcé par douze armatures et en six écailles de béton, on remarque que l'ouvrage est stable même après l'application d'un chargement extérieur de 1300 kN/ml.

**CHAPITRE V :  
ETUDE PARAMETRIQUE**

## CHAPITRE V : L'ETUDE PARAMETRIQUE

### V.1. Analyse paramétrique :

Après l'établissement du modèle de référence et les résultats obtenus, l'étude Paramétrique sera effectuée. Il sera question de montrer l'effet de différents paramètres sur les résultats.

On utilise le modèle f-remblai5 : renforcé par 12 nappes d'armatures;

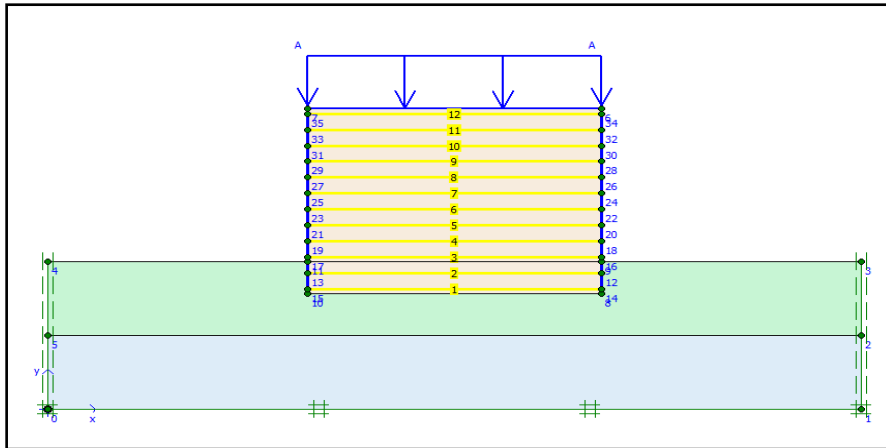


figure V.1: Talus renforcé par douze nappes d'armatures sous un chargement statique

### V.1.1. Etude de l'effet de l'interaction sol-structure sur le comportement des remblais renforcés du terre armés :

partir de notre étude, nous avons modifié l'interface de barrés des : 0.1 ; 0.2 ; 0.5 ; 0.8 ; 1 (rigides) .

On va étudier l'influence de ces paramètres sur :

- Le déplacement horizontal .
- le déplacement vertical .
- la contrainte horizontale.
- la contrainte verticale.
- La contrainte tangentielle .

**V.1.1.1. l'effet de l'interaction sol-structure sur le déplacement horizontal :**

D'après le graphe on constate que l'augmentation de la rugosité l'interface des barres de  $R=0.1 \dots 0.8$  conduit à une diminution du déplacement horizontal et à partir de  $R=0.8$  il devient stable.

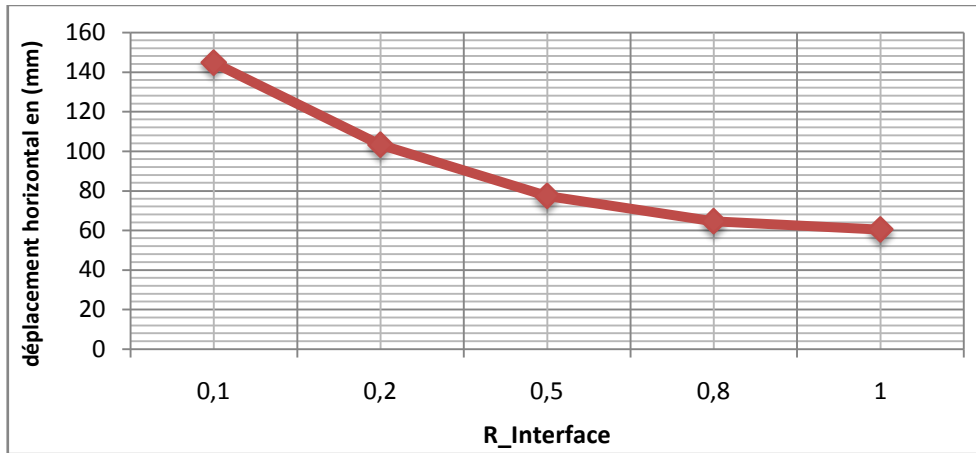


Figure V. 1: l'effet de l'interaction sol-structure sur le déplacement horizontal

**V.1.1.2. l'effet de l'interaction sol-structure sur le déplacement vertical :**

D'après le graphe on constate la même remarque pour le cas du déplacement horizontal c'est à dire que l'augmentation de la rugosité de l'interface des barres de  $R=0.1 \dots 0.8$  conduit à une diminution du déplacement vertical et à partir de  $R=0.8$  il devient stable.

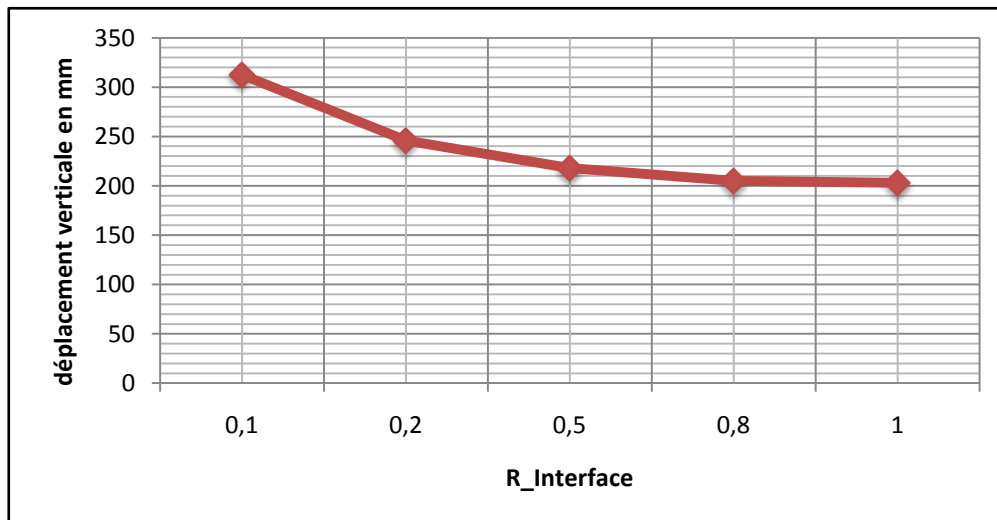


Figure V. 2: l'effet de l'interaction sol-structure sur déplacement vertical

**V.1.1.3. l'effet de l'interaction sol-structure sur la contrainte horizontale :**

D'après le graphe on remarque que : une augmentation de la rugosité de l'interface des barres de  $R=0.1 \dots 0.8$  conduit à une diminution très remarquable de la **contrainte horizontale** et à partir de  $R=0.8$  la contrainte devient stable.

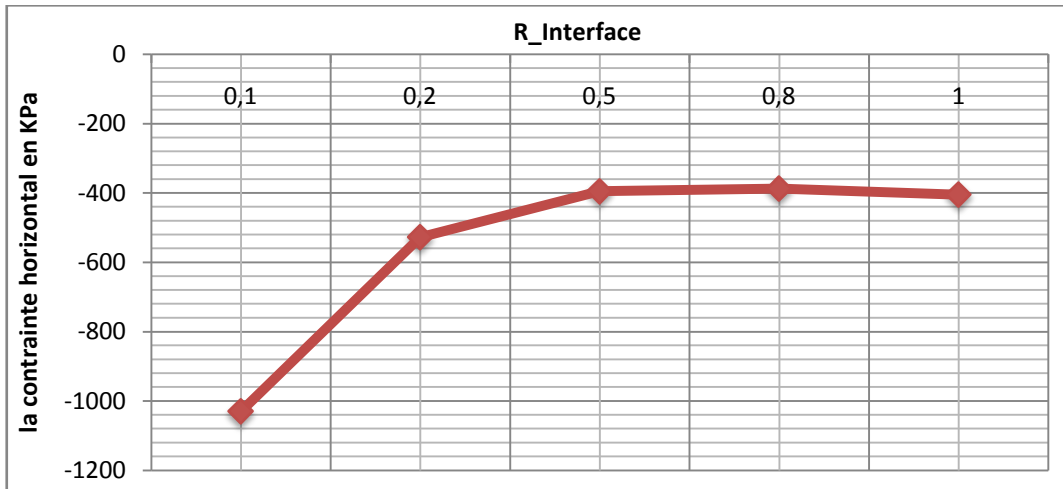


Figure V. 3: l'effet de l'interaction sol-structure sur la contrainte horizontale

**V.1.1.4. l'effet de l'interaction sol-structure sur la contrainte verticale :**

D'après le graphe on remarque que : une augmentation de la rugosité de l'interface des barres de  $R=0.1 \dots 0.8$  conduit à une diminution de la contrainte verticale mais moins remarquable que pour le cas de la contrainte horizontale et à partir de  $R=0.8$  la contrainte augmente.

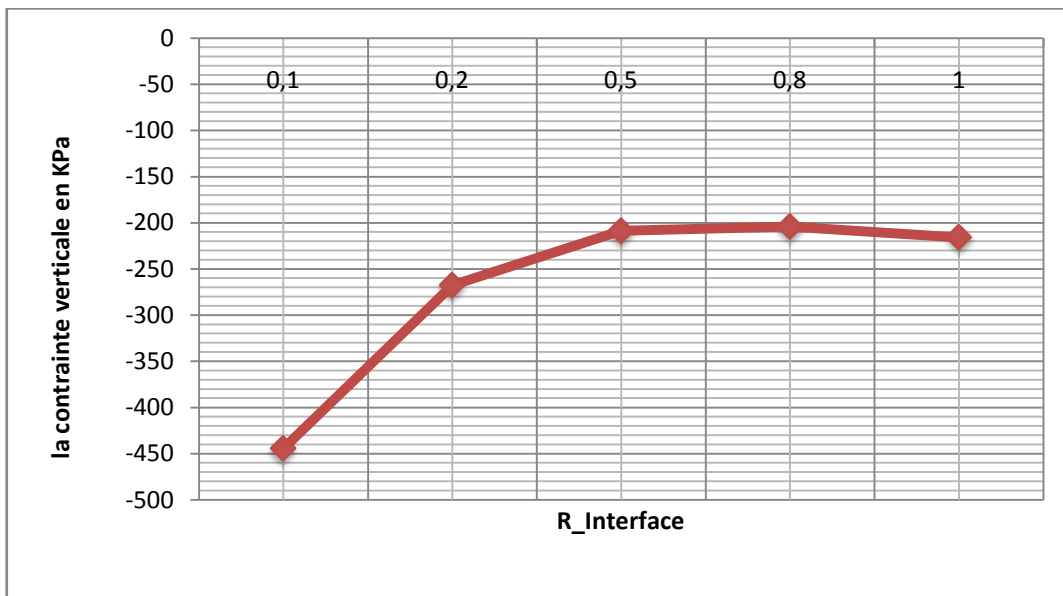


Figure V. 4: l'effet de l'interaction sol-structure sur la contrainte verticale

**V.1.1.5. L'effet de l'interaction sol-structure sur la contrainte tangentielle:**

D'après le graphe on remarque que : une augmentation de la rugosité de l'interface des barres de  $R=0.1 \dots 0.5$  conduit à une diminution de la contrainte tangentielle et à partir de  $R=0.5$  la contrainte tangentielle devient stable.

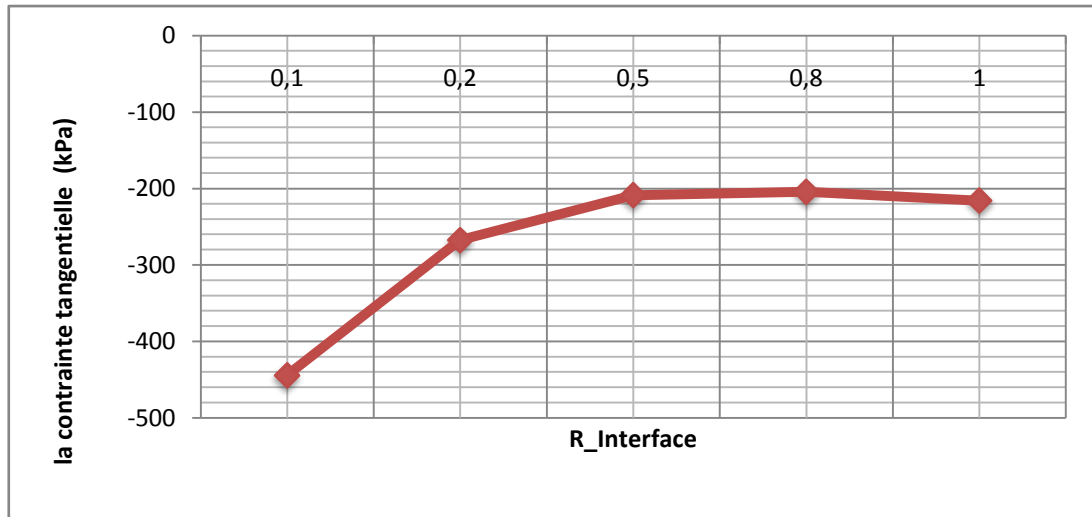


Figure V. 5: l'effet de l'interaction sol-structure sur la contrainte tangentielle

**V.1.1.6. L'effet de l'interaction sol-structure sur la contrainte tangentielle dans l'interface entre le sol et les armatures métalliques de renforcement :**

D'après le graphe on remarque que : une augmentation de la rugosité de l'interface des barres de  $R=0.1 \dots 1$  conduit à une augmentation de la contrainte tangentielle dans l'interface entre le sol et les armatures et cette augmentation est plus remarquable dans la première barre.

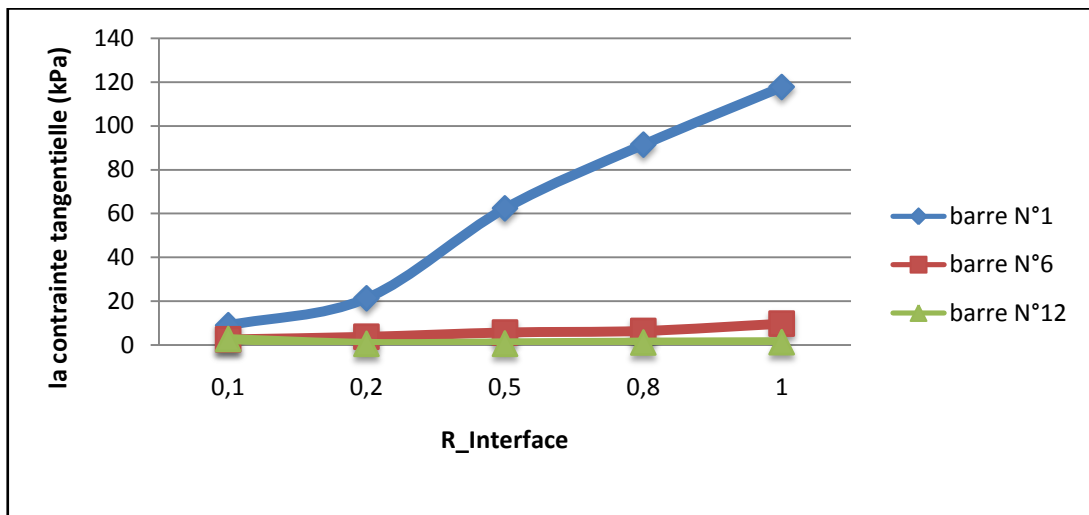
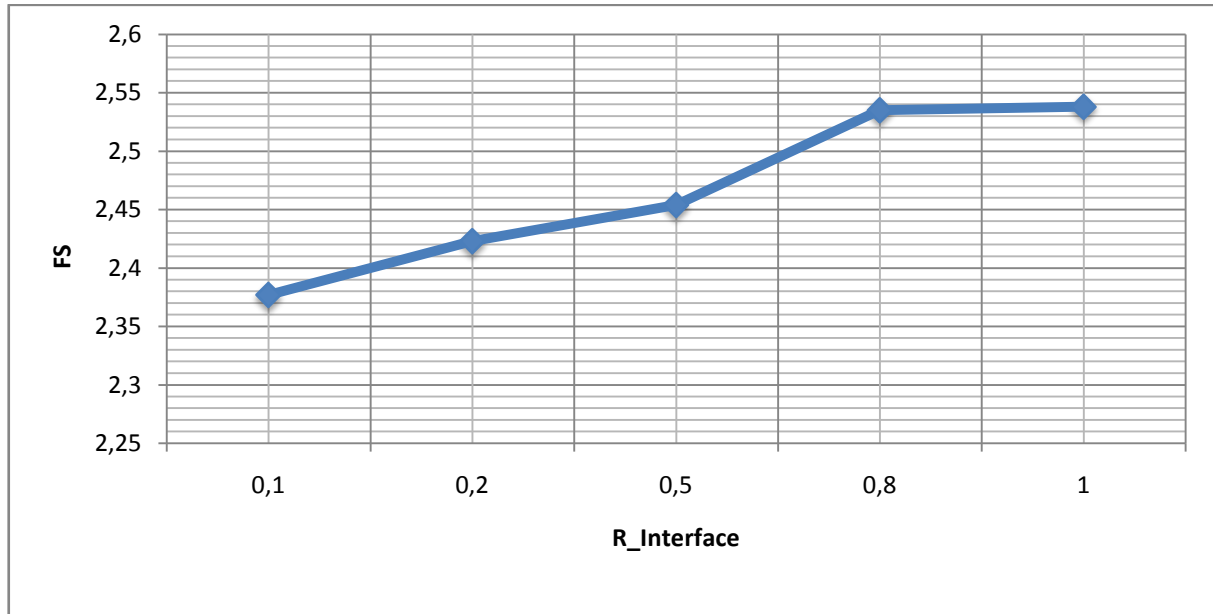


Figure V. 6: l'effet de l'interaction sol-structure sur la contrainte tangentielle

**V.1.1.7. L'effet d'interaction sol-structure sur coefficient de sécurité :**

D'après le graphe on remarque que : une augmentation de la rugosité de l'interface des barres de  $R=0.1 \dots 0.8$  conduit à une augmentation du **coefficient de sécurité**  $F_s$  et à partir de  $R=0.8$   $F_s$  devient presque constant.



**Figure V. 7: l'effet de l'interaction sol-structure sur coefficient de sécurité**

**V.1.2. Effet des paramètres géotechniques :**

Pour ce qui concerne les paramètres géotechniques on va étudier l'influence de 4 types de paramètres.

Les paramètres du sol sont : la cohésion, l'angle de frottement, le module d'Young (module d'élasticité) et le module de Poisson.

On va étudier l'influence de ces paramètres sur la contrainte de cisaillement.

**V.1.2.1. Cohésion c:**

Dans le modèle de référence la cohésion  $c = 0.001 \text{ KPa}$

Pour les calculs de l'étude paramétrique on utilise :  $c-25\%$  ; et  $c+25\%$

Les résultats obtenus sont représentés sous une forme de graphe (figure V.9).

D'après le graphe on constate : une augmentation de la cohésion conduit à une augmentation de contrainte de cisaillement.

La cohésion joue un rôle principal dans la stabilité des sols, c'est à dire l'influence de ce paramètre est devenue plus importante lorsque ses valeurs deviennent plus faibles.

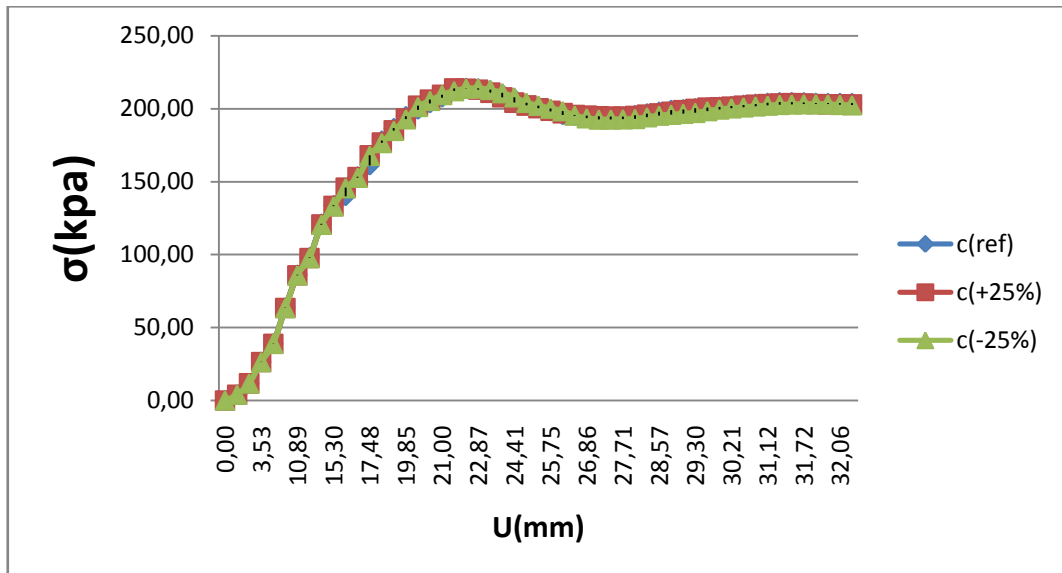


Figure. V.9. Influence de la cohésion sur la contrainte de cisaillement.

V.1.2.2. Angle de frottement  $\varphi$ :

Dans le modèle de référence l'angle de frottement  $\varphi = 35^\circ$

Pour les calculs de l'étude paramétrique on utilise :  $\varphi -25\%$  ; et  $\varphi +25\%$

Les résultats obtenus sont représenté sous une forme de graphe (figure V.10.).

D'après le graphe on constate : une augmentation de l'angle de frottement conduit à une augmentation de contrainte de cisaillement.

Une diminution ou une augmentation des angles de frottement de  $8.75^\circ$  a une influence Beaucoup plus importante sur la variation de contrainte de cisaillement.

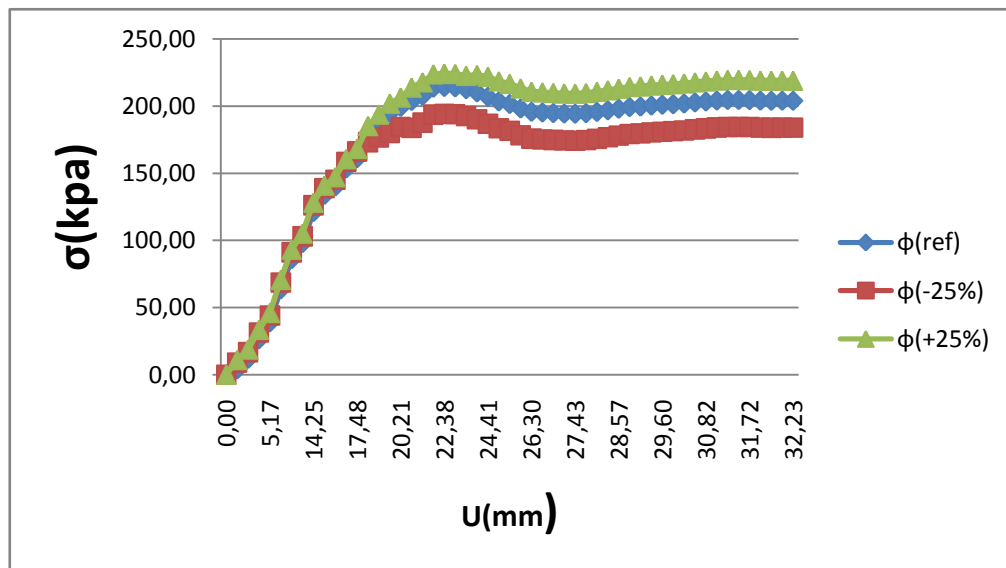


Figure. V.10. Influence de l'angle de frottement sur la contrainte de cisaillement.

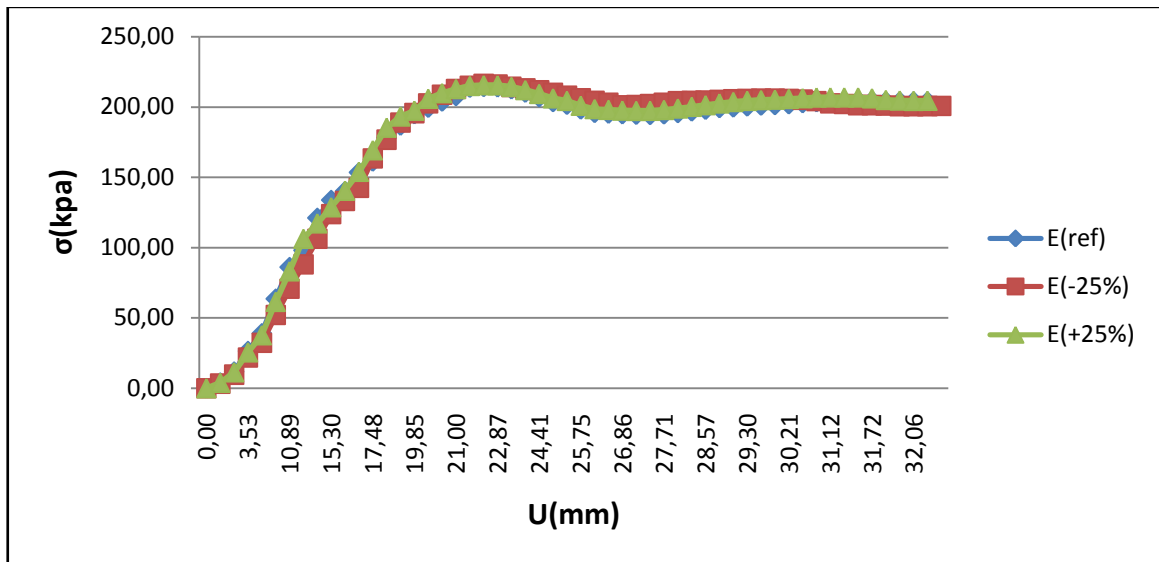
**V.1.2.3. module d'Young :**

Dans le modèle de référence le module d'Young  $E = 50000 \text{ kPa}$

Pour les calculs de l'étude paramétrique on utilise :  $E -25\%$  ; et  $E +25\%$  ;

Les résultats obtenus sont représenté sous une forme de graphe (figure V.11).

D'après le graphe on constate : une augmentation du module d'élasticité conduit à une augmentation de contrainte de cisaillement. Alors l'influence de ce paramètre est devient plus importante lorsque ses valeurs devient faibles.



**Figure V.11. Influence du module d'élasticité sur la contrainte de cisaillement.**

**V.1.2.4. Coefficient de Poisson  $\nu$  :**

Dans le modèle de référence le Coefficient de Poisson  $\nu = 0.30$

Pour les calculs de l'étude paramétrique on utilise :  $\nu -25\%$  ; et  $\nu +25\%$

Les résultats obtenus sont représenté sous une forme de graphe (figure V.12 ).

D'après le graphe on constate : une augmentation du coefficient de poisson conduit à une augmentation de contrainte de cisaillement, donc l'influence de ce paramètre est devient importante lorsque ses valeurs devient faibles.

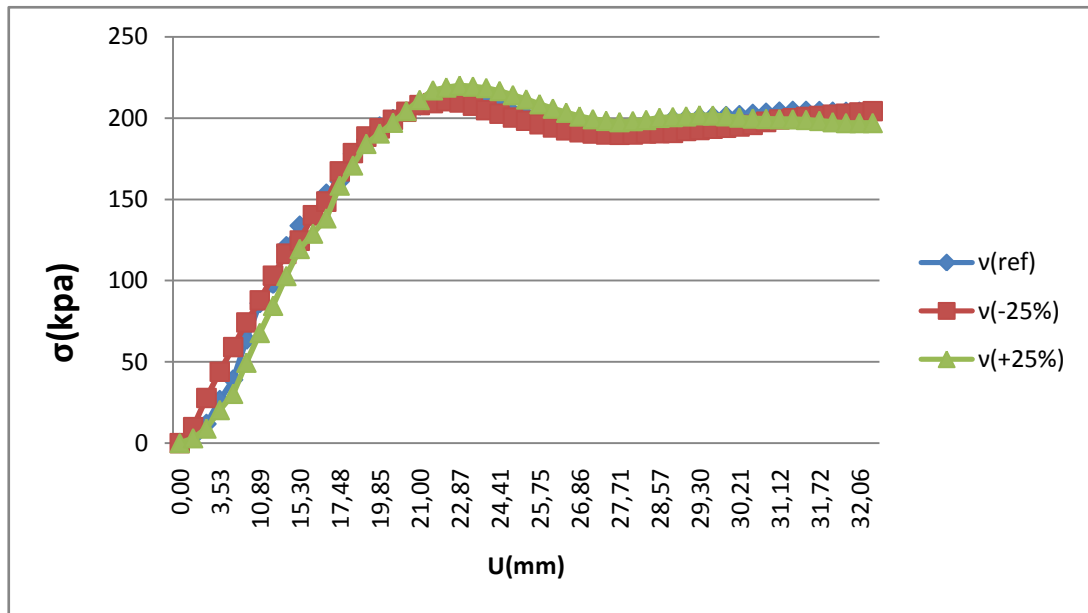


figure V.12 . Influence du coefficient de poisson sur la contrainte de cisaillement

## *CONCLUSION GENERALE*

## VI. CONCLUSION GENERALE

Ce mémoire porte sur le comportement des murs en sol renforcé utilisé comme ouvrages de soutènement surtout dans les application routières , l'utilisation de cette technique appelés Terre Armer este limitée en Algérie malgré ces avantages dans la plan économique et architecturale.

Les études expérimentales de ces ouvrages présentent l'inconvénient du coût, du temps de conception et de réalisation, par contre, la modélisation numérique, bidimensionnelle et tridimensionnelle par éléments finis permet d'analyser la stabilité, la déformation et l'influence de plusieurs paramètres en tout point du modèle dans un temps raisonnable .

L'analyse des résultats des simulations obtenus par PLAXIS d'un échangeur routier implante à la RN 45 dans le Nord de la ville de M'sila permet de tirer les conclusions suivantes :

- Le remblai est de hauteur 7.00 m au-dessus du terrain naturel, et reste toujours instable ,même qu'il soit en forme trapézoïdale et avec une largeur de 22.10 m à la base et 11.60 m au sommet, mais après inclusion des armatures métalliques on a pu le rendre stable et en forme rectangulaire de largeur 11.60 m.
- La diminution de l'espacement vertical entre les lits d'armature et par la suite entre les écaillés de béton permet de diminuer les déplacements et la contrainte de cisaillement dans les barres métalliques, et d'augmenter le coefficient de sécurité.

L'étude de l'effet de l'interaction sol structure sur remblai renforcé a permis de tirer les résultats suivants :

- l'augmentation de la rugosité de l'interface par le bais du paramètre  $R_{int}$ , engendre une diminution autour de 50 % dans les valeur déplacements horizontal et vertical si  $R_{int}$  varie de 0.1 à 0.8.
- l'interface des barres a un rôle principal dans la stabilité de l'ouvrage et cette étude montre que la valeur idéale de l'interface est  $R_{int}=0.8$  .

L'étude paramétrique a permis de définir les paramètres qui influencent le comportement de l'ouvrage ainsi que l'importance de chaque paramètre ; concernant les paramètres du sol, l'angle de frottement présente l'influence la plus significative sur la stabilité et la déformation de l'ouvrage.

En fin on peut conclure que l'interaction sol structure dans les remblais renforcés par armature métalliques ont un grand effet sur le comportement de ces ouvrages, que ce soit pour l'ouvrage entier ou pour les inclusions métalliques, malgré ça cet effet est toujours négligé dans les études des cas pratiques.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

**Brinkgereve R.B.J. et Vermeer P.A :** « PLAXIS Version 8, manuel de référence », DELFT University of Technology & PLAXIS BV, Pays-Bas, 2003.

**L.C.P.C** << Cours Terre Armée >>, ENS-Cachan Année 2007-2008.

**Abdelkader ABDELOUHAB :** << comportement des murs en terre armée. Modélisation physique, analytique et numérique des renforcements extensibles >>, Thèse de Doctorat de l'institut national des sciences appliquées de Lyon .France, (2010).

**AIDJOULI Saad :** << comportement des remblais renforcés à l'aide d'un élément en terre armée >>, mémoire présenté pour l'obtention du diplôme de magister d'Université Mohamed Khider – Biskra, (2012).

**FARIK Ali :** << analyse numérique des déformations des culées de pont en sol renforcé >>, mémoire présenté pour l'obtention du diplôme de magister de Université Mohamed Khider – Biskra, (2013).

**M. Khemissa M., Safer, S. Aidjouli :** << Formes de rugosité Analyse comparative de certains éléments de la Terre renforcée sous le chargement monotone >> Université de M'sila, Laboratoire de développement des géo matériaux, P.O. Encadré 166 Ichbilia, M'sila, Algérie(2014).

**Ben Hacene Asma:** << Effet des paramètres de l'interface sur les déformations d'un massif de sol soutenu par un mur rigide >>, mémoire présenté pour l'obtention du diplôme de master 2 eme année promotion juin 2015.

**RACHIDI Nouari :** << étude des remblais de grande hauteur reposant sur une couche molle renforcée par colonnes >>, mémoire présenté pour l'obtention du diplôme de magister de Université Batna, (2016).

**Bennacer Mawloud :** << étude de l'interface «sol-structure» sous chargement monotone a faible confinement >> mémoire présenté pour l'obtention du diplôme de master de Université Mohamed Boudiaf - M'sila (2016).