



République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



**Université Amar Thelidji- Laghouat**

**FACULTÉ : DE GÉNIE CIVIL ET D'ARCHITECTURE**

**DÉPARTEMENT : GÉNIE CIVIL**

## **MÉMOIRE DE MASTER**

**Présenté par : OUAHEB Mechri et DJELIL Abdelkader**

**DOMAINE : SCIENCES ET TECHNOLOGIE**

**FILIERE : TRAVAUX PUBLICS**

**OPTION : VOIES ET OUVRAGES D'ART**

### **Thème**

**Calcul de la stabilité d'un remblai ferroviaire sur la ligne  
Djelfa-Laghouat du PK 53+330 au PK 55+625**

#### **Jury de soutenance :**

<b>Nom et Prénom</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
Gueddouda. K	Pr	Président
Annane. A	MAB	Examineur
Hadjoudja.M	MCA	Rapporteur
Rachidi. N	MAB	Co-rapporteur

**Promotion : 2020/2021**

**عنوان المذكرة:** حساب استقرار ردم ترابي لسكة حديدية على طول خط السكة الحديدية الجديدة الجلفة- الأوغاط من النقطة الكيلومترية 330+53 إلى 625+55.

**تقديم الطالب:** وهاب مشري - جليل عبد القادر.

**الأستاذ المؤطر:** حجوجة مراد - رشيد نوري.

### **ملخص المذكرة:**

في مشروع إنجاز سكة حديدية نصادف غالبا عدة عوائق مثل: الجبال؛ الوديان؛ المرتفعات؛ المنحدرات... ولتجاوز هذه العوائق نحتاج لمنشآت خاصة (أنفاق - جسور، ردم - حفر) حيث يتم الحفر في المرتفعات والردم في المنحدرات للحفاظ على استواء السكة، لكن كيف يمكن ضمان إستقرار الردم؟، وهذا ما سنقوم بدراسته في هذه المذكرة.

الهدف من هذه الدراسة هو حساب معامل الأمان (تحديد حالة التوازن) لردم ترابي لسكة حديدية بواسطة برنامج PLAXIS2D.

في البداية قدمنا عموميات حول السكة الحديدية وتطرقنا الى تعريف الردم وكيفية اختيار التربة المناسبة من خلال التجارب المخبرية وفي الموقع. ثم تم عرض الطرق المختلفة لحساب استقرار الردم. وفي الأخير تم دراسة ونمذجة حالة حقيقية لردم باستخدام برنامج PLAXIS2D. وتم التوصل للنتائج التالية: م = 2.672 بالنسبة للطبقة الأولى من الردم بارتفاع 5متر، م = 1.699 بالنسبة للطبقة الثانية من الردم بارتفاع كلي بلغ 14متر. و م = 1.666 بالنسبة للردم بعد التحميل. هذه النتائج أكبر من القيمة المسموح بها م = 1.5، إذن يتبين أن الردم المدروس مستقر ويمكنه أداء وظيفته. من خلال ما سبق، يتعين إجراء دراسة استقرار الردم قبل إنجاز المشروع.

**الكلمات المفتاحية:** معامل الأمان، حالة توازن، ردم ترابي لسكة حديدية، إستقرار الردم،

PLAXIS2D.

**Memory title:** Calculation of the stability of the train railway Pk 53 + 330 to Pk55+ 625 on line Djelfa - Laghouat.

**Name and First name:** Ouaheb Mechri and Djelil Abdelkader.

**Directed by:** Dr Hadjoudja Mourad and Rachidi Nouari.

**Abstract :**

In a railway construction project, we often encounter several obstacles such as: mountains; valleys; hills; slopes.... In order to bypass these obstacles, we need special structures (tunnels - bridges, embankments - excavations) where the cut is made in the heights and the embankment in the slopes to maintain the level of the railway, but how can the stability of the backfill be ensured? This is what we will study in this thesis.

The aim of this study is to calculate the factor of safety (determination of the equilibrium condition) of a railway embankment using the calculation code PLAXIS2D 2D.

At the beginning, generalities about railroads were presented, and the definition of embankment, and how to choose the appropriate soil type by performing laboratory and in-situ tests were discussed. Then, the different methods of calculation of embankment stability were presented.

Finally, a real case of railway embankment was modeled by PLAXIS2D 2D from which the following results were obtained: Fos = 2.672 for the first embankment layer with  $h = 5\text{m}$ , Fos = 1.694 for the second layer with  $h = 8\text{m}$  to reach a total height of 14 m, and Fos = 1.699 after loading of the embankment. these results are greater than the admissible value of Fos = 1,5. So, it appears that the studied embankment is stable and can ensure its role.

Therefore, the stability of railway embankments should be carefully studied before their implementation.

**Key words:** factor of safety, embankment equilibrium, railway embankment, embankment stability, PLAXIS2D 2D.

**Titre du mémoire :** Calcul de la stabilité d'un remblai ferroviaire de Pk 53+330 au Pk55+625 sur la ligne Djelfa Laghouat.

**Nom et Prénom :** Ouahab Mechri et Djelil Abdelkader.

**Encadreur :** Dr Hadjoudja Mourad et Rachidi Nouari.

### **Résumé :**

Dans un projet de construction ferroviaire, nous rencontrons souvent plusieurs obstacles tels que : les montagnes ; les vallées ; les collines ; les talus... Afin de contourner ces obstacles, nous avons besoin d'ouvrages spéciaux (tunnels - ponts, remblais - excavations) où le déblai est réalisé dans les hauteurs et le remblai dans les pentes pour maintenir le niveau du chemin de fer, mais comment assurer la stabilité de remblai ? C'est ce que nous allons étudier dans ce mémoire.

L'objectif de cette étude est de calculer le coefficient de sécurité (détermination de la condition d'équilibre) d'un remblai ferroviaire à l'aide du code de calcul PLAXIS2D 2D. Au début, on a présenté des généralités sur les chemins de fer, et on a abordé la définition du remblai, et comment choisir le type de sol approprié en effectuant des essais au laboratoire et in-situ. Puis, on a présenté les différentes méthodes de calcul de la stabilité du remblai. Enfin, un cas réel de remblai ferroviaire a été modélisé dont on a tiré les résultats suivants :  $F_s = 2,672$  pour la première couche de remblai avec  $h = 5\text{m}$ ,  $F_s = 1,694$  pour la deuxième couche avec  $h = 8\text{m}$  pour atteindre une hauteur totale de  $14\text{ m}$ , et  $F_s = 1,699$  après chargement du remblai c.-à-d. la mise en service de ce dernier. Ces résultats sont supérieurs à la valeur admissible du coefficient de sécurité prise égale à  $1,5$ . Donc, il apparait que le remblai étudié est stable et peut assurer son rôle.

Alors, on doit bien étudier la stabilité des remblais ferroviaires avant leur mise en œuvre.

**Mots clés :** facteur de sécurité, équilibre d'un remblai, remblai ferroviaire, stabilité du remblai, PLAXIS2D 2D.

## *Remerciements*

*Nous tenons à remercier en premier lieu et avant tout  
ALLAH le toutpuissant, qui m'a donné la force et la  
patience d'accomplir notre travail dans les meilleures  
conditions*

*Nous voudrions aussi remercier nos encadreurs de mémoire,  
Dr. Hadjoudja Mourad et Mr. Nouari Rachidi et Mr.  
M.Baadj.pour. Pour le temps qu'ils ont consacré à nous  
apporter les outils méthodologiques indispensables à la  
conduite de cette recherche.*

*Nos remerciements s'adressent également aux membres du jury  
Pr. Gueddouda Kamal et Annane Abdellah  
Pour l'intérêt qu'ils ont porté à ce travail, et qui nous ont fait  
l'honneur de l'avoir examiner.*

*Nous remercions également les professeurs  
BEDERINA Madani*

*Et .Mr .M. BAADJ et ZIREGUE Ahmed pour leur soutien et leur  
assistance.*

*Enfin Nos remerciements vont également aux enseignants  
qui ont contribué à Notre formation et à tous ceux qui nous ont  
aidé de près oued loin.*

## *Dédicace*

*Tout d'abord je remercie Dieu qui m'a donné le courage et la volonté pour réaliser ce modeste travail. Je dédie ce travail :  
A ma très chère mère, qui m'a accompagné durant les moments les plus pénibles de ce long parcours de mes études,*

*A mon père qui m'a aidé à devenir ce que je suis aujourd'hui, que dieu le garde et le protège,*

*A mes grands –parents, mes sœurs, et A toute ma famille  
A mes amis sans exception et plus particulièrement à mon confrère*

*OUAHEB Mechri.*

*Enfin, à tous ceux qui m'aiment.*

Djelil Abdelkader

# إهداء

"الحمد لله الذي بنعمته تتم الصالحات وبتوفيقه تتحقق المقاصد والغايات"

إلى صاحب السيرة العطرة والفكر المستنير؛

إلى من علمني الإخلاص في عملي،

إلى مدرستي الأولى (والدي الحبيب لـعرج) أطال الله عمره...

إلى من وضع المولى -سبحانه وتعالى - الجنة تحت قدميها، ووقرها في كتابه الكريم

(أمي الحبيبة) أطال الله عمرها...

إلى إخوتي وأخواتي الأحبة...

إلى كل عائلي وأقاربي...

إلى كل من ساندني من أصدقائي ولو بكلمة...

إلى من كان لي أخا ونعم الأخ وصديقا ونعم الصديق (عيسى يوسف)

إلى زميلي في هذا العمل (جليل عبد القادر)...

أهدي مذكرة تخرجي...

مشري وهاب

## *Table des matières*

### **RÉSUMÉ**

### **REMERCIEMENTS**

### **DÉDICACE**

### **INTRODUCTION GÉNÉRALE ..... 1**

#### **CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES CHEMINS DE FER**

I.1	Introduction.....	2
I.2	Définition.....	2
I.3	Éléments constituant une voie ferrée.....	3
I.4	Superstructure ferroviaire.....	4
I.4.1	Définition.....	4
I.4.2	Les Rails.....	4
I.4.2.1	Rail à double champignon.....	4
I.4.2.2	Rail Vignole (à patin).....	5
I.4.2.3	Rail à gorge.....	6
I.4.3	Fixation.....	6
I.4.3.1	Cas d'une traverse en bois.....	6
I.4.3.2	Cas d'une traverse métallique.....	7
I.4.3.3	Cas d'une traverse en béton.....	7
I.4.4	Les Traverses.....	8
I.4.4.1	Définition.....	8
I.4.4.2	Rôles principaux.....	8
I.4.4.3	Types de traverse.....	8
I.4.4.3.1	Traverses en bois.....	8
I.4.4.3.2	Traverses métalliques.....	9
I.4.4.3.3	Traverses en béton.....	9
I.4.5	Le Ballast.....	10
I.4.5.1	Rôle du ballast.....	11
I.4.5.2	Matériaux utilisés.....	11
I.5	L'Infrastructure.....	12
I.5.1	Définition.....	12

I.5.2	Rôle de l'Infrastructure .....	12
I.5.3	Qualités demandées et exigences techniques .....	12
I.5.4	Plateforme .....	13
I.5.4.1	Définition .....	13
I.5.5	La Sous-couche .....	14
I.5.5.1	Rôle de la sous couche .....	14
I.5.5.2	Classification des sols (pour la plateforme) .....	14
I.5.5.3	Classification des plateformes.....	15
I.5.6	Couche d'assise .....	16
I.5.7	Couche de forme .....	17
I.5.8	Drainage longitudinal.....	18
I.6	Conclusion .....	19

## **CHAPITRE II : PRESENTATION DU PROJET**

II.1	Introduction.....	20
II.2	Présentation de la ville de Laghouat .....	20
II.3	Présentation du projet en général .....	21
II.4	But de l'étude .....	21
II.5	Caractéristiques de la voie étudiée .....	22
II.6	Contexte géologique .....	22
II.6.1	Cadre géomorphologique .....	22
II.6.2	Contexte géologique régionale.....	23
II.6.3	Contexte géologique locale .....	24
II.6.4	Cadre sismique .....	24
II.7	Contexte géotechniques .....	25
II.7.1	Paramètres géotechniques d'argile et argile limoneuse .....	25
II.7.2	Paramètres géotechniques du Grés .....	28
II.1	Conclusion .....	29

## CHAPITRE III : LES MATERIAUX UTILISES DANS LES REMBLAIS

III.1	Introduction .....	30
III.2	Définition d'un remblai .....	30
III.2.1	Le remblaiement .....	30
III.2.2	Les remblais de grande hauteur .....	31
III.3	Modélisation théorique de la construction d'un remblai de grande hauteur .....	32
III.3.1	La Géométrie du remblai .....	32
III.3.2	Méthodes de dimensionnement des remblais .....	32
III.3.2.1	Pente de remblai .....	32
III.3.2.2	L'épaisseur des couches de remblai .....	33
III.3.2.3	Hauteur totale du remblai à construire .....	34
III.3.3	Les types de modélisation pour la représentation de la construction d'un remblai ...	34
III.3.3.1	Une pression trapézoïdale, uniforme sur grande longueur .....	34
III.3.3.2	Une augmentation progressive du poids volumique dans le remblai .....	35
III.3.3.3	Un phasage la construction par couches de remblai .....	35
III.4	Les essais de sol .....	36
III.4.1	Essai in situ .....	36
III.4.2	Essais de laboratoire .....	37
III.4.2.1	Analyse granulométrique .....	37
III.4.2.2	Les limites d'Atterberg .....	39
III.4.2.2.1	Limite de liquidité WL .....	39
III.4.2.2.2	Limite de plasticité Wp .....	40
III.4.2.2.3	Indice de plasticité Ip .....	40
III.4.2.2.4	Indice de consistance Ic .....	40
III.4.2.2.5	Valeur de bleu de méthylène .....	40
III.4.2.3	Essai de compressibilité par paliers à l'œdomètre .....	41
III.4.2.4	L'essai PROCTOR .....	42
III.4.2.5	Essai C.B.R (California Bearing Ratio) .....	43
III.4.2.6	Essais de résistance des sols au cisaillement .....	43
III.4.2.6.1	Essai de compression simple .....	43
III.4.2.6.2	Essai de cisaillement direct .....	44
III.4.2.7	Essai triaxial .....	46
III.5	Conclusion .....	49

## **CHAPITRE IV : LES METHODES DE CALCUL DE LA STABILITE DES REMBLAIS**

IV.1	Introduction.....	50
IV.2	Définition de la rupture .....	50
IV.3	Mécanismes de rupture .....	51
IV.4	Notion de coefficient de sécurité .....	51
IV.4.1	Cas des ruptures planes (glissements plans) .....	52
IV.4.2	Cas des ruptures circulaires (glissements circulaires).....	53
IV.4.3	Cas des ruptures quelconques (glissements non circulaires) .....	54
IV.5	Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité.....	54
IV.6	Méthodes de calcul de stabilité des pentes.....	55
IV.6.1	Méthodes à l'équilibre limite .....	55
IV.6.1.1	Méthode ordinaire (ou conventionnelle) de (Fellenius, 1936).....	56
IV.6.1.2	Méthode simplifiée de (Bishop, 1955).....	56
IV.6.1.3	Méthode de (Spencer, 1967) .....	57
IV.6.1.4	Méthode complète de (Janbu, 1968) .....	57
IV.6.2	Méthodes Numériques .....	58
IV.6.2.1	La méthode des éléments finis .....	58
IV.6.2.2	La méthode des différences finies .....	59
IV.6.2.3	Choix de La méthode .....	59
IV.6.2.4	Concepts de Base de la méthode aux éléments Finis .....	59
IV.6.3	Etude des tassements du sol de fondation.....	59
IV.6.3.1	Principe de calcul des tassements.....	60
IV.6.3.2	Les principales méthodes de calcul des tassements .....	60
IV.6.4	Calcul de la stabilité au poinçonnement.....	61
IV.7	Conclusions.....	62

## **CHAPITRE V : MODELISATION NUMERIQUE**

V.1	Introduction.....	64
V.2	Définition .....	64

V.3	Le Principe .....	64
V.4	Les points forts de PLAXIS2D .....	64
V.5	Les modèles de comportements intègres dans PLAXIS2D .....	65
V.5.1	Modèle élastique .....	65
V.5.2	Le modèle de Mohr Coulomb (MC) .....	65
V.5.2.1	Le module de Young (E) .....	67
V.5.2.2	Le coefficient de Poisson( $\nu$ ).....	67
V.5.2.3	La cohésion (C) .....	68
V.5.2.4	L'angle de frottement interne ( $\phi$ ).....	68
V.5.2.5	L'angle de dilatance ( $\psi$ ) .....	68
V.5.2.6	Les contraintes de traction.....	69
V.5.2.7	Les paramètres avancés .....	70
V.6	Les étapes de modélisation par PLAXIS2D .....	70
V.6.1	Le programme d'entrée de données (Input).....	70
V.6.2	Le programme de calcul (Calculations) .....	71
V.6.3	Le programme de résultats (Output) .....	72
V.6.4	Les programmes courbes (Curves) .....	73
V.7	La démarche de modélisation avec PLAXIS2D .....	73
V.7.1	Géométrie.....	73
V.7.2	Conditions aux limites .....	74
V.7.3	Définition des paramètres des matériaux .....	74
V.7.4	Maillage .....	76
V.7.5	Les conditions initiales.....	76
V.7.6	Phase de calcul .....	77
V.7.7	Visualisation des Résultats.....	78
V.8	Analyse des résultats .....	80
V.9	Conclusion .....	81
	<b>CONCLUSION GÉNÉRALE.....</b>	<b>86</b>

## **BIBLIOGRAPHIES**

## **ANNEXE**

## Nomenclatures

### Symboles

#### Chapitre 03

<b>H</b>	: Représente la hauteur du remblai.	(m)
<b>i</b>	: La pente du remblai.	(%)
<b>b</b>	: Largeur moyenne du remblai.	(m)
<b>H<sub>1</sub></b>	: Épaisseur maximale pour la résistance initiale du sol.	(m)
<b>H<sub>2</sub></b>	: Épaisseur maximale pour la résistance du sol après consolidation.	(m)
<b>C</b>	: Cohésion.	(Kpa)
<b>C'</b>	: Cohésion effective.	(Kpa)
<b>C<sub>u</sub></b>	: Cohésion non drainée.	(Kpa)
<b>C<sub>c</sub></b>	: Indice de compression.	(%)
<b>φ</b>	: Angle de frottement interne.	(degrés)
<b>y</b>	: Poids volumique du sol.	( $\frac{KN}{m^3}$ )
<b>c<sup>0</sup></b>	: Cohésion initiale du sol avant la construction du remblai.	(Kpa)
<b>R<sub>t</sub></b>	: Hauteur totale du remblai à construire.	(m)
<b>H<sub>r</sub></b>	: Hauteur prévue au-dessus de la surface du terrain naturel pour atteindre le niveau fixé Pour la surcharge.	(m)
<b>T</b>	: Pourcentage de tassement prévu.	(%)
<b>W</b>	: Poids totale du sol.	(KN)
<b>W<sub>s</sub></b>	: Poids des particules solides.	(KN)
<b>W<sub>w</sub></b>	: Poids de l'eau.	(KN)
<b>V</b>	: Volume total (apparent).	m <sup>3</sup>
<b>V<sub>s</sub></b>	: volume des particules solides.	m <sup>3</sup>
<b>V<sub>v</sub></b>	: Volume des vides entre les particules.	m <sup>3</sup>
<b>V<sub>w</sub></b>	: Volume de l'eau.	m <sup>3</sup>
<b>V<sub>a</sub></b>	: Volume de l'aire.	m <sup>3</sup>
<b>y<sub>d</sub></b>	: Poids volumique du sol sec.	( $\frac{KN}{m^3}$ )

$S_r$	: Degré de saturation.	(1, %)
$n$	: Porosité.	(1)
$e$	: Indice des vides.	(1, %)
$\omega$	: Teneur de l'eau.	%
$N$	: Nombre de coups.	-
$W_L$	: Limite de liquidité.	(%)
$W_p$	: Limite de plasticité.	%
$I_p$	: Indice de plasticité.	(%)
$I_L$	: Indice de liquidité.	%
$I_c$	: Indice de consistance.	%
$C_c$	: Coefficient de courbure.	(1)
$C_u$	: Coefficient d'uniformité.	(1)
$D_{10}$	Le diamètre pour les pourcentages de tamisats cumulés est respectivement de 10 %.	(mm)
$D_{30}$	Le diamètre pour les pourcentages de tamisats cumulés est respectivement de 30 %.	(mm)
$D_{60}$	Le diamètre pour les pourcentages de tamisats cumulés est respectivement de 60 %.	(mm)
$\sigma_1$	: Contraintes principales majeure.	(Kpa)
$\sigma_2$	: Contraintes principales intermédiaire.	(Kpa)
$\sigma_3$	: Contraintes principales mineure.	(Kpa)
$\sigma'$	: Contraintes effectives	(Kpa)
$R_p$	: La résistance au poinçonnement.	(Mpa)

#### **Chapitre 04**

$\tau$	: Contrainte de cisaillement.	(Kpa)
$\varepsilon$	: Déformation.	(%)
$F_s$	: Facteur de sécurité.	-
$U$	: Pression interstitielle.	(Mpa)
$f_0$	: Coefficient de correction.	-
$q_{max}$	: Pression maximale admissible sur le sol.	(Mpa)
$q$	: La contrainte apportée par le remblai.	(Kpa)
$\gamma_r$	: Poids volumique de remblai.	(K/m <sup>3</sup> )

**D** : *Epaisseur* (m)  
**g** : *Gradient de cohésion.*

### *Chapitre 05*

**$E_{oed}$**  : *Module Oedométrique.* (Kpa)  
**G** : *Module de cisaillement.* (Kpa)  
**E** : *Le module de Young (ou de compressibilité).* (Kpa)  
 **$\mu$**  : *Le coefficient de Poisson.* -  
 **$\varphi'$**  : *L'angle de frottement effectif.* (degrés)  
 **$\Psi$**  : *L'angle de dilatance.* (degrés)

### *❖ Abréviations*

#### *Chapitre 01*

**DRG** : *Dureté Global*  
**PK** : *Point kilométrique*  
**CBR** : *Californien Bearing Ratio*  
**APS** : *Avant-Projet Sommaire*  
**GTR** : *Guide des Travaux Routiers.*  
**RPA** : *Règle Parasismiques Algérien.*

#### *Chapitre 03*

**USCS** : *Unified Soil Classification System.*  
**LCPC** : *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.*  
**LPC** : *Laboratoire Plein Central.*  
**CD** : *Consolidé Drainé.*  
**CU** : *Consolidé Non Drainé.*  
**UU** : *Non Consolidé Non Drainé.*

#### *Chapitre 04*

**MEF** : *Méthode Élément Finis.*  
**MC** : *Mohr Coulomb.*

## *Liste des figures*

### Chapitre I

FIGURE I.1 : TRAIN.....	2
FIGURE I.2 : TRAMWAY.....	2
FIGURE I.3 : METRO.....	2
FIGURE I.4 : VOIE FERREE.....	2
FIGURE I.5 : ELEMENTS UNE VOIE FERREE.....	3
FIGURE I.6 : LA SUPERSTRUCTURE.....	4
FIGURE I.7 : FIXATION DU RAIL A DOUBLE CHAMPIGNON.....	5
FIGURE I.8 : PROFILE DU RAIL VIGNOLE.....	5
FIGURE I.9 : PROFIL DU RAIL A GORGE.....	6
FIGURE I.10 : FIXATION DU RAIL VIGNOLE SUR TRAVERSE EN BOIS.....	7
FIGURE I.11 : FIXATION DU RAIL SUR TRAVERSE METALLIQUE.....	7
FIGURE I.12 : FIXATION DU RAIL VIGNOLE SUR TRAVERSE EN BETON.....	8
FIGURE I.13 : TRAVERSES EN BOIS.....	9
FIGURE I.14 : TRAVERSES METALLIQUES.....	9
FIGURE I.15 : TRAVERSE MONOBLOC.....	10
FIGURE I.16 : TRAVERSE BIBLOC.....	10
FIGURE I.17 : COUCHE DE BALLAST.....	10
FIGURE I.18 : INFRASTRUCTURE DRAINAGE.....	12
FIGURE I.19 : COMPOSANTES DES VOIES FERREES BALLASTEES.....	13
FIGURE I.20 : LES CONSTITUANTS DE LA VOIE FERREE.....	14
FIGURE I.21 : PROFIL EN TRAVERS TYPE.....	17
FIGURE I.22 : STRUCTURE AVEC COUCHE DE FORME.....	18
FIGURE I.23 : ELEMENTS CONSTITUTIFS DE LA VOIE.....	18

### Chapitre II

FIGURE II.1 : CADRE DU DEVELOPPEMENT FERROVIAIRE DE LA ZONE SUD DE L'ALGERIE.....	20
FIGURE II.2 : CARTE DU RESEAU ROUTIER DE LA WILAYA DE LAGHOUAT.....	21

### Chapitre III

FIGURE III.1 : REMBLAI DE GRANDE HAUTEUR .....	31
FIGURE III.2 : CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUE D'UN REMBLAI .....	32
FIGURE III.3 : LA CONSTRUCTION PAR COUCHES DU REMBLAI.....	33
FIGURE III.4 : REMBLAI ISOLE. ....	34
FIGURE III.5 : REPARTITION DES CONTRAINTES A LA BASE DU REMBLAI.....	35
FIGURE III.6 : AUGMENTATION PROGRESSIVE DU POIDS VOLUMIQUE.....	35
FIGURE III.7 : PHASAGE DE LA CONSTRUCTION PAR COUCHES .....	36
FIGURE III.8 : MATERIEL POUR SONDAGES PRESSIOMETRIQUES. ....	36
FIGURE III.9 : PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT DE LA SONDE (EXTRAIT, ARVOR GEOTECHNIQUE). ....	37
FIGURE III.10 : COURBES GRANULOMETRIQUES DE SIX SOLS DIFFERENTS .....	38
FIGURE III.11 : LES LIMITES D'ATTERBERG.....	39
FIGURE III.12 : DETERMINATION DE LIMITE DE PLASTICITE.....	40
FIGURE III.13 : APPAREILLAGE DE L'ESSAI BLEU DE METHYLENE. ....	41
FIGURE III.14 : COUPE SCHEMATISE DE LA CELLULE ŒDOMETRIQUE.....	41
FIGURE III.15 : ESSAI PROCTOR.....	42
FIGURE III.16 : ESSAI DE COMPRESSION SIMPLE.....	44
FIGURE III.17 : BOITE DE CISAILLEMENT .....	44
FIGURE III.18 : INTERPRETATION GRAPHIQUE DE L'ESSAI CONSOLIDE DRAINE.....	45
FIGURE III.19 : INTERPRETATION GRAPHIQUE DE L'ESSAI NON CONSOLIDE NON DRAINE.....	45
FIGURE III.20 : INTERPRETATION GRAPHIQUE DE L'ESSAI CONSOLIDE NON DRAINE.....	46
FIGURE III.21 : CELLULE TRIAXIALE. ....	47
FIGURE III.22 : RESULTATS DE L'ESSAI U.U A L'APPAREIL TRIAXIAL. ....	47
FIGURE III.23 : RESULTATS DE L'ESSAI C.D A L'APPAREIL TRIAXIAL. ....	48
FIGURE III.24 : RESULTATS DE L'ESSAI C.U A L'APPAREIL TRIAXIAL .....	48

## Chapitre IV

FIGURE IV.1 : DIAGRAMME T-E MONTRANT LES DEUX ALLURES DES COURBES .....	51
FIGURE IV.2 : ETUDE DE STABILITE POUR LE CAS D'UN GLISSEMENT PLAN .....	52
FIGURE IV.3 : SCHEMA TYPE D'UNE RUPTURE CIRCULAIRE.....	53
FIGURE IV.4 : SURFACE DE RUPTURE. ....	55
FIGURE IV.5 : FORCES APPLIQUEES SUR UNE TRANCHE DANS LA METHODE DE FELLENIUS.....	56
FIGURE IV.6 : COORDONNEES DE LA SURFACE DE GLISSEMENT POUR LA METHODE DE SPENCER. ....	57
FIGURE IV.7 : FORCES APPLIQUEES SUR UNE TRANCHE DANS LA METHODE DE BISHOP SIMPLIFIEE. ....	57
FIGURE IV.8 : FORCES APPLIQUEES SUR UNE TRANCHE DANS LA METHODE DE JUMBU GENERALISE.....	58
FIGURE IV.9 : PRINCIPALES METHODES DE CALCUL DES TASSEMENTS .....	61
FIGURE IV.10 : ABAQUES DE CALCUL DU FS SELON LA METHODE DE MATAR ET SALENÇON (1979).....	62

## Chapitre V

FIGURE V.1 : COURBE INTRINSEQUE DU MODELE DE MOHR-COULOMB.....	66
FIGURE V.2 : FENETRE DES PARAMETRES DE MOHR-COULOMB .....	66
FIGURE V.3 : DEFINITION DEE0ET DEE50. ....	67
FIGURE V.4 : ANGLE DE DILATANCE.....	69
FIGURE V.5 : PYRAMIDE DE MOHR-COULOMB TRACEE POUR C=0.....	69
FIGURE V.6 : FENETRE DES PARAMETRES AVANCES DU MODULE MOHR-COULOMB.....	70
FIGURE V.7 : FENETRE PRINCIPALE DU PROGRAMME D'ENTREE DES DONNEES (INPUT) (MODE DE CREATION GEOMETRIQUE).....	71
FIGURE V.8 : FENETRE PRINCIPALE DU PROGRAMME DE CALCUL.....	72
FIGURE V.9 : BARRE D'OUTILS DE LA FENETRE PRINCIPALE DU PROGRAMME OUTPUT .....	72

FIGURE V.10 : BARRE D'OUTILS DE LA FENETRE PRINCIPALE DU PROGRAMME CURVES. ....	73
FIGURE V.11 : GEOMETRIE DU REMBLAI.....	74
FIGURE V.12 : DEFINITION DES PARAMETRES DES MATERIAUX. ....	75
FIGURE V.13 : MAILLAGE DU PROJET.....	76
FIGURE V.14 : FENETRE DES CONDITIONS INITIALES.....	77
FIGURE V.15 : LA PHASE DES CALCULS.....	78
FIGURE V.16 : DEPLACEMENTS TOTAL.....	79
FIGURE V.17 : CONTRAINTES EFFECTIVES .....	79
FIGURE V.18 : MAILLAGE DEFORME .....	80
FIGURE V.19 : CONTRAINTES TOTAL .....	80
FIGURE V.20 : GRAPHE DU FACTEUR DE SECURITE.....	81

## *Liste des tableaux*

### Chapitre I

TABLEAU I.1 : METHODE DE CLASSEMENT DE LA PLATEFORME.....	16
---	----

### Chapitre II

TABLEAU II.1 : LES CARACTERISTIQUES DE LA VOIE ETUDIEES SONT SYNTHETISEES DANS LE TABLEAU CI-DESSOUS .....	22
---	----

TABLEAU II.2 : COEFFICIENTS D'ACCELERATION A .....	25
--	----

TABLEAU II.3 : PARAMETRES GEOTECHNIQUES D'ARGILE ET ARGILE LIMONEUSE.....	26
--	----

TABLEAU II.4 : PARAMETRES GEOTECHNIQUES DU GRE'S .....	28
--	----

TABLEAU III.1 : ORDRE DE GRANDEUR DE LA PENTE D'UN REMBLAI EN FONCTION DE SA HAUTEUR .....	33
---	----

TABLEAU III.2 : CLASE DE LA PORTANCE DE L'INDICE DE CBR.....	43
--	----

### Chapitre IV

TABLEAU IV.1 : DIFFERENTS EXEMPLES DE DEFINITIONS D'UN COEFFICIENT DE SECURITE, LAMBE [1973].....	52
--	----

TABLEAU IV.2 : LES VALEURS DE FS EN FONCTION DE L'IMPORTANCE DE L'OUVRAGE.....	54
---	----

### Chapitre V

TABLEAU V.1 PROPRIETES MATERIELLES DU REMBLAI ET DU SOL SUPPORT...	75
--	----

# *Introduction générale*

## *Introduction générale*

La stabilité des remblais est un problème qui préoccupe les géotechniciens tant praticiens que chercheurs. Les désordres engendrés par la rupture des remblais sont généralement spectaculaires, souvent destructifs et parfois meurtriers. L'étude d'un talus 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 et présenter les différentes méthodes utilisées dans l'analyse de la stabilité des remblais. Celles-ci différencient par les hypothèses admises par les auteurs et par la facilité de leur mise en œuvre, mais elles s'accordent toutes à définir un coefficient de sécurité global du remblai, et choisir la surface critique de glissement. Pour le calcul de la stabilité, on a présenté plusieurs méthodes parmi lesquelles on peut citer les méthodes de FELLENIUS et de BISHOP modifié. Les outils traditionnels utilisés pour traiter le problème de stabilité des remblais reposent sur des approches statiques simples (calcul en équilibre limite par la méthode des tranches). Ces approches, quoique pratiques, ne sont pas rigoureuses, le calcul numérique par la méthode des éléments finis.

Dans ce mémoire, le calcul de la stabilité d'un remblai ferroviaire de Pk 53+330 au Pk55+625 sur la ligne Djelfa –Laghouat, c'est un cas parmi des nombreux cas d'analyse de la stabilité des pentes où le modèle de référence a été établis en deux dimensions (2d) par le logiciel PLAXIS2D.

L'objectif de cette étude est principalement d'étudier un cas pratique de talus instable au niveau de la ligne ferroviaire Djelfa -Laghouat.

Pour mener à bien notre travail, le présent manuscrit a été structuré comme suit :

Après une introduction générale, l'essentiel du travail a été divisé en cinq chapitres :

Le premier chapitre est consacré au Généralités sur les chemins de fer, éléments constituant une voie ferrée ;

Le deuxième chapitre est dédié à la Présentation du projet et l'étude du trafic ;

Le troisième chapitre est consacré à l'étude des matériaux utilisés dans les remblais, et la modélisation théorique de la construction d'un remblai ;

Le quatrième chapitre présent l'étude des méthodes de calcul de la stabilité des remblais ;

Le cinquième chapitre présente la Modélisation Numérique, le Principe, les points forts de PLAXIS2D, les étapes de modélisation par PLAXIS2D ;

Le travail est clôturé, enfin, par une conclusion générale.

*Chapitre I : Généralités sur  
les chemins de fer*

## Chapitre I : Généralités sur les chemins de fer

### I.1 Introduction

Les chemins de fer (ou voies ferrées) sont donc des voies de communication terrestres assurant le transport ferroviaire, c'est-à-dire, la circulation des trains, métros et tramways.



Figure I.1 : Train.



Figure I.2 : Tramway.



Figure I.3 : Métro.

### I.2 Définition

Une voie ferrée est une voie de communication terrestre, conçue directement sur le sol ou sur un ouvrage d'art (un pont), destinée à assurer la circulation des trains, métros et tramways sur des rails métalliques [1].



Figure I.4 : Voie ferrée.

### I.3 Eléments constituant une voie ferrée

Une voie ferre est constituée de deux parties principales :

❖ **La superstructure :**

Elle est constituée par :

- ✓ (1) les rails ;
- ✓ (2) les accessoires d'attache et de fixation ;
- ✓ (3) les traverses ;
- ✓ (4) et le ballast.

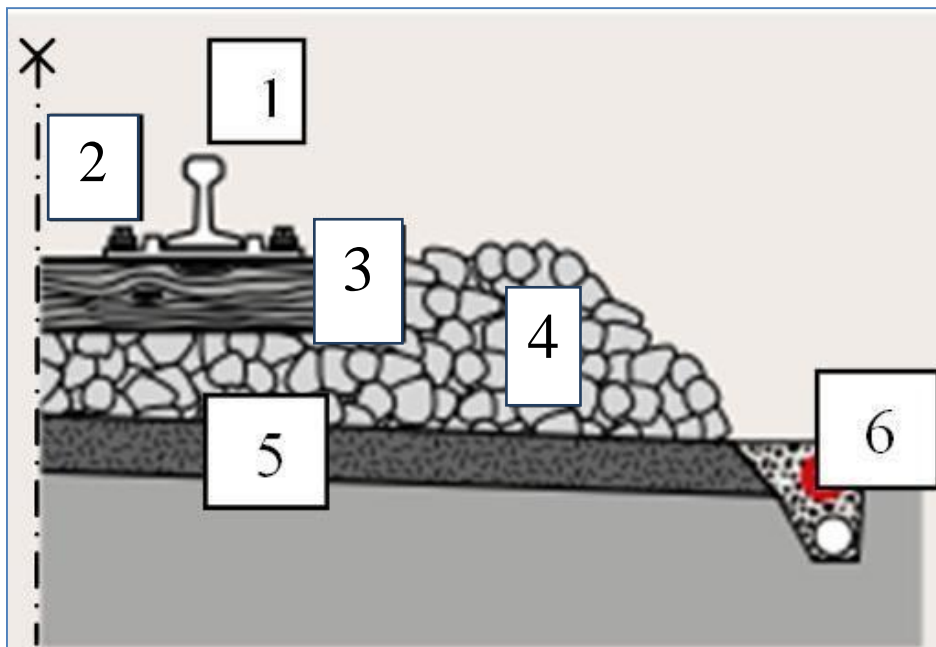


Figure I.5 : Eléments une voie ferrée.

❖ **L'infrastructure :**

Elle est constituée d'une couche (5) imperméable posée sur un lit compact d'agrégat, située en dessous du ballast.

Et le drainage (6).

Elle remplit plusieurs fonctions [1].

## I.4 Superstructure ferroviaire

### I.4.1 Définition

La superstructure d'une voie ferrée est constituée des éléments principaux suivants :

- ✓ (A) les rails ;
- ✓ (B) les accessoires d'attache et de fixation ;
- ✓ (C) les traverses ;
- ✓ (D) le ballast (couche de ballast).

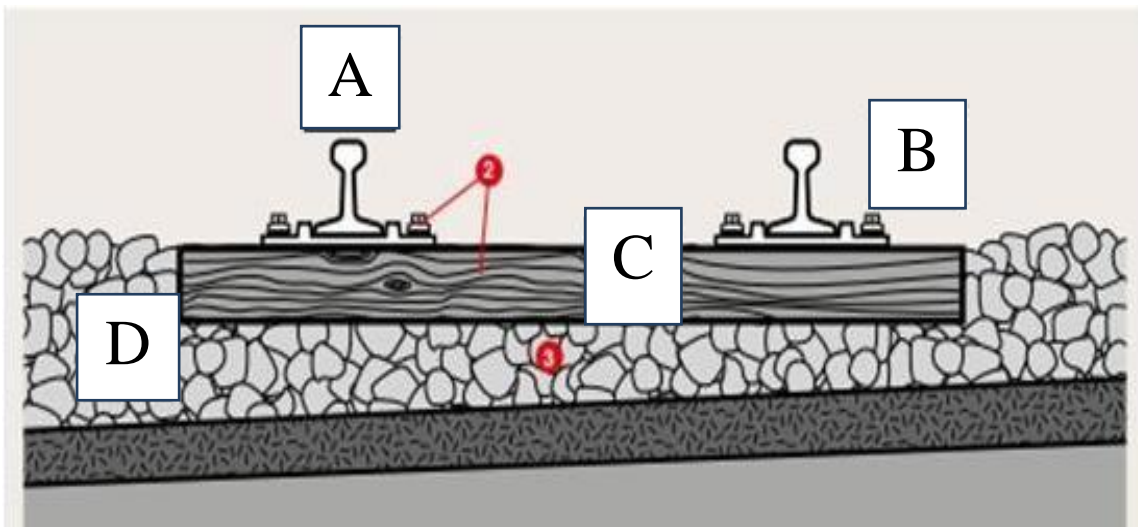


Figure I.6 : La superstructure.

### I.4.2 Les Rails

Le rail est une Poutre métallique de répartition des charges de roues dans le sens vertical, transversal et longitudinal et sert pour le guidage et maintien de la stabilité de l'essieu, le contact roue-rail (acier / acier) ayant les avantages de limiter la résistance à l'avancement par une surface réduite de contact et de faire le transfert des charges à la traverse via le système d'attaches [2].

❖ **On en distingue trois types des rails :**

#### I.4.2.1 Rail à double champignon

Le rail à double champignon est caractérisé par une forme symétrique avec champignon supérieur et champignon inférieur. Ce type pouvait être réutilisé par Retournement après usure du champignon supérieur ; il est fixé sur les travers à l'aide des coussinets en fonte (difficile et couteux) comme montre la Figure I.7 [2].

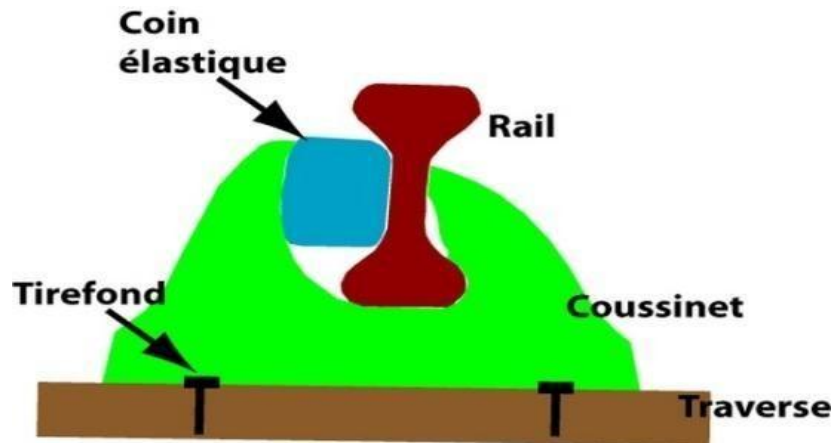


Figure I.7 : Fixation du rail à double champignon.

#### I.4.2.2 Rail Vignole (à patin)

Ce rail couramment désigné sous le nom de Vignole, se caractérise par une base élargie qui permet une fixation facile sur la traverse. Il évite les nombreux inconvénients du rail à double champignon : fixation dans des coussinets en fonte, encochage du champignon inférieur, difficulté de conservation du dressage. Il est fixé sur les traverses, soit directement, soit par l'intermédiaire de selles métalliques. Ce type est généralement utilisé pour le cas des trains de transport de marchandise et de transport de voyageur à longue distance (Figure I.8) [2].



Figure I.8 : Profilé du rail Vignole.

### I.4.2.3 Rail à gorge

Ce type est généralement utilisé pour le cas des tramways et les métros légers, leur Poids propre est de l'environs de 58,96 kg/ml, leur géométrie est schématisée sur la Figure I.9 [2].



**Figure I.9 : Profil du rail à gorge.**

### I.4.3 Fixation

Les rails doivent être fixés aux traverses pour :

- ✓ empêcher le mouvement des rails dans tous les sens (longitudinal, transversal et vertical) ;
- ✓ conserver l'écartement fixe.

Il existe plusieurs systèmes permettant la fixation du rail sur les traverses. Le système de fixation dépend du type de rail et du type de traverse [3].

❖ **On en distingue trois cas :**

#### I.4.3.1 Cas d'une traverse en bois

Si le rail est de type Vignole on utilise soit :

- ✓ des tirefonds (vis à bois) (Figure I.10) ;
- ✓ des crampons (clous spéciaux) [4].

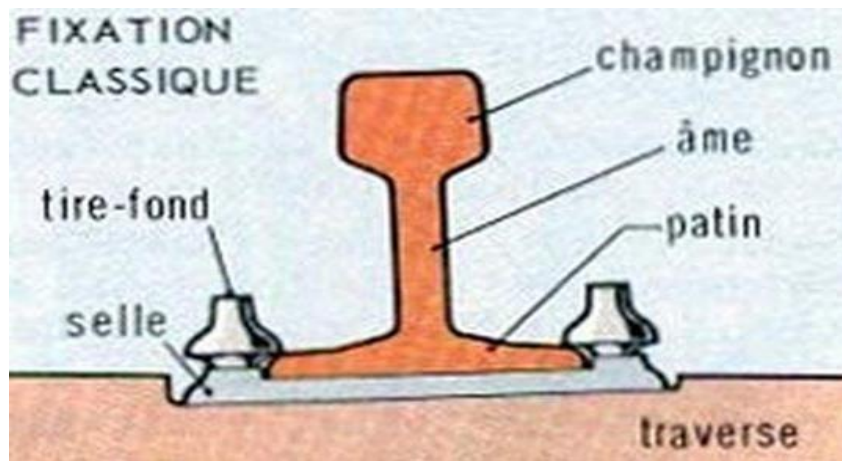


Figure I.10 : Fixation du rail Vignole sur traverse en bois.

#### I.4.3.2 Cas d'une traverse métallique

On utilise des crapauds fixés par des boulons + écrous (Figure I.11) [4].

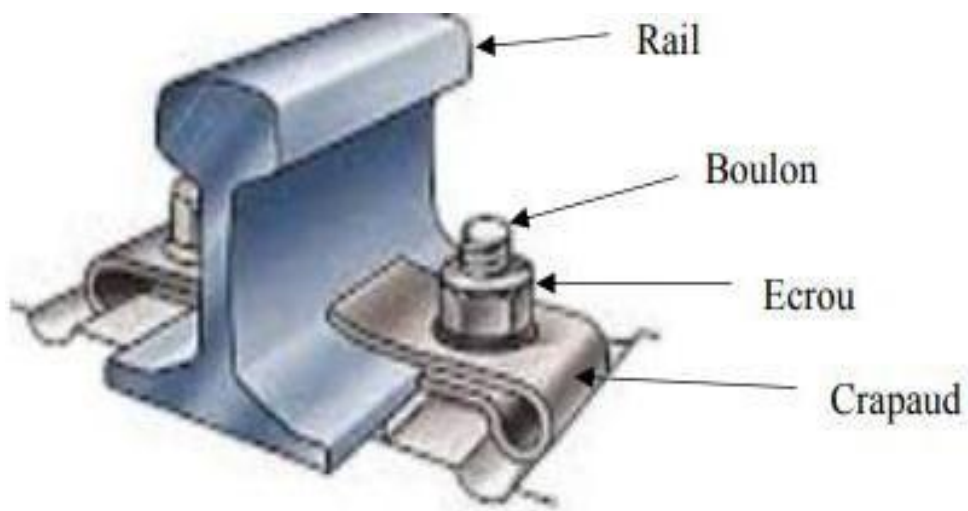


Figure I.11 : Fixation du rail sur traverse métallique.

#### I.4.3.3 Cas d'une traverse en béton

Les crapauds fixent le rail à l'aide des tirefonds ancrés dans le béton et les écrous de fixation (Figure I.12) [4].

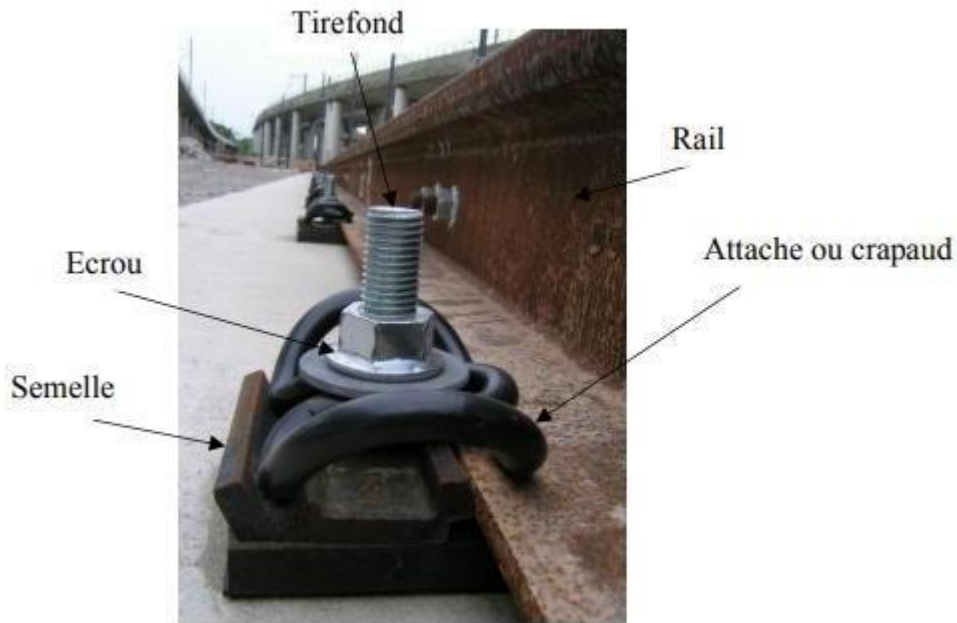


Figure I.12 : Fixation du rail Vignole sur traverse en béton.

## I.4.4 Les Traverses

### I.4.4.1 Définition

Une traverse est un élément fondamental de la voie ferrée. C'est une pièce posée en travers de la voie, sous les rails, pour en maintenir l'écartement et l'inclinaison, et transmettre au ballast les charges des véhicules circulant sur les rails [3].

### I.4.4.2 Rôles principaux

- ✓ servir de support aux rails fixant et assurant sa position selon les côtes ;
- ✓ recevoir les charges verticales et horizontales transmises par le rail pour ensuite les répartir vers le ballast ;
- ✓ obtenir et maintenir une stabilité pour la voie tant sur le plan horizontal, que sur le plan vertical [4].

### I.4.4.3 Types de traverse

- ❖ **On en distingue trois types de traverse :**

#### I.4.4.3.1 Traverses en bois

Le bois est le matériau le plus utilisé et qui remplit mieux les conditions nécessaires mais la rareté et la non disponibilité dans certaines régions ont mené les constructeurs vers l'utilisation d'autres matériaux [3].



**Figure I.13 : Traverses en bois.**

#### **I.4.4.3.2 Traverses métalliques**

Ce sont des profilés laminés en forme de U renversé, emboutis aux extrémités pour assurer la résistance latérale de la voie (Figure I.14) [3].



**Figure I.14 : Traverses métalliques.**

#### **I.4.4.3.3 Traverses en béton**

Le béton est le matériau qui a concurrencé le bois actuellement (Figure I.15et I.16). On distingue 2 types de traverses en béton : type monobloc et bi-bloc [3].



**Figure I.15 : Traverse Monobloc.**



**Figure I.16 : Traverse Bi bloc.**

### **I.4.5 Le Ballast**

Les pierres concassées sur lesquelles sont posées les traverses constituent le ballast, leurs granulométries est de l'ordre de 25/50.

Le ballast compose la couche d'assise située entre la plateforme et les traverses. Son rôle est de maintenir la voie ferrée en place en résistant aux efforts générés par les rails et traverses lors des variations de température. Il permet également de transmettre et de répartir sur la plate-forme les charges exercées par le matériel roulant [5].



**Figure I.17 : Couche de ballast.**

#### I.4.5.1 Rôle du ballast

- ✓ assure la transmission et la répartition sur la plateforme des charges exercées par le train ;
- ✓ assure l'ancrage des traverses dans le sens longitudinal et transversal ;
- ✓ contribue à la capacité d'amortissement des charges dynamiques transmises à la voie grâce à la dissipation d'énergie par frottement des grains de ballast entre eux ;
- ✓ assure le drainage et l'évacuation rapide des eaux de ruissèlement ;
- ✓ permet au moyen du bourrage-dressage mécanisé la rectification rapide du nivellement et du tracé de la voie [6].

#### I.4.5.2 Matériaux utilisés

Pour remplir son rôle, le ballast doit posséder les principales qualités suivantes :

- ❖ **Dureté** : Elle doit lui permettre de résister aux efforts reçus ainsi qu'à l'usure par abrasion. La dureté des granulats de couches d'assise doit être envisagée sous le double aspect de la résistance à l'attrition et aux chocs. la dureté d'un granulat est exprimée au moyen d'un coefficient dit de « Dureté global » qui est une évaluation statistique de la dureté générale du matériau d'une carrière. Les duretés minimales souhaitables sont :
  - ✓ lignes classiques avec voyageurs  $V \leq 200\text{km}$  : DRG = 17 ;
  - ✓ lignes sans voyageurs : DRG = 14 ;
  - ✓ lignes à grandes vitesse  $>200\text{km}$  : DRG = 20.
- ❖ **Bonne granularité** : la grosseur des éléments, leur forme et la proportion relative du nombre d'éléments de différentes grosseurs sont des caractéristiques qui influent non seulement sur la stabilité de la voie et la durée de vie du ballast, mais également sur la mise en œuvre de ce ballast en fonction de la technique adoptée.
- ❖ **Coût du ballast** : l'aspect économique est à prendre en considération et le coût de la fourniture majoré du coût du transport, facilitera le choix à faire pour le ballast à utiliser.

#### Contraintes :

Le ballast subit deux types d'usure :

- ✓ contamination par des matériaux parasites, par exemple de la terre. On procède à des désherbages, mais il est nécessaire de remplacer le ballast régulièrement ;
- ✓ tassement du ballast sous les traverses, ce qui provoque une déformation verticale de la voie [6].

## I.5 L'Infrastructure

### I.5.1 Définition

L'infrastructure constitue un élément essentiel qui doit être interposé entre le sol et la superstructure. Elle peut être mono ou multicouche.

Elle comprend du haut vers le bas, une couche "sous ballast" en grave propre bien graduée (0/31.5) puis une couche de fondation, et enfin, s'il y a lieu, une couche anti-contaminatrice complétée par des feuilles de géotextile ou géo membrane [1].

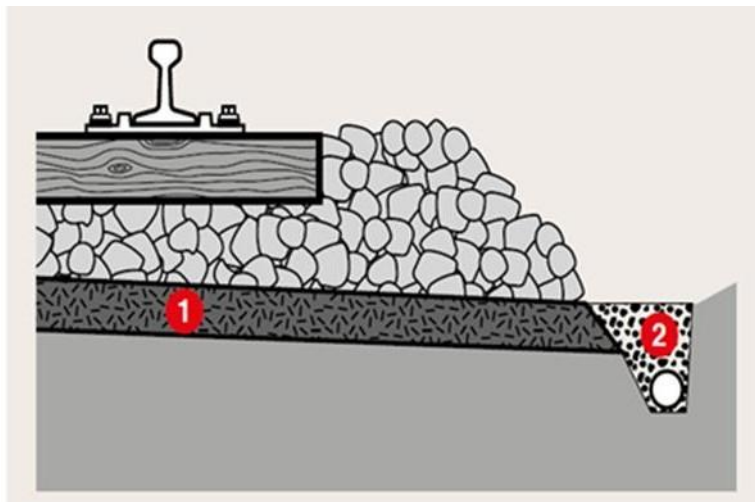


Figure I.18 : Infrastructure drainage.

### I.5.2 Rôle de l'Infrastructure

C'est une couche qui se situe en dessous du ballast. C'est une couche bien soignée posée sur un lit compact d'agrégat. Elle a pour rôle :

- ✓ absorber la charge transmise par le ballast ;
- ✓ créer une surface imperméable pour éviter l'infiltration d'eau, ce qui affaiblirait les fondations ;
- ✓ empêcher les particules fines du sol de remonter dans le ballast, ce qui lui enlèverait sa stabilité, sa souplesse et son imperméabilité (sous couche anti-contaminant) [1].

### I.5.3 Qualités demandées et Exigences techniques

Pour bien jouer son rôle, l'infrastructure doit être caractérisée par :

- ✓ la surface supérieure de l'infrastructure doit être légèrement inclinée pour permettre un bon écoulement de l'eau venant du ballast ;

- ✓ elle doit être en outre complétée par un système de drainage, posé tout le long des voies pour permettre l'évacuation de l'eau recueillie selon le site, les caractéristiques hydrogéologiques et hydrauliques de site ;
- ✓ elle doit avoir une épaisseur suffisante et un matériau bien choisi pour accomplir sa mission qui dépend surtout :
  - des caractéristiques intrinsèques des sols de la plateforme (capacité portante, saturation, capillarité, etc.) ;
  - des conditions climatiques du site (comme le gel par ex).

L'épaisseur de cette couche doit être prise en compte lors du dimensionnement du ballast [1].

## I.5.4 Plateforme

### I.5.4.1 Définition

Partie supérieure de l'ouvrage en terre supportant le sous-ballast. La plateforme est constituée de terres rapportées dans le cas d'un remblai ou du sol en place dans le cas d'un déblai. Pour évaluer la qualité de la plateforme, il convient :

- ✓ d'apprécier la qualité de chaque sol composant la plateforme ;
- ✓ d'apprécier la qualité de la plateforme complète :

Couche de forme + sol sous-jacent [1].

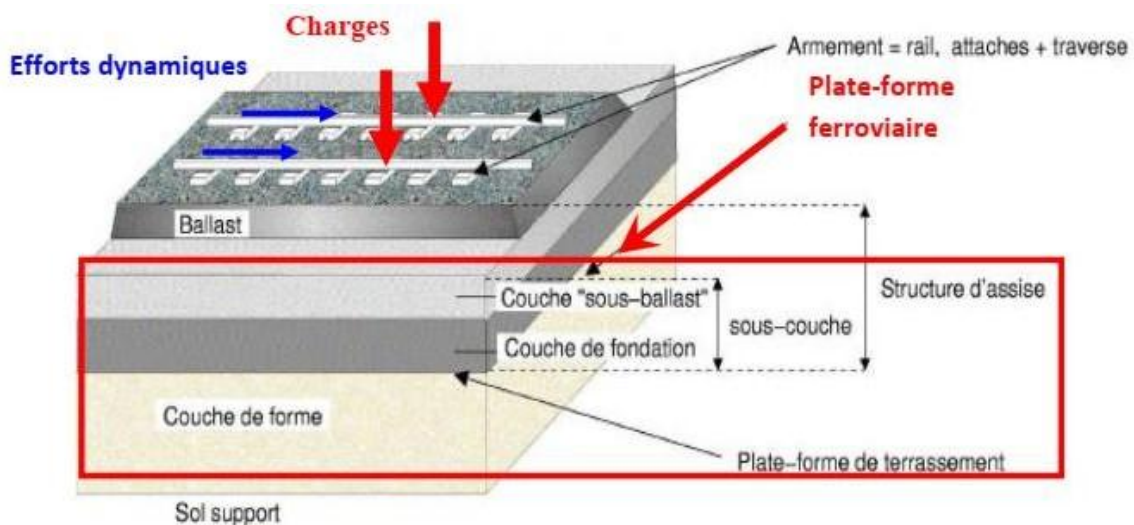


Figure I. 19 : Composantes des voies ferrées ballastées.

### I.5.5 La Sous-couche

#### ❖ La sous-couche comprend :

- ✓ une couche appelée sous-ballast en grave propre bien graduée 0/31,5mm comportant au moins 30% de concassé et compactée à 100% OPN ;
- ✓ une couche de fondation en grave propre bien graduée compactée à 100% OPN ;
- ✓ suivant nécessité, une couche appelée anti contaminant en sable propre [6].

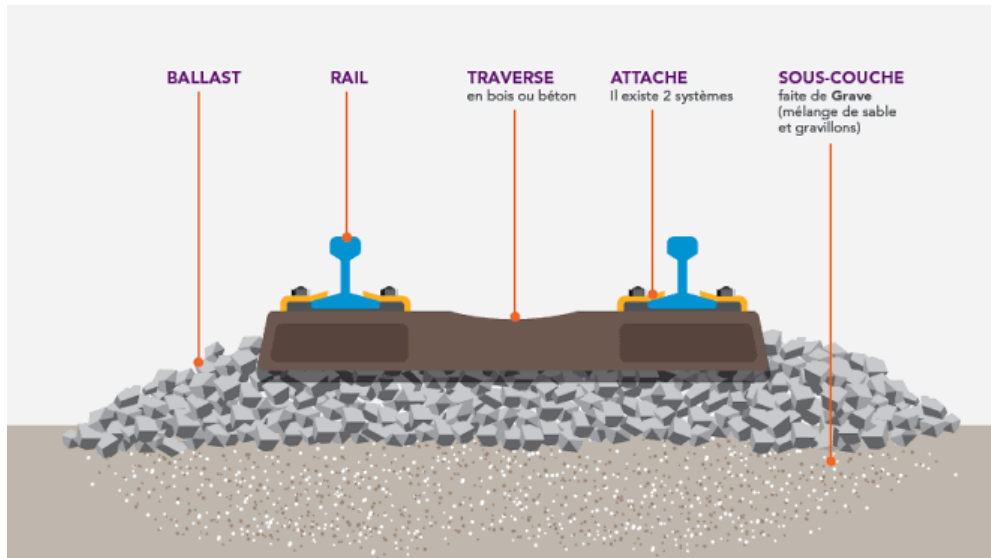


Figure I.20 : Les constituants de la voie ferrée.

#### I.5.5.1 Rôle de la sous couche

- ✓ la protection de la partie supérieure de la plateforme contre l'érosion qui résulte, soit d'une part du poinçonnement opéré par les éléments de ballast, d'autre part, de l'action des eaux de ruissèlement ;
- ✓ la protection de la plateforme contre les effets du gel ;
- ✓ une meilleure répartition des charges transmises, ce qui permet d'obtenir des valeurs admissibles de sollicitations au niveau de la partie supérieure de la plateforme [6].

#### I.5.5.2 Classification des sols (pour la plateforme)

La qualité d'un sol dépend des deux paramètres ci-après :

- ✓ la nature géotechnique du sol ; à cet égard, on utilise l'identification géotechnique ;
- ✓ les conditions hydrogéologiques et hydrologiques locales ; ces conditions, sont réputées bonnes si :

- la couche supérieure du sol considéré est hors de toute nappe naturelle (niveau de cette dernière mesuré avant toute opération de rabattement complémentaire et en période climatique défavorable) ;
- la plateforme n'est pas le siège de percolations (pénétration par l'eau circulant dans le sol (éventuellement polluée)) naturelles transversales, longitudinales ou verticales nocives ;
- les eaux pluviales sont évacuées correctement de la plateforme et les dispositifs longitudinaux de drainage sont en bon état de fonctionnement.

Si l'une au moins de ces trois conditions n'est pas remplie, les conditions hydrogéologiques et hydrologiques sont réputées mauvaises. On distingue, selon que les conditions ci-dessus soient bonnes ou mauvaises et selon d'autres modalités (voir annexe A1), les quatre classes de qualité  $QS_i$  de sols ci-après :

- ❖  $QS_0$  : Sols « impropres » à la réalisation d'une plateforme correcte et nécessitant certaines mesures confortatives, (remplacement du matériau sur une certaine épaisseur, traitement aux liants, utilisation de géotextiles, renforcement par pieux, etc.) ;
- ❖  $QS_1$  : Sols « médiocres » acceptables tels quels, dont on doit toujours se préoccuper du bon drainage. Ces sols peuvent, éventuellement, être transformés en sols de meilleure qualité par un traitement approprié, (traitement aux liants) ;
- ❖  $QS_2$  : Sols « moyens » ;
- ❖  $QS_3$  : Bons sols [5].

### I.5.5.3 Classification des plateformes

La portance d'une plateforme dépend de la :

- ✓ qualité du sol constituant le corps de remblai ou du sol en place en fond de déblai ;
- ✓ qualité et l'épaisseur de la couche de forme (lorsque cette dernière existe).

On peut distinguer, en fonction des paramètres ci-dessus les trois classes suivantes de plateformes en fonction de la qualité de leur portance :

- ✓ P1 : Plateforme médiocre ;
- ✓ P2 : Plateforme moyenne ;
- ✓ P3 : Plateforme bonne [1].

**Tableau I.1 : Méthode de classement de la plateforme**

Spécifications pour le cœur du remblai ou esplanade naturelle de déblai		Capacité de support nécessaire pour la plateforme	Spécifications pour la couche de forme		
Qualité du matériel	CBR <sub>min</sub> (a)		Qualité du matériel posé	CBR <sub>min</sub> (b)	Epaisseur minimale (m)
QS1	2-3	P1	QS1	2-3	--
		P2	QS2	5	0.50
		P2	QS3	10-17	0.35
		P3	QS3	10-17	0.50
QS2	5	P2	QS2	5	--
		P3	QS3	10-17	0.35
QS3	10-17	P3	QS3	10-17	--

**Avec :**

(a):le CBR sur échantillon inaltéré lorsqu'il s'agit du terrain naturel, et sur échantillon remoulée compacté quand il s'agit du cœur du remblai (les échantillons doivent être saturé durant l'essai) ;

(b) : le CBR sur échantillon remoulé et compacté (les échantillons doivent être saturés durant l'essai) [3].

**I.5.6 Couche d'assise**

Les couche d'assise contribuent à assurer, par leur nature et leur épaisseur, le bon comportement de la voie ferrée des points de vue rigidité, tenue du nivellement et drainage. Elles comprennent la couche de ballast et la sous-couche.

L'épaisseur et la nature des couches d'assise dépendent :

- ✓ des caractéristiques intrinsèques des sols de plate-forme (nature, portance, sensibilité à l'eau et au gel...)

- ✓ des caractéristiques globales de la plate-forme qui dépendent non seulement des caractéristiques des sols, mais aussi de la condition hydrogéologique du site ;
- ✓ des conditions climatiques du site ;
- ✓ du trafic (tonnages, charges, vitesses) ;
- ✓ de l'armement (profil des rails, nature et espacement des traverses,...).

L'épaisseur de la couche de ballaste doit être prise en compte lorsque l'on dimensionne la sous-couche [7].

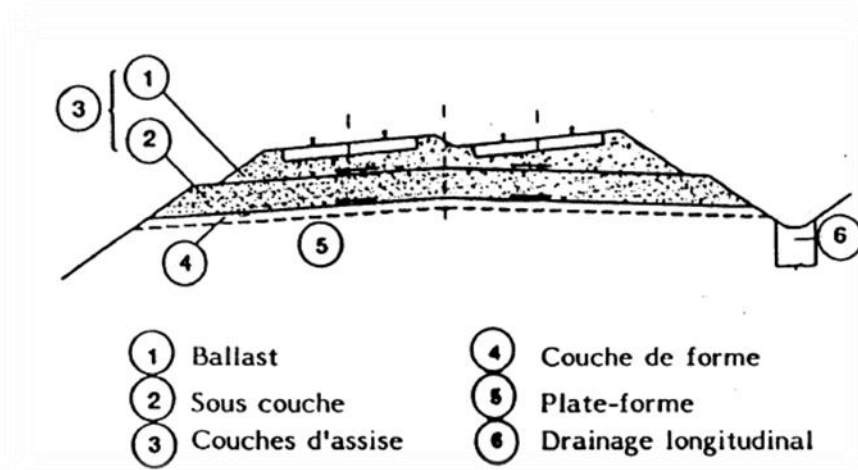


Figure I.21 : Profil en travers type.

### I.5.7 Couche de forme

La partie supérieure de la plate-forme est aménagée en couche de forme généralement pente transversalement.

Les réseaux considèrent différemment la fonction de la couche de forme (par exemple : stabilisation, substitution, amélioration,...) [7].

La couche de forme est une couche de sol granulaire permettant d'adapter les caractéristiques aléatoires et dispersées des matériaux de remblai ou du terrain en place. Elle permet ainsi d'obtenir à sa surface des caractéristiques mécaniques homogènes permettant de dimensionner les structures d'assise. Elle contribue par ailleurs à mettre hors gel le sol support et à drainer les eaux d'infiltration vers les systèmes de drainage.

Elle est dite « normale » si le sol en place fait office de couche de forme ou « rapportée » si la structure est constituée de matériaux granulaires rapportés ou par du sol traité [8].

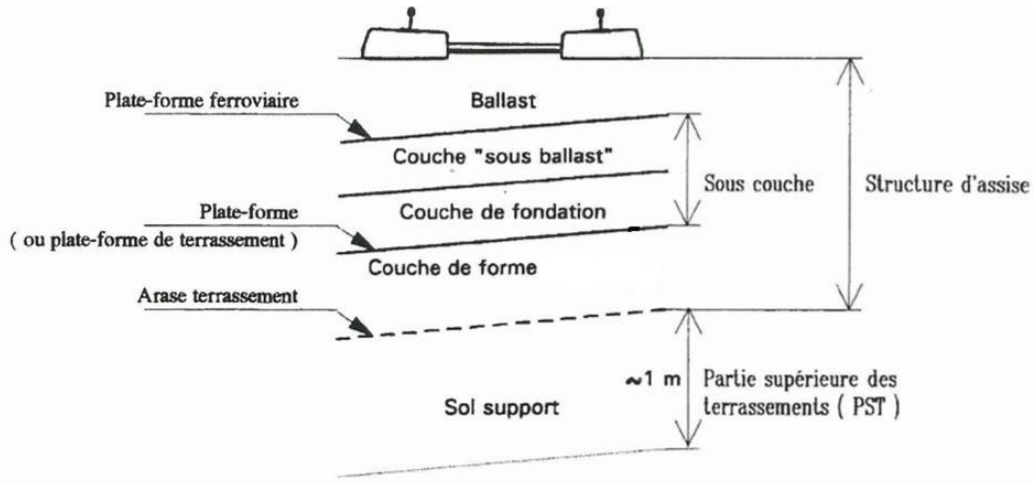


Figure I.22 : Structure avec couche de forme.

### I.5.8 Drainage longitudinal

Les drainages longitudinaux recueillent et évacuent les eaux de ruissellement, d'infiltration ou souterraines. D'une manière générale, on peut distinguer :

- ✓ les dispositifs de drainage profonds (drins, collecteurs drainants, collecteurs) ;
- ✓ les fossés [7].

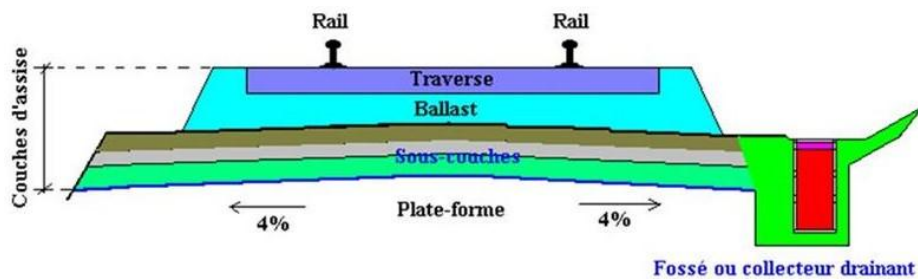


Figure I.23 : Éléments constitutifs de la voie.

## **I.6 Conclusion :**

La structure ferroviaire est constituée de deux parties, la partie supérieure (le rail ; les fixations ; les traverses ; et le ballast) et la partie inférieure (la plateforme ; la sous-couche ; la couche d'assise ; la couche de forme).

Dans notre étude, nous étudierons la partie basse ; et plus précisément le remblai qui constitue la couche de forme d'une voie ferrée.

# *Chapitre II : Présentation du projet*

## Chapitre II : Présentation du projet

### II.1 Introduction

Dans le cadre du développement du réseau ferroviaire en Algérie, parmi lequel la réalisation de la nouvelle ligne ferroviaire Djelfa-Laghouat sur un linéaire de 110 km. L'étude a pour objet de concevoir une ligne à voie unique afin de relier la ville de Djelfa à celle de Laghouat, à une vitesse de 220km/h pour les trains de voyageurs, et une vitesse de 100km/h pour les trains de marchandises. Cette nouvelle ligne fait partie du projet de la boucle du sud (Djelfa / Laghouat/ Ghardaïa / Ouargla / Nouvelle Ville de Hassi Messaoud / Touggourt / Biskra), dans le cadre du développement ferroviaire de la zone sud de l'Algérie. Elle permettra également la liaison de la région centre des hauts plateaux à la région du nord du grand Sahara du pays [5].



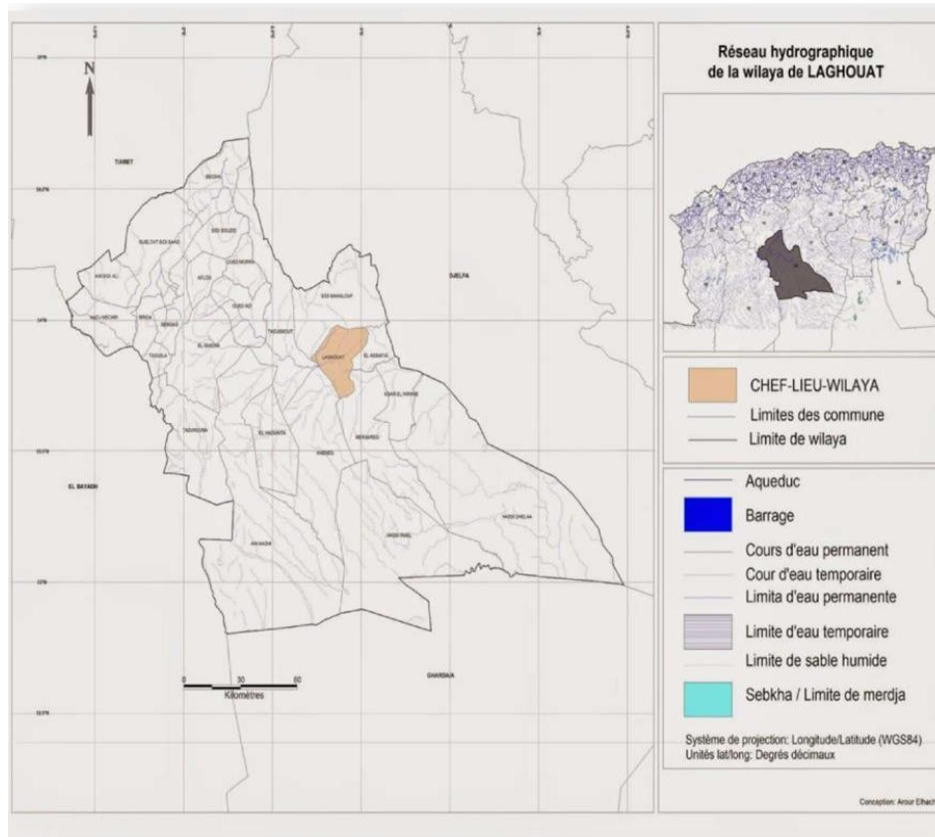
Figure II.1 : Cadre du développement ferroviaire de la zone sud de l'Algérie.

### II.2 Présentation de la ville de Laghouat

La wilaya de Laghouat est située au sud centre du pays, elle est limitée géographiquement comme suit :

- ❖ au nord : Tiaret ;
- ❖ à l'Est : Djelfa ;
- ❖ à l'Ouest : Tiaret et El Beyedh ;
- ❖ au Sud : Ghardaïa.

Conformément à la dernière organisation territoriale du pays, la wilaya de Laghouat regroupe actuellement 10 daïras et 24 communes. La wilaya s'étend sur une superficie de 25052 km<sup>2</sup> [5].



**Figure II.2 : Carte du réseau routier de la wilaya de Laghouat.**

### II.3 Présentation du projet en générale

Notre projet est intitulé (Calcul de la stabilité d'un remblai sur La nouvelle ligne ferroviaire « Djelfa-Laghouat » Du PK 53+330 au PK 55+625).

### II.4 But de l'étude

Le but de cette étude est le calcul de la stabilité d'un remblai ferroviaire sur la ligne Djelfa –Laghouat Du PK 53+330 au PK 55+625.

- ✓ Calcul du facteur de sécurité  $F_s$  : [9]
  - $F_s \geq 1,5$  pour la stabilité à long terme ;
  - $F_s \geq 1,3$  pour la stabilité à court terme ;
  - $F_s \geq 1,0$  pour l'analyse en conditions sismiques.
- ✓ Assurer la stabilité de remblai.

## II.5 Caractéristiques de la voie étudiée

**Tableau II.1 : Les caractéristiques de la voie étudiées sont synthétisées dans le tableau ci-dessous**

Rail	Type UIC 60
Traverses	Type monobloc en béton précontraint
Ecartement des traverses	Ecartement normal $e=1435\text{mm}$
Tonnage des essieux	Pleine voie = 22,5 t
	Ouvrage d'art = 25t
Vitesse des trains	$V_{\text{max}} = 220\text{km/h}$ ; $V_{\text{min}} = 100\text{km/h}$
Attaches	Attache élastique type NABLA

## II.6 Contexte géologique

### II.6.1 Cadre géomorphologique

Le projet de la ligne nouvelle Djelfa-Laghouat se situe dans la région Sud de l'Atlas Saharien et à la limite Nord du grand erg occidental. La région de Djelfa occupe la partie sommitale des monts des Ouled-Naïl se présentant en plateau, émergeant à une altitude de 1200,00 m et descendant au Sud suivant une pente peu abrupte à douce pour atteindre les 850,00m d'altitude aux environs de Laghouat. Le tracé se situant sur l'axe Djelfa – Laghouat, débute par le contournement de la ville de Djelfa. Il se poursuit en longeant la route nationale RN-01 sur le reste du parcours, constituant la plus grande partie de la voie. Les terrains les plus récents des zones basses souvent peu épais, sont constitués en majorité de formations du quaternaire, alors que les chaînes montagneuses appartiennent au secondaire. Le tracé passe entre une série de chaînes montagneuses, d'aspect singulier et typique à la région. Leurs sommets forment des bassins, constitués de plusieurs cuvettes elliptiques, circonscrites, de grandeurs décroissantes, empilées les unes sur les autres, et entaillées de fentes à travers lesquelles coulent les oueds les plus importants de la région [9].

### **Du PK 53+330 au PK 55 + 625 :**

Cette zone est sensiblement identique à la précédente. Elle est limitée au Nord par oued EL-MEGTAA et au Sud par oued METLILI. C'est une vaste plaine gréseuse, souvent marquée par des dépressions formant des cuvettes et favorisant la formation de bassins sans exutoires, où s'accumulent et stagnent les eaux pluviales.

Le relief de cette zone n'est marqué que par l'émergence de petites montagnes parsemées en îlots aux alentours du PK 55 + 625 dont le site dit rocher des pigeons. Après cette zone, s'ensuit une série de vallonnements, que le tracé franchit passant tantôt en fonds de vallées formant de larges cuvettes et tantôt en crêtes ayant une faible dénivelée, alignées en bandes parallèles, et transversales à la voie [9].

## **II.6.2 Contexte géologique régionale**

La description géologique est basée sur la documentation existante et sur les cartes géologiques disponibles pour la zone d'étude :

- ❖ livret des substances utiles de la Wilaya de Laghouat ;
- ❖ livret des substances utiles de la Wilaya de Djelfa ;
- ❖ carte géologiques de Laghouat, échelle : 1/200.000 ;
- ❖ carte géologique de l'Algérie, échelle : 1/500.000.

Le report du tracé sur les cartes géologiques nous a permis de distinguer les différentes formations géologiques traversées.

Le tracé étudié se situe dans le domaine de l'Atlas Saharien et fait transition entre les domaines des hauts plateaux au Nord et la plateforme Saharienne au Sud.

Le début du tracé commence à partir de la ville de Djelfa, se développe sur les monts de Ouled Nail, passe sur un vaste plateau et se termine au sud dans la ville de Laghouat, début de la plateforme Saharienne.

Sur le plan structural, le projet se développe entre deux unités tectoniques majeures, séparées par la faille Sud–Atlasique :

- ❖ le Nord de l'Algérie portant l'empreinte de la tectonique alpine ;
- ❖ la plateforme saharienne, relativement stable, où la tectonique est moins prononcée ;
- ❖ les grands ensembles litho stratigraphiques dans le secteur étudié, sont représentés par le Crétacé, le Mio-Pliocène et le Quaternaire ;

- ❖ les dépôts du Crétacé sont représentés par des faciès continentaux, lagunaires et marins ;
- ❖ les dépôts du Moi-Pliocène sont composés de formations continentales ;
- ❖ le Quaternaire est composé de formations continentales [9].

### II.6.3 Contexte géologique locale

La campagne d'investigation géotechnique réalisée in-situ en phase d'avant-projet sommaire (APS), a permis l'identification des différentes formations géologiques existantes sur le tracé. Elle a permis aussi de déterminer la structure des sols en profondeur, ainsi que l'épaisseur des différentes couches géologiques rencontrées.

À partir des rapports de forages et puits d'exploration, un profil géologique a été établi tout le long du tracé. Le profil géologique avec l'implantation des forages, puits et essais in-situ est présenté dans l'annexe 8 du rapport.

La description du contexte géologique local donné ci-dessous, par PK (point kilométrique) est basée sur le profil géologique, les cartes géologiques disponibles ainsi que sur les observations effectuées sur terrain [9].

#### **Du PK 53+330 au PK 55+625 :**

Cette section représente la majeure partie du tracé. Le projet s'y développe dans des formations rocheuses du Crétacé inférieur (Albien / Barrémien), constituées par une alternance de couches de grès rougeâtre et d'argilites. Ces grès se présentent soit en affleurement, soit recouvertes en surface par une couche meuble de 0,30 m à 6,00 m d'épaisseur. Cette couche de recouvrement est constituée généralement soit par des encroûtements calcaires, soit par des argiles limoneuses ou par des sables éoliens [9].

### II.6.4 Cadre sismique

D'après le règlement parasismique algérien (RPA 99 / version 2003), les deux wilayas de Djelfa et de Laghouat sont classées comme zone à sismicité faible « Zone I » ; classe correspondant donc à l'ensemble du tracé.

Les coefficients d'accélération (A) à prendre en considération dans le calcul des ouvrages dépendront du type de l'ouvrage (groupe d'usage) et de la sismicité de la zone, comme suit : [9]

**Tableau II.2 : Coefficients d'accélération A**

Groupe	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

## II.7 Contexte géotechniques

Afin de mieux caractériser la nature du terrain pour le tracé retenu et de déterminer les caractéristiques géo mécaniques. Les paramètres géo mécaniques par unité lithologique ont été estimés en fonction de la nature de celles-ci et des résultats obtenus lors de l'investigation [9].

Pour cette étude de la zone (**Du PK53+33 au PK55+625**)

### II.7.1 Paramètres géotechniques d'argile et argile limoneuse

Le Tableau II.3 donne les valeurs minimales, maximales et moyennes des paramètres géotechniques obtenus sur les échantillons d'argile et d'argile limoneuse. [9].

**Tableau II.3 : paramètres géotechniques d'argile et argile limoneuse**

	Valeur Min	Valeur Max	Valeur moyenne
Teneur en eau W (%)	7,70	20,70	10,00
Poids volumique humide $\gamma_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	19,70	23,40	20,10
Poids volumique sec $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	16,20	21,70	19,10
Degré de saturation $S_r$ (%)	96,11	70,93	84,40
Passant au tamis (%) < 2 mm	74,00	88,00	94,00
Passant au tamis (%) < 80 $\mu$ m	50,00	100,00	88,00
Limites de liquidité WL (%)	23,10	56,50	38,20
Indice de plasticité IP (%)	10,03	29,49	19,26
Indice de consistance $I_c$	0,80	1,90	1,30
Cohésion $C_u$ (kPa)	30,00	195,00	66,00
Angle de frottement $\phi$ (degrés)	7,30	15,50	11,40
$P_c$ (kPa)	88,00	214,00	143,00
$e_0$	0,336	0,684	0,527
$C_c$ (%)	2,66	18,60	6,98
$C_g$ (%)	0,88	2,63	1,43
PH	7,10	8,70	-
Sulfates (%)	Traces	2,826	-
Chlorures (%)	0,4095	0,8775	-
CaCo <sub>3</sub> (%)	8,23	72,81	-

➤ **Analyse granulométrique**

Les essais granulométriques et sédimentométriques réalisées sur les échantillons testés montrent un pourcentage de passants à 80 $\mu$ m compris entre 50 % et 100 % avec une moyenne de 94 %.

Les passants à 2mm varient entre 74 % et 88 % avec une moyenne de 94%. Les résultats attestent un sol fin.

➤ **Plasticité**

Les résultats des limites d'Atterberg ont donné des indices de plasticité «  $I_p$  » variant entre 10,03 % et 29,49% avec une moyenne de 19,26 %, et des limites de liquidité entre 23,01% <  $WL$  < 56,5%, avec une moyenne de 38,2 %. Les résultats valeurs indiquent que la fraction fine du sol est peu plastique.

➤ **Consistance**

L'indice de consistance «  $I_c$  » calculé varie de 0,80 à 1,90, ce qui indique que le sol est très ferme à dur.

➤ **Densité**

La densité sèche varie de 16,2 kN/m<sup>3</sup> à 21,7 kN/m<sup>3</sup>, ce qui montre un état dense à très dense pour ces argiles.

➤ **Teneur en eau et saturation**

La valeur moyenne de la teneur en eau ( $\omega$ ) est de 10 %, la valeur maximale est de 20,7 % alors que la valeur minimale est de 7,7 %. Quant au degré de saturation ( $S_r$ ), sa valeur moyenne est de 88 % et les valeurs maximales et minimales sont de 96,11 % et 70,93 %. Le sol est considéré comme non saturé.

➤ **Essai Oedométrique**

Les essais Oedométrique ont permis de déterminer les paramètres de compressibilité les plus usuels. Les pressions de préconsolidation mesurées sur 05 échantillons prélevés à des profondeurs variant entre 3 et 12 m, ont donné des valeurs variant entre 137 et 268 kPa avec une moyenne de 140 kPa.

L'indice de compression ( $C_c$ ) déterminé sur 5 échantillons testés, a donné des valeurs variant entre 2,66 et 18,6 % avec une moyenne de 6,98 %, La valeur de l'indice de compression ( $C_c$ ) permet de classer la formation dans les sols très peu à peu compressibles. L'indice de gonflement ( $C_g$ ) à une valeur moyenne de 1,43 %, ce qui montre le caractère peu gonflant de cette formation.

➤ **Résistance au cisaillement**

La résistance au cisaillement à court terme ( $C_u$ ) a été déterminée par un essai de cisaillement rectiligne de type non consolidé non drainé (UU). Les résultats obtenus sont : Cohésion non drainée ( $C_u$ ) = 66 kPa. Angle de frottement interne non drainé ( $\phi_u$ ) = 11,40° [9].

## II.7.2 Paramètres géotechniques du Grès

Peu d'essais ont été réalisés sur cette formation. Considérant le caractère rocheux très dur de cette formation, les essais sont basés sur les essais de compression simple. La synthèse des résultats obtenus (valeurs minimales, maximales et moyennes) est donnée dans le tableau ci-dessous. Les valeurs moyennes seront considérées comme valeurs représentatives de la formation.

**Tableau II.4 : paramètres géotechniques du Grès**

	Valeur Min	Valeur Max	Valeur moyenne
Teneur en eau W (%)	-	-	-
Poids volumique humide $\gamma_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	-	-	-
Poids volumique sec $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	19.00	21.00	20.00
Degré de saturation $S_r$ (%)	-	-	-
Passant au tamis (%) < 2 mm	-	-	-
Passant au tamis (%) < 80 $\mu$ m	-	-	-
Limites de liquidité WL (%)	-	-	-
Indice de plasticité IP (%)	-	-	-
Indice de consistance $I_c$	-	-	-
Cohésion $C_u$ (kPa)	-	-	-
Angle de frottement $\phi$ (degrés)	-	-	-
$R_c$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	126.82	425.76	310.20
$e_0$	-	-	-
$C_c$ (%)	-	-	-
$C_g$ (%)	-	-	-
PH	-	-	-
Sulfates (%)	-	-	-
Chlorures (%)	-	-	-
CaCo <sub>3</sub> (%)	-	-	-

➤ **Densité :**

La densité sèche varie de 19,0 à 21,0 kN/m<sup>3</sup>

➤ **Résistance à la compression simple :**

Les essais de compression simple sur les échantillons de roche (grès) ont donné des valeurs très dispersées variant entre 126,82 Kg/cm<sup>2</sup> et 425,76 Kg/cm<sup>2</sup>, avec une moyenne de 310,20Kg/cm<sup>2</sup> [9].

## II.8 Conclusion

La collection des informations nécessaires à l'étude d'un projet joue un rôle très important avant de l'entamer. Dans ce chapitre, nous avons présenté le but de l'étude ainsi que les caractéristiques du projet (la voie étudiée, le contexte géologique, géotechnique ... etc).

# *Chapitre III : Les matériaux utilisés dans les remblais*

## Chapitre III : Les matériaux utilisés dans les remblais

### III.1 Introduction

Par ouvrage en terre, on entend tout ouvrage, résultant de la modification par terrassement d'un site pour la création d'une plate-forme ferroviaire. Ces ouvrages peuvent être rasants (au niveau du terrain naturel) ou établis en remblai ou en déblai, parfois de grande hauteur (jusqu'à 50 m pour quelques ouvrages très spécifiques).

On distingue les ouvrages en terre meuble, constitués de matériaux assimilés à des sols, des ouvrages en terre rocheux dont les matériaux sont indurés. Pour chaque type d'ouvrage, des désordres particuliers peuvent être observés. Par ailleurs, les ouvrages en terre ferroviaires se distinguent par :

- les contraintes propres aux circulations ferroviaires (maintien du trafic) ;
- les difficultés d'accès ;
- la nécessité de garantir la sécurité des biens et des personnes transportées (contrat entre la SNTF et le voyageur) ;
- l'utilisation de méthodes de confortement et de prescriptions d'exécution adaptées au contexte spécifique de l'exploitation ferroviaire.

### III.2 Définition d'un remblai

Le remblai est une opération qui consiste à apporter un ensemble de terre ou de matériaux inertes sur un terrain pour créer une plate-forme ou combler un vide. Le remblai est donc nécessaire pour la mise en place d'un terrassement [10].

#### III.2.1 Le remblaiement

Remblayer un terrain avant des travaux de construction : c'est même une technique d'aménagement de terrain.

Il est indispensable dans les cas suivants :

- ✓ la profondeur du décapage est supérieure à l'épaisseur du dallage futur et de sa fondation ;
- ✓ le terrain doit être mis à l'abri des inondations ;
- ✓ le dallage doit être placé au niveau de la plate-forme des camions ou des wagons [11].

### III.2.2 Les remblais de grande hauteur

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. Ils comportent des ouvrages transversaux et longitudinaux (Les réseaux d'assainissement des eaux). Les remblais de grande hauteur peuvent également être construits avec des matériaux de caractéristiques moins sécuritaires (sols fins argileux notamment). Dans ce cas, leur conception et leur réalisation ne s'appuient plus seulement sur les règles empiriques évoquées précédemment, mais font aussi un large appel à des études spécifiques de mécanique des sols et des roches au même titre qu'un ouvrage d'art. 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 projeteurs à adapter très tôt le tracé, pour éviter d'avoir ensuite à prendre des risques excessifs sur la qualité des matériaux employés [11].



**Figure III.1 : Remblai de grande hauteur.**

### III.3 Modélisation théorique de la construction d'un remblai de grande hauteur

On doit tout d'abord présenter la géométrie utilisée ainsi que les méthodes de dimensionnement afin de mener à bien l'étude théorique [11].

#### III.3.1 La Géométrie du remblai

Il faut choisir la géométrie 2D qui convient parfaitement pour le type de calcul qu'on souhaite mettre en place. Le schéma suivant modélise le profil transversal d'un remblai.

(h) représente la hauteur du remblai et (i) la pente [11].



Figure III.2 : Caractéristiques géométrique d'un remblai.

#### III.3.2 Méthodes de dimensionnement des remblais

Le dimensionnement du corps principal de remblai présente les différents choix nécessaires à la construction d'un remblai, l'épaisseur des couches du remblai en passant par la pente de talus et la hauteur totale du remblai à construire [11].

##### III.3.2.1 Pente de remblai

Pour obtenir un équilibre stable, nécessaire à la bonne tenue des terres en remblais et des tranchées, il convient de donner aux talus qui limitent ces terrassements une inclinaison convenable. Cette pente se définit :

Par la tangente de l'angle (pente) que fait ce talus avec l'horizontale :

$$\mathbf{Tg(i) = h / b} \quad (\text{III.1})$$

- ❖ l'angle **i** doit toujours être inférieur à l'angle de frottement interne appelé  $\varphi$ .
- ❖ d'une manière générale, les pentes de talus des remblais de hauteur moyenne à grande hauteur peuvent être fixées a priori en fonction de la hauteur du remblai et de la nature des matériaux conformément aux indications données dans le tableau ci-après : [11]

**Tableau III.1 : Ordre de grandeur de la pente d'un remblai en fonction de sa hauteur**

Nature du matériau	Hauteur du remblai		
	$h \leq 5m$	$5 \leq h \leq 10m$	$h \geq 10m$
Sols et matériaux cohérents sensibles à l'eau ou matériaux rocheux issus de roche altérée ou argileuse mais fragmentable	Pente $\leq 2/3$	Pente $\leq 1/3$	Pas de règle générale : la pente doit résulter d'une étude de stabilité
Matériaux granulaires insensibles à l'eau d'origine alluvionnaire ou matériaux rocheux issus de roche tendre non argileuse	Pente $\leq 1/1$	Pente $\leq 2/3$	Pas de règle générale : la pente doit résulter d'une étude de stabilité
Matériaux issus de roche dure non altérée	Pente $\leq 1/1$	Pente $\leq 1/1$	Pente $\leq 2/3$ avec risberme

**III.3.2.2 L'épaisseur des couches de remblai**

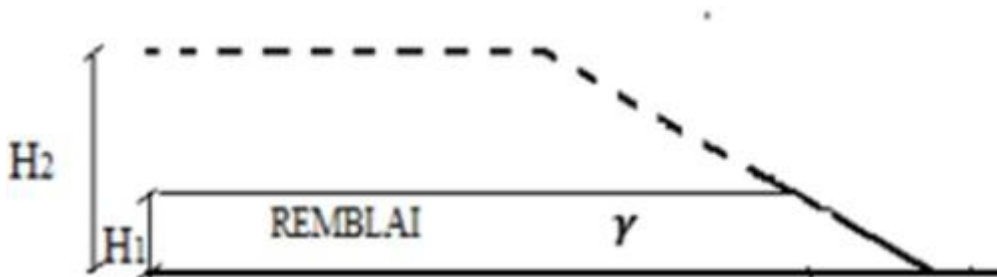
On peut construire le remblai par étapes sur des hauteurs successives (en vérifiant la valeur de  $F_s=1,5$ ) cas des déformations trop importantes. L'accroissement de la cohésion non drainée  $C_u$  qui résulte de la consolidation est :

$$\Delta C_u = \gamma \cdot \tan \varphi C_u \tag{III.2}$$

On déterminera la hauteur suivante  $H_2$  en utilisant.

$$H_2 = \frac{\pi \pm (c^{(0)} + \Delta C_u)}{\gamma F} \tag{III.3}$$

Où  $c^{(0)}$  est la cohésion initiale du sol avant la construction du remblai.



**Figure III.3 : La construction par couches du remblai.**

$H_1$  : Epaisseur maximale pour la résistance initiale du sol.

$H_2$  : Épaisseur maximale pour la résistance du sol après consolidation.

La résistance du sol augmente avec le niveau des contraintes effectives. La construction par étapes permet d'exploiter cette propriété pour des sols qui ne peuvent supporter dans leur état naturel la totalité de la charge prévue : le remblai est construit par couches ; l'épaisseur de la couche suivante est déterminée par un calcul de stabilité en fonction de la résistance du sol acquise par consolidation à la fin de l'étape précédente [11].

### III.3.2.3 Hauteur totale du remblai à construire

Le GTR limite les remblais à des hauteurs :

- ✓ les remblais de faible hauteur sont limités à 5 m ;
- ✓ les remblais de hauteur moyenne sont limités à 10 m ;
- ✓ les remblais de grande hauteur dépassent 10 m.

Pour atteindre le niveau désiré pour le profil projeté, la hauteur totale du remblai à construire est donnée par la formule suivante :

Où :(III.4)

$$R_t = H_r * \frac{100}{(100-T)}$$

$R_t$ : Hauteur totale du remblai à construire.

$H_r$ : Hauteur prévue au-dessus de la surface du terrain naturel pour atteindre le niveau fixé Pour la surcharge.

T : pourcentage de tassement prévu [11].

### III.3.3 Les types de modélisation pour la représentation de la construction d'un remblai

Trois types de modélisation peuvent être envisagés pour la représentation de la construction d'un remblai isolé :



Figure III.4 : Remblai isolé.

#### III.3.3.1 Une pression trapézoïdale, uniforme sur grande longueur

Le remblai n'est pas pris en compte dans le maillage, il est supposé infiniment souple et les déformations latérales à sa base sont libres (Figure III.5). Lorsque le remblai est très

large par rapport à sa hauteur  $H$ , il est normal de supposer que, dans la région central, la répartition des contraintes à la base du remblai est verticale, uniforme et vaut  $\gamma \cdot H$ [11].



Figure III.5 : Répartition des contraintes à la base du remblai.

### III.3.3.2 Une augmentation progressive du poids volumique dans le remblai

Cette approche a l'inconvénient d'imposer de manière instantanée toute la rigidité du remblai, alors que seule une fraction de son poids est appliquée. Toutes les nœuds du remblai se déforment instantanément, et ceci quel que soit l'instant de construction de l'ouvrage. D'une manière rigoureuse, ce type de calcul ne peut représenter d'un essai en centrifugeuse ou il y a une montée progressive de la gravité. Cependant, pour les problèmes habituels, cette approche est encore souvent utilisée ; seules les déformations du sol de fondation sont alors exploitables [11].

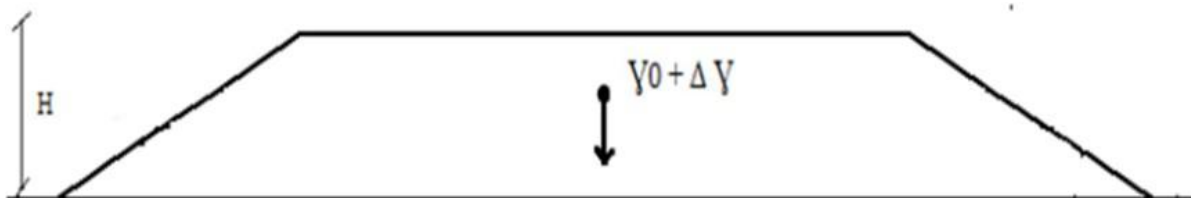


Figure III.6 : Augmentation progressive du poids volumique.

### III.3.3.3 Un phasage la construction par couches de remblai

Cette approche est la plus satisfaisante, car elle permet de tenir compte de la technique de la construction, en installant des couches successives de sol (terrassement). Le calcul par éléments finis s'effectue alors en plusieurs étapes en suivant au plus près la chronologie des travaux et les techniques utilisées [11].



Figure III.7 : Phasage de la construction par couches.

### III.4 Les essais de sol

#### III.4.1 Essai in situ

##### ❖ Pressiomètre :

L'essai pressiométrique mis au point par Louis Ménard en 1955 consiste à réaliser l'expansion horizontale d'une sonde cylindrique à une profondeur donnée dans un forage exécuté au préalable, sous des contraintes radiales jusqu'à la rupture du sol.



Figure III.8 : Matériel pour sondages pressiométriques.

Il permet d'obtenir une relation entre contrainte (pression appliquée) et déformation (variation du volume d'eau dans la sonde). Du fait que les variations de volume de la sonde au contact avec la cellule pressiométrique sont égales aux variations du volume de sol, elles sont déterminées en fonction de la pression radiale appliquée au sol, que l'on augmente par paliers.

Sous chaque palier de chargement, les variations du volume au bout de 15,30 et 60 secondes sont mesurées et notées (Figure III.9) [14].

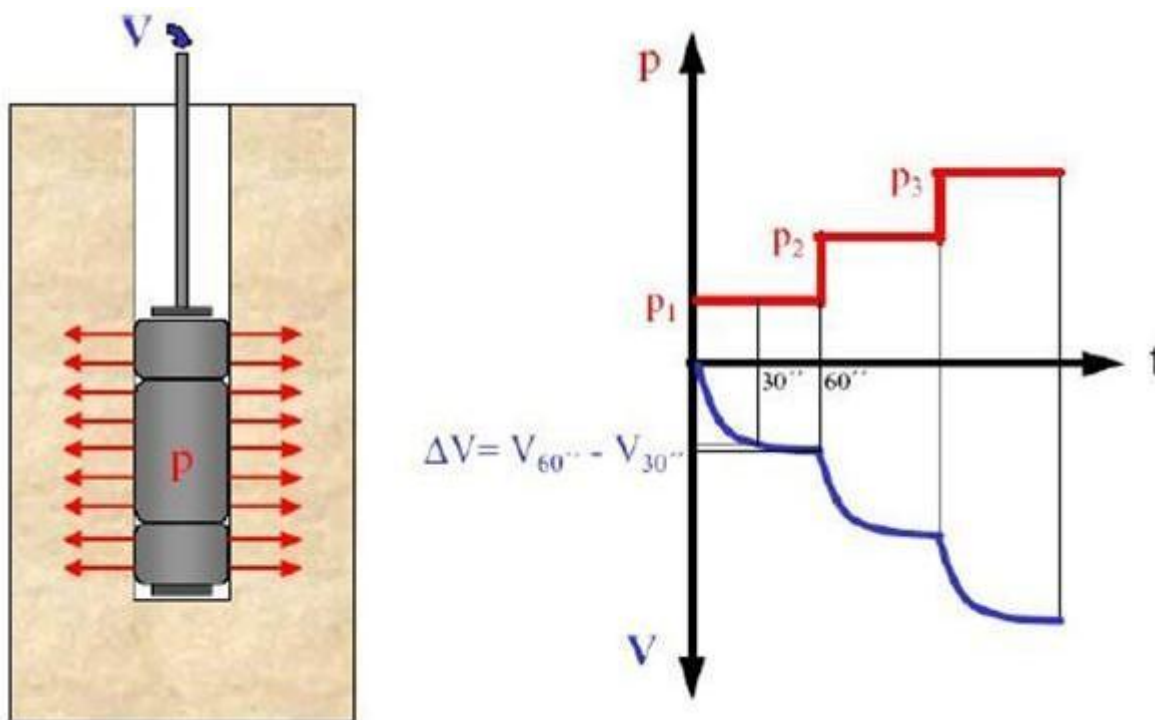


Figure III.9 : Principe de fonctionnement de la sonde (extrait, ARVOR géotechnique).

### III.4.2 Essais de laboratoire

Sur les échantillons provenant des puits, ont été réalisés des essais d'identification (granulométriques, limites d'Atterberg).

#### III.4.2.1 Analyse granulométrique

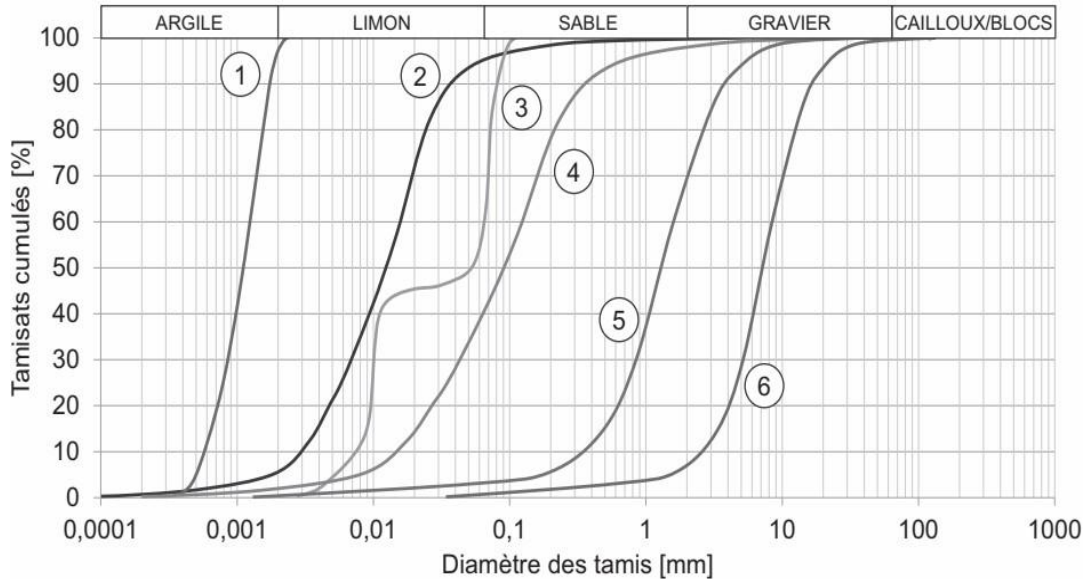
L'analyse granulométrique a pour but de déterminer les proportions des grains de différentes tailles dans le sol. Elle s'effectue par tamisage pour les grains d'un diamètre supérieur à 80 µm et par sédimentation pour les grains <80 µm [5].

#### ❖ Granulométrie :

La distribution dimensionnelle des grains des sols (granularité) peut être appréciée en laboratoire en construisant la courbe granulométrique (Figure III.10).

Cette courbe, utilisée pour les classifications des sols, représente les pourcentages de tamisats cumulés en fonction de l'ouverture des tamis. On appelle tamisat, la masse de matériau passant à travers un tamis donné, et refus la masse de matériau retenue par ce tamis.

La somme des tamisats et des refus cumulés donne toujours la masse totale du matériau testé. Pour les sols très fins pour lesquels le tamisage n'est pas possible, la granulométrie est déterminée par sédimentométrie [15].



**Figure III.10 : Courbes granulométriques de six sols différents.**

Le coefficient d'uniformité (ou de Hazen)  $C_u$  et le coefficient de courbure  $C_c$  permettent d'apprécier la forme de la courbe granulométrique :

Le coefficient d'uniformité : ( $C_u$ )

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

$C_u > 2 \rightarrow$  granulométrie étalée  
 $C_u < 2 \rightarrow$  granulométrie uniforme ou serrée

Le coefficient de courbure : ( $C_c$ )

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$$

Sols bien gradués  $\rightarrow$  matériaux plus denses

Avec  $D_{10}$ ,  $D_{30}$  et  $D_{60}$ , les diamètres pour lesquels les pourcentages de tamisats cumulés sont respectivement de 10 %, 30 % et 60 % [15].

### III.4.2.2 Les limites d'Atterberg

Le comportement d'un sol fin est avant tout ; Fonction de sa composition minéralogique, de sa teneur en eau et de sa structure.

L'eau joue un rôle très important par son influence sur les forces qui s'exercent entre les particules à cause de :

- ✓ la quantité d'eau interstitielle que contiennent ses pores ;
- ✓ l'épaisseur des couches d'eau absorbée qui enrobent ses grains.

Selon la valeur de la teneur en eau, les propriétés mécaniques d'un sol fin variant on cite les cas suivant : [16]

#### III.4.2.2.1 Limite de liquidité $W_L$

Le passage d'un sol de l'état liquide à l'état plastique (limite de liquidité  $W_L$ ) [16].

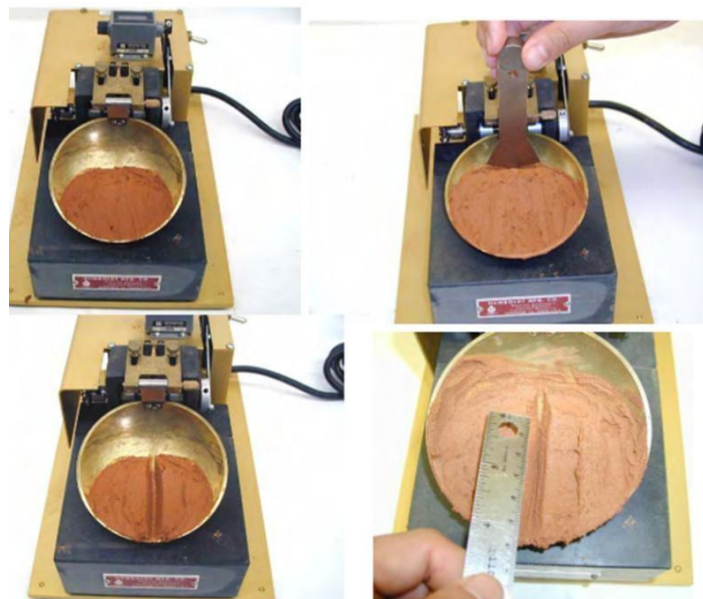


Figure III.11 : Les limites d'Atterberg.

### III.4.2.2.2 Limite de plasticité $W_p$ :

Le passage d'un sol de l'état plastique à l'état solide (limite de liquidité  $W_L$ ) [16].



Figure III.12 : Détermination de limite de plasticité.

### III.4.2.2.3 Indice de plasticité $I_p$

L'indice de plasticité  $I_p$  est la différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité ( $I_p = W_L - W_p$ ) ; cet indice définit l'étendue du domaine plastique, En effet le sol est capable de se déformer rapidement sans se casser et sans présenter assez simplement la couche absorbée comme un film visqueux [16].

### III.4.2.2.4 Indice de consistance $I_c$

La consistance d'un sol fin ou cohérent peut être appréciée par un essai de résistance mécanique :

- ✓ essai de rupture en compression simple ;
- ✓ essai de poinçonnement ou de pénétration [17].

$$I_c = \frac{W_L - a}{I_p} \quad (\text{III.5})$$

### III.4.2.2.5 Valeur de bleu de méthylène

L'essai au bleu de méthylène, également appelé « essai au bleu », est un essai utilisé en géotechnique pour déterminer la propreté d'un sable, d'un granulat et plus généralement d'un sol. Le bleu de méthylène est en effet adsorbé préférentiellement par les différents types d'argiles présentes dans un échantillon donné et qui sont fortement sensible à ce dernier.

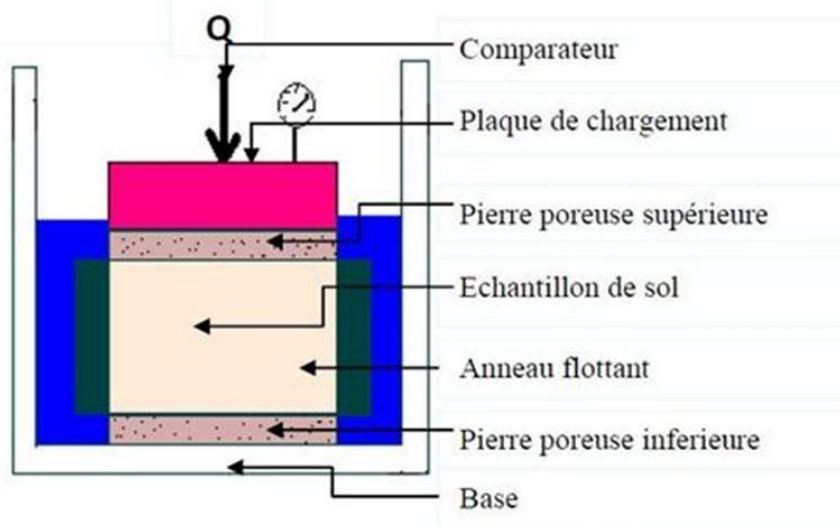
L'essai consiste à introduire dans un échantillon des quantités croissantes de bleu de méthylène, par doses successives jusqu'à ce que les particules argileuses en soient saturées [14].



**Figure III.13 : Appareillage de l'essai bleu de Méthylène.**

### III.4.2.3 Essai de compressibilité par paliers à l'œdomètre

En laboratoire, l'essai œdométrique traduit les conditions de déformation des sols ; en appliquant des charges sur un échantillon, à sa teneur en eau naturelle, découpé et introduit dans l'anneau de l'œdomètre. Les pressions de ces charges sont transmises par l'intermédiaire d'un piston, lié directement à l'échantillon. Les charges appliquées sont verticales (les déformations latérales étant empêchées), la cellule œdométrique (Figure III.14), étant drainée du haut en bas et maintenue saturée pendant l'essai. Les charges sont effectués d'une manière progressive : on applique une charge, on mesure la déformation jusqu'à ce qu'elle se stabilise, puis on applique une charge plus forte et l'on recommence les observations, etc [14].



**Figure III.14 : Coupe schématisé de la cellule œdométrique.**

### III.4.2.4 L'essai PROCTOR

#### ❖ Essai Proctor- CBR :

L'essai Proctor –CBR a pour but d'établir les relations expérimentales existant dans le cas des sols sensible à l'eau, entrant le paramètre suivant :

- ✓ la teneur en eau  $W$  ;
- ✓ la densité sèche ;
- ✓ l'énergie de compactage ;
- ✓ la résistance au poinçonnement  $R_p$ .

#### ❖ Essai Proctor :

Cet essai a pour but d'étudier la variation de la densité sèche en fonction de teneur en eau et de l'énergie de compactage pour une énergie donnée, on compacte des échantillons de sol adverse teneur en eau, et on trace la courbe  $\gamma_d=f(W)$ , qui représente un maximum de densité sèche pour une teneur en eau optimum [16].



Figure III.15 : essai Proctor.

### III.4.2.5 ESSAI C.B.R (CALIFORNIA BEARING RATIO)

L'essai CBR « californien Bearing Ratio » ou indice de portance californien a pour objectif de la détermination de la portance d'un sol en estimant sa résistance au poinçonnement afin de pouvoir dimensionner la chaussée et orienter les travaux de terrassement.

On jugera ainsi la portance du sol à l'aide de l'indice de CBR en se reformant une fourchette telle que le tableau suivant [16] :

**Tableau III.2 : Classe de la portance de l'indice de CBR**

$I_{CBR}$	Portance du sol
< 3	Mauvaise
3 à 8	Médiocre
8 à 30	Bonne
> 30	Très bonne

### III.4.2.6 Essais de résistance des sols au cisaillement

Les principaux essais de laboratoire qui permettent de mesurer la résistance des sols au cisaillement sont : l'essai de compression simple, l'essai de cisaillement direct et l'essai triaxial. Ces essais sont les plus classiques dans le domaine de la MDS, mais il existe d'autres essais :

- ✓ la compression isotrope (triaxial pour lequel  $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$  pendant l'essai) ;
- ✓ la compression à déformation latérale nulle ou essai œdométrique [18].

#### III.4.2.6.1 Essai de compression simple

L'essai de compression simple ( $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$ ) est facile à interpréter en contraintes totales. Cet essai consiste à appliquer une charge axiale (sans confinement) sur l'échantillon du sol et l'augmenter progressivement jusqu'à la rupture. En effet, le cercle de Mohr passe par l'origine et a pour diamètre  $\sigma_1$ , d'où :  $C_u = \sigma_1 / 2$ . L'essai étant rapide, les résultats sont représentés en contraintes totales (Figure III.16) [18].

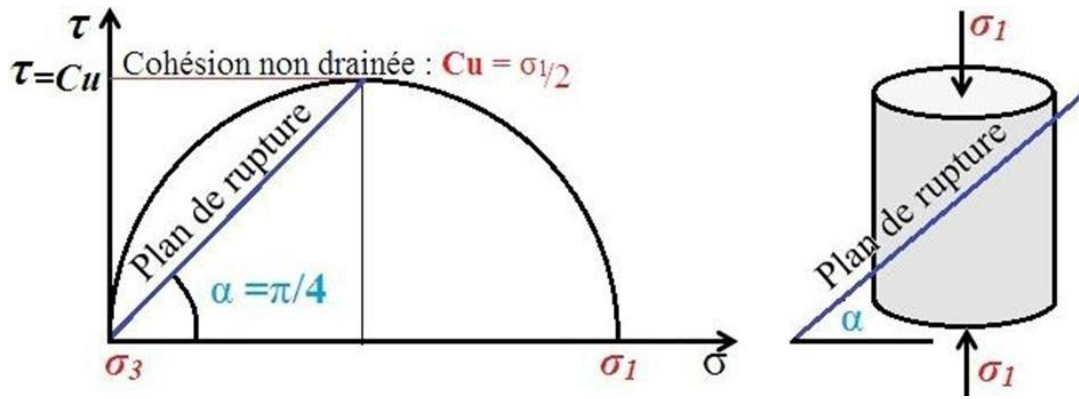


Figure III.16 : Essai de compression simple.

#### III.4.2.6.2 Essai de cisaillement direct

La réalisation de l'essai de cisaillement direct nécessite tout d'abord une remise sous l'état de contraintes en place (saturation et application de contraintes jusqu'à  $u=0$ ) suivi de cisaillement proprement dit. Cet essai est de moins en moins utilisé pour les sols fins, car peu précis, au bénéfice de l'essai triaxial.

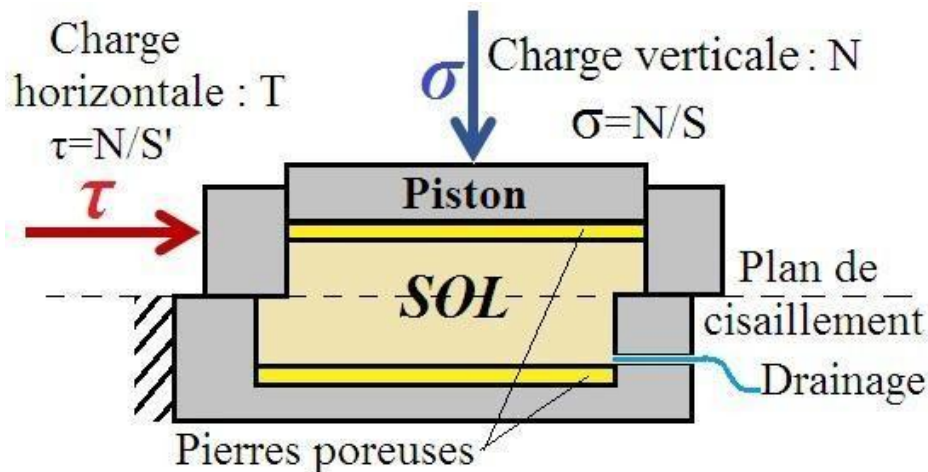


Figure III.17 : Boîte de cisaillement.

Selon le cheminement des contraintes et des conditions de drainage, il existe trois modes opératoires : le consolidé drainé, le consolidé non drainé et le non consolidé non drainé [18].

#### ❖ Essai consolidé drainé (C.D) :

Dans l'essai consolidé, drainé, les pressions interstitielles se dissipent au fur et à mesure (essai lent qui correspond au comportement à long terme du sol). Donc à tout instant  $u=0$ .

Cet essai s'interprète classiquement en considérant le critère de Coulomb : la courbe intrinsèque est une droite d'équation  $\tau = c' + \sigma' \cdot \tan \varphi'$ . Les paramètres résistance au cisaillement (ou caractéristiques inter-granulaires du sol) sont  $\varphi'$ , angle de frottement effectif, etc', cohésion drainée [18].

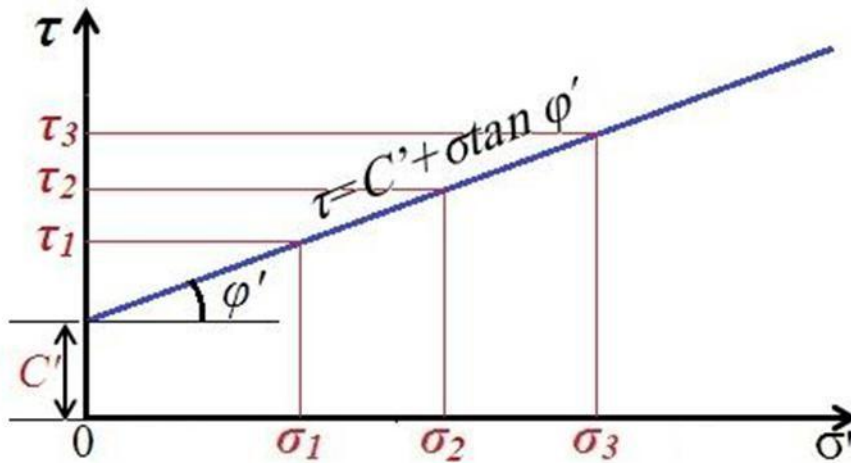


Figure III.18 : Interprétation graphique de l'essai consolidé drainé.

❖ **Essai non consolidé non drainé (U.U) :**

Dans l'essai non consolidé non drainé, les pressions interstitielles ne se dissipent pas. Cet essai rapide correspond au comportement à court terme. Pendant l'essai, le volume est constant. Cet essai est interprété en contraintes totales et permet d'estimer « c.u » cohésion non drainée. L'angle de frottement interne  $\varphi_u$  est généralement supposé nul. Cet essai est plutôt réalisable pour les sols fins [18].

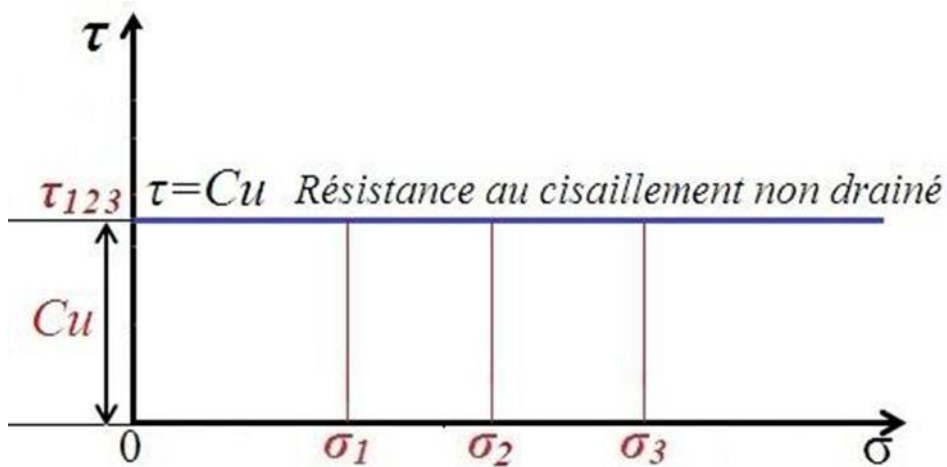


Figure III.19 : Interprétation graphique de l'essai non consolidé non drainé.

❖ **Essai consolidé non drainé (C.U) :**

Dans l'essai consolidé, non drainé avec mesure de « u », l'échantillon est tout d'abord consolidé sous une contrainte isotrope jusqu'à dissipation des pressions interstitielles ; puis le drainage est fermé et la contrainte est augmentée jusqu'à la rupture tout en mesurant les variations de la pression interstitielle. Cet essai, permet d'accéder au caractéristique inter granulaires du sol  $c'$  et  $\phi'$ , à condition de l'interpréter en contraintes effectives [18].

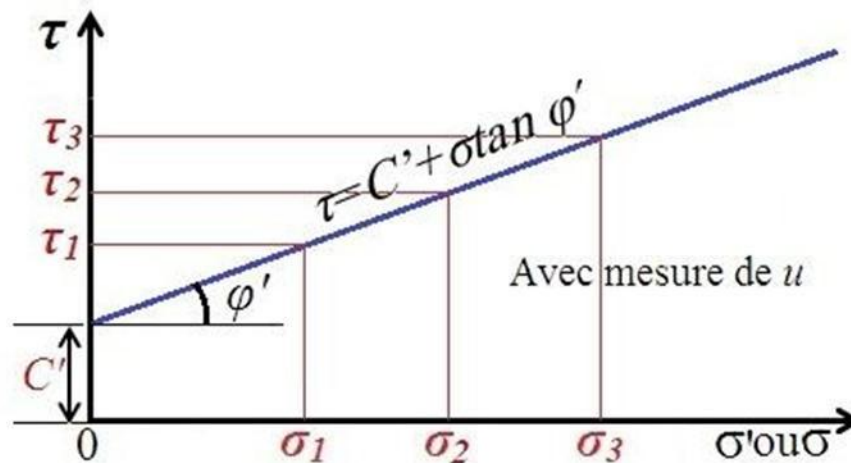


Figure III.20 : Interprétation graphique de l'essai consolidé non drainé.

### III.4.2.7 Essai triaxial

Un essai triaxial se divise en deux étapes reproduction des situations critiques rencontrées dans les analyses de stabilité des ouvrages deux lettres :

- ✓ consolidation ou non avant le cisaillement ;
- ✓ condition de drainage pendant le cisaillement [18].

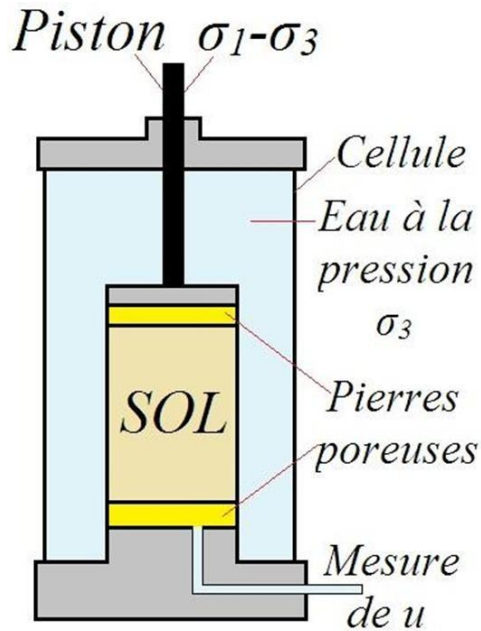


Figure III.21 : Cellule triaxiale.

❖ **Essai non consolidé non drainé (UU) :**

L'essai étant rapide, la représentation ne peut se faire qu'en contraintes totales. Il ne permet pas la détermination des paramètres effectifs même en mesurant la pression interstitielle [18].

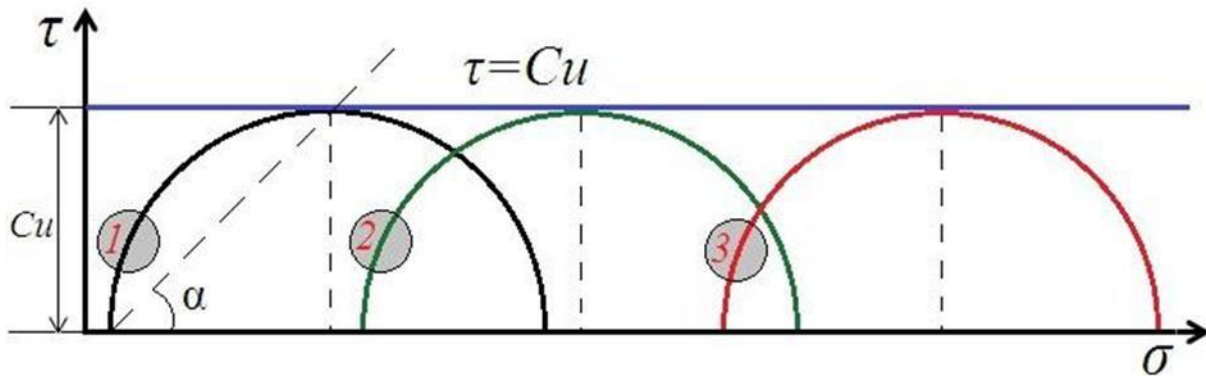


Figure III.22 : Résultats de l'essai U.U à l'appareil triaxial.

Essai 1 :  $\sigma_3^1$  et  $\sigma_1^1$  ; essai 2 :  $\sigma_3^2$  et  $\sigma_1^2$  ; essai 3 :  $\sigma_3^3$  et  $\sigma_1^3$

❖ **Essai Consolidé Drainé (C.D) :**

(Essai très lent : en contraintes effectives).

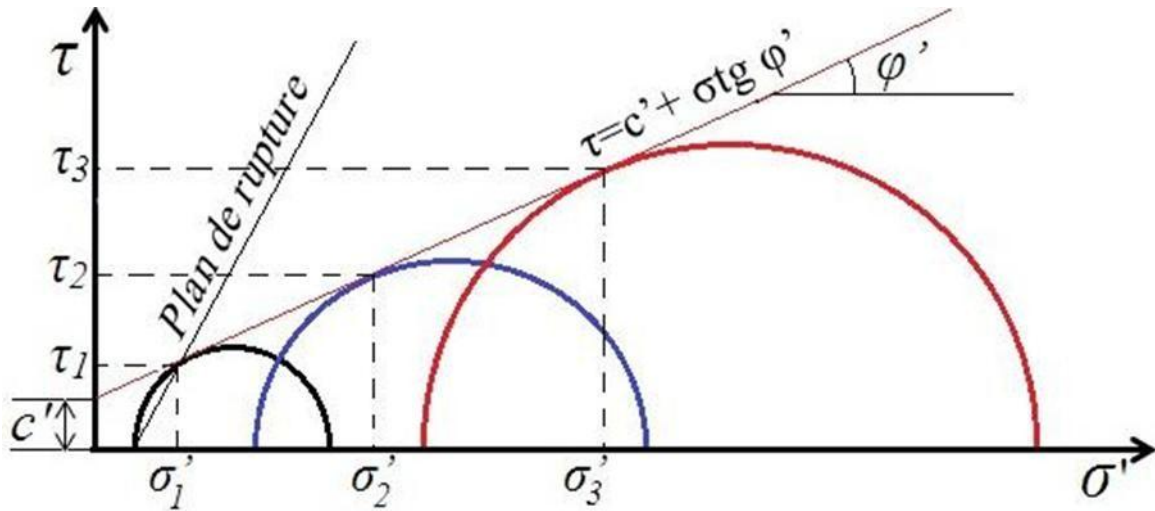


Figure III.23 : Résultats de l'essai C.D à l'appareil triaxial.

❖ **Essai Consolidé non Drainé (C.U) :**

L'Essai Consolidé non Drainé a pour but :

- ✓ la détermination des paramètres de résistance effectifs ( $c', \varphi'$ ) en mesurant la pression interstitielle à la rupture ;
- ✓ la détermination des paramètres de résistance consolidés non drainés ( $C_{cu}, \varphi_{cu}$ ) ;
- ✓ l'étude de la variation de la cohésion non drainée en fonction de la pression de consolidation.

La représentation des résultats peut se faire en contraintes totales et en contraintes effectives [18].

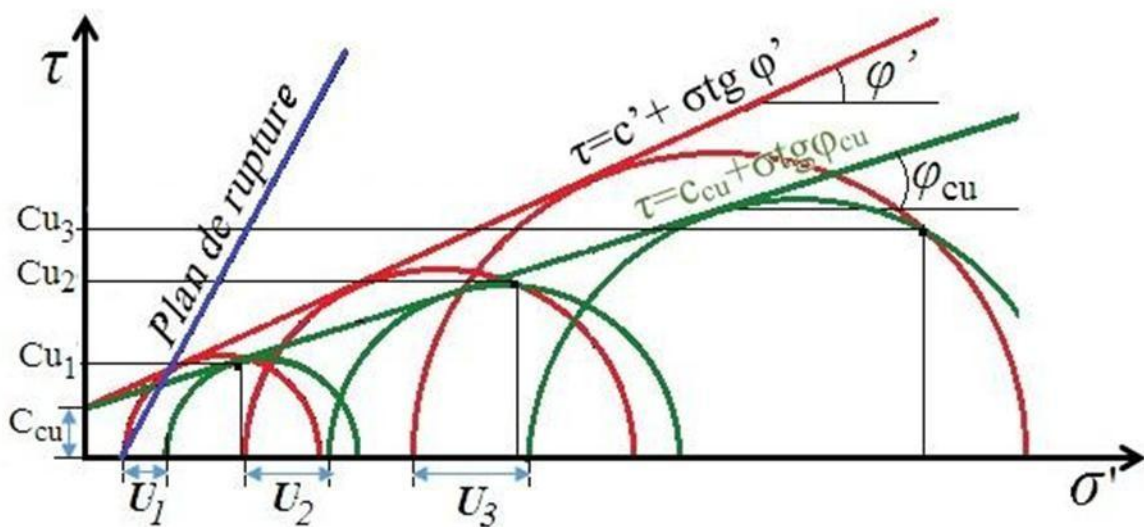


Figure III.24 : Résultats de l'essai C.U à l'appareil triaxial.

### III.5 Conclusion :

Le remblai est un ouvrage en terre d'une grande importance dans les projets chemins de fer, il sert à rattraper le niveau de la voie. Pour assurer sa stabilité, nous étudions le sol afin de choisir le type de matériaux approprié à utiliser dans le remblayage à travers des essais sur site et en laboratoire.

*Chapitre IV : Les méthodes de  
calcul de la stabilité des  
remblais*

## Chapitre IV : Les méthodes de calcul de la stabilité des remblais

### IV.1 Introduction

Le problème de la stabilité des talus et la stabilité des terrains en général constitue l'une des préoccupations majeures des géotechniciens et des gestionnaires d'ouvrages d'art et miniers. Les mouvements de terrains (Les glissements de terrain, coulées de boues, éboulement rocheux, gonflement ou retrait des sols, affaissements...) sont des mouvements qui affectent les versants naturels ainsi que des talus créés de façon artificielle. La rupture d'un talus par glissement se manifeste habituellement par un déplacement en bloc d'une partie de massif. De nombreuses méthodes ont été développées pour l'étude du problème des glissements de terrain en faisant des hypothèses différentes sur la forme et l'emplacement de la surface de glissement. De nombreuses études ont été menées sur les pentes ayant de stabilisation. Elles sont classées en deux groupes :

- ✓ études basées sur les méthodes d'équilibre limite ;
- ✓ études utilisent les méthodes numériques telles que méthode des éléments finis ou différences finis.

### IV.2 Définition de la rupture

La rupture d'un sédiment est définie à partir de l'observation courbe effort déformation ( $\tau$ ,  $\epsilon$ ) obtenue à partir des essais de déformation. La (Figure IV.1) montre les deux allures des courbes que l'on peut retrouver dans le diagramme contrainte déformation :

(1) la présence d'un maximum et (2) une forme continuellement croissante.

Pour la première courbe ( $\tau$  vs  $\epsilon$  qui présente (radoucissement)), on considère qu'il y a rupture lorsque le maximum est atteint. Par contre, pour le deuxième type de courbe (écrouissage), la rupture est définie de manière plus arbitraire, on admet qu'il y a rupture lorsqu'on a atteint un certain pourcentage de déformation [19].

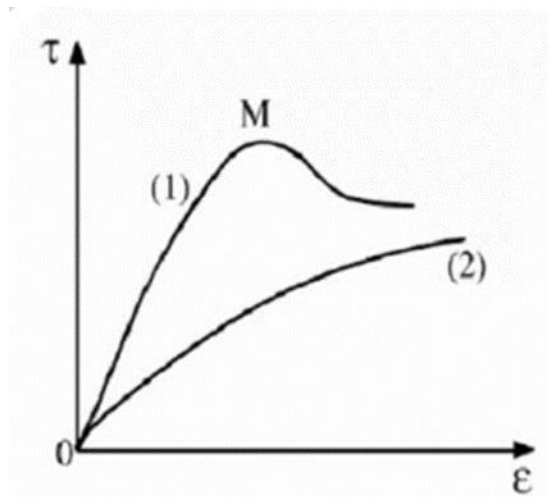


Figure IV.1 : Diagramme  $\tau$ - $\varepsilon$  montrant les deux allures des courbes.

### IV.3 Mécanismes de rupture

Un mécanisme de rupture par cisaillement général, caractérisé par la formation d'un coin sous la base de la fondation, qui refoule le collatéralement selon des lignes de glissement débouchant à la surface. L'enfoncement de la fondation provoque généralement un soulèvement du sol, d'autant plus net que la structure est moins déformable. C'est le cas pour les sols relativement résistants [20].

### IV.4 Notion de coefficient de sécurité

Si les données géotechniques nécessaires sont définies, le calcul de la stabilité des pentes peut être effectué à l'aide d'une des méthodes de calcul connues. Le principe de calcul 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 la limite de l'équilibre. On distingue deux manières différentes d'utiliser les méthodes de calcul :

- ✓ dans la première, le glissement a déjà eu lieu, il s'agit d'une valeur de  $F_s$  inférieure ou égale à 1, dans ce cas la surface exacte est connue et on cherche à déterminer, pour  $F_s=1$ , les caractéristiques correspondantes ;
- ✓ la deuxième, la plus fréquente, consiste à déterminer la marge de sécurité disponible et adopter les solutions adéquates pour améliorer la sécurité de l'ouvrage en répondant à des exigences en fonction de l'emploi des talus.

On a plusieurs définitions de coefficient de sécurité, il peut être un rapport de forces, de moments, de grandeurs par rapport à une grandeur limite comme le montre le (Tableau IV.1) [21].

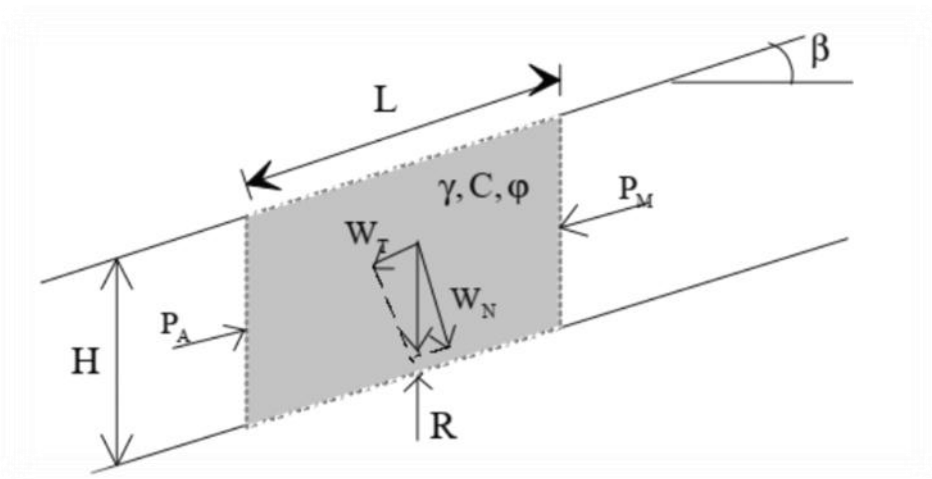
**Tableau IV.1 : Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité, LAMBE [1973]**

Définition	Formule
Rapport de contraintes	$F = \frac{\sigma}{\sigma_c}$
Rapport de forces	$F = \frac{E_{résistance}}{E_{moteur}}$
Rapport de moment	$F = \frac{M_{résistance}}{M_{moteur}}$
Rapport de grandeurs	Par ex : $\frac{H}{H_{max}}$

(Si  $F_s > 1$ , il n'y a pas rupture ; si  $F_s < 1$ , il y a rupture ; si  $F_s = 1$ , il y a équilibre limite).

#### IV.4.1 Cas des ruptures planes (glissements plans)

Ce type de rupture est rencontré lorsque le massif est constitué de plusieurs couches de caractéristiques physico-chimiques et mécaniques très différentes, ou lorsque la longueur de la surface de glissement potentielle est très grande par rapport à l'épaisseur du terrain (Figure IV.2) [21].



**Figure IV.2 : Etude de stabilité pour le cas d'un glissement plan.**

### IV.4.2 Cas des ruptures circulaires (glissements circulaires)

Ce type de rupture est rencontré lorsque le massif est homogène (Figure IV.3).

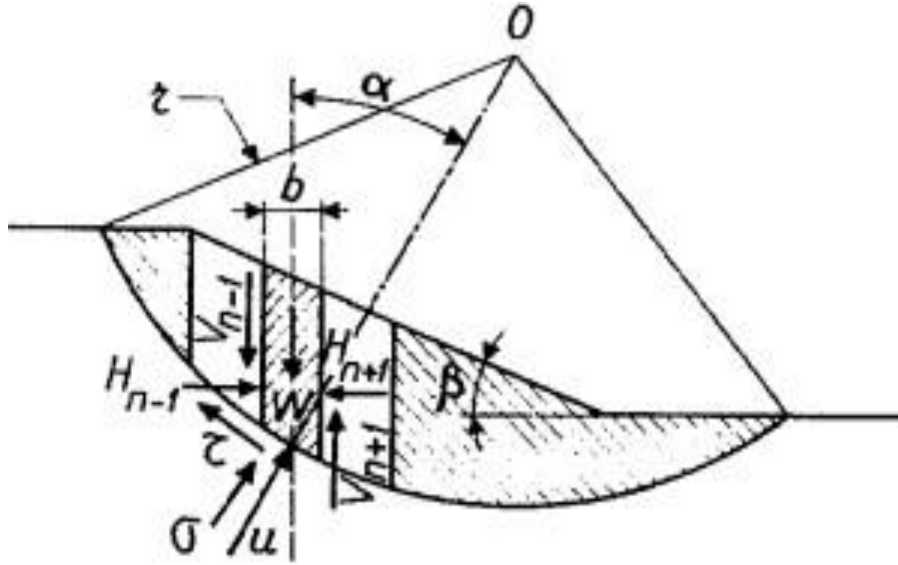


Figure IV.3 : Schéma type d'une rupture circulaire.

U : pression interstitielle ;

V. h : forces interbranches ;

W : poids de la tranche n ;

$\tau, \sigma$  : contraintes à la base de la tranche n [21].

#### ❖ La méthode de Fellenius :

Les tranches sont égales. D'où l'expression suivante du coefficient de sécurité, dans laquelle on admet que les forces externes inter :

$$F_s = \frac{\sum (c'b + (W \cos^2 a - ub) \tan \varphi') / \cos a}{\sum W \sin a} \quad (\text{IV.1})$$

#### ❖ La méthode de Bishop :

Dans laquelle on admet que seules les composantes horizontales des forces externes inter-tranches s'équilibrent. D'où l'expression suivante du coefficient de sécurité :

$$F_s = \frac{\sum (c'b + (W - ub) \tan \varphi') / (\cos a + \frac{\sin a \cdot \tan \varphi^F}{F})}{\sum W \sin a} \quad (\text{IV.2})$$

### IV.4.3 Cas des ruptures quelconques (glissements non circulaires)

Ce type de rupture est rencontré lorsque des hétérogénéités sont manifestes. Ce problème est traité par la méthode des perturbations, dans laquelle on considère que la contrainte normale n'est pas constante le long de la courbe de rupture comme c'est le cas des deux méthodes précédentes. Cette méthode est globale et applicable à une courbe de rupture quelconque envisagée. Elle est basée sur la simple résolution des équations de l'équilibre statique avec ajustement automatique de la distribution de la contrainte normale obtenue par une perturbation de la contrainte normale de Fellenius le long de la courbe de rupture [22].

### IV.5 Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité

Le facteur de sécurité minimal  $F_s$  adopté est assez rarement inférieur à 1,5. Il peut quelquefois être égal à 2, voire à 2,5 pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix (grand risque pour les personnes, site exceptionnel), ou pour des méthodes dont l'incertitude est grande (analyse en contrainte totale avec risque d'erreur sur la valeur de la cohésion drainée  $C_u$ ). Le (Tableau IV.2) ci-dessous, nous donne les valeurs de  $F$  en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entoure.

Le tableau ci-dessous, nous donne les valeurs de  $F_s$  en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entoure.

**Tableau IV.2 : Les valeurs de  $F_s$  en fonction de l'importance de l'ouvrage**

$F_s$	Etat de l'ouvrage
<1	Danger
1.0-1.25	Sécurité contestable
1.25-1.4	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants sécurité contestable pour les barrages, ou bien quand la rupture serait catastrophique
>1.4	satisfaisante pour les barrages

La définition des seuils des facteurs de sécurité dépend de l'approche adoptée, des fréquences de sollicitations de l'ouvrage en question et du risque créé par la rupture. En condition normale, Fellenius propose un seuil égale à 1,25, alors que  $F_s = 1.5$  pour Bishop (l'approche de Fellenius est plus conservatoire que celui de Bishop) [23].

## IV.6 Méthodes de calcul de stabilité des pentes

Les méthodes de calcul de stabilité des terrains sont basées sur la constatation suivante : lorsqu'il y a glissement du massif et son glissement se fait suivant une surface de rupture. Ayan de rupture « S », on étudie la stabilité de la masse (1) mobile par rapport au massif (2) qui est fixe (Figure IV.4) [19].

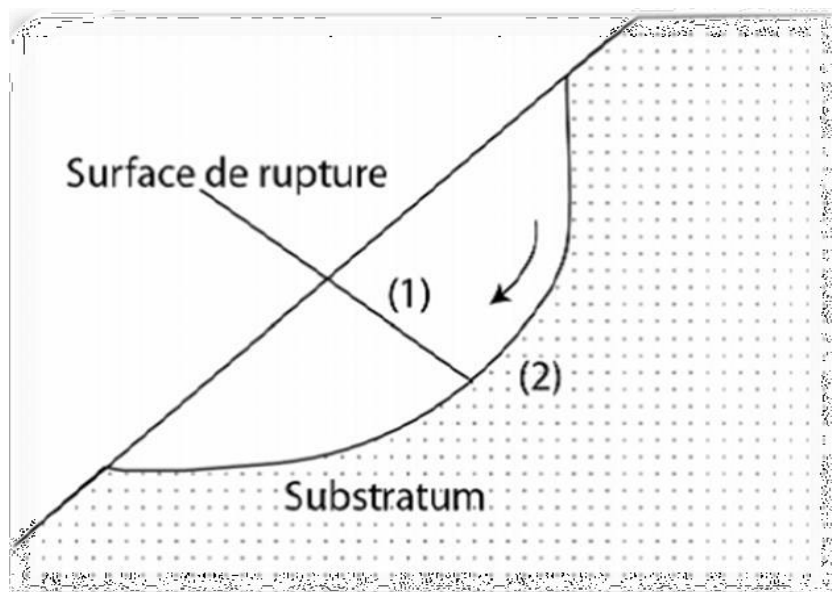


Figure IV.4 : Surface de rupture.

❖ **Les principales méthodes de calcul de la stabilité des talus sont :**

- ✓ les méthodes basées sur l'équilibre limite ;
- ✓ les méthodes des éléments finis ;
- ✓ les méthodes des abaques [19].

### IV.6.1 Méthodes à l'équilibre limite

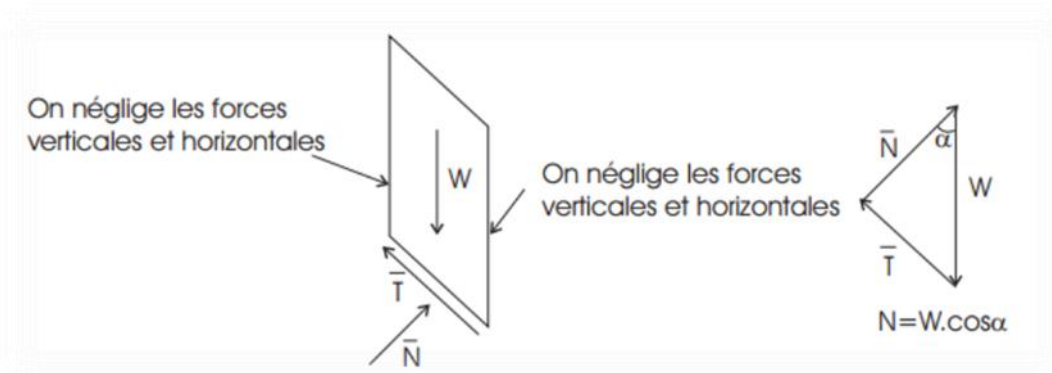
Les méthodes les plus employées, pour la résolution du calcul de la stabilité des pentes de géométrie quelconque avec des lignes de glissement de forme quelconque, dans des sols homogènes ou hétérogènes, sont des variantes de la méthode des tranches. Celle-ci permet de s'adapter à des conditions de géométrie complexes, tant en ce qui concerne les frontières, que le sol et les conditions hydrauliques. Il existe environ une douzaine de variantes de cette méthode qui diffèrent entre elles par :

- ✓ la manière d'utiliser les équations statiques pour définir le coefficient de sécurité ;
  - ✓ les hypothèses utilisées pour rendre le problème statiquement déterminé [11].
- ❖ **La méthode est basée sur les hypothèses suivantes (A. BENAÏSSA, 2003) :**
- ✓ le problème est supposé bidimensionnel ;
  - ✓ il existe une ligne de glissement ;
  - ✓ le coefficient de sécurité  $F$  traduit l'écart entre l'état d'équilibre existant et l'état d'équilibre limite ;
  - ✓ le sol est considéré comme ayant un comportement rigide plastique avec le critère de Coulomb. La rupture, si elle a lieu, se produit en tout point d'une ligne de glissement continue en même temps (pas de rupture).

Parmi les méthodes les plus couramment utilisées nous pouvons citer ici, sans tenter d'en faire une description exhaustive :

#### IV.6.1.1 Méthode ordinaire (ou conventionnelle) de (Fellenius, 1936)

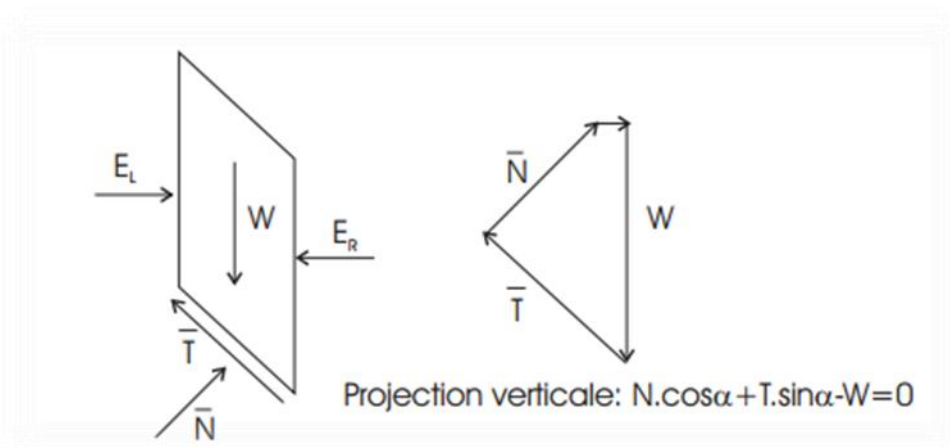
Qui est la plus utilisée dans la catégorie des méthodes des tranches. Dans sa forme originelle, elle se base sur l'hypothèse d'une ligne de glissement circulaire choisie arbitrairement [11].



**Figure IV.5 : Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius.**

#### IV.6.1.2 Méthode simplifiée de (Bishop, 1955)

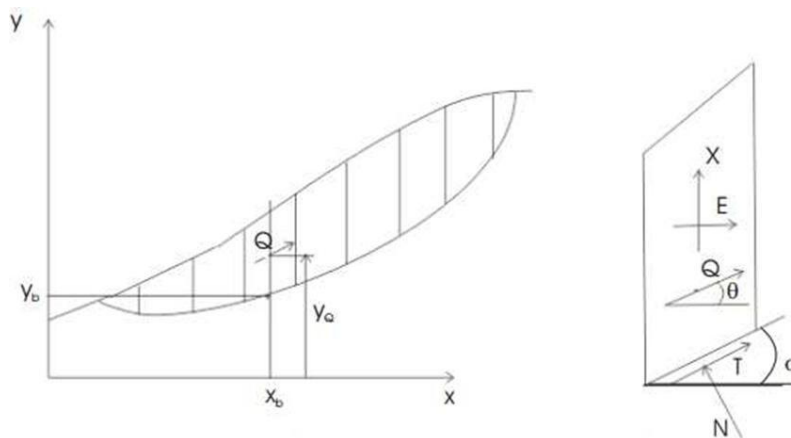
Qui néglige les forces tangentielles entre tranches. Les forces normales aux bases des tranches sont obtenues par l'équation d'équilibre vertical [11].



**Figure IV.7 : Coordonnées de la surface de glissement pour la méthode de Spencer.**

#### IV.6.1.3 Méthode de (Spencer, 1967)

Qui suppose qu'il y a un rapport constant entre les composantes verticales et horizontales des forces inter tranches [11].



**Figure IV.6 : Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Bishop simplifiée.**

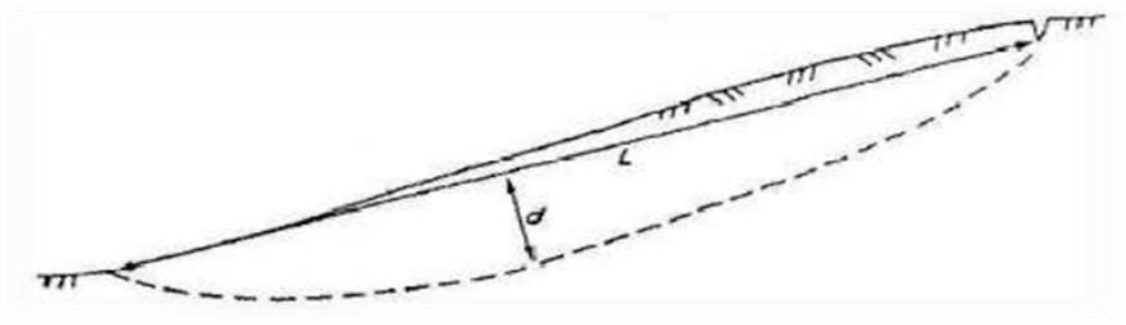
#### IV.6.1.4 Méthode complète de (Janbu, 1968)

Qui suppose que le point d'application de chaque force inter tranche peut être défini par sa position sur une ligne de poussée. Pour tenir compte des efforts de cisaillement entre tranches, JANBU propose un coefficient de correction  $f_0$  qui permet de définir plus correctement le coefficient de sécurité  $SF^F$  à partir de la comparaison des résultats obtenus par la méthode complète de JANBU.

Le coefficient  $S^F$  se s'écrit :

$$S^F = \frac{F}{f_0} \quad (IV.3)$$

Avec  $f_0$  dépendant de la géométrie du talus et des caractéristiques du terrain [24].



**Figure IV.8 : Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de JUMBU généralisée.**

## IV.6.2 Méthodes Numériques

L'objectif de la modélisation « au sens large » en géotechnique est souvent la recherche d'une réponse, d'une solution à un problème particulier et complexe. La modélisation numérique est un outil puissant. Les modèles physiques et les maquettes cèdent leur place car le coût et le temps de préparation sont très importants. Ajoutons à cela que les méthodes numériques offrent des facilités pour l'analyse de résultats.

D'autre part, si les modèles numériques sont toujours réservés de spécialistes. Il existe des codes offrant des interfaces très développées qui facilitent leur utilisation.

La géotechnique utilise une gamme de méthodes numériques diverses et variées qui s'adaptent aux caractères particuliers des terrains (sol et roche). Les méthodes numériques en géotechnique ont pour but de décrire, d'expliquer ou de prédire le comportement d'une structure naturelle ou artificielle sur la base de lois physiques qui relient les variations des contraintes aux déformations et aux déplacements. On peut globalement distinguer deux catégories de méthodes numériques : [11]

### IV.6.2.1 La méthode des éléments finis

Toutes les méthodes à la rupture permettant l'analyse de la stabilité des pentes reposent sur le fait de choisir arbitrairement une série de surfaces de glissement et de définir celle qui donne la valeur minimale du coefficient de sécurité. Mais depuis un certain temps, les méthodes d'analyse numérique donnant accès aux contraintes et aux déformations au sein

du sol connaissent une large utilisation. De plus, le comportement des massifs de sol avant la rupture ou au stade du pré rupture ne peut pas être analysé par des méthodes à l'équilibre limite car on ne peut mettre en évidence aucune surface de rupture. Ce phénomène peut être décrit par les méthodes volumiques (méthodes de l'élément fini) qui prennent en compte tout le massif dans l'analyse de la stabilité [25].

#### **IV.6.2.2 La méthode des différences finies**

La méthode des différences finies est l'une des plus anciennes méthodes de résolution numérique d'un système d'équations différentielles avec conditions initiales et conditions aux limites (DESAI et CHRISTIAN, 1977), c'est une technique courante de recherche de solutions approchées d'équations aux dérivées partielles qui consiste à résoudre un système de relations (schéma numérique) liant les valeurs des fonctions inconnues en certains points suffisamment proches les uns des autres [11].

#### **IV.6.2.3 Choix de La méthode**

En fonction du type de résultats attendus (analyse de stabilité, calcul des déformations) et des caractéristiques propres au milieu étudié (type de roches ou de sols, densité du réseau de fracturation, etc.) le choix de la méthode numérique la mieux adaptée peut ne pas être immédiat [11].

#### **IV.6.2.4 Concepts de Base de la méthode aux éléments Finis**

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réels de la structure en tant qu'objet continu. La MEF est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées. Elle nécessite un grand nombre de calculs qui, cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique [11].

### **IV.6.3 Etude des tassements du sol de fondation**

Si les problèmes de stabilité des remblais sur sols compressibles entraînent surtout des incidents spectaculaires (rupture circulaires ou poinçonnement du sol de fondation), les problèmes des tassements ou, plus généralement, de déformation et de consolidation des sols

de fondation ont une influence plus discrète mais aussi importante sur le comportement et, par suite, le coût de construction et d'entretien des remblais sur sols compressibles.

Il est donc nécessaire de faire une prévision correcte de l'amplitude et de la vitesse des tassements sous le remblai étudié (Magnan et al. 1984) [11].

#### IV.6.3.1 Principe De Calcul Des Tassements

Les méthodes traditionnelles de prévision des tassements de remblais sont fondées sur la théorie de la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi et sur l'essai œdométrique. Elles peuvent être appliquées valablement lorsque l'ouvrage et le sol de fondation vérifient les conditions suivantes :

- ✓ couche d'argile comprise entre deux couches drainantes (ou une couche drainante et une couche imperméable) et chargée uniformément sur toute sa surface (Mesta et al.1988) ;
- ✓ ces conditions sont satisfaites lorsque la surface chargée est de grande étendue, de telle façon que les déplacements latéraux du sol, au moins dans la zone centrale, puissent être considérés comme négligeables (Bourges, 1976) ;
- ✓ en revanche, ces conditions ne sont plus satisfaites si des déformations latérales notables se développent sous la fondation. Dans ce cas, des contraintes de cisaillement apparaissent dès le chargement et provoquent souvent des tassements plus importants que ceux dus au phénomène de consolidation ;
- ✓ à cette catégorie de problème se rattachent les ouvrages fondés sur des sols compressibles de faible capacité portante : remblais routiers de grande largeur, remblais servant d'assise à des pistes d'aérodromes ou à des voies ferroviaires [11].

#### IV.6.3.2 Les Principales méthodes de calcul des tassements

Le calcul des tassements est obtenu par différentes méthodes selon le binôme (type d'ouvrage/ nature du sol). On distingue deux principales méthodes [11].

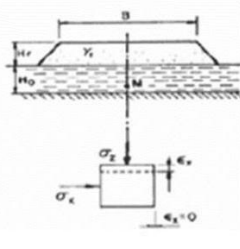
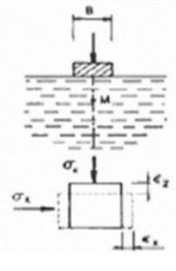
Méthode oedométrique	Méthode Préssiométrique
Ouvrages concernés les remblais de grandes dimensions :	Ouvrages concernés fondation ponctuelle ou linéaire :
	

Figure IV.9 : Principales méthodes de calcul des tassements.

#### IV.6.4 Calcul de la stabilité au poinçonnement

Le schéma de rupture du sol de fondation est supposé analogue à celui qui se produit sous une fondation superficielle. A court terme (cas généralement le plus défavorable), le coefficient de sécurité est donné par (Magnan et al. 1984) :

$$F_s = \frac{q_{max}}{q} = \frac{(\pi + 2)C_u}{\gamma_r H} \quad (IV.4)$$

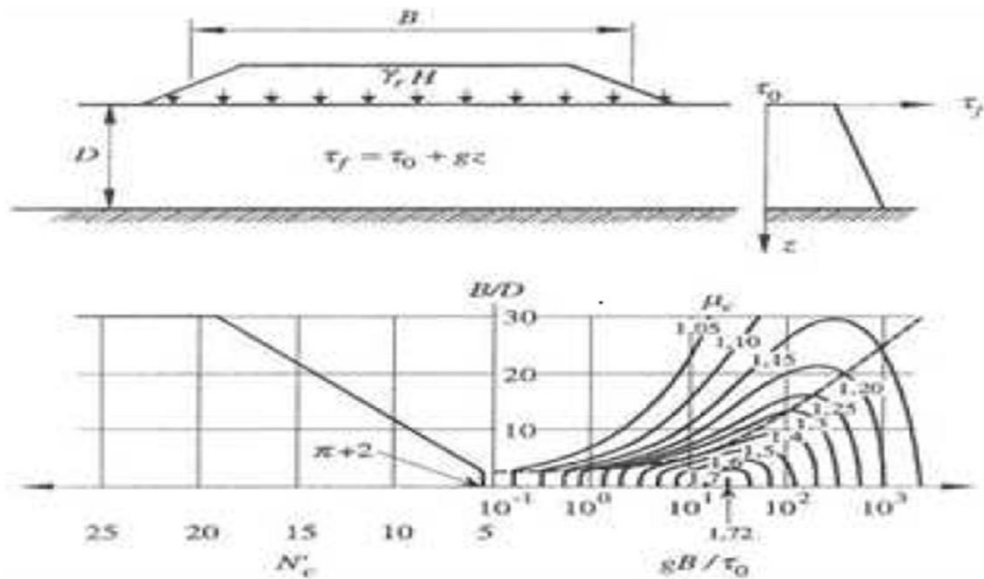
$q_{max}$  : est la pression maximale admissible sur le sol ;  $q$  la contrainte apportée par le remblai de poids volumique  $\gamma_r$  et de hauteur  $H$  sur son axe ;  $C_u$  la cohésion non drainée.

Martar et Salençon (1979) ont proposé des abaques pour évaluer le coefficient de sécurité pour un sol homogène d'épaisseur  $D$ , dont la résistance  $\tau_f = C_u$  croît linéairement avec la profondeur ( $\tau_0$  étant la valeur en surface et  $g$ , le gradient de cohésion).

Le coefficient de sécurité  $F_s$  s'exprime alors par la formule :

$$F_s = \frac{q_{max}}{\gamma_r H} = \frac{\mu c r_0}{\gamma_r H} \left( N'_c + \frac{gB}{4r_0} \right) \quad (IV.5)$$

$\mu c$  Et  $N'_c$ : sont donnés à la Figure IV.10 et  $B$  étant la largeur moyenne du remblai [26].



**Figure IV.10 : Abaques de calcul du FS selon la méthode de Matar et Salençon (1979).**

## IV.7 Conclusions

Les remblais sur sols compressibles ont fait l'objet de nombreux développements depuis l'année 1960 et des méthodes de calcul classiques sont utilisées dans la pratique. Ces méthodes nous ont permis de constater que :

- ✓ les méthodes de calculs classiques des tassements utilisées ont été développées il y a une dizaine d'années, et servent toujours de référence. De nombreux auteurs ont proposé des aménagements à ces théories, mais personne n'a encore trouvé une solution définitive au problème de la prévision des déformations des sols ;
- ✓ l'intérêt d'une étude de stabilité n'est pas seulement d'éviter une rupture mais également de permettre la définition d'un programme optimal de construction. Une sous-estimation excessive du coefficient de sécurité peut allonger la réalisation d'un chantier et à la limite conduire à mettre en œuvre inutilement des techniques onéreuses, telles que des banquettes latérales ou des drains verticaux ;
- ✓ l'expérience a montré que les talus restent toujours stables si  $F_s > 1,5$  et que, le glissement est pratiquement inévitable si  $F_s < 1$  ;
- ✓ entre ces deux valeurs s'étend un domaine où il existe un risque de rupture, risque d'autant plus grand que  $F_s$  diminue. Le coefficient global de sécurité minimal requis est généralement de 1,4 à 1,5 ;
- ✓ la constance du coefficient de sécurité le long de la surface de rupture et les hypothèses simplificatrices utilisées rendent l'analyse de sécurité globale et

approchée. Cependant, malgré leurs imperfections, les méthodes de calcul à la rupture seront vraisemblablement employées longtemps encore, car elles s'appuient sur une longue expérience. Elles ont cependant un défaut majeur, qu'il est impossible de corriger tant que le sol est considéré comme rigide plastique. Il n'est pas possible de prévoir, avec ces méthodes, l'influence des mouvements du sol sur des structures existantes (ouvrages d'art, habitations, etc.). C'est dans cette voie que se développent actuellement des méthodes de calcul en déformation basées sur l'utilisation des lois de comportement des sols et leur traitement par la méthode des éléments finis ;

- ✓ l'analyse de la consolidation par la méthode de Terzaghi (1925) présente de nombreuses limitations. Ces limitations peuvent être actuellement supprimées par l'utilisation de programmes de calcul par éléments finis. Ceux-ci permettent de faire une analyse réaliste du processus de consolidation en prenant en compte la nature bidimensionnelle ou tridimensionnelle des déformations et de l'écoulement de l'eau dans le sol de fondation, l'effet du fluage ainsi que la variation des paramètres de déformabilité et de perméabilité. Parmi ces programmes numériques, le code de calcul par éléments finis "PLAXIS2D".

*Chapitre V : Modélisation  
Numérique*

## Chapitre V : Modélisation Numérique

### V.1 Introduction

L'analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes éléments finis. L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses, qui permettent le passage de la réalité au modèle, est difficile à évaluer. Il voudrait disposer du code sur le PC gérant sa bureautique et sa technique quotidiennes, afin de faire une étude paramétrique des problèmes délicats. Il exige avant tout que ses journées ne soient pas encombrées par de laborieuses entrées de données et interprétations de fichiers.

Dans sa version originale, le code de calcul par PLAXIS2D traite la stabilité des digues en terre. Dans sa version actuelle, il permet de traiter différents types de problèmes géotechniques (fondations, tunnels, ouvrages de soutènement, etc.).

### V.2 Définition

PLAXIS2D est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Il permet d'analyser des problèmes élastiques, élastoplastiques, élasto viscoplastiques.

L'algorithme général du code PLAXIS2D consiste à résoudre un système d'équations algébriques non linéaires selon un processus itératif pour déterminer les champs de déplacements aux différents nœuds du maillage, le champ de contraintes et les états de rupture du sol [27].

### V.3 Le Principe

Le principal objectif était de fournir un outil permettant des analyses pratiques pour l'ingénieur géotechnicien qui n'est pas nécessairement un numéricien. Il en résulte que PLAXIS2D est utilisé par de nombreux ingénieurs géotechniciens de nos jours, dans le monde entier [28].

### V.4 Les points forts de PLAXIS2D

- ✓ 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 du coefficient de sécurité. [29]

## V.5 Les modèles de comportements intègres dans PLAXIS2D

### V.5.1 Modèle élastique

Le modèle élastique linéaire utilisé dans PLAXIS2D est classique, il représente la loi de Hooke relative à l'élasticité linéaire isotrope. Les données à faire entrer sont : les paramètres de rigidité élastique, le module de Young  $E$  et le coefficient de Poisson  $\nu$ .

La relation entre le module de Young et les autres modules est donnée par les relations qui suivent :

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

$$E_{\text{oed}} = \frac{(1-\nu)/E}{(1+\nu)(1-2\nu)}$$

$G$  : Module de cisaillement.

$K$  : Module de compressibilité.

$E_{\text{oed}}$ : Module OEDOMETRIQUE.

Le modèle linéaire élastique peut être utilisé surtout pour modéliser des éléments de structure en béton ou en métal en interaction avec le sol et pour certains problèmes de mécanique des roches [31].

### V.5.2 Le modèle de Mohr Coulomb (MC)

Le modèle de MOHR COULOMB représente le comportement élastique parfaitement plastique sans écoulement, il est généralement utilisé comme première approximation du comportement du sol, les données nécessaires pour ce modèle sont :

- ✓ E : Le module de Young ;
- ✓  $\nu$ : Le coefficient de Poisson ;
- ✓ C : La cohésion ;
- ✓  $\varphi$  : L'angle de frottement ;
- ✓  $\Psi$  : L'angle de dilatance ;

Qui sont des paramètres classiques de la géotechnique, souvent fournis par des essais de laboratoire [31].

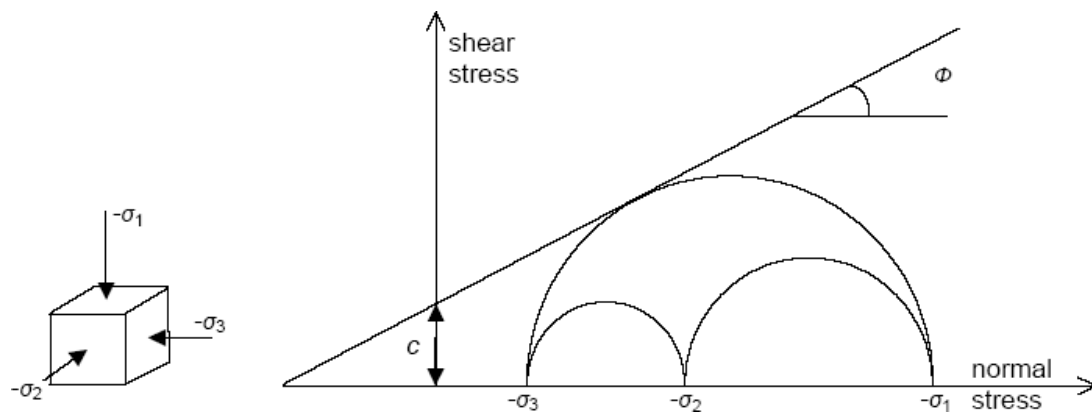


Figure V.1 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

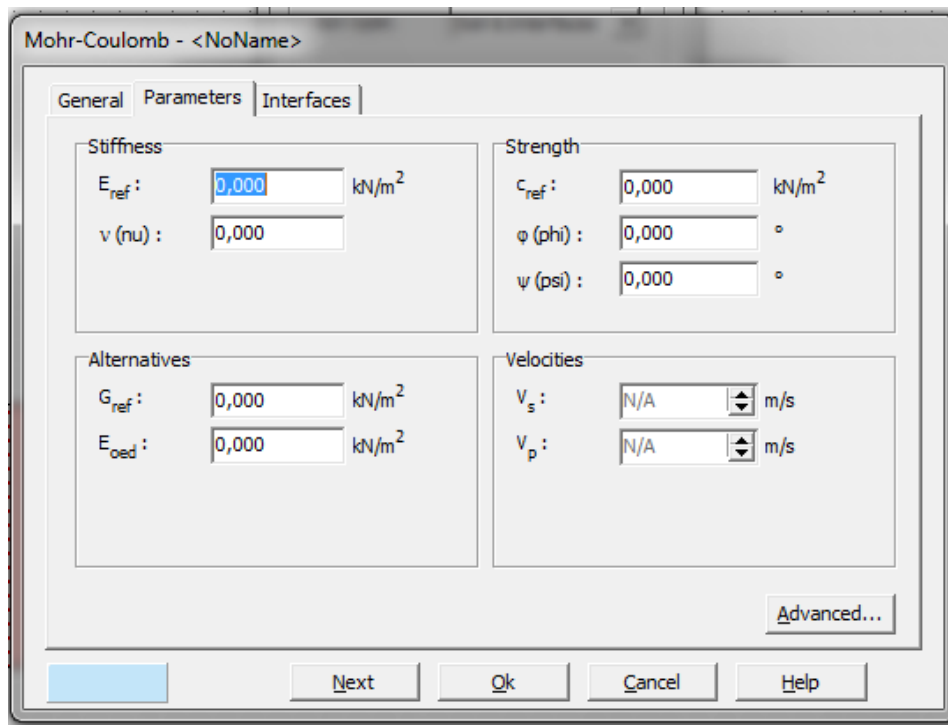


Figure V.2 : Fenêtre des paramètres de MOHR-COULOMB.

### V.5.2.1 Le module de Young (E)

Le choix d'un module de déformation est l'un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant.

PLAXIS2D utilise le module de Young comme module de déformation de référence dans le modèle élastique et le modèle de Mohr-Coulomb, mais d'autres modules de déformation sont également considérés.

Pour des argiles très sûrs consolidées et quelques roches avec un large domaine élastique, il est réaliste d'utiliser  $E_0$  alors que pour les sables et les argiles normalement consolidées, il est préférable de prendre  $E_{50}$  [29].

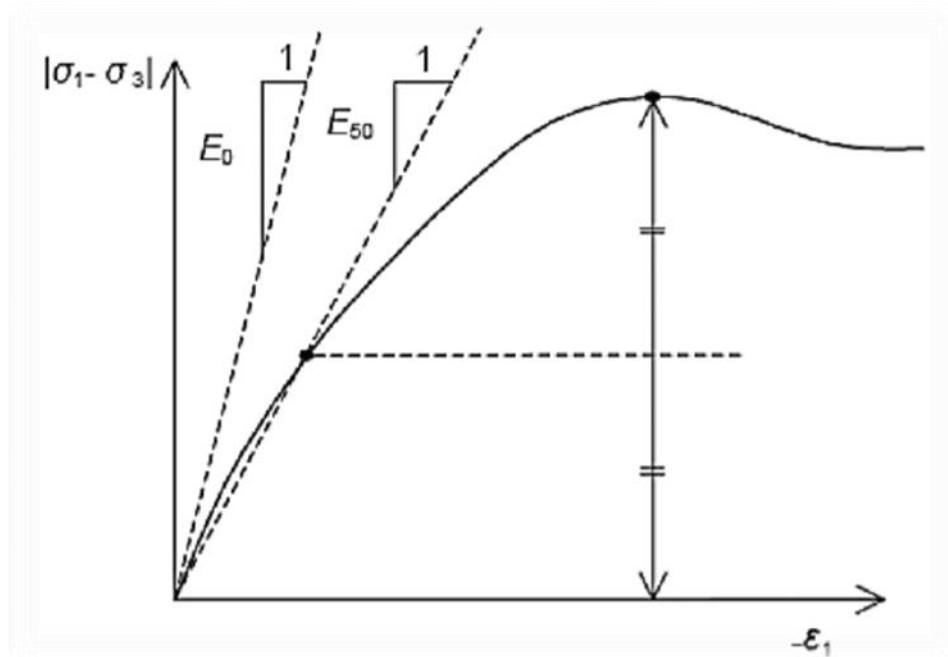


Figure V.3 : Définition de  $E_0$  et de  $E_{50}$ .

### V.5.2.2 Le coefficient de Poisson ( $\nu$ )

Des essais triaxiaux standards drainés peuvent montrer une diminution significative de volume au tout début du chargement et révéler ainsi une faible valeur du coefficient de Poisson ( $\nu$ ). Dans certains cas, comme des problèmes de déchargement particuliers, il peut être réaliste d'employer une valeur initiale aussi faible, mais en général, pour le modèle de MOHR-COULOMB, l'utilisation d'une valeur plus élevée est recommandée. On conseille de

prendre une valeur 0.3 à 0.4 de pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est assez réaliste pour l'application du poids propre dans la procédure du chargement gravitaire ( $K_0$ ) Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0.5 sans que cette valeur soit utilisable [31].

### V.5.2.3 La cohésion (C)

La cohésion a la dimension d'une contrainte. PLAXIS2D peut manipuler des sables sans cohésion ( $C=0$ ), mais certaines options ne fonctionneront pas bien. Pour éviter les complications, il est conseillé d'entrer au moins une valeur faible (prendre  $C > 0.2$  kpa). PLAXIS2D propose une option spéciale pour les couches dans lesquelles la cohésion croît avec la profondeur [31].

### V.5.2.4 L'angle de frottement interne ( $\phi$ )

L'angle de frottement ( $\phi$ ) est entré en degrés. Des angles de frottement élevés, obtenus parfois pour des sables denses, augmenteront de manière substantielle la difficulté numérique des calculs plastiques. Le temps de calcul varie exponentiellement en fonction de l'angle de frottement. Par conséquent, les angles de frottement élevés devraient être évités lors des calculs préliminaires pour un projet. Le temps de calcul deviendra important si des angles de frottement supérieur à 35 degrés sont utilisés [31].

### V.5.2.5 L'angle de dilatance ( $\psi$ )

L'angle de dilatance  $\psi$  (psi), est donné en degrés. Sauf pour les couches très sûres consolidées, les sols argileux ne présentent aucune dilatance ( $\psi=0$ ).

La dilatance d'un sable dépend de sa densité et de son angle de frottement. Pour des sables siliceux, un ordre de grandeur est :  $\phi - 30^\circ$ .

Dans la plupart des cas toutefois, l'angle de dilatance est nul pour des valeurs d'inférieures à  $30^\circ$ .

$$\Psi = \phi - 30 \text{ pour } \phi > 30^\circ$$

$$\Psi = 0^\circ \text{ pour } \phi < 30^\circ$$

Une valeur négative faible pour  $\psi$  n'est réaliste que pour des sables extrêmement lâches [29].

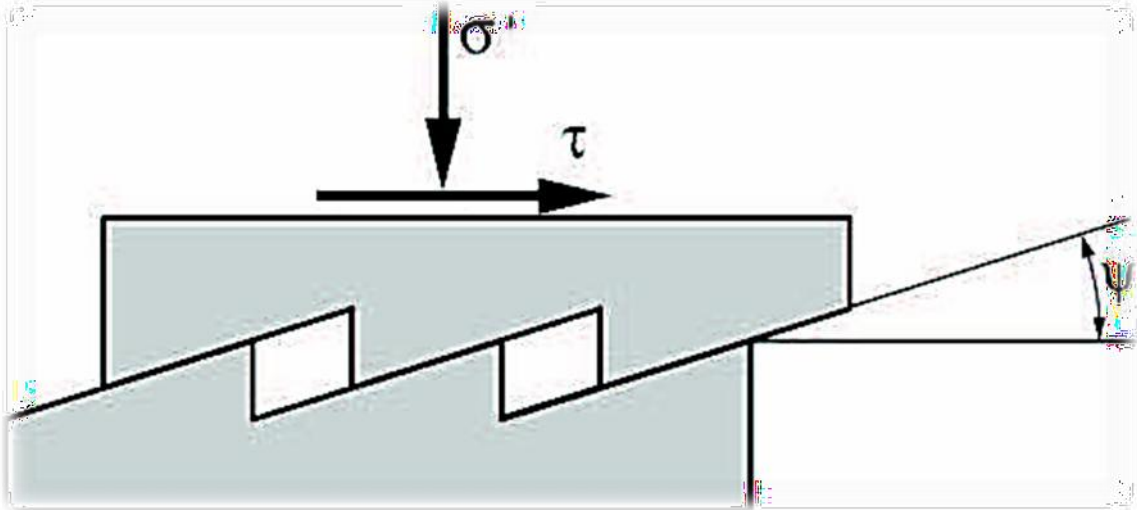


Figure V.4 : Angle de dilatance.

### V.5.2.6 Les contraintes de traction

La pyramide de Mohr-Coulomb permet des contraintes de traction (FigureIV.10).Celles-ci sont souvent peu réalistes pour les sols et il est possible de couper ces contraintes de traction (tensioncut-off) ou de les diminuer (Tensilestrength) [30].

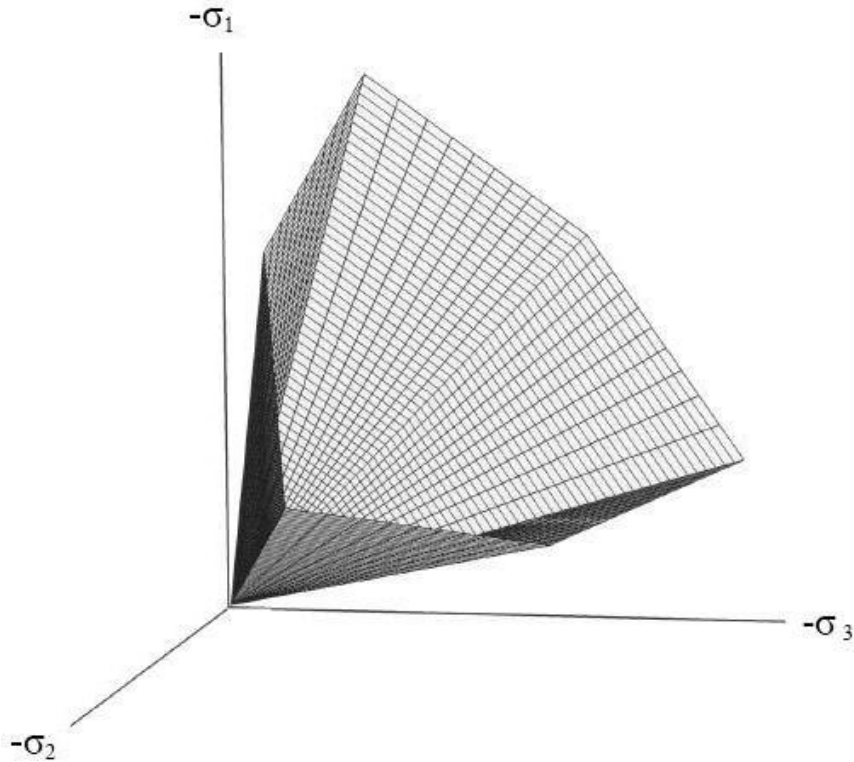


Figure V.5 : Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour  $c=0$ .

### V.5.2.7 Les paramètres avancés

Les paramètres avancés comprennent l'accroissement de la rigidité et l'accroissement de la cohésion avec la profondeur, ainsi que la suppression des tractions. Cette dernière option est utilisée par défaut mais elle peut être désactivée ici, si désiré [30].

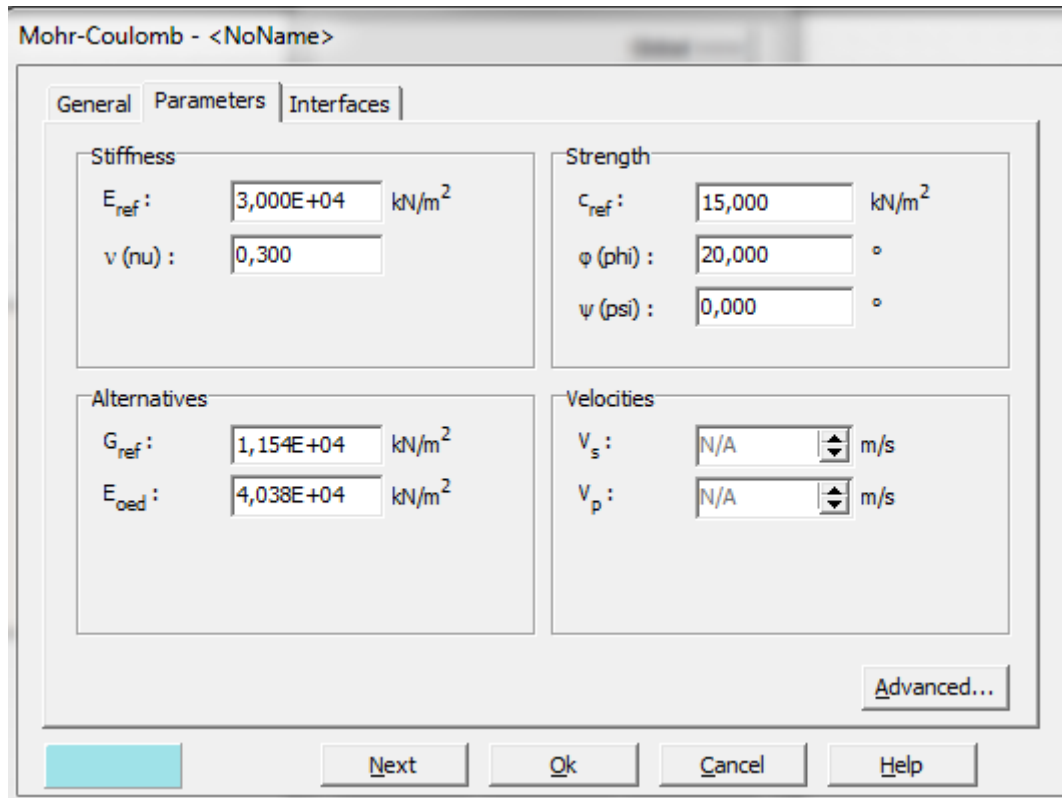


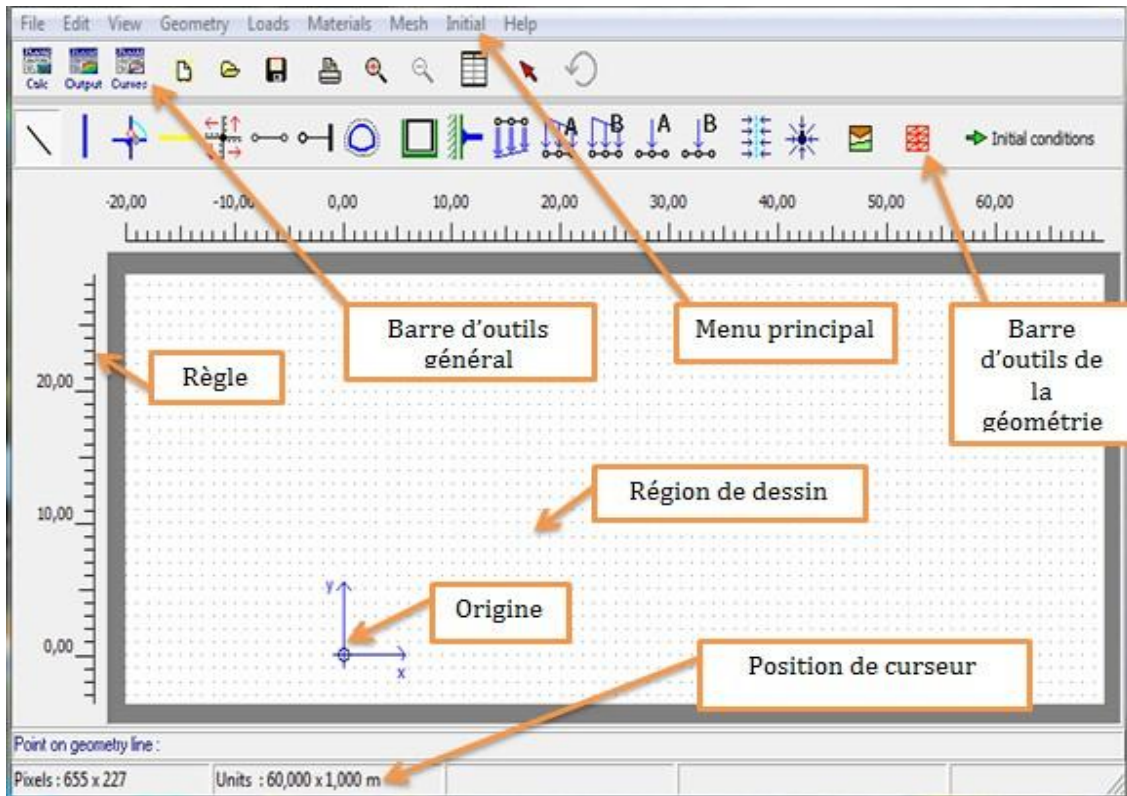
Figure V.6 : Fenêtre des paramètres avancés du module Mohr-Coulomb.

## V.6 Les étapes de modélisation par PLAXIS2D :

L'interface d'utilisation de PLAXIS2D se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves) :

### V.6.1 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 [30].



**Figure V.7 : Fenêtre principale du programme d'entrée des données (Input) (mode de création géométrique).**

### V.6.2 Le programme de calcul (Calculassions)

Après la définition d'un modèle aux éléments finis, les calculs proprement dits peuvent être effectués. Il est toutefois nécessaire de définir au préalable le type des calculs à réaliser ainsi que les cas déchargement ou les étapes de construction qui seront à appliquer.

On opère grâce au programme de calcul (Calculassions). PLAXIS2D permet d'effectuer différents types de calculs aux éléments finis.

Le programme de calcul ne traite que de l'analyse des déformations et permet de réaliser un calcul plastique (Plastic Calculassions), une analyse de consolidation (Consolidation Analysais), un calcul de coefficients de sécurité (Phi-C Réduction) ou un calcul dynamique (DynamicCalculation) [27].

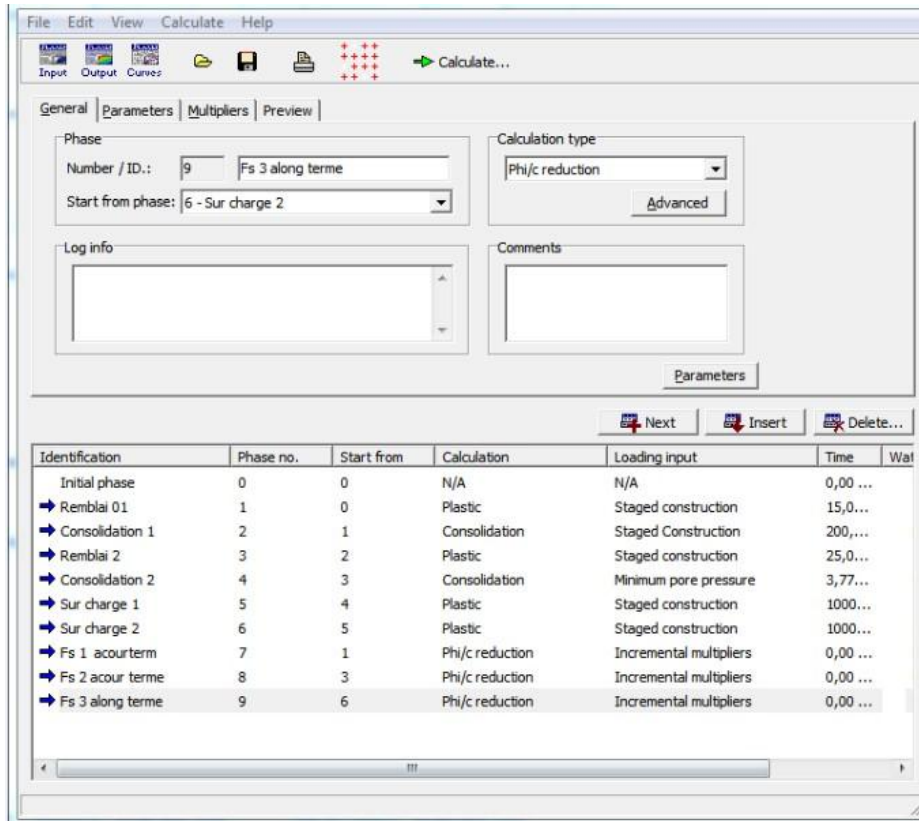


Figure V.8 : Fenêtre principale du programme de calcul.

❖ **RÉSULTATS :**

Les principaux résultats d'un calcul d'éléments finis sont les déplacements aux nœuds et les contraintes aux points de contraintes. De plus, lorsqu'un modèle d'éléments finis inclut des éléments de structure, des efforts sont calculés dans ces éléments. Une vaste gamme d'outils est offerte par PLAXIS2D pour afficher les résultats d'une analyse aux éléments finis [27].

**V.6.3 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 [30].

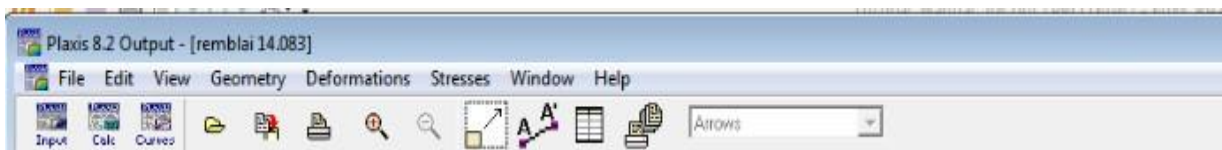


Figure V.9 : Barre d'outils de la fenêtre principale du programme Output.

### V.6.4 Les programmes courbes (Curves)

Ce programme contient tout le nécessaire pour générer des courbes charges déplacements, des chemins de contrainte et des courbes contraintes déformations. La réalisation d'une modélisation avec PLAXIS2D se traduit en général, par l'enchaînement des étapes suivantes :

- ✓ utilisation du préprocesseur « PLAXIS2D Input », pour la génération des données (maillage, jeu des données et contraintes initiales) ;
- ✓ lancement du code de calcul éléments finis « PLAXIS2D Calculate », pour effectuer la résolution numérique du problème étudié ;
- ✓ utilisation de post-processeur « PLAXIS2D Output », pour l'interprétation des résultats sur écran graphique ;
- ✓ utilisation de post-processeur « PLAXIS2D Curve », pour l'interprétation des courbes (courbe de consolidation, chemin des contraintes, ...etc.) [30].

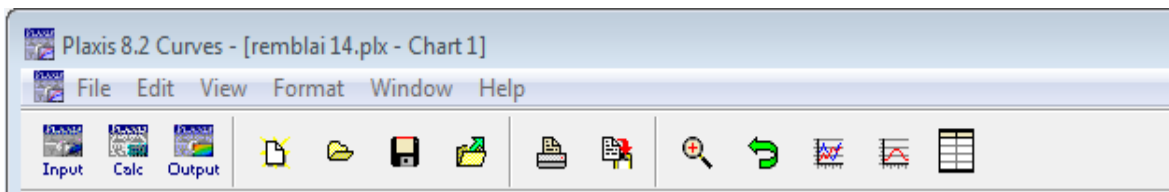


Figure V.10 : Barre d'outils de la fenêtre principale du programme Curves.

## V.7 La démarche de modélisation avec PLAXIS2D

Nous présenterons ici le cheminement et principales étapes d'un calcul sous PLAXIS2D.

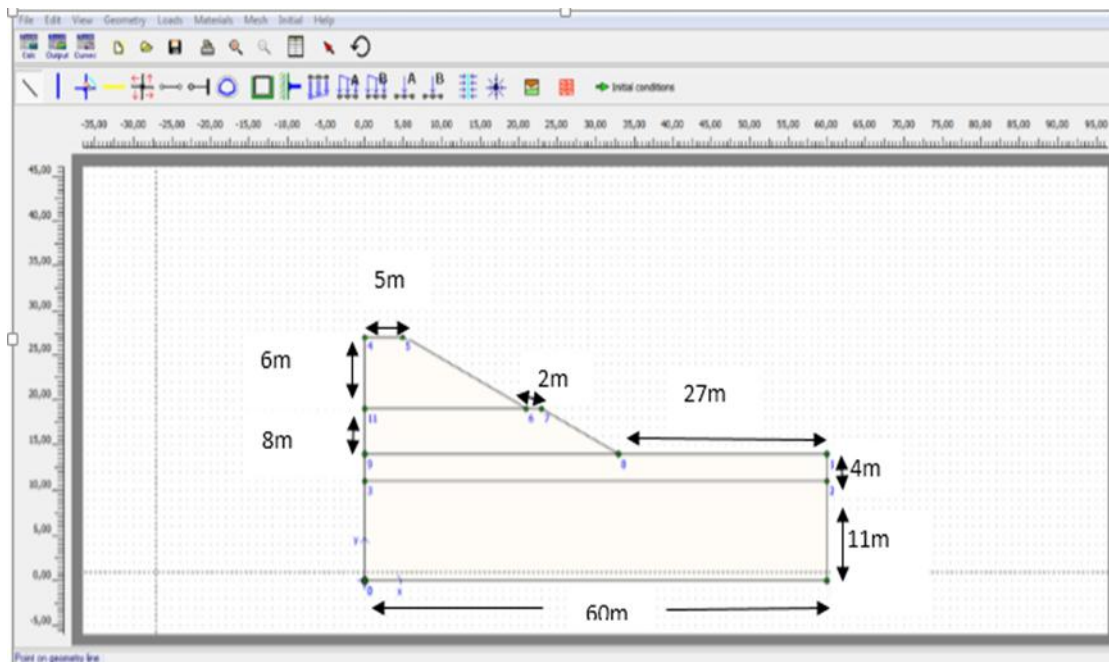
### V.7.1 Géométrie

La première étape sous PLAXIS2D est la définition de la géométrie. Un certain nombre de propriétés est disponibles :

- ✓ les lignes géométriques qui sont là pour dessiner l'organisation du sol ;
- ✓ l'outil « plates » permet de dessiner et de définir des structures élancées qui possèdent une résistance en traction compression et une résistance en flexion, Cet outil est principalement utilisé pour modéliser des murs, des poutres décoquilles, des plaques pour modéliser les murs et les zones rigides. (principalement les éléments ayant une forte extension selon l'axe perpendiculaire au plan de modélisation (ici z) ;

- ✓ <<anchor >> qui sert à modéliser les liaisons entre les éléments. Ce sont des ressorts, qu'on utilise pour modéliser les batardeaux ou plus exactement la liaison entre les différents éléments d'un batardeau ;
- ✓ l'outil <<géogrid>> sert à dessiner des structures élancées avec une résistance en compression ou traction mais qui ne possèdent aucune résistance de flexion. cet outil est généralement utilisé pour modéliser les géo grilles et ancrages.

Sur PLAXIS2D, il y a également un outil tunnel qui permet de modéliser un tunnel prenant en compte les facteurs qui concernent ce type d'ouvrage [30].



**Figure V.11 : Géométrie du modèle de remblai.**

### V.7.2 Conditions aux limites

Si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra spécifier les subtilités d'une manière précise (le vecteur déplacement est nul à la base du domaine étudié, et le vecteur déplacement horizontal est nul sur ses faces latérales), l'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir du menu avec un contrôle immédiat du résultat à l'écran [11].

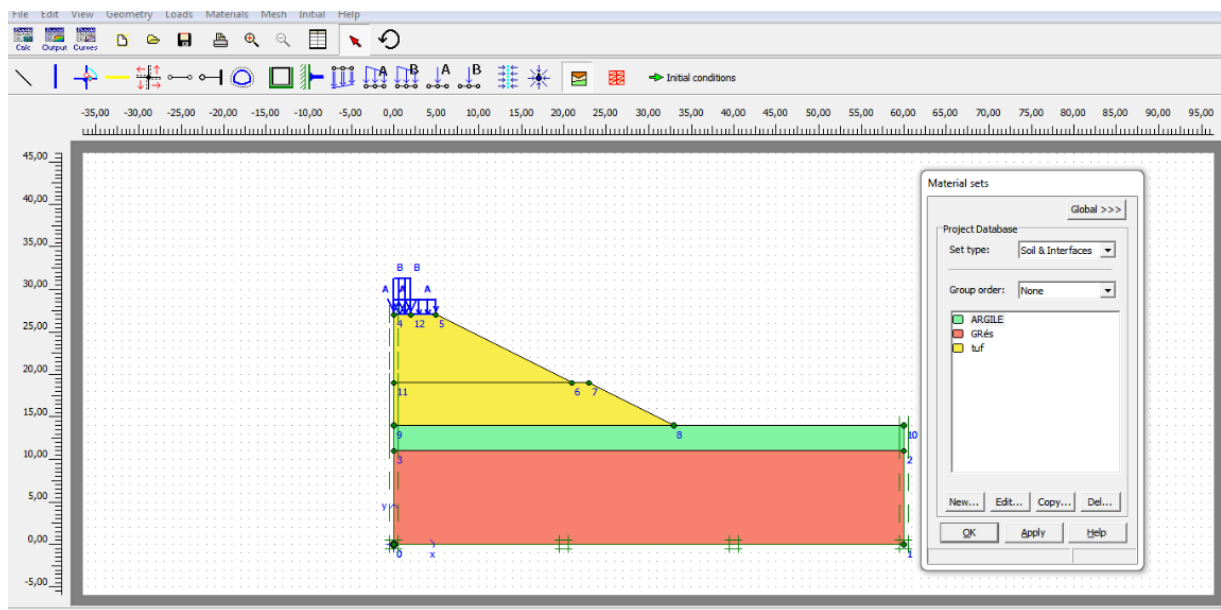
### V.7.3 Définition des paramètres des matériaux

Ensuite, il convient de définir les différentes propriétés des différents matériaux selon son type (sol et interface, plaque, ancrage, géogridle, etc...), le modèle de comportement et les différents paramètres permettant de le définir. Pour les sols, en plus de la définition des caractéristiques mécaniques, leurs interfaces avec les autres types d'éléments peuvent être

paramètres, il faut également définir le comportement hydraulique du sol (drainé, non-drainé ou non-poreux) [30].

**Tableau V.1 propriétés matériaux du remblai et du sol support**

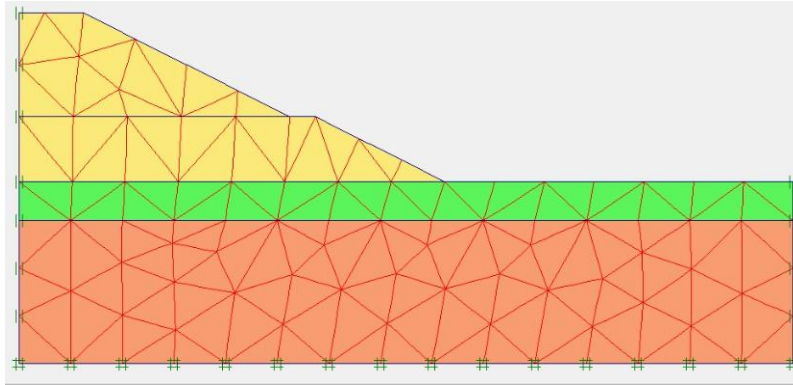
Paramètre	Nom	Tuf de remblai	Argile limoneuses	Grés	Unité
Matériel model	Model	MC	MC	MC	-
Type de comportement	Type	Draine	Une draine	Une draine	-
Poids volumique du sol sec	$\gamma_{unsat}$	17	19	19	$KN/m^3$
Poids volumique du sol saturé	$\gamma_{sat}$	18	20	20	$KN/m^3$
Perméabilité Horizontal	$K_x$	$1.16 \cdot 10^{-14}$	$1.16 \cdot 10^{-12}$	$1.16 \cdot 10^{-7}$	-
Perméabilité Vertical	$K_x$	$1.16 \cdot 10^{-14}$	$1.16 \cdot 10^{-12}$	$1.16 \cdot 10^{-7}$	-
Module de Young	$E$	25000	20000	150000	$KN/m^2$
Coefficient de Poisson	$\nu$	0.3	0.3	0.3	-
Cohésion	$C$	5	60	20	$KN/m^2$
L'angle de frottement	$\varphi$	30	10	15	°
L'angle de dilatance	$\Psi$	0	0	0	°



**Figure V.12 : Définition des paramètres des matériaux.**

### V.7.4 Maillage

L'opérateur peut bien entendu de spécifier un maillage très détaillé, mais si seules les grandes lignes de celui-ci importent de détail des éléments, agencé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de nœuds, avec un contrôle permanent à l'écran [11].



**Figure V.13 : Maillage du modèle.**

### V.7.5 Les conditions initiales

La définition des conditions initiales se fait en deux étapes distinctes. Tout d'abord, lorsque la fenêtre des conditions initiales s'ouvre, seul le sol est activé. L'opérateur active les éléments constructifs (déplacements et/ou contraintes impose(e)s, ancrage, plaque) qui correspondent à l'instant initial. Il désactive les éléments de sol qui ne correspondent pas à cet instant initial.

Un << Switch bouton >> permet d'accéder à deux fenêtres différentes chacune représentant la géométrie de la modélisation :

- ✓ la première qui s'appelle "initiale pore pressure" permet de définir un niveau de nappe phréatique initial (si besoin), et de générer les pressions interstitielles correspondantes ;
- ✓ la deuxième fenêtre permet de générer les contraintes initiales à l'intérieur du massif (poids propre et sous pression) [30].

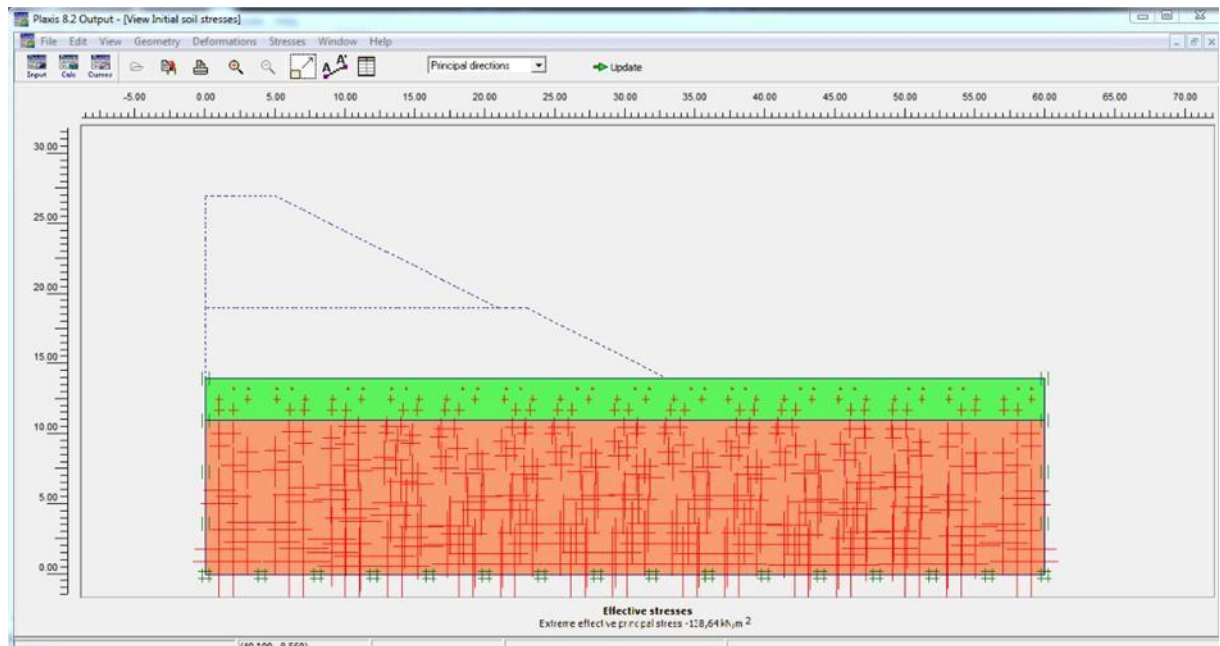


Figure V.14 : Fenêtre des conditions initiales.

### V.7.6 Phase de calcul

Après avoir effectué l'ensemble de ces paramétrages on peut accéder aux calculs par le bouton poussoir "calculation". L'interface "input" de << Plaxis >> se ferme et laisse la place à une nouvelle interface : "calculation". Une phase 0 est déjà calculée, cette phase correspond à l'état initial de la structure. Cette interface permet de définir le passage de la modélisation de la construction.

De nouvelles phases de calcul peuvent être créées basées sur une phase existante. Pour chaque phase on peut modifier la géométrie par l'intermédiaire de la même interface qui a servi à définir les conditions initiales. On peut donc effectuer des changements uniquement en activant ou désactivant des éléments. Le niveau de la nappe phréatique peut être modifié, ainsi que certaines propriétés des matériaux, des éléments autres que le sol (modification des paramètres entrés en input, imperméabilité et/ou la non-consolidation de certaines parois). Le niveau d'intensité et la position des conditions limites des chargements en déplacement et en contrainte peuvent également être modifiés.

Cependant, aucun nouvel élément ne peut être créé à ce niveau que ce soit une charge, un déplacement, une condition aux limites ou une plaque un ancrage etc....

D'autres types de phases peuvent être créés autre que la simple activation ou désactivation d'élément (phase de consolidation par exemple). Un certain nombre de types de calcul peut être simulé (consolidation, détermination du facteur de sécurité, déformation

plastic, étude dynamique) .Une fois le phasage de l'étude terminé, des points caractéristiques peuvent être places.

Les courbes de résultats de PLAXIS2D seront calculées en ces points. Après avoir appuyé sur <<calculate>> les calculs se lancent. Une fois terminée, les résultats sont visionnables grâce à la touche <<output>> [30].

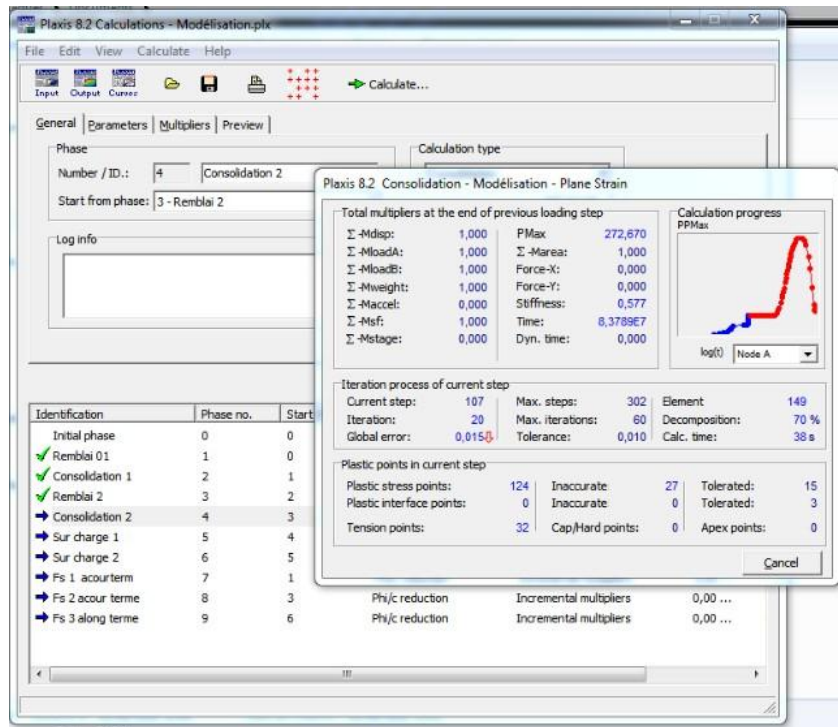


Figure V.15 : les phases du calcul.

### V.7.7 Visualisation des Résultats

Le code PLAXIS2D contient plusieurs outils pour visualiser et analyser les résultats concernant le sol soit en déformations (maillage déformé, déplacements et déformations totaux) soit en contraintes (contraintes effectives, totales, les points plastiques, les pressions interstitielles) [30].

Comme le montre la figure suivante :

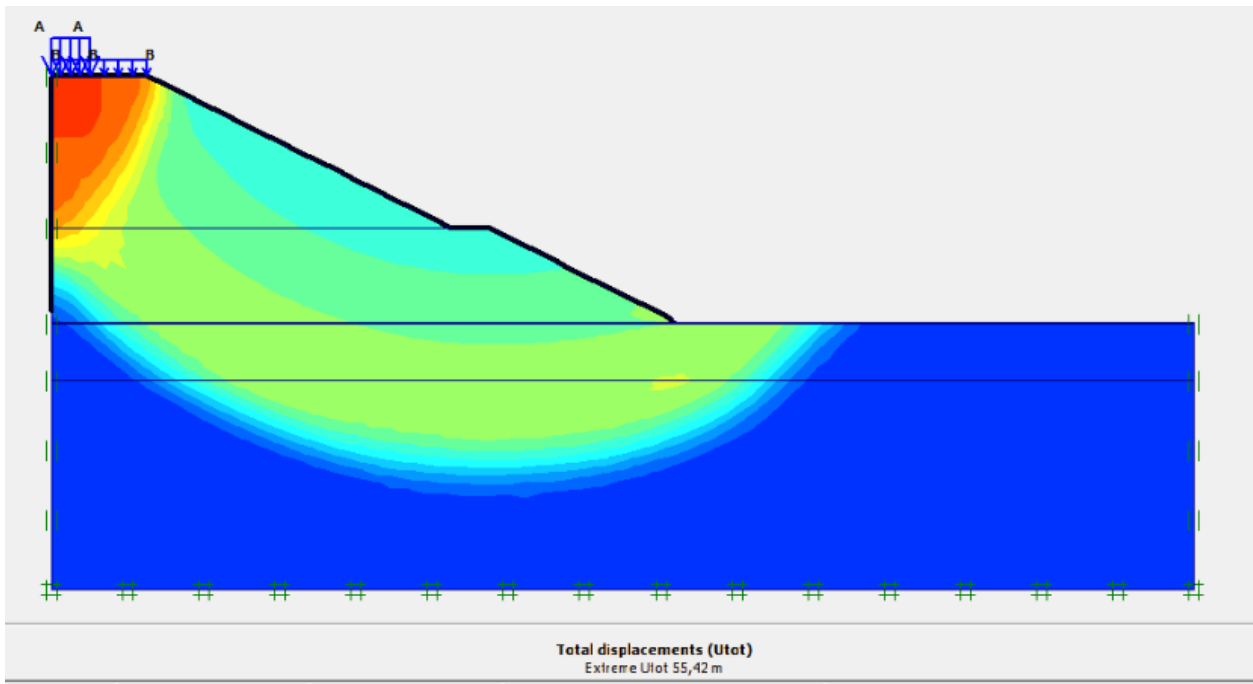


Figure V.16 : Déplacements total.

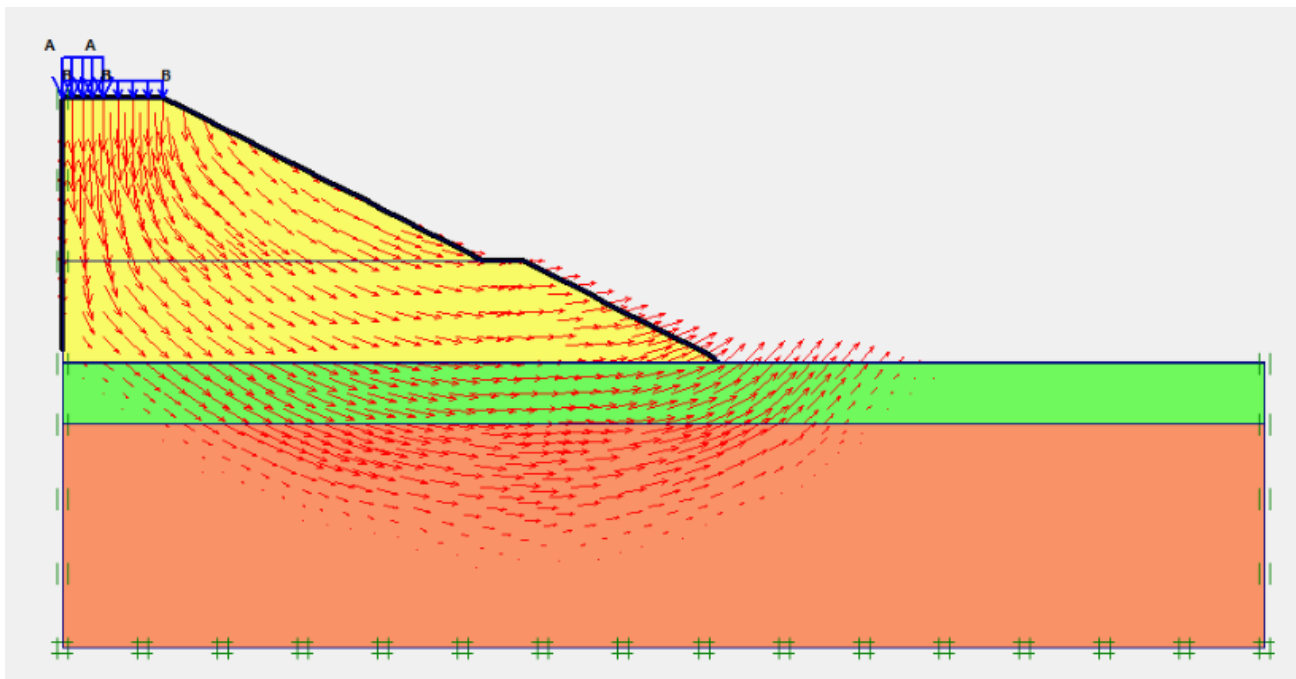


Figure V.17 : Contraintes effectives.

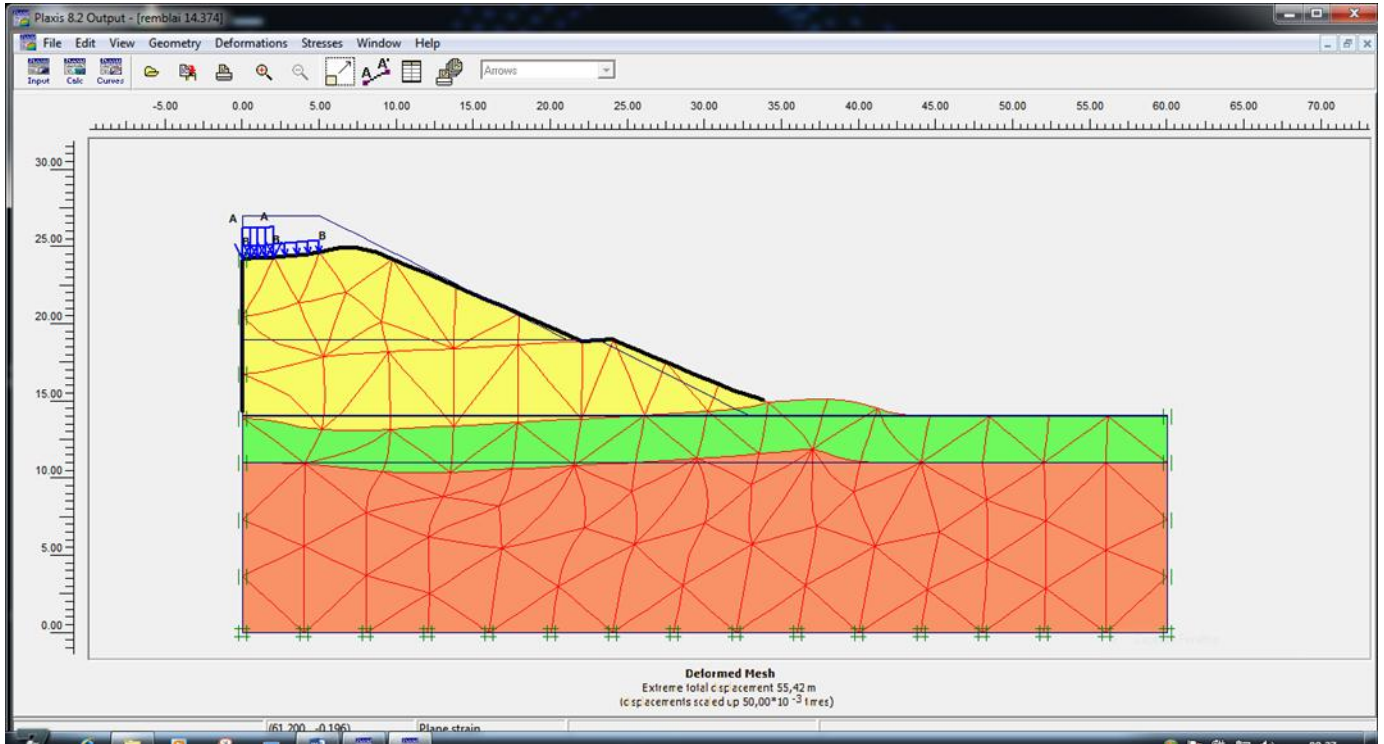


Figure V.18 : Maillage déformé.

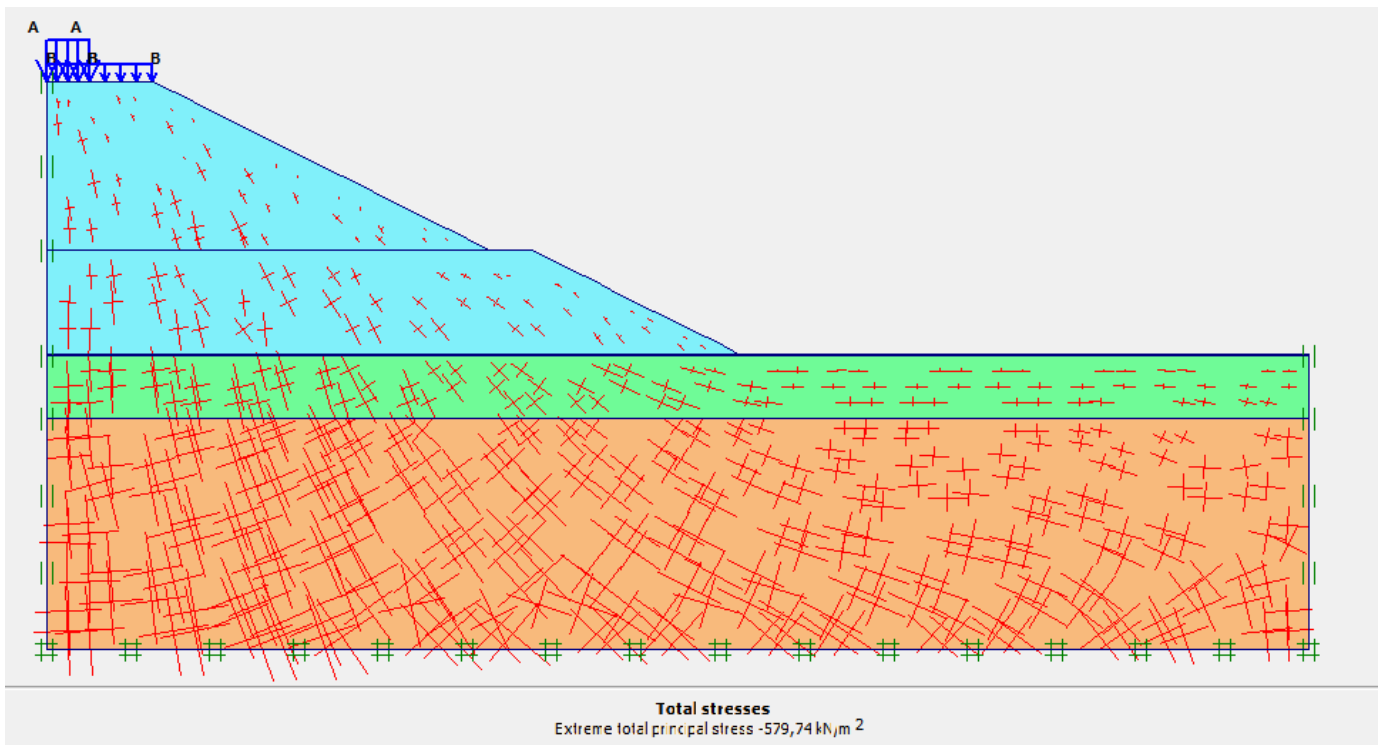


Figure V.19 : Contraintes total.

## V.8 Analyse des résultats :

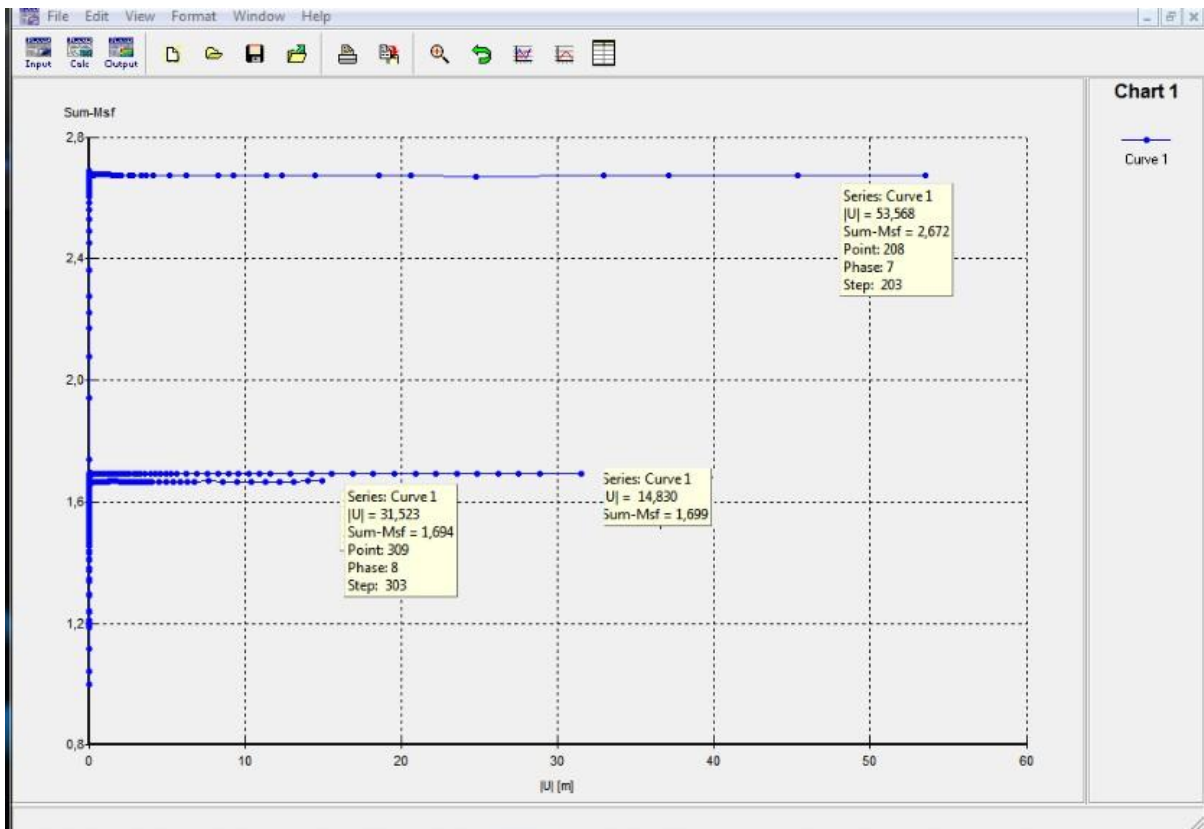


Figure V.20 : Graphe du facteur de sécurité.

D'après le graphe de la figure V.17 représentant les résultats obtenus du facteur de sécurité du remblai.

Le premier résultat ( $F_s = 2.672$ ) représente la valeur de  $F_{s1}$  concernant la première étape de réalisation du remblai avec  $h = 5\text{m}$  (à court terme ; conditions non drainées). On constate que cette couche de remblai est stable ( $F_{s1} > 1.5$ ).

Le deuxième résultat ( $F_s = 1.694$ ) représente la valeur de  $F_{s2}$  concernant la deuxième étape de réalisation du remblai avec  $h = 8\text{m}$  pour atteindre une hauteur totale de  $14\text{m}$  (à court terme ; conditions non drainées). On constate que cette couche de remblai est stable ( $F_{s2} > 1.5$ ).

Le troisième résultat ( $F_s = 1.699$ ) représente la valeur de  $F_{s3}$  concernant la phase après chargement du remblai c.-à-d. la mise en service de ce dernier (à long terme ; conditions drainées). On constate pour cette phase que le remblai est stable ( $F_{s2} > 1.5$ ).

D'après ces résultats, on peut juger que le remblai étudié (pente de  $1V/2H$  avec la présence d'une berme) est stable et peut assurer son rôle.

## V.9 Conclusion

La modélisation numérique d'un ouvrage géotechnique, réalisée à l'aide d'un code de calcul aux éléments finis, est une approche simplifiée de la réalité géométrique et géomécanique de l'ouvrage.

Les modèles disponibles dans le code PLAXIS2D ont été brièvement décrits en distinguant parmi eux ceux adaptés à la simulation du comportement des sols granulaires et ceux plus adaptés pour la simulation du comportement des argiles.

Le choix du modèle de comportement dépend en fait du problème posé : soutènement, tassement de remblai, fondation sur sol en pente, tunnel : quel modèle de comportement utiliser pour quel problème géotechnique ? La question n'est pas simple car il n'existe pas de modèle "universel"... Cette partie a permis de nous guider dans le choix de modèles mieux adaptés aux différents matériaux mis en jeu dans le problème étudié, en combinaison avec les aspects du comportement que l'on souhaite simuler. Alors que, parmi ces modèles il existe deux modèles de comportement bien adaptés pour simuler le comportement des sols granulaires (notre cas) qui sont le modèle Mohr-Coulomb.

Enfin on peut dire que le remblai étudié (pente de  $1V/2H$  avec la présence d'une berme) est stable et peut assurer son rôle.

# *Conclusion générale*

## Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude intitulé (Calcul de la stabilité d'un remblai ferroviaire de Pk 53+330 au Pk55+625 sur la ligne Djelfa - Laghouat) a pour objectif de calculer le facteur de sécurité (détermination de la condition d'équilibre) d'un remblai ferroviaire à l'aide du code de calcul PLAXIS 2D.

Ce modeste travail a été accompli selon les étapes suivantes :

Au début, nous avons présenté des généralités sur la voie ferrée, qui se compose de deux parties, une partie supérieure et partie inférieure ; contenant le remblai qui fait l'objet de notre étude. Cette dernière nécessite ce qui suit :

- Premièrement, mener des essais in-situ et en laboratoire pour connaître les propriétés du sol utilisé dans le remblai ;
- Deuxièmement, déterminer la méthode utilisée et appropriée pour étudier la stabilité du remblai, et ceci en fonction du code de calcul utilisé. Pour notre cas, nous avons employé Plaxis 2D qui utilise la méthode des éléments finis pour résoudre les problèmes de la géotechnique. Il contient plusieurs modèles de comportement du sol, entre autre celui de Mohr-Colomb (MC) traduisant le comportement élasto-plastique avec ces cinq paramètres :
  - ✓  $E$  : Le module de Young ;
  - ✓  $\nu$  : Le coefficient de Poisson ;
  - ✓  $C$  : La cohésion ;
  - ✓  $\varphi$  : L'angle de frottement ;
  - ✓  $\Psi$  : L'angle de dilatance.
- Troisièmes, la modélisation numérique du cas réel étudié en introduisant la géométrie du modèle et les phases de calcul pour obtenir le coefficient de sécurité, où l'on obtient les résultats suivants :
  - ✓ Le premier résultat ( $F_s = 2.672$ ) représente la valeur de  $F_{s1}$  concernant la première étape de réalisation du remblai avec  $h = 5\text{m}$  (à court terme) ;
  - ✓ Le deuxième résultat ( $F_s = 1.694$ ) représente la valeur de  $F_{s2}$  concernant la deuxième étape de réalisation du remblai avec  $h = 8\text{m}$  pour atteindre une hauteur totale de  $14\text{m}$  (à court terme) ;

- ✓ Le troisième résultat ( $F_s = 1.699$ ) représente la valeur de  $F_{s3}$  concernant la phase après chargement du remblai c.-à-d. la mise en service de ce dernier (à long terme).

Tous ces résultats sont supérieurs à la valeur admissible du coefficient de sécurité prise égale à 1.5.

Grace à l'outil numérique utilisé, on a pu vérifier la stabilité du remblai que ce soit à court terme (phase de réalisation du remblai) ou à long terme (phase de mise en service de ce dernier). Ce qui nous a permis de juger que le remblai étudié (avec une pente de 1V/2H avec la présence d'une berme) est stable et peut assurer son rôle.

Alors, on doit bien étudier la stabilité des remblais ferroviaires avant leur mise en œuvre.

# *Bibliographie*

## *Bibliographie*

- [1] BEDERINA, M. (2020/2021). **Cours de chemin de fer**. Université Amar Thelidji, Laghouat.
- [2] NEHAOUA, A. (10 janvier 2015). « **Chemins de fer chapitre 1 : généralités** ». SlideShare, [En ligne] <HTTPS://FR.SLIDESHARE.NET/>(consulté en mars 2018).
- [3] HAMANI, Ch. (juin 2018).**Suppression d'un passage à niveau « Route – Chemin de fer» Etude d'un passage supérieur**. Mémoire de master, Université Amar Thelidji, Laghouat.
- [4] BEN SACI, M Y et DRIKI, N. (juin 2019).**Etude d'une Intersection« Route –Voie Ferrée» Proposition d'un passage supérieur**. Mémoire de master, Université Amar Thelidji, Laghouat.
- [5] CHAHBOUNI, R. (septembre 2019).**Étude d'un tronçon de chemin de fer sur une zone inondable dePK75+000 AU PK 83+000 a Laghouat**. Mémoire de master, Université Amar Thelidji, Laghouat.
- [6] BARKA, A A et MBAINAISSEM, S D. (juin2016).**Etude de la ligne ferroviairebouchegouf-el khroub**. Mémoire de Master, Université 08 Mai 1945, Guelma.
- [7] UIC. (01.01.94). **Ouvrages en terre et couches d'assise ferroviaires**.2<sup>ème</sup> Édition, 20p.
- [8] Nicolas, C. (juin2016).**Rôle de la couche intermédiaire dans le potentiel de la voie ferrée**. Thèse Docteur, Université Paris-Est.
- [9] MALEK, B. (28 Février 2011).**Étude d'avant-projet détaillé (Avant-Projet détaillé Mission C1 : Géologie -Géotechnique) Ligne nouvelle Djelfa – Laghouat**. /Réf 254 P011089-310-GE-001-02.
- [10] [HTTP : //WWW.ENTREPRISEDETERRASEMENT.FR/LES-REMBLAIS/](HTTP://WWW.ENTREPRISEDETERRASEMENT.FR/LES-REMBLAIS/).
- [11] ABDERRAHIM, S et REHAILIA, S et BOUHADJAR, M. (2019).**Calcul et modélisation numérique de la stabilité du Remblai sur zone inondable**. Mémoire de Master, Université, Badji Mokhtar, Annaba.
- [12] Gérarda, D et Paul, R. (Réédition 2005).**Aide-mémoire de mécanique de sol**.

- [13] KONE ICHAKA, N. (Juin 2019).**AUTOMATISATION DU CALCUL DES MURS DE SOUTÈNEMENT CANTILEVER**. MÈmoire de Master, UniversitÈ 08 Mai 1945, Guelma.
- [14] RAINI, I. (juin 2017).**Etude gÈotechnique de la stabilitÈ des sols pour la mise en place d'une chaussÈe : cas d'Ètude Jbel Bou Rdim(NE-FÈs)**. MÈmoire de Master, UniversitÈ Sidi Mohammed Ben Abdellah, Maroc.2
- [15] CLE'MENT, D et PHILLIPPE, R.(2020).**GÈotechnique exercices et problÈmes corrigÈs de mÈcanique des sols, avec rappels de cours**.2Èdition.
- [16] BOUACIDA, A & MEDJELDI, M. (juin 2016).**ETUDE EN APD DU DEDOUBLEMENT DE RN81AENTRE M'DAOUROUCH - SEDRATA SUR 16 km**. MÈmoire de Master, UniversitÈ08 Mai 1945, Guelma.
- [17] ABDELOUAHID, EL A. (2006/2007).**Cours de MÈcanique des Sols**. Gros Œuvres 2Ème AnnÈe ISTA, LAAYOUNE.
- [18] Dr. HADJI, R. (2020). **CHAPITRE I MÈcanique des sols et des travaux de fondations**. Master 1 GÈologie de l'ingÈnieur et GÈotechnique, Semestre 2, UniversitÈ Ferhat Abbas, SÈtif.
- [19] M'ZOUYHEM, K et CHENAFÀ, W. (2006).**Etude gÈotechnique de la stabilitÈ des talus dans la carriÈre d'Ain El Kabira (SÈtif)**, gÈologie de l'ingÈnieur, UniversitÈ Farhat Abbas, SÈtif.
- [20] OLIVIER, M. (2002).**AlÈa gÈomorphologique (mouvement de terrain)**. MÈmoire de Recherche, 17p.
- [21] AZZAZ, I & CHOUIKHA, S. (2017). **Ètude numÈrique de la stabilitÈ d'un remblai sur sol mol traitÈ par des colonnes ballastÈes entourÈ par de gÈo synthÈtique**. MÈmoire de Master, UniversitÈ Ziane Achour, Djelfa.
- [22] YU-JUN, CUI & PIERRE, D. **Applications au calcul des ouvrages**. Techniques de l'IngÈnieur.
- [23] REMADNA, M S. (2013).**Estimation numÈrique des facteurs de portance et d'influence de la forme de fondations superficielles**. ThÈse Doctorat, UniversitÈ de Biskra.
- [24] KHEDIDJA, M. (2013).**STABILITE Des TALUS**. MÈmoire de Master.

- [25] YAHIAOUI, M. (2008). **Contribution à l'analyse dynamique des terrains en pentes sous séisme par logiciel PLAXIS2D**. Mémoire Magister, Université Abou BEKR BELKAID, Tlemcen.
- [26] SOULEF, M A. (2018). **Analyse de la stabilité d'un remblai (Application au cas du remblai d'Ain Arnat -wilaya de Sétif)**. Mémoire de Master, Université Mohamed Boudiaf, M'sila.
- [27] HAOUAM, H. (2010). *Etude numérique d'un mur de soutènement en sol stables renforcent avec fibres et géo grilles*. Mémoire de Magistère, Université D'Annaba.
- [28] BRINKGEREVE, R.B.J&VERMEER, P.(2003).A.PLAXIS2D Version 8, **Manuel de référence DEFLT**. Université of Technologie &PLAXIS2D BV, Pays- Bas.
- [29] AMEL,M.**ANALYSE D'UN MODÈLE RÉDUIT DE COLONNESBALLASTÉES PAR LA MÉTHODE DES ÉLÉMENTS FINIS** ,Université de Batna.
- [30] LAMOURI, A. (2015).**UTILISATION DES METHODES NUMERIQUES DANS LES CALCULS DE LA STABILITE DES BARRAGES EN TERRE**. ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah.
- [31] HAOUES, N&ASSIMA, L. (2017).**ETUDE DE STABILITE D'UN TALUS CAS REEL : CITE CILOC CONSTANTINE**. Mémoire de Master, Université Larbi Ben M'hidi, Oum El Bouaghi.

# Annexe

A1 : Classes de qualité des sols

<p align="center"><b>Classification des sols (Identification géotechnique)</b></p>	<p align="center"><b>Classe de qualité des sols</b></p>
<p>0.1 Sols organiques                      0.2 Sols fins (comportant plus de 15 % de fines (1)) foisonnés, humides et donc non compactables                      0.3 Sols thixotropes (2) (quick-clay par exemple)                      0.4 Sols comportant des matériaux solubles (sel gemme ou gypse)                      0.5 Sols comportant des matériaux polluants (déchets industriels, par exemple)                      0.6 Sols mixtes "minéraux organiques" (2).</p>	<p align="center">QS0</p>
<p>1.1 Sols comportant plus de 40 % de fines (1) (sauf sols 0.2)                      1.2 Roches très évolutives                      Par exemple :                      - Craies de <math>\rho_d &lt; 1,7 \text{ t/m}^3</math> et de friabilité forte                      - Marnes                      - Schistes altérés</p>	<p align="center">QS1</p>
<p>1.3 Sols comportant de 15 à 40 % de fines (1) (sauf sols 0.2)                      1.4 Roches évolutives                      Par exemple :                      - Craies de <math>\rho_d &lt; 1,7 \text{ t/m}^3</math> et de friabilité faible                      - Schistes non altérés                      1.5 Roches tendres                      Par exemple :                      Si microdeval en présence d'eau (MDE) &gt; 40 et Los Angeles (LA) &gt; 40</p>	<p align="center">QS1 (3)</p>