

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR

ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



UNIVERSITE MOHAMED SEDDIK BENYAHIA JIJEL

Faculté des sciences et de la technologie

Département de Génie Civil et Hydraulique

N° :...../2023

## **MEMOIRE DE MASTER**

**DOMAINE: Sciences et Technologie**

**FILIERE: Génie Civil**

**SPECIALITE: Géotechnique**

### **Thème**

**Modélisation Numérique et Confortement du Glissement de**

**Terrain à RN 77 au PK 25+850**

**Présenté Par : RAHMOUNI Naima**

**Encadré Par : BOURAOUI Ichem**

**ZENATI Fatima**

**Date de soutenance: /06/2023**

#### **Jury de Soutenance**

<b>Président : BOUMEHRAZ Med Amine</b>	<b>Grade</b>	<b>M.C.B</b>	<b>Univ MSB jijel</b>
<b>Encadreur : BOURAOUI Ichem</b>	<b>Grade</b>	<b>M.A.A</b>	<b>Univ MSB jijel</b>
<b>Examineur : LAMMARA Mohammed</b>	<b>Grade</b>	<b>professeur</b>	<b>Univ MSB jijel</b>

**Promotion : 2022 /2023**

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

# REMERCIEMENT

*Nous remercions avant tous Dieu tout puissant de nous avoir donné la force, le courage et la volonté pour arriver au bout de ce travail*

*En préambule de ce mémoire, je souhaitais adresser mes remerciements les plus sincères à mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi vous m'avez donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance.*

*Je tiens à exprimer toute ma reconnaissance à mon encadreur*

*Mrs BOURAOUI.I, Mrs AMIMOUR.M je les remercie*

*De m'avoir encadré, orienté, aidé et conseillé.*

*Je remercie aussi toute ma famille, et tous ceux et celles qui ont de près ou de loin collaboré à la réalisation de ce modeste travail.*

*Un grand merci pour tous les enseignants de département génie civil, pour leur assistance technique indispensable et leurs précieux conseils*

*Enfin je remercie tous mes amis que j'aime tant, mes collègues et toute la*

*promotion 2022 -2023*

# *Dédicace*

*Je voudrais dédier cet humble travail :  
A toute ma famille à ma chère maman et  
mon cher père*

*A mes frères*

*A mes sœurs*

*A mes amis*

*A femme de mon frère*

*Et les enfants sont M.Yazen et Sidra*

*Naima*



*Dédicace*

*Grace à Dieu le tout puissant, j'ai achevé la  
réalisation de ce modeste travail que je tien très  
chaleureusement*

✚ *À ma mère chérie et mon père qui m'ont encouragé et  
soutenu tout au long de mes études et pour leurs  
patiences que dieu les protègent et les gardes pour moi*

✚ *À mon meilleure Méd Souay*

✚ *À mes belles sœurs Narimen Imen Yassmin Amel et  
leurs enfants Youcef Rachâ et le petite Ibrahim*

✚ *À mon bonheur cher fiancée Abd el Hamid merci pour  
votre encouragement*

*Fatima*



## المخلص

تمحورت هذه الدراسة على كيفية تعزيز الانهيار الأرضي الذي يحدث في PK 25 + 850 ضمن مشروع الطريق الوطني 77. قمنا بتحليل الانزلاق باستعمال برامج : Plaxis و Geo-Slope لتحديد أسطح الكسور. من خلال هذه الدراسة والتحليل التي قمنا بها ، تم التوصل إلى بعض الحلول المختلفة، ووفقاً لتحليل تقني - اقتصادي ، تم اختيار الحل الأنسب وهو صف من الحائط الإستنادي فوق مجموعة أعمدة عميقة وأعمال الحفر. الكلمة الرئيسية: الانزلاق ، المنحدر ، القص ، الراحة ، الاستقرار ، التعزيز ، الخوازيق.

## Résumé

*Cette étude s'est concentrée sur la manière d'améliorer le glissement de terrain qui se produit au PK 25 + 850 dans le cadre du projet de la route nationale 77.*

*Nous avons analysé le glissement à l'aide des programmes Plaxis et Geo-Slope pour déterminer les surfaces de fracture.*

*Grâce à cette étude et à l'analyse que nous avons réalisées, différentes solutions ont été trouvées et, selon une analyse technico-économique, la solution la plus appropriée a été choisie, à savoir une rangée de murs de soutènement au-dessus d'un groupe de colonnes profondes et de travaux d'excavation.*

**Mot clé:** *glissement, talus, cisaillement, confortements, stabilité, renforcement, pieux.*

## Abstract:

*This study focused on how to improve the landslide that occurs at PK 25 + 850 under the National Road 77 project.*

*We analyzed the slip using the Plaxis and Geo-Slope programs to determine the fracture surfaces.*

*Thanks to this study and the analysis we carried out, different solutions were found and, according to a technical-economic analysis, the most appropriate solution was chosen, namely a row of retaining walls above a group of deep columns and excavation works.*

**Keywords:** *landslide, Slope, shearing, confrontments, stability, reinforcements, stakes.*

# SOMMAIRE

## CHAPITRE I : MOUVEMENT DES TERRAINS

### Introduction général

I.1.INTRODUCTION :	3
I.2.ORIGINE DES MOUVEMENTS DE TERRAIN :	3
I.3.CLASSIFICATION DES MOUVEMENTS DE TERRAIN :	4
I.3.1. Éboulements :	4
I.3.2. Ecoulement :	4
I.3.3. Les chutes de blocs et écoulements de masses rocheuses :	5
I.3.4. Les affaissements et effondrement :	5
I.3.5. Glissement de terrain :	5
I.4.LES DIFFERENTS TYPES DE GLISSEMENT :	6
I.4.1.les glissements plans :	6
I.4.2. Glissement rotationnel :	7
I.4.3. Les Glissement Quelconque (Aléatoire) :	7
I.5.FACTEURS DECLENCHANT LES GLISSEMENTS :	8
I.5.1. La géométrie du terrain :	8
I.5.2. La résistance au cisaillement des sols ou des roches :	8
I.5.3. Facteurs climatiques et anthropiques :	8
I.6.LA RESISTANCE AU CISAILLEMENT :	9
I.6.1. Critères de rupture :	10
I.6.2. Loi de Coulomb :	10
I.6.3. Critère de Mohr-Coulomb (la courbe intrinsèque) :	11
I.6.4. Méthodes de détermination des paramètres de Resistance au cisaillement : .....	12
I.7.CONCLUSION :	13

## CHAPITRE II : PRESENTATION DE PROJET

II.1. INTRODUCTION :	14
II.2. PRESENTATION DU PROJET :	14
II.2.1. Situation géographique :	14
II.2.2. Données Climatiques :	15

II .2.3. Hydrographie :	15
II.2.4. Géologie du site :	16
II.3.1. Aperçu géologique:	16
II.3.2. Localisation de glissement :	17
II.3.2.1. Dégradations observées:	17
II.3.2.3. Commentaires :	20
II.4. CONCLUSION :	21

## **CHAPITRE III : CARACTERISTIQUES DU PROJET**

III.1. INTRODUCTION :	22
III .2. GEOLOGIE ET GEOMORPHOLOGIE :	22
III.3. HYDROGEOLOGIE :	22
III.4. RECONNAISSANCE GEOPHYSIQUE :	23
III.4.1. Gravimétrie :	23
III.4.2. Sismique réflexion :	24
III.4.3. Electromagnétisme :	24
III.4.4. Prospection électrique :	25
III.4.5. Diagraphie physique :	25
III.5. RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE :	26
III.5.1. Tranchées & Puits :	26
III.5.2. Les Sondages Mécaniques :	27
III.5.3 Pressiomètre :	28
III.5.4. Pénétrromètres :	29
III.5.4.1. Les pénétrromètres statiques :	29
III.5.4.2. Les Pénétrromètres dynamiques :	30
III.6. LES ESSAIS AU LABORATOIRE :	31
III.6.1. L'essai Triaxial :	32
III.6.2. L'essai Oedométrique :	33
III.6.3. Granulométrie :	34
III.6.4. Limites d'Atterberg :	35
III.6.4.1. Diagramme de Casagrande :	36
III.6.4.2. Indice de consistance :	36
III.6 .5. Valeur au bleu VBS:	37
III.7. CAMPAGNE DE RECONNAISSANCE GÉOTECHNIQUE :	38



III.7.1. Essais in situ : .....	38
III.7.2. Essais au Laboratoire : .....	39
III.7.3. Essais de Laboratoire : .....	40
III.8. CONCLUSION : .....	41

## **CHAPITRE IV : CALCUL ET VERIFICATION**

IV.1. INTRODUCTION : .....	42
IV.2. COEFFICIENT DE SECURITE : .....	42
IV.2.1. Le choix du type de méthode de calcul : .....	43
IV.3. METHODES DE CALCUL DE LA STABILITE.....	44
IV.3.1. Méthode des tranches : .....	44
IV.3.2. Méthode de Fellenius (1936) : .....	45
IV.3.3. Méthode de Bishop simplifiée (1954) : .....	46
IV.3.4. Méthode simplifiée de Janbu [1956] : .....	47
IV.3.5. Méthode Suédoise modifiée, U.S. Army corps of engineers [1970] : .....	48
IV.4. METHODE NUMERIQUE : .....	51
IV.4.1. Présentation et application des logiciels : .....	51
IV.4.1.1. Présentation de PLAXIS : .....	51
IV.4.1.2. Calculs du coefficient de sécurité : .....	51
IV.4.1.3. Présentation de Géoslope : .....	54
IV.4.1.4. Calculs du coefficients accélérations sismiques: .....	54
IV.4.2. Déroulement de logiciel: .....	56
IV.4.3. Le facteur de sécurité par différentes méthodes:.....	58
a) Méthode de Bishop	
b) Méthode Janbu	
c) Méthode Ordinaire	
d) Méthode Morgenstern-Price	
c) Méthode Spencer	
IV.5. CONCLUSION : .....	64

## **CHAPITRE IV : LES TECHNIQUES DE CONFORTEMENT ADOPTES**

V.1. INTRODUCTION : .....	65
V.2. LES DIFFERENTES TECHNIQUES DE STABILISATIONS : .....	65

V.2.1 Terrassements : .....	65
V.2.1.1. Remblai en pied : .....	66
V.2.1.2 Allègement en tête : .....	67
V.2.1.3 Reprofilage : .....	67
V.2.1.4 Purge : .....	68
V.2.1.5 Substitution totale ou partielle : .....	68
V.2.2. Dispositifs de drainage : .....	69
V.2.2.1. Collecte et canalisation des eaux de surface : .....	69
V.2.2.2. Tranchées drainantes : .....	70
V.2.2.3. Drains subhorizontaux : .....	71
V.2.2.4. Masques et éperons drainants : .....	71
V.2.2.5. Drains verticaux : .....	71
V.2.3. Renforcement : .....	72
V.2.3.1. Ouvrages de soutènements souples : .....	72
V.2.3.2. Ouvrages de soutènements rigides : .....	74
V.2.3.3. Techniques de renforcement par inclusions : .....	75
V.2.3.4. Techniques de remblai renforcé : .....	77
V.3. DESCRIPTION DE LA SITUATION ACTUELLE DU GLISSEMENT .....	79
V.4. METHODES DE CONFORTEMENT : .....	79
V.4.1. Analyse du glissement après rabattement de la nappe phréatique (tranchée drainante): .....	79
V.4.2. Analyse du glissement après une substitution partielle des matériaux glissés susceptibles : .....	80
V.4.3. Analyse du glissement le confortement par un mur de soutènement : .....	80
V.4.4. Analyse du glissement le confortement par pieux de blocage: .....	83
V.5. L'ANALYSE MULTICRITERE : .....	84
V.5.1. Estimation des coûts : .....	85
V.6. CONCLUSION : .....	87

## Liste des figures

<b>Figure. I.1.</b> Enveloppe de rupture pour un sol saturé.....	10
<b>Figure.I.2.</b> Courbe intrinsèque .....	10
<b>Figure. II.1.</b> Localisation de la zone d'étude .....	12
<b>Figure. II.2.</b> Localisation de glissement par rapport à la carte géologique.....	14
<b>Figure. II. 3.</b> Image satellite représentant le glissement. ....	15
<b>Figure. III.1.</b> Chemin de transmission des ondes sismique .....	23
<b>Figure III.2.</b> Schéma de l'essai pressiométrique et courbe d'interprétation .....	28
<b>Figure. III.3.</b> Pénétromètre dynamique. ....	30
<b>Figure III.4.</b> Schéma et photo de l'appareil triaxial.....	31
<b>Figure. III .5.</b> Principe de l'essai oedométrique .....	32
<b>Figure. III .6.</b> Courbe oedométrique de compressibilité.....	33
<b>Figure. III.7.</b> Courbe granulométrique. ....	34
<b>Fig. III .8.</b> Les limites d'Atterberg .....	34
<b>Figure.III.9.</b> Diagramme de plasticité et de classification des sols fins. ....	35
<b>Figure.III.10.</b> Essai de bleu de méthylène. ....	36
<b>Figure III .12.</b> Profil géologique de glissement.....	38
<b>Figure IV.1.</b> Surface de glissement d'un massif .....	41
<b>Figure. IV.2.</b> Découpage d'un talus en tranches et les forces agissantes sur une tranche .....	44
<b>Figure IV.3.</b> Forces agissantes sur tranche.....	45
<b>Figure IV.4.</b> Inclinaison des forces dans la méthode Suédoise modifiée.....	47
<b>Figure IV.5.</b> Coordonnées de la surface de glissement pour la méthode de Spencer .	48
<b>Figure IV.6.</b> Déformation maillage du profil. ....	51
<b>Figure IV.7.</b> Cercle de glissement sans la nappe phréatique .....	52
<b>Figure IV.8.</b> Cercle de glissement avec la nappe phréatique .....	52

<b>Figure IV.9.</b> Simulation d'un séisme par la méthode pseudo-statique.....	54
<b>Figure IV.10.</b> Présentation du logiciel – GEO-SLOPE .....	55
<b>Figure IV.11.</b> Fonctionnement du logiciel – GEO-SLOPE .....	56
<b>Figure IV.12.</b> Profil lithologique .....	57
<b>Figure IV.13.</b> Méthode bishop avec nappe (FS = 0 ,985) .....	58
<b>Figure IV.14.</b> Méthode bishop sans nappe (FS = 1 ,184).....	58
<b>Figure IV.16.</b> Méthode Janbu avec nappe (FS = 0 ,931).....	59
<b>Figure IV.17.</b> Méthode Janbu sans nappe (FS = 1 ,116).....	59
<b>Figure IV.18.</b> Méthode Ordinaire avec nappe (FS = 0 ,975).....	60
<b>Figure IV.19.</b> Méthode Ordinaire sans nappe (FS = 1 ,134).....	60
<b>Figure IV.20.</b> Méthode Morgenstern-price avec nappe (FS = 0 ,985).....	61
<b>Figure IV.21.</b> Méthode Morgenstern-price sans nappe (FS = 1 ,187).....	61
<b>Figure IV.22.</b> Méthode Spencer avec nappe (FS = 0 ,986).....	62
<b>Figure IV.23.</b> Méthode Spencer avec nappe (FS = 1 ,187).....	62
<b>Figure.V. 1.</b> Cas de terrassement.....	65
<b>Figure.V.2.</b> Schéma d'une butée de pied.....	65
<b>Figure.V.3.</b> Schéma d'un allègement en tête.....	66
<b>Figure.V.4.</b> Schéma d'un reprofilage.....	67
<b>Figure.V.5.</b> Schéma de purge.....	67
<b>Figure.V.6.</b> Photo de drainage de surface.....	69
<b>Figure.V.7.</b> Photo et croquis d'une tranchée drainante.....	69
<b>Figure.V.8.</b> Schéma d'un drain subhorizontal.....	70
<b>Figure.V.9.</b> Modèle de soutènement par Gabions .....	71
<b>Figure.V.10.</b> Mur en terre armée .....	72
<b>Figure.V.11.</b> Renforcement de remblai par géotextiles .....	73
<b>Figure.V.12.</b> Schéma d'un mur de soutènement .....	73
<b>Figure.V.13.</b> Exemple de confortement d'un remblai SNCF par clouage de la pente et	

du talus (ligne Paris-Lyon, km 23).....	74
<b>Figure.V.14.</b> Photo et croquis des tirants d'ancrages .....	75
<b>Figure.V.15.</b> Remblai renforcé par des géosynthétiques.....	76
<b>Figure.V.16.</b> Exemple d'ouvrage en Pneusol.....	77
<b>Figure.V.17.</b> Schéma type de la tranchée drainante et système de drainage.....	79
<b>Figure.V.18.</b> Schéma de mur de soutènement.....	80
<b>Figure.V.19.</b> Glissement avec mur de soutènement.....	80
<b>Figure.V.20.</b> Talus modélisé avec un mur de soutènement en pieux <b>sans rabattement de la nappe (PLAXIS)</b> .....	81
<b>Figure.V.21.</b> Pieux de blocage en aval ( $F_s = 1,505$ ). .....	82

## Liste des photos

<b>Photo. I.1.</b> Cas d'un phénomène d'écroulement (El Ancer -Jijel) .....	2
<b>Photo. I.2.</b> Exemple de chute des pierres .....	3
<b>Photo. I.3.</b> Cas du glissement de terrain au niveau de Bouira.....	4
<b>Photo I.4.</b> Glissement de terrain (Médéa) .....	4
<b>Photo. I.5.</b> Photo et croquis d'un glissement plan.....	7
<b>Photo. I.6.</b> Cas d'un glissement rotationnel simple.....	7
<b>Photo. I.7.</b> Glissement quelconque (USA).....	9
<b>Photo II.1</b> Localisation de la zone d'étude . .....	14
<b>Photo II.2</b> Fissures dans un béton bitumineux.....	17
<b>Photo II.3</b> Chute du mur de soutènement .....	18
<b>Photo II.4</b> La source dans le talus de déblai .....	18
<b>Photo II.5</b> La nappe phréatique a été affleurant.....	19
<b>Photo II.6</b> La présence d'un sol rocheux .....	19

## **LISTE DES TABLEAUX**

Tableau III .1. Indice de plasticité.....	35
Tableau III .2. Indice de consistance.....	36
Tableau III .3. Présentation des résultats de la reconnaissance par sondages carottés	37
Tableau III. 4. Liste des essais et normes différentes.....	38
Tableau III. 5. Récapitulatif des résultats des essais laboratoire.....	40
Tableau IV.1. Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité, LAMBE [1973]......	42
Tableau IV.2. Les données fournies au logiciel PLAXIS .....	51
Tableau IV.3. Les valeurs du coefficient d'accélération de zone 'A' :.....	54
Tableau IV.4. Caractéristiques géotechniques prises dans les calculs. ....	56
Tableau IV.5. Tableau Comparaisant des résultats de différente méthode. ....	63
Tableau V.1. Devis quantitatifs et estimatifs (Rideaux de pieux de blocage). ....	85
Tableau V.2. Devis quantitatifs et estimatifs (Mur de soutènement). ....	86

## LISTE DES SYMBOLES

<b><math>\tau_{ult}</math></b> = contrainte de cisaillement ultime du sol	(N/m <sup>2</sup> )
<b><math>\tau_{max}</math></b> = résistance au cisaillement	(N/m <sup>2</sup> )
<b><math>\tau</math></b> = contrainte de cisaillement mobilisée	(N/m <sup>2</sup> )
<b><math>\nu</math></b> = Coefficient de Poisson	( / )
<b><math>\sigma</math></b> = Contrainte	(N/m <sup>2</sup> )
<b><math>\sigma_n</math></b> = Contraintes normales	(N/m <sup>2</sup> )
<b><math>\phi</math></b> = Angle de frottement interne du sol	( ° )
<b><math>\phi_u</math></b> = Angle de frottement ultime	( ° )
<b><math>\Psi</math></b> = Angle de dilatance du sol	( / )
<b><math>c</math></b> = cohésion du sol	(kN/m <sup>3</sup> )
<b><math>c'</math></b> = cohésion effective du sol	(kN/m <sup>3</sup> )
<b><math>E</math></b> = module d'élasticité du sol (module d'Young)	(kN/m <sup>2</sup> )
<b><math>E_{ref}</math></b> = module de référence	(kN/m <sup>2</sup> )
<b><math>FS</math></b> = coefficient de sécurité	( / )
<b><math>H</math></b> = effort horizontal	(N/m)
<b><math>H_{max}</math></b> = effort horizontal maximal	(N/m)
<b><math>h</math></b> = hauteur du talus	( m )
<b><math>L</math></b> = distance horizontale du cercle du glissement	( m )
<b><math>K_0</math></b> = coefficient des terres au repos	( / )
<b><math>k_x</math></b> = perméabilité du sol selon la direction des x	( m/jour)
<b><math>k_y</math></b> = perméabilité du sol selon la direction des y	( m/jour)
<b><math>U</math></b> : la résultante des pressions interstitielles éventuelles	( Kpa)
<b><math>u</math></b> = pression interstitielle	
<b><math>\gamma</math></b> = poids volumique du sol	( kN/m <sup>3</sup> )
<b><math>\gamma_d</math></b> = poids volumique sec du sol	( kN/m <sup>3</sup> )
<b><math>\gamma_h</math></b> = poids volumique humide du sol	( kN/m <sup>3</sup> )
<b><math>\gamma_{sat}</math></b> = poids volumique saturé du sol	( kN/m <sup>3</sup> )



***INTRODUCTION***  
***GENERALE***

# ***INTRODUCTION GENERALE***

Les mouvements de terrain sont des phénomènes naturels qui peuvent être de grandes ampleurs et provoquer des dégâts considérables. Dans certains cas ils peuvent causer des pertes en vies humaines.

Les glissements de terrains constituent à l'heure actuelle, une des préoccupations majeures des ingénieurs dans le domaine des Génies civil. A cet effet on notera que la stabilisation de ces mouvements de terrains est une tâche indispensable et importante dans le domaine de la géotechnique, on insiste aussi qu'une bonne connaissance de méthodologie d'une étude est nécessaire.

Dans la pratique du calcul de la stabilité des pentes, on procède à la détermination expérimentale des caractéristiques de résistance du sol (l'angle de frottement et la cohésion) qui doivent être pris en considération dans des modèles de calcul pour estimer le facteur de sécurité du talus.

Dans notre mémoire, on veut faire apparaître l'influence de la nappe phréatique sur la résistance au cisaillement du sol. et on veut démontrer que la variation de cette dernière affecte considérablement la stabilité d'un talus.

Le travail réalisé consiste à étudier et conforter le glissement qui s'est manifesté au niveau du talus au pk 25+850 dans le cadre de la réalisation de la pénétrante Djen Djen - El Eulma wilaya de Jijel. A l'aide de deux logiciels de calcul de stabilité des talus **PLAXIS** et **GEO-SLOPE**

Notre mémoire, se base principalement sur 5 chapitres, comme suit :

- Le chapitre 1, traite les différents types de mouvements de terrains et leurs classifications, ce chapitre nous permet de se situer par rapport aux différents mouvements de terrain pouvant surgir dans le cas des glissements de terrain.
- Au niveau du 2<sup>ème</sup> chapitre, il est donné l'état des lieux du projet avec la situation du site, ainsi que les différentes coordonnées.

- Le chapitre 3, sont exposées les caractéristiques (géologiques, géotechniques et géomorphologique) du projet, ainsi que les méthodes d'investigations.
- Le 4ième chapitre ; sont représentées brièvement les différentes méthodes de calcul de stabilité des pentes. Aussi, une présentation des logiciels utilisés a été entamée dans cette partie. On notera la localisation des différentes surfaces de rupture, et enfin une interprétation est entreprise sur les résultats concernant les facteurs de sécurité calculés.
- Dans le dernier chapitre 5, on finalise notre travail par la partie la plus sensible de notre projet concernant les différentes méthodes de confortement, les différentes variantes. Une discussion sur les résultats obtenus est exposée, et une analyse multicritère, et éventuellement la solution retenue, en tenant compte d'une part de critère de la faisabilité du confortement ainsi que la stabilité et d'une autre part sur le critère économique.

***CHAPITRE I :***  
***MOUVEMENT DES***  
***TERRAINS***

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

Dans ce chapitre, il sera traité d'une manière assez modeste les mouvements de terrain afin d'introduire ces phénomènes et étudier le glissement qui s'est manifesté au niveau du talus au RN 77 PK 25+850 entre TEXENNA et DJIMLA de la wilaya de JIJEL, étant ainsi le but de notre étude.

D'une manière générale, en génie civil ou plus spécialement en géotechnique, un mouvement de terrain est en général un déplacement, plus ou moins brutal, du sol ou du sous-sol sous, l'effet d'influences naturelles (agent d'érosion, pesanteur, séisme, etc.) ou anthropiques (exploitation de matériaux, déboisement, terrassement, etc.).

Ce phénomène possède diverses manifestations, lentes ou rapides, en fonction des mécanismes initiateurs, des matériaux considérés et de leur structure.

Les mouvements lents : entraînent une déformation progressive des terrains, pas toujours perceptible par l'homme. Ils regroupent les affaissements, les tassements, les glissements, la solifluxion, le fluage, le retrait-gonflement et le fauchage.

Les mouvements rapides : se propagent de manière brutale et soudaine. Ils regroupent les effondrements, les chutes de pierres et de blocs, les éboulements et les coulées boueuses.

On notera aussi, que les mouvements de terrain, qu'ils soient lents ou rapides, peuvent entraîner un remodelage des paysages.

Celui-ci peut se traduire par la destruction de zones boisées, la déstabilisation de versants ou la réorganisation de cours d'eau.

## **I.2.ORIGINE DES MOUVEMENTS DE TERRAIN :**

Des phénomènes géologiques qui évoluent dans le temps avec des phases de mouvements lents, des phases catastrophiques ou des périodes de rémission introduise la notion de mouvement de terrain. Ils ont pour origine les processus lents d'érosion ou de dissolution de matériaux naturels, entraînant, sous l'effet de la pesanteur, des ruptures d'équilibre de versants, de parois rocheuses ou de cavités souterraines.

Ces mouvements sont fréquemment provoqués ou accélérés par l'intervention humaine terrassements, ouverture de voies de communications, exploitation de carrières, réalisation de retenues hydrauliques... Tout changement de la forme d'un massif peut en modifier la stabilité : terrassement au pied d'une pente ou surcharge (remblais) au sommet, lorsque celle-ci est

proche de la limite d'équilibre. L'eau joue un rôle important dans le déclenchement des mouvements de terrain car elle diminue la résistance au frottement et modifie les caractéristiques de certains matériaux. La pluie, la fonte des neiges, l'augmentation des infiltrations, la modification des circulations souterraines, liée ou non à des travaux sont donc à l'origine de nombreux glissements.

Un séisme, même de faible magnitude peut parfois déclencher le phénomène.

### **I.3.CLASSIFICATION DES MOUVEMENTS DE TERRAIN :**

Il existe une variété de mouvements de terrain, les différents cas sont présentés comme suit :

#### **I.3.1. Éboulements :**

Un éboulement débute par le détachement du sol ou de la roche sur une pente raide le long d'une surface sur laquelle, il y a peu ou aucun mouvement cisailant. La matière descend ensuite par chute libre, par saut ou roulement.

#### **I.3.2. Ecoulement :**

Lors d'un écoulement, un grand volume du massif rocheux se détache soudainement, sans que le mode de rupture correspondant ne soit déterminant. Le mécanisme initial peut par exemple s'expliquer par le développement d'une surface de glissement inclinée. Le mécanisme de mouvement de l'écroulement est déterminé par la topographie, de même que par l'interaction marquée entre les composants de la masse écroulée et par leur fragmentation intense. Les énormes masses écroulées forment souvent des barrages naturels dans les vallées de montagne, obstruant les cours d'eau et créant des retenues ; en cas de rupture catastrophique du barrage, elles entraînent un danger d'inondation pour les régions en aval.



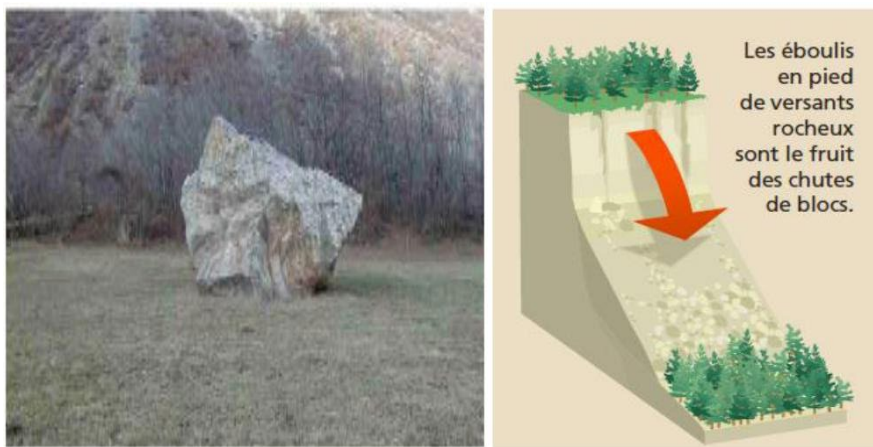
*Photo. I.1. Cas d'un phénomène d'écroulement (El Ancer -Jijel)*

#### **I.3.3. Les chutes de blocs et écoulements de masses rocheuses :**

Les mouvements, à partir d'une falaise ou d'un escarpement rocheux, sont brutaux et rapides. Ils peuvent développer leurs effets sur de grandes distances.

On sait, aujourd'hui, modéliser par le calcul la trajectoire des chutes de blocs rocheux, en tenant compte de leur forme, de leurs rebonds, de leur nature et de celle du terrain de la zone supposée d'arrêt : ce qui permet de dimensionner les ouvrages de protection avec une bonne fiabilité.

Dans le cas des éboulements en grande masse, l'interaction des blocs entre eux augmente la distance parcourue.



*Photo. I.2. Exemple de chute des pierres*

#### **I.3.4. Les affaissements et effondrement :**

Ils ont pour origine l'existence de cavités souterraines créées soit naturellement par dissolution (calcaire, gypse) ou entraînement de matériaux fins, soit par l'activité de l'homme (Mines, carrières...) L'affaissement est en général brutal et difficile à prévoir.

#### **I.3.5. Glissement de terrain :**

Il s'agit du déplacement lent d'une masse de terrain cohérente le long d'une surface de rupture. Cette surface a une profondeur qui varie de l'ordre du mètre à quelques dizaines voire quelques centaines de mètres dans des cas exceptionnels. Les volumes de terrain mis en jeu sont alors considérables. Les vitesses d'avancement du terrain peuvent varier jusqu'à atteindre quelques décimètres par an.

Lorsqu'il y a rupture, ces vitesses peuvent atteindre quelques mètres par jour durant la période la plus active.



*Photo. I.3. Cas du glissement de terrain au niveau de Bouira*



*Photo I.4. Glissement de terrain (Médéa)*

#### **I.4.LES DIFFERENTS TYPES DE GLISSEMENT :**

Selon plusieurs recherches bibliographiques, on se basant sur la surface de rupture, Robitail et Tromblay (1997), ils distinguent trois familles principales des glissements :

##### **I.4.1.les glissements plans :**

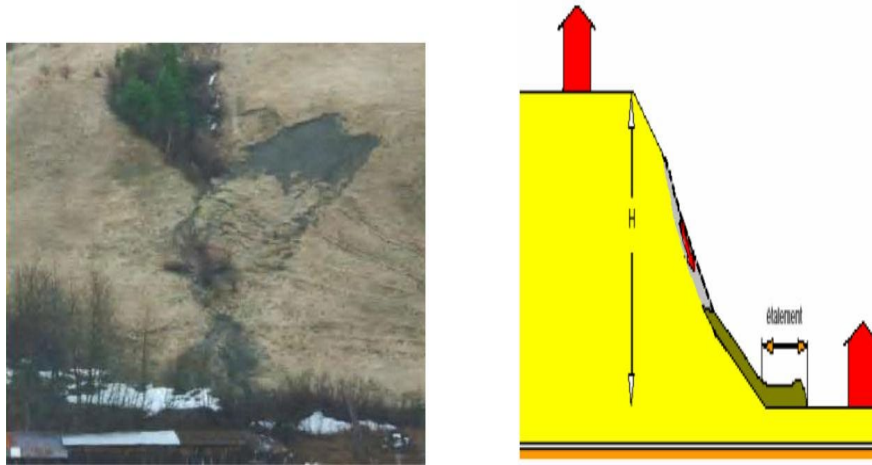
cisaillement et par translation sur un plan incliné plus ou moins régulier, où la masse en mouvement se comporte comme un monolithe dont les déformations sont très petites et très localisées au niveau de la surface de rupture.

On peut citer comme causes :

- Glissement d'un matériau d'altération sur un niveau « lubrifiant » (limon sur argile)
- Glissement d'une couche mince des caractéristiques mécaniques médiocres sur un substratum.



- Glissement par extension d'une couche peu résistante.



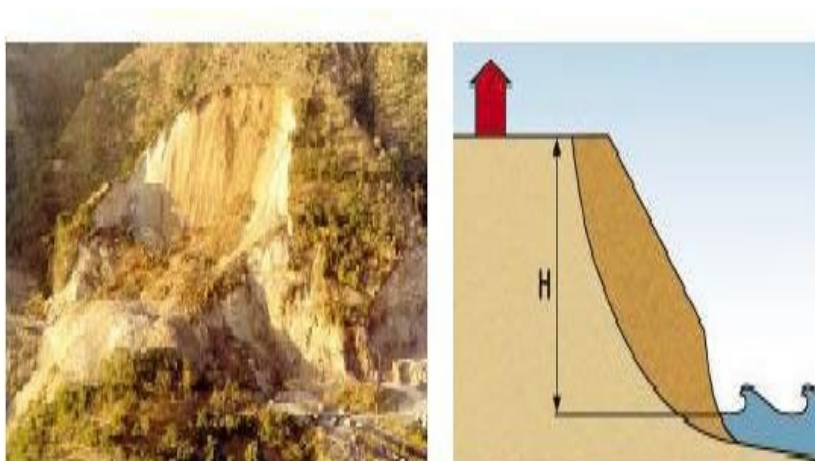
*Photo. I.5. Photo et croquis d'un glissement plan*

#### **I.4.2. Glissement rotationnel :**

Ce type de glissement se traduit par un basculement de la masse le long d'une surface courbée plus ou moins circulaire.

Les glissements rotationnels ont quelques caractères communs, dont on distingue essentiellement :

des fissures de traction apparaissent en tête ; un escarpement correspondant au départ de la surface de glissement ; un bourrelet de pieds formé à la base par la masse glissée.



*Photo. I.6. Cas d'un glissement rotationnel simple*

Le basculement de la masse se fait le long d'une surface, ou en profondeur dans un milieu généralement homogène et isotrope, c'est-à-dire des sols non affectés par des discontinuités géologiques.

Les causes d'instabilité peuvent être dues soit à :

- ✓ Une augmentation des sollicitations
- ✓ Une modification des caractéristiques mécaniques des sols.

Glissement rotationnel complexe

Ce type de glissement résulte d'un emboîtement dont la surface de rupture globale est non circulaire évoluant généralement dans les milieux hétérogènes et anisotropes.

Les ruptures non circulaires peuvent avoir différentes causes :

- ✓ Anisotropie de structure
- ✓ Anisotropie mécanique

Caractéristiques mécaniques variant en profondeur, suppression d'une butée de pied entraînant une rupture régressive ou un effondrement.

Dans les glissements rotationnels complexes on peut citer :

- ✓ Les glissements en escalier : constitué par un ensemble de glissement en courbes peu profonds créant une topographie en escalier.
- ✓ Les glissements par suppression de la butée et effondrement d'un coin de terrain,
- ✓ Les glissements composés : ces derniers peuvent être une composition des différents glissements précédemment décrits. La géométrie des couches peut induire une surface de rupture qui se compose d'une composition d'éléments plans et d'éléments courbes

#### **I.4.3. Les Glissement Quelconque (Aléatoire) :**

Le mouvement est très semblable au précédent dans son allure externe, mais la section verticale de la surface de glissement est de forme irrégulière il s'agit souvent d'une combinaison de deux cas précédent, (BRGM ,2004).

Les ruptures selon un plan de cisaillement aléatoire sont généralement provoquées par un mouvement de translation et se développent dans les dépôts hétérogènes. Le plus souvent, le plan de cisaillement rejoint une couche de faible résistance.



*Photo. I.7. Glissement quelconque (USA)*

### **I.5. FACTEURS DECLANCHANT LES GLISSEMENTS :**

Quelle que soit l'inclinaison du terrain, toutes les pentes ont la tendance de se déplacer vers le bas, on notera ci-dessous, les principaux paramètres influençant ce phénomène :

#### **I.5.1. La géométrie du terrain :**

La pente de la surface du terrain constitue le premier facteur de stabilité ou d'instabilité. Une pente de talus trop importante, hauteur des remblais importante ou déblais trop forts, ainsi, l'un ou l'autre soit ils augmentent soit ils diminuent le risque de glissement. La pente critique dépend de la nature des sols ou des roches et de la présence d'eau au sein du massif (LCPC, 98) [1].

#### **I.5.2. La résistance au cisaillement des sols ou des roches :**

Celle-ci dépend de la nature du matériau, de son histoire et de l'état des contraintes qui règne au point considéré. L'état de contraintes est en fonction des diverses sollicitations appliquées au massif.

En cas de réactivation de glissements de versants naturels, les déplacements se produisent le long de la surface de rupture préexistante. Sur cette surface de rupture, la résistance au cisaillement mobilisée est appelée résistance résiduelle.

La détermination de l'état de stabilité de versant nécessite donc la connaissance de deux types de paramètre des terrains rencontrés :

- La résistance au cisaillement à court ou long terme.
- La résistance au cisaillement résiduelle.

### I.5.3. Facteurs climatiques et anthropiques :

Les facteurs climatiques prépondérants sont constitués par les apports d'eau. Les autres actions externes, susceptibles de modifier l'état d'équilibre d'un versant, résultent principalement de modifications de géométrie, de chargements et de déchargements.

► Pluie, neige, évapotranspiration

Les nappes sont alimentées principalement par les pluies et la fonte des neiges. D'autres phénomènes peuvent se rajouter, comme des infiltrations à partir de fossés, de bassins de rétention et d'adduction d'eau ou de réseaux d'assainissement.

► Constructions sur pente

La construction de remblais sur pente naturelle diminue la stabilité de l'ensemble : pente et remblai. Lorsque la pente naturelle est en équilibre limite, ou qu'elle a connue des glissements par le passé, les charges apportées par les ouvrages (remblais, fondations, soutènements) peuvent provoquer des mouvements et des désordres importants. L'ouvrage mis en place peut être, dans certains cas, complètement détruit.

► Déblai sur pente

Les terrassements en déblai dans une pente, qui sont souvent réalisés pour construire des bâtiments ou des routes, peuvent conduire à des désordres de grande ampleur.

Ces phénomènes s'observent dans les pentes naturelles en équilibre limite, avec des surfaces de glissement remontant loin en amont.

### I.6.LA RESISTANCE AU CISAILLEMENT :

L'étude mécanique des glissements suppose l'estimation de la résistance au cisaillement mobilisée le long d'une surface de rupture.

La rupture en un point est caractérisée par de grandes déformations il n'y a plus d'équilibre possible si ces déformations ne sont pas contenues par ailleurs. Le comportement au cisaillement d'un sol fin est différent selon que l'on laisse ou non le temps aux surpressions interstitielles de se dissiper lors du cisaillement : on est donc amené à distinguer la résistance à court terme (non drainée) et la résistance à long terme (drainée).

La forte perméabilité des sols grenus permet un drainage quasi instantané : la distinction entre court terme et long terme est alors sans objet. Dans un calcul de type long terme, les contraintes à considérer sont les contraintes effectives ( $\sigma' = \sigma - u$ ), car ce sont celles qui

gouvernent le comportement du squelette, solide du sol. Dans un calcul à court terme, il est plus simple de raisonner en contraintes totales dans toutes les couches de sols fins.

L'enveloppe de rupture des sols dans le plan de Mohr ( $\sigma$ ,  $\tau$ ) est en général assimilée à une droite d'ordonnée à l'origine  $C$  (cohésion), et de pente  $\tan \phi$  (frottement).

**I.6.1. Critères de rupture :**

Un critère de rupture est une relation entre l'état d'effort maximal  $\sigma_v$  contrainte effective et  $\tau$  contrainte de cisaillement pour les sols saturés ou la contrainte normale nette ( $\sigma - u_a$ ) et la succion matricielle ( $u_a - u_w$ ) pour les sols non saturés. Le critère de rupture peut être utilisé dans différents problèmes de stabilité, pour prévoir les charges qui provoquent la rupture

Il existe de nombreux critères qui décrivent l'état de la résistance au cisaillement, et les plus utilisés sont pour les sols (le critère de Mohr-Coulomb)

**I.6.2. Loi de Coulomb :**

En 1776 Coulomb a suggéré que la résistance au cisaillement d'un sol le long d'une surface de rupture peut être décrite par la relation suivante :  $\tau_{ff} = c + \sigma_{ff} \cdot \tan \phi$

Où  $\tau_{ff}$  la valeur absolue de la résistance au cisaillement dans le plan de la rupture,  $\sigma_{ff}$  est la contrainte normale totale dans le plan de cisaillement à la rupture,  $c$  la cohésion et  $\phi$  l'angle de frottement interne du sol, les deux paramètres  $c$  et  $\phi$  sont appelés les paramètres de résistance au cisaillement du sol. Cette équation a été exprimée par des contraintes normales, et elle n'a pas eu un grand succès pour la prédiction des sols réels. Plus tard le critère de Coulomb a été redéfini :  $\tau_{ff} = c' + (\sigma_f - u_w) \tan \phi'$

$\tau_{ff}$  la valeur absolue de la résistance au cisaillement dans le plan de la rupture,  $(\sigma_f - u_w)$  est la contrainte effective dans le plan de cisaillement à la rupture,  $c'$  la cohésion effective et  $\phi'$  l'angle de frottement interne effective.

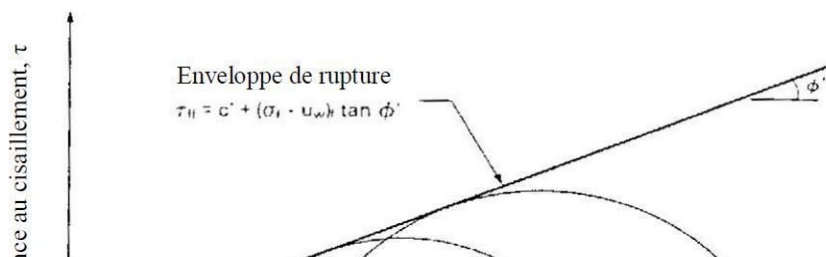


Figure. I.1. Enveloppe de rupture pour un sol saturé.

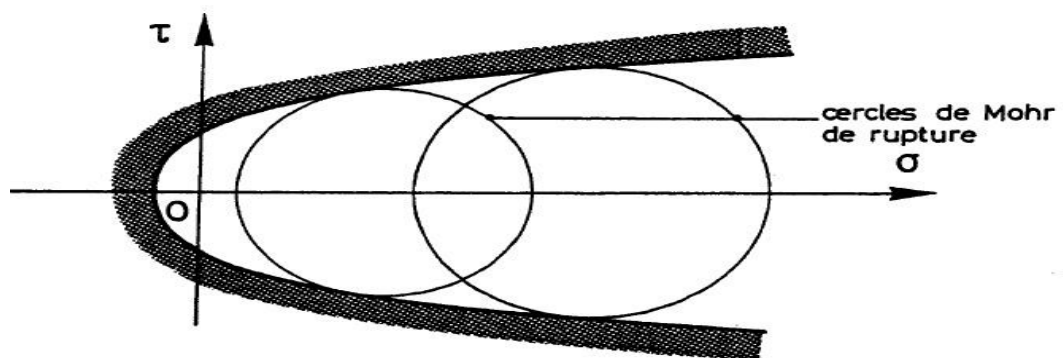
**I.6.3. Critère de Mohr-Coulomb (la courbe intrinsèque) :**

Supposant un sol soumis à des systèmes de charges différentes. Pour chaque système, on peut tracer à la rupture un cercle de Mohr lui correspondant. L'enveloppe des cercles de Mohr à la rupture est appelée courbe intrinsèque.

Coulomb a montré que la courbe intrinsèque des sols était une droite d'équation

$$\tau = \sigma' \tan \varphi' + c'$$

$c'$  les dimensions d'une contrainte qui caractérisent la cohésion,  $\varphi'$  est un angle appelé angle de frottement interne.  $H = c' / \tan \varphi'$  est la résistance du sol à la traction



$$\sigma'_3 = \sigma'_1 \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2} \right) - 2C' \tan \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi'}{2} \right)$$

Figure. I.2. Courbe intrinsèque

**I.6.4. Méthodes de détermination des paramètres de Résistance au cisaillement :**

Comme l'évaluation de la résistance au cisaillement se fait sur la base du critère empirique de rupture de Mohr-Coulomb, la détermination des paramètres de résistance se fait

par des essais mécaniques où la résistance est mobilisée jusqu'à la rupture, à l'aide de la boîte de cisaillement direct de Casa grande ou à l'appareil triaxial.

Les types d'essais qui peuvent être réalisés par ces appareils sont de deux types :

Les essais à court terme qui sont caractérisés par l'utilisation d'une grande vitesse de cisaillement. Ce type d'essai est utilisé dans le cas des talus nouveaux, après les travaux des terrassements où la pression interstitielle va apparaître. Ce qui fait appel à une étude sous l'effet des contraintes totales et la cohésion apparente  $C_u$ .

Dans la construction d'un talus, la distribution de la pression interstitielle dépend de la position de la nappe phréatique mais aussi de la variation de volume de l'argile en fonction de la modification de l'état des contraintes. Avec le temps la pression interstitielle se dissipe graduellement et on aboutit à un état d'équilibre hydrostatique. Dans ce cas les contraintes effectives ont la même répartition au voisinage des contraintes totales. Donc l'étude de la stabilité de talus sous l'action des contraintes effectives constitue ce que l'on appelle le problème de la stabilité à long terme. Cet essai est réalisé en utilisant des vitesses de cisaillement très faibles.

## **I.7.CONCLUSION :**

Dans ce premier chapitre, l'étude bibliographique a porté sur le rassemblement et l'analyse des diverses connaissances permettant d'étudier les conséquences des mouvements de terrain, il synthétise et analyse donc les connaissances actuelles vis-à-vis de mouvements de terrain.

On notera que la nature des mouvements de terrain est extrêmement variée dans sa phénoménologie : affaissements, effondrements, éboulements, chutes de pierres et de blocs, glissements de terrain, avancées dunaires, recul de ligne de côte et de falaise, retraits-gonflements...

Tous ces phénomènes font intervenir des physiques différentes, des matériaux différents, des vitesses de processus différentes. Il en résulte qu'il n'existe pas d'échelle unifiée permettant de les quantifier. Aussi, il n'existe pas aujourd'hui une méthode parfaite pour résoudre les problèmes liés aux mouvements de terrain et l'interaction sol-structure ; pourtant, la combinaison des analyses numériques et des essais expérimentaux peut être considérée comme une approche optimale.

***CHAPITRE II :***  
***PRESENTATION DE***  
***PROJET***



***CHAPITRE II :***  
***PRESENTATION DE***  
***PROJET***

## II.1. INTRODUCTION :

Dans ce chapitre, nous exposons le projet relatif à notre travail de fin d'études, avec principalement sa localisation, ses données climatiques et morphologiques, avec l'ensemble des observations faites correspondant aux glissements de terrain manifesté au niveau du talus au RN 77 PK 25+850 de la zone CHETTITE commune de TEXENNA wilaya de JIJEL.

## II.2. PRESENTATION DU PROJET :

### II.2.1. Situation géographique :

La zone d'étude est située au niveau de la zone de CHETTITE commune de TEXENNA wilaya de JIJEL, plus précisément à PK25+850 a une distance 170 m de pont EST et 340 m de la route nationale 240 m OUEST et 305 m SUD.



Figure. II.1. Localisation de la zone d'étude

**Morphologie de site :****• Présentation et description du site :**

Le site occupe la partie sud-ouest de l'agglomération chef lieu de TEXENNA et plus précisément le la RN77 reliant JIJEL a DJIMLA.

Il est caractérisé par son aspect montagneux de terrain rocaillieux accidenté, escarpé et raviné. C'est une région pauvre, sous équipée mais avec une belle nature.

**II.2.2. Données Climatiques :**

La région de TEXENNA est caractérisée par un climat méditerranéen de la situation et le relief la commune, le climat de la région est soumis à deux influences :

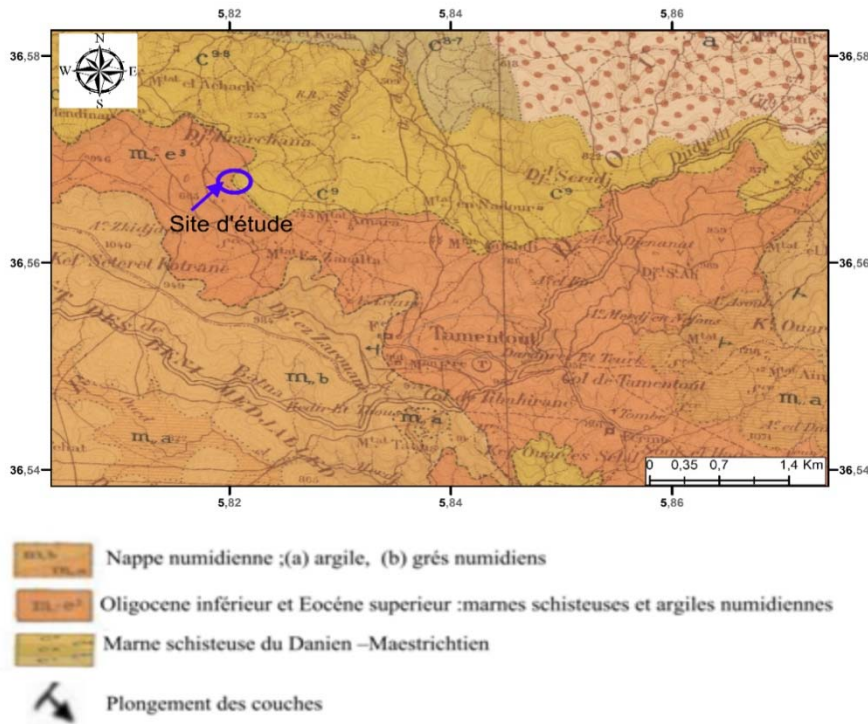
Cette de la mer méditerranée, et du relief.

- **l'influence maritime** : se traduit par un climat qui adoucit la température en hiver et en été .
- **l'influence du relief** : et d'autant plus importante que l'ossature montagneuse disposée parallèlement a la mer méditerranée intercepte les masses d'air humides d'où l'abondance de la pluie.
- enfin la chaîne tellienne tend a un créer un climat homogène ; cette influence se traduit par la création de deux types de climat: climat littoral , climat de montagne.

**II .2.3. Hydrographie :**

La région d'étude est caractérisée par un réseau hydrographique assez important en relation surtout avec la lame d'eau précipitée durant l'année. Ce réseau est représenté par les différents drains, alimentés surtout par les sources et le ruissellement des surfaces en liaison surtout avec la fonte des neiges des reliefs élevés. Ces différents drains alimentent les principaux Oueds de la région (Oued Djen-Djen et Oued El Agrem)

**II.2.4. Géologie du site :**



*Figure. II.2. Localisation de glissement par rapport à la carte géologique.*

**II.3. Etat actuel de la route :**

Une visite de site à été effectuée, celle-ci à permit de diagnostiquer les premières dégradations observées et d’apprécier leurs évolutions dans le temps (glissement actifs ou lent dans son mouvements). Aussi de relever la présence d’eau et de suintements qui sont généralement les causes principaux des désordres. Les visites et le programme géotechnique sont énumérés ci-dessous :



*Photo. II.1: effondrement et escarpement principal au cœur de la chaussée*



En résumé les causes du glissement;

- Présence de source dans le talus de déblai.
- Morphologie du terrain défavorable (pente importante).
- Mouvement due à la nature des argiles décomprimées et saturées par les eaux.
- Absence des ouvrages de confortement.

### II.3.1. APERCU GEOLOGIQUE:

La route nationale RN 77 reliant la Wilaya de Jijel à la Wilaya de Sétif au niveau de El EULMA, occupe une grande importance socio-économique de plusieurs communes ; TEXENNA, BEN YADJIS, DJIMLA dans la wilaya de JIJEL, AIN SEBT, BENI AZIZ et BENI FOUDA dans la Wilaya de SETIF.

Plusieurs points de glissements ont été identifiés de part et d'autre de la RN 77 à cause de l'aspect géologique complexe des terrains traversés.

### II.3.2. Localisation de glissement :



*Figure. II. 3. Image satellite représentant le glissement.*

Le site objet de notre intervention intéresse une grande surface au pied du village qui se trouve en crête du RN 77 PK 25+850, au 7.00 Km du Chef-lieu de la commune de TEXENNA. On notera à cet effet que la masse glissante a environ un volume global de 30000 m<sup>3</sup>

### II.3.2.1 Dégradations observées :

Dans ce qui suit, nous allons inventorier les différentes dégradations observées en nous appuyant sur des photos prises lors de notre visite sur site.

Les principaux désordres observés sont comme suit :

Le sondage est révélé l'existence d'une Argile sableuse de limon de couleur brunâtre d'une épaisseur de 3 m sur une couche d'argile grisâtre parfois brunâtre, peu plastique parfois lâche, très riche en graves et cailloux de schistes très altéré 6.5 m de profondeur.

- ✓ Désordres affectant la plateforme : arrachement, affaissement et basculement.
- ✓ Désordres affectant le versant de la plateforme : érosion, mur en pierre et un fossé bétonné, coupés par des fissures.

### II.3.2.2. Illustration des désordres :

#### Désordres affectant la plateforme



*Photo II.2. Fissures dans un béton bituminé*





*Photo II.3 une pente de montagne rocheuse*

**1) Désordres affectant le versant de la plateforme :**



*Photo II.4 chute du mur de soutènement*





*Photo II.5 la source dans le talus de déblai.*



*Photo II.6 La nappe phréatique a été affleurant*





*Photo II.7 la présence d'un sol rocheux*

### **II.3.2.3. Commentaires :**

Selon les différentes observations recensées sur le terrain. Elles ont mis en évidence une évolution des désordres affectant la plateforme, on notera aussi que les loupes de glissements observées témoignent de l'instabilité du versant.

Les principales causes ayant engendré les désordres sont liées :

- ✓ - Présence de source dans le talus de déblai.
- ✓ - Morphologie du terrain défavorable (pente importante).
- ✓ - Mouvement due à la nature des argiles décomprimées et saturées par les eaux.
- ✓ - Absence des ouvrages de confortement.

### **II.4. CONCLUSION :**

Après une analyse approfondie de ces informations, il ressort que l'instabilité se manifeste par la saturation du pied du remblai et du sol en place, ceci s'explique par les infiltrations d'eau qui sont à l'origine de la perte quasi totale de la résistance au cisaillement des argiles et une absence totale d'un système de drainage superficiel et profond.

Enfin, vu l'instabilité des terrains relatifs aux tronçon de la pénétrante, et dans la

perspective d'avoir un très bon comportement du sol vis-à-vis de la stabilité des ouvrages, on doit précéder à une étude de renforcement de cet section instable afin d'assurer une bonne sécurité de la RN 77.

***CHAPITRE III :***  
***CARACTERISTIQUES***  
***DU PROJET***

### III.1. INTRODUCTION :

La détermination de la méthode de calcul la mieux adaptée à un problème de glissement de terrain et les hypothèses à prendre en compte, nécessitent une collecte de données, par l'observation géologique et de divers moyens d'investigation géotechnique.

Dans ce chapitre, il sera traité les méthodes d'investigation les plus utilisées.

### III .2. GEOLOGIE ET GEOMORPHOLOGIE :

Certaines formations géologiques sont réputées pour leurs versants fréquemment instables.

La première étape d'une étude de stabilité des pentes dépend de l'établissement de la structure géologique du site :

- ✓ Nature des terrains du substratum,
- ✓ Épaisseur des formations superficielles,
- ✓ Présence de failles, etc.

Il est important que l'étude géologique s'étende sur une zone plus large que l'emplacement précis de la zone instable. Ceci permet par exemple la mise en évidence du glissement actuel qui n'est qu'une partie d'un glissement ancien, de rechercher une alimentation en eau souterraine extérieure à la zone étudiée, ou d'utiliser l'information apportée par l'analyse d'autres glissements du même type dans les environs.

Les principaux moyens d'investigation utilisés sont les suivants :

- ✓ Dépouillement d'archives, de dossiers d'études d'ouvrages ; enquête auprès des Gestionnaires d'ouvrages.
- ✓ Levés morphologique et géologique de terrain : affleurements, indices de mouvements, Zones humides.
- ✓ Photo-interprétation (à plusieurs dates, si possible) : géologie, géomorphologie, etc.

### III.3. HYDROGEOLOGIE :

Étant donné le rôle primordial que joue l'eau dans les instabilités de versants (on estime qu'environ 55 % des glissements ont une cause hydraulique),

L'étude hydrogéologique est très importante. Elle a pour but de connaître la répartition des pressions interstitielles dans le sol, leur évolution dans le temps et, en prévision

de la réalisation d'un drainage, le fonctionnement des nappes (sens des écoulements, alimentation...). Les techniques utilisées sont la piézométrie.

La résolution de nombreux problèmes d'hydraulique des sols implique la connaissance du coefficient de perméabilité. La mesure du coefficient de perméabilité effectuée au laboratoire est rarement satisfaisante, l'hétérogénéité du sol en place est le plus souvent, telle que l'on peut attribuer à une couche donnée le coefficient de perméabilité mesuré sur une éprouvette ayant, au plus, un volume de quelques centaines de centimètres cubes.

Il est donc nécessaire de procéder à des essais en place intéressant un volume suffisant pour tenir compte de l'hétérogénéité du sol.

Les principaux essais de perméabilité en place sont :

- ✓ L'essai de pompage.
- ✓ L'essai Lefranc.
- ✓ L'essai Lugeons.

#### **III.4. RECONNAISSANCE GEOPHYSIQUE :**

Les méthodes géophysiques trouvent leur utilité à différents stades de l'étude géotechnique. Par exemple elles permettent d'apprécier l'hétérogénéité d'un site et d'implanter judicieusement les sondages ou bien de traiter un problème bien spécifique comme la recherche de cavités.

En aucune manière les méthodes géophysiques ne peuvent se substituer totalement à l'investigation par sondages. Dans certains cas, elles permettent cependant une meilleure approche du programme de reconnaissance par une réduction du nombre de sondages et une profondeur d'investigation optimisée.

Devant les conséquences désastreuses que peut avoir l'utilisation d'une technique inadaptée, sans parler d'une mise en place médiocre ou une interprétation erronée, la mise en place d'un référentiel est apparue nécessaire, à défaut d'une normalisation. Le présent document signale quatre méthodes qui sont les suivantes :

##### **III.4.1. Gravimétrie :**

Cette méthode est basée sur la mesure de la valeur relative de la gravité à la surface du sol utilisée initialement dans l'étude des structures des bassins sédimentaires. Elle a trouvé

une application en génie civil grâce au développement d'appareils de haute sensibilité. De ce fait, le terme micro gravimétrie est utilisé.

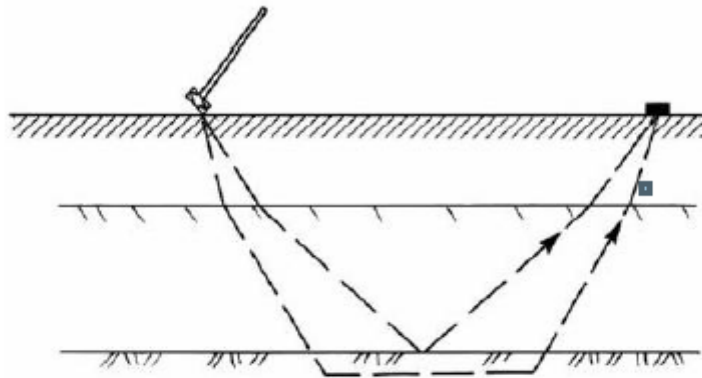
La micro gravimétrie est déconseillée dans les zones au relief très accidenté. En revanche, elle se distingue de beaucoup d'autres méthodes par ses possibilités d'application dans les zones urbaines ou industrielles, sous réserve de ne pas être perturbée par des vibrations parasites.

#### III.4.2. Sismique réfraction :

Il existe différentes techniques d'exploration sismique, telles que la prospection sismique réfraction, la prospection sismique réflexion et la prospection sismique directe. De toutes ces méthodes on utilise la prospection sismique réfraction qui permet une mesure de la vitesse de propagation des ondes longitudinales dans le sol. Les types de matériaux sont déterminés à partir de corrélations avec les vitesses.

Le principe consiste à provoquer un ébranlement mécanique (choc ou explosion) qui se propage dans le sol avec des vitesses qui diffèrent d'un matériau à un autre suivant les terrains traversés.

Cette vitesse des ondes est influencée essentiellement par trois paramètres : la porosité, le degré de saturation et la profondeur du sol.



*Figure. III.1. Chemin de transmission des ondes sismique*

#### III.4.3. Electromagnétisme :

Les méthodes regroupées sur cette appellation permettent de déterminer la conductivité apparente des sols à partir de la mesure du champ magnétique créé par un émetteur artificiel. Les perturbations liées aux milieux industriels et urbains sont très préjudiciables à ces

méthodes. Lorsqu'un émetteur éloigné non contrôlé est utilisé, des conditions de bonne réception des ondes radio sont indispensables.

La vitesse de propagation d'onde de choc est utilisée pour déterminer l'épaisseur du sol de surface, l'existence de couches géologiques faibles telles que des zones de failles et fractures et la densité des fissures de la roche de fond. La prospection sismique détermine la facilité d'excavation et la stabilité de la surface de pente dans les termes suivants :

- ✓ Épaisseur du sol de surface, couches d'éboulis et d'altération.
- ✓ Densité des fissures et nature de la roche de fond.
- ✓ Emplacement, étendue et nature des zones de failles et fractures.

Des ondes P (primaires) ont été principalement utilisées dans cette étude. Cependant, les observations récemment faites lors de l'utilisation d'ondes S (secondaires) ont indiqué qu'il y avait une excellente corrélation avec les propriétés techniques de la roche de fond, et l'utilisation de ces ondes a de plus en plus de succès.

#### **III.4.4. Prospection électrique :**

La prospection électrique est une méthode consistant à mesurer les propriétés électriques de la roche de fond pour déterminer l'épaisseur de la couche de sol altérée et l'emplacement de la couche aquifère, et peut être subdivisée en une méthode de potentiel naturel et en une méthode de résistance spécifique. La plus commune des deux est la méthode de résistance spécifique où un courant circule dans la roche de fond et où la résistance électrique spécifique est mesurée.

La résistance spécifique est influencée par la taille du grain, le taux de porosité et le taux d'humidité du sol ou de la roche, le taux d'humidité étant le plus important. Bien que cette méthode puisse être utilisée pour évaluer la qualité de roche de fond, elle est plus communément utilisée pour déterminer si la roche de fond contient de l'eau, ce qui offre des informations utiles sur la stabilité des pentes.

#### **III.4.5. Diagraphie physique :**

La diagraphie physique s'applique à l'étude des propriétés physiques du sol autour d'un sondage, et peut impliquer l'une des méthodes suivantes suivant les informations exigées :

- ✓ La diagraphie de vitesse détermine la vitesse de l'onde P se propageant à travers la paroi du sondage, et la vitesse moyenne de l'onde P du point d'explosion au compteur de vibrations.
- ✓ La diagraphie PS mesure la vitesse de propagation des ondes P et S, et est semblable au sondage sismique (la méthode de réfraction d'ondes S). Les caractéristiques dynamiques du sol, telles que la constante de sol, le module de Young dynamique par couche et le coefficient de Poisson dynamique, peuvent être obtenues par diagraphie PS.
- ✓ La diagraphie électrique utilise le même principe que le sondage électrique (résistance spécifique), et donne la résistance spécifique apparente de la paroi de sondage. Elle peut être utilisée pour déterminer la nature des couches, en particulier l'existence de l'eau souterraine.
- ✓ La nature des couches peut aussi être déterminée par le potentiel spontané, les différences en potentiel entre la couche au niveau de la paroi du sondage et un potentiel de référence.
- ✓ Les données obtenues à partir de la diagraphie physique sont utilisées pour évaluer la stabilité des pentes.

### III.5. RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE :

La connaissance de la nature géologique des terrains rencontrés est naturellement primordiale et il n'est pas possible de faire une étude de stabilité correcte sans une étude géologique approfondi au préalable. C'est le travail de base qui permet ensuite une implantation efficace des sondages et des essais géotechniques à réaliser.

#### III.5.1. Tranchées & Puits :

Leurs objectifs sont généralement multiples :

- ✓ Recherche d'un substratum imperméable sous une couverture peu épaisse.
- ✓ Levé d'une coupe géologique détaillée
- ✓ Prélèvement d'échantillons pour identification et essais mécaniques.

Les techniques employées dépendent des conditions d'accès, des disponibilités locales en matériels ou en personnels, et des prix de revient qui sont très variables selon les pays. Les avantages de ce type de reconnaissance sont nombreux :

- ✓ Elles conviennent à tous les cas et peuvent être réalisées n'importe où.



- ✓ Si la mécanisation est possible, la rapidité d'exécution est grande et le prix de revient est faible.
- ✓ La souplesse d'emploi est considérable.
- ✓ Le creusement de ces ouvrages et leurs tenues dans le temps fournit des informations précieuses pour les travaux ultérieurs.

Leurs inconvénients sont liés surtout :

- ✓ A la cohésion insuffisante du terrain qui peut imposer un soutènement (augmentation du délai d'exécution et du coût).
- ✓ A la présence à faible profondeur d'une nappe phréatique.

Malgré ces défauts, le domaine d'application reste vaste particulièrement les cas où les couches superficielles se trouvent impliquées, tels que :

- ✓ Etudes de fondations.
- ✓ Recherche de matériaux meubles.
- ✓ Etude des sites de barrages, etc.

### **III.5.2. Les Sondages Mécaniques :**

La gamme des moyens de sondage mécanique est très étendue, qu'il s'agisse de la puissance des appareils, du mode de perforation, des diamètres employés, des profondeurs atteintes.

Si les sondes pétrolières permettent le forage à plusieurs milliers de mètres de profondeur, les performances des machines utilisées en génie civil sont plus modestes, puisque la quasi-totalité des reconnaissances géotechniques n'intéressent que les profondeurs comprises entre 0 et 100 m ; les investigations de 100 à 300 m sont rares ; enfin ce n'est qu'exceptionnellement que des projets nécessitent des forages profonds.

Il importe donc que le géologue connaisse, au moins sommairement, les possibilités et performances des divers types de matériel, ainsi que leurs sujétions de mise en œuvre et leurs prix de revient, afin de faire un choix correct pour résoudre au mieux ses problèmes. Il se doit également d'exploiter le plus complètement possible les résultats obtenus en raison de leur coût élevé. D'une façon générale, les sondages mécaniques ont un double but :

- ❖ Géologique : car le sondage permet de compléter la reconnaissance géologique du sous sol, qui sera exprimée par une coupe géologique détaillée. Pour cette raison, le

prélèvement des échantillons se fait le plus souvent en continu afin de disposer d'une coupe sans lacune.

- ❖ Géotechnique : car le sondage est un moyen d'accès au sous sol pour le prélèvement d'échantillons intacts destinés au laboratoire et pour l'exécution d'essai in situ, hydrauliques ou mécaniques.

Selon les cas, la priorité peut être accordée à l'un ou l'autre des aspects précédents, et le mode de forage sera tantôt destructif ou non destructif avec prélèvement d'échantillons (beaucoup plus cher).

Par ailleurs les modes de forage, l'échantillonnage et les types d'essais différents selon que l'on se trouve en terrain meuble peu cohérent ou dans le rocher.

### III.5.3 Pressiomètre :

Cet appareil, constitué d'une sonde cylindrique, expansible latéralement, est introduit dans un sondage et permet de mesurer les déformations de la paroi sous l'effet d'une pression variable. De la courbe effort-déformation on déduit, par calculs, les caractéristiques du sol étudié qui permettent d'établir le taux de travail du sol sous semelles, la force portante des puits et pieux et d'évaluer les tassements absolus et différentiels.

A partir des essais pressiométriques on peut également traiter les problèmes de poussée et butée contre les murs de soutènement, de résistance des plaques et tirants d'ancrage, de stabilité des talus et glissements de terrains.

La rapidité d'exécution et d'interprétation permet de fournir très vite des résultats. Les interventions peuvent avoir lieu en cours de travaux quand un problème se pose ou simplement pour vérifier le taux de travail du sol en fond de fouille.

Les essais pressiométriques ne sont pas toujours suffisants pour reconnaître complètement un site donné mais constituent un moyen complémentaire, très efficace et économique, aux sondages carottés.

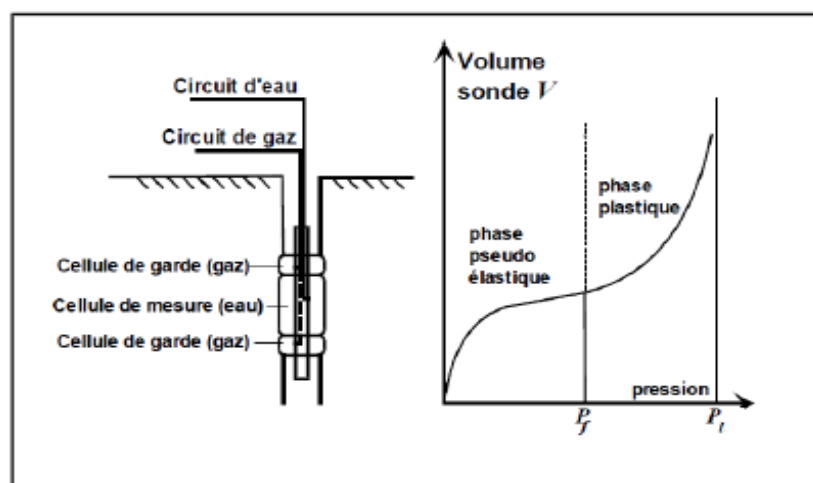
#### ➤ Principe

L'essai est réalisé dans un forage exécuté au préalable en petit diamètre (environ 60 mm) et intéresse une hauteur de 0,50 m environ ; dans un même sondage on effectue plusieurs mesures à différentes profondeurs.

Pour obtenir de bons résultats, il faut s'assurer du non-remaniement de la paroi du

forage ; pour cela les méthodes de sondages utilisées doivent être adaptées au terrain. Pour consolider les parois il est même possible de faire des injections de bentonite. Dans ce forage on descend alors une sonde constituée par un cylindre métallique enveloppé d'une gaine élastique. Un réservoir d'eau placé en surface assure le remplissage entre la paroi métallique intérieure, fixe, et la gaine extérieure déformable. Le volume d'eau constant est mis en pression au moyen de gaz comprimé ; la gaine élastique de la sonde se dilate et exerce un champ cylindrique de contraintes sur la paroi. Un manomètre indique la pression, et l'abaissement de volume dans le réservoir mesure le volume de déformation.

Dans le pressiomètre de M.L. Ménard la sonde comprend, de part et d'autre de la cellule principale, deux autres cellules (dites de garde) gonflées au gaz comprimé à la même pression, pour réduire l'influence des vides du forage et rendre le champ de contrainte plus uniforme.



*Figure III.2. Schéma de l'essai pressiométrique et courbe d'interprétation*

### III.5.4. Pénétromètres :

Ces appareils sont constitués d'une tige métallique enfoncée dans le sol par battage ou vérin pour mesurer la résistance à l'enfoncement en fonction de la profondeur. Il existe deux sortes de pénétromètres :

#### III.5.4.1. Les pénétromètres statiques :

C'est un appareil plus précis et plus fidèle. Il mesure au cours de la pénétration en profondeur d'une barre terminée par un cône l'effort de pointe correspondant à la résistance du sol au poinçonnement et l'effort de frottement latéral. Ces deux caractéristiques permettent de déterminer la force portante du sol à différentes profondeurs et de choisir le mode de

fondation. Il existe de nombreux types de pénétromètres de conception analogue, ne différant que par quelques détails.

Le pénétromètre « Sol-Essais », mis au point par M. Parez, comporte une pointe contenant un vérin hydraulique dont le piston se termine par un cône qui reçoit à la pénétration l'effort de pointe. La pression de l'huile est lue en surface sur un manomètre.

L'appareil est enfoncé dans le sol par un vérin de fonçage dont l'effort est lu sur un autre manomètre. La valeur du frottement latéral est obtenue par différence entre l'effort total de fonçage et l'effort de pointe.

Le vérin permet également l'arrachage du pénétromètre et la mesure de cet effort. Ce système donne, sans interruption du fonçage, une lecture directe et continue des efforts. Les résultats sont traduits sur un graphique comportant trois courbes.

D'après ces mesures on peut déterminer les niveaux optima à prendre en compte pour les fondations et la charge portante des pieux et puits. Notons enfin qu'il existe des pénétromètres dynamiques statiques combinant les deux principes.

#### **III.5.4.2. Les Pénétromètres dynamiques :**

L'essai de pénétration dynamique consiste à faire pénétrer dans le sol par battage des tiges métallique a l'aide d'un outan tombant en chute libre, est inspire par les mêmes principes que le SPT. Mais il met en œuvre un matériel plus simple et plus robuste.

Pour estimer la consistance des couches en place et améliorer le procédé trop rudimentaire d'enfoncement d'une barre a mine ou le battage d'un rail ou d'un fer profile, divers appareils ont été conçue a partir d'un treuil léger, d'une petite chèvre métallique, d'une mouton, d'une enclume et de tiges de sondage qui se vissent les unes aux autres.

Les résultats des essais sont représentés par des graphiques donnant, en fonction de la profondeur atteinte par l'extrémité inférieure des tiges :

Soit le nombre de coups  $N$  correspondant a un enfoncement de 10, 20,25 ou 30cm

Soit la résistance de pointe au battage déduite de la formule des Hollandais avecun coefficient de sécurité égale à1. Cette résistance est souvent appelle résistance dynamique conventionnelle  $R_d$ .

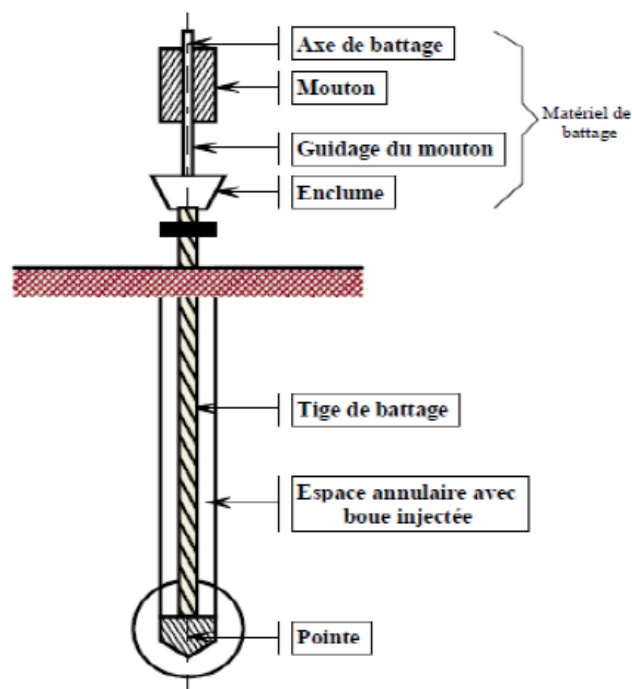
Deux pénétromètres dynamiques, type A et B, ont été normalisés. Ces deux types de pénétromètres permettent d'apprécier :

- ✓ La succession de différentes couches de terrain,
- ✓ L'homogénéité d'une couche,
- ✓ La position d'une couche résistante ou d'un Bed-rock connu.

Ces essais doivent être exécutés parallèlement avec d'autres essais qui leur serviront d'étalonnage. Il déconseillé de calculer la capacité portante de fondations avec les seuls résultats des essais de pénétration dynamique.

En accompagnement d'autres essais, seuls les résultats du pénétromètre dynamique A permettent d'évaluer un ordre de grandeur de la capacité portante de fondations.

Les résultats de l'essai au pénétromètre dynamique B permettent seulement d'orienter le choix des fondations.



*Figure. III.3. Pénétromètre dynamique.*

### III.6. LES ESSAIS AU LABORATOIRE :

On peut, à partir d'essais simples sur les matériaux acier et béton, déduire des lois de comportement qui permettent ensuite de dimensionner les structures en acier et en béton.

Pour ce qui concerne le sol, matériau naturel, à trois phases, les lois sont beaucoup plus complexes et ne sont pas uniques, les chargements sont à plusieurs paramètres, les contraintes

dans le sol étant multiaxiales. Comme pour l'acier et le béton on va proposer des lois de comportement à partir d'essais de laboratoire. Pour les géotechniciens, les essais de base sont l'essai oedométrique et l'essai triaxial

**III.6.1. L'essai Triaxial :**

On attribue à Casa grande l'idée d'utiliser un appareil triaxial pour mesure la résistance au cisaillement des sols, il construisit en 1929 en Allemagne.

Dans l'appareil à compression triaxiale ou triaxial l'échantillon a la forme cylindrique élancé. Il est soumis à ce qu'on appelle une étreinte triaxiale et qui mériterait mieux le nom de champ de contraintes cylindrique

L'échantillon placé dans une cellule qui contient d'un fluide sous pression, de l'eau en générale il est donc soumis sur sa surface latérale à une contrainte radiale (appelée aussi contrainte de confinement)  $\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3$  égale à la pression qui règne dans la cellule qu'on désigne par  $\sigma'_3$ .

D'autre part un piston qui traverse la partie supérieure de la cellule permet de charger verticalement l'échantillon qui est ainsi soumis également à une contrainte longitudinale  $\sigma_0$ .

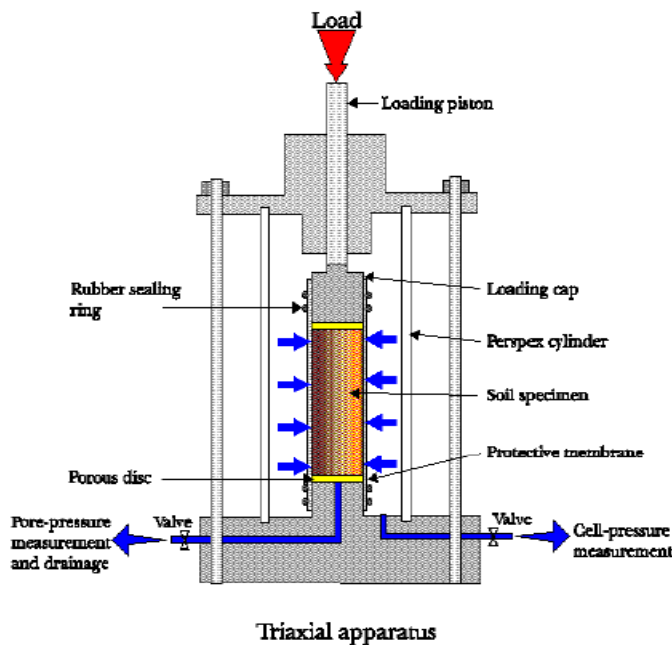


Figure III.4. Schéma et photo de l'appareil triaxial

### III.6.2. L'essai Oedométrique :

Le principe de l'essai consiste à mesurer le tassement  $\delta_1$  d'une éprouvette de sol cylindrique soumise à une compression uni axiale  $\sigma_1$  croissante en empêchant toute déformation latérale  $\epsilon_2 = \epsilon_3 = 0$ .

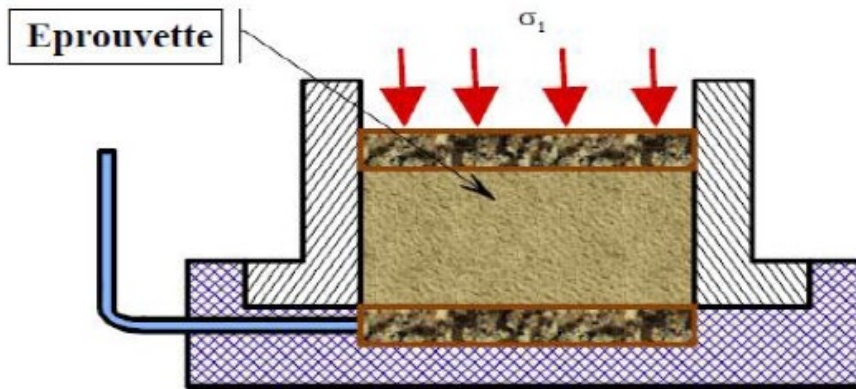


Figure. III .5. Principe de l'essai oedométrique

Les deux faces inférieure et supérieure de l'échantillon sont drainées. Généralement l'essai est réalisé sur des échantillons saturés.

Pendant l'essai on mesure, pour chaque palier de contrainte  $\sigma_1$ , le tassement en fonction du temps, du logarithme décimal du temps. Pour l'ensemble de l'essai on trace la courbe Oedométrique, variation de volume ou plus spécifiquement variation de l'indice des vides  $e$  en fonction du logarithme décimal de la contrainte. En simplifiant, on obtient une première droite de faible pente et une seconde droite de pente beaucoup plus élevée.

L'intersection des 2 droites est la contrainte de pré-consolidation maximum que le sol a connue dans son histoire. Cet essai permet de connaître l'état initial du sol. Si la contrainte effective actuelle  $\sigma'_v 0$  est égale à la contrainte de pré-consolidation  $\sigma'_p$

- Le sol est normalement consolidé ; Si la contrainte effective actuelle  $\sigma'_v 0$  est inférieure à la contrainte de pré-consolidation  $\sigma'_p$ .
- Le sol est sur consolidé; Si la contrainte effective actuelle  $\sigma'_v 0$  est supérieure à la contrainte de pré-consolidation  $\sigma'_p$ .
- Le sol est encours de consolidation.

Les pentes des 2 droites  $C_s$  et  $C_c$  rendent compte de la compressibilité du sol, respectivement dans le domaine sur consolidé et dans le domaine normalement consolidé.

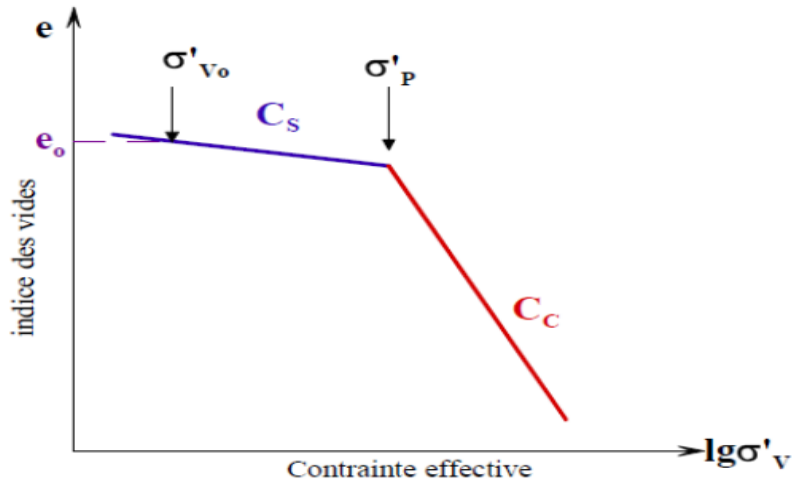


Figure. III .6. Courbe oedométrique de compressibilité

❖ **Définition de la consolidation :**

La consolidation est un processus par lequel les sols diminuent en volume. Selon Karl Terzaghi "la consolidation est n'importe quel processus qui comporte la diminution de teneur en eau d'un sol saturé sans remplacement de l'eau par l'air". En général c'est le processus dans lequel la réduction du volume a lieu par expulsion de l'eau sous les charges statiques à long terme.

**III.6.3. Granulométrie :**

La courbe granulométrique représente le pourcentage en poids des grains de dimension inférieure à D en fonction de la dimension D d'un grain. On l'obtient par tamisage pour les grains de dimension supérieure à 80 mm et par densimétrie pour les grains de dimension inférieure à 80 mm. En densimétrie, D est le diamètre d'une sphère de même poids que le grain. En tamisage c'est la maille du tamis.

Soit Dx la dimension de grain correspondant à x % en poids de tamisât (ce qui passe au travers du tamis). On appelle coefficient d'uniformité (ou de HAZEN) le rapport D60 /D10.

Un sol tel que D60 /D10 < 3 est dit à granulométrie uniforme ; un sol tel que D60 /D10 > 3 est dit à granulométrie étalée.



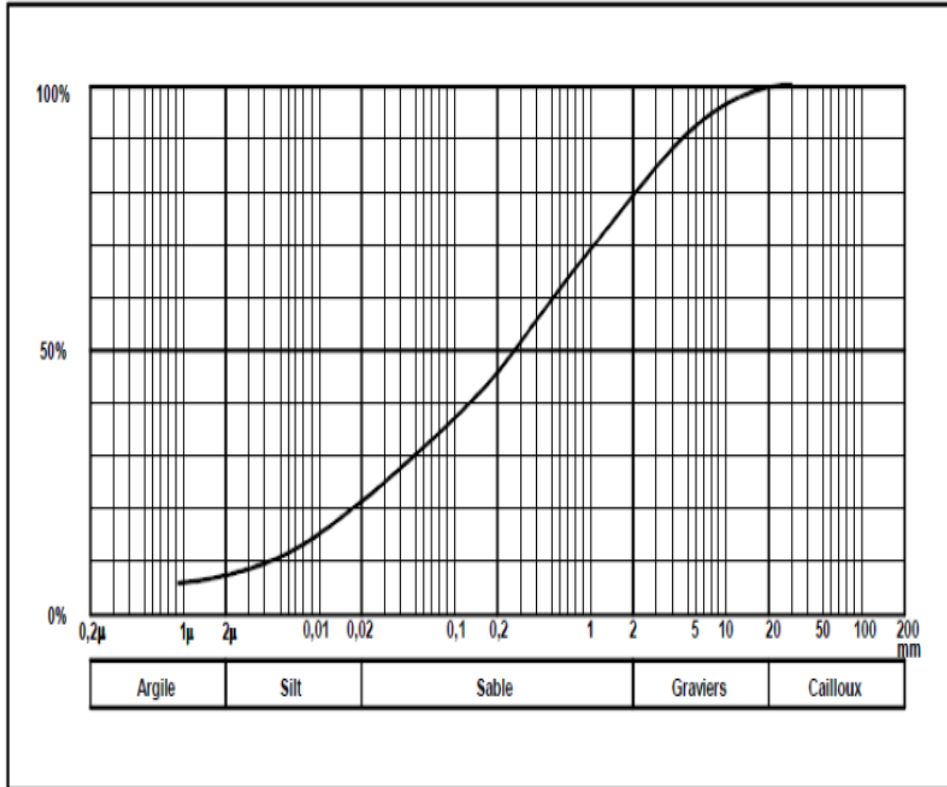


Figure. III.7. Courbe granulométrique.

**III.6.4. Limites d’Atterberg :**

L’eau à une influence capitale sur le comportement des sols argileux, car elle joue sur leur plasticité et leur cohésion.

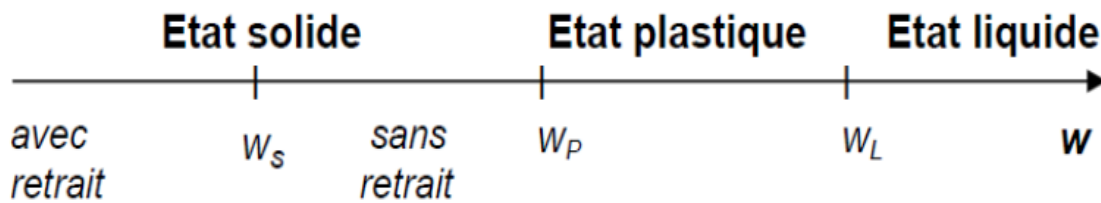


Figure. III .8. Les limites d’Atterberg.

Indice de plasticité :  $IP = w_L - w_p$  Cet indice donne une indication sur l’étendue du domaine plastique.

**Tableau III .1.** Indice de plasticité

<i>Ip</i>	<i>Degré de plasticité du sol</i>
<b>0 à 5</b>	<b>Sol non plastique</b>
<b>5 à 15</b>	<b>Sol peu plastique</b>
<b>15 à 40</b>	<b>Sol plastique</b>
<b>&gt;40</b>	<b>Sol très plastique</b>

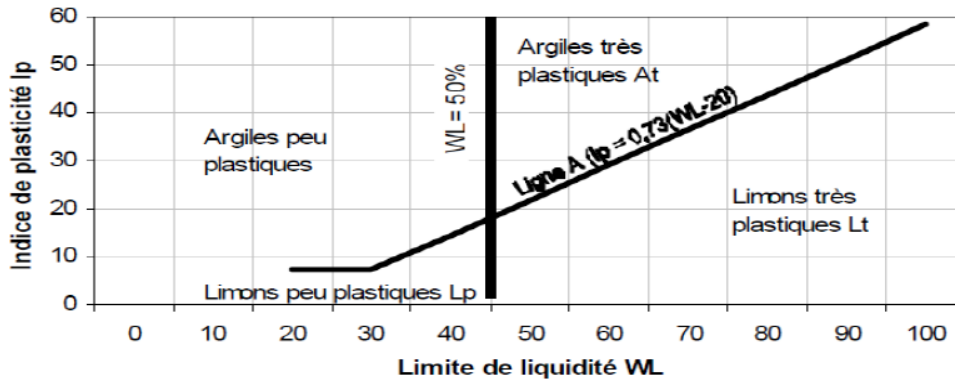
**Remarque :**

Plus l'indice de plasticité est élevé, plus le sol est sensible aux effets de gonflement par humidification (ou de retrait par dessiccation).

L'indice de plasticité n'est jamais nul mais peut être non mesurable

**III.6.4.1. Diagramme de Casagrande :**

Il s'agit d'un diagramme qui permet de classer les sols fins en 4 catégories selon les valeurs de WL et IP.



*Figure.III.9.* Diagramme de plasticité et de classification des sols fins.

**III.6.4.2. Indice de consistance :**

La comparaison entre la teneur en eau naturelle du sol  $w_0$  et les limites d'Atte berg, permet d'avoir une idée de l'état du sol en place.

On définit pour cela l'indice de consistance :  $IC = w_l - w_0 / IP$

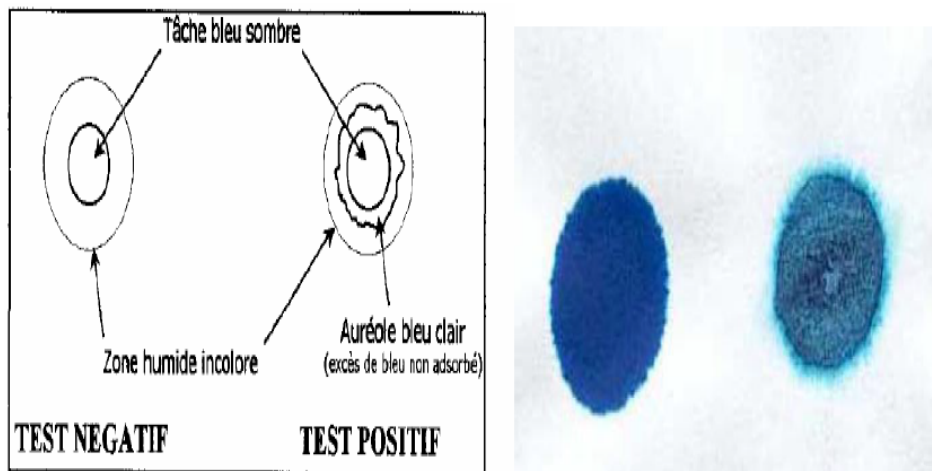
**Tableau III .2.** Indice de consistance

<i>I<sub>c</sub></i>	<b>0</b>	<b>0.25</b>	<b>0.5</b>	<b>0,75</b>	<b>1</b>
<i>consistance</i>	<b>Liquide</b>	<b>Pâteuse</b>	<b>molle</b>	<b>ferme</b>	<b>Très dure</b>

**III.6 .5. Valeur au bleu VBS. (NF P 94-068) :**

La valeur de bleu de méthylène VBS représente la quantité de bleu de méthylène pouvant s'adsorber sur les surfaces externes et internes des particules de sol. Etant donné que dans un sol c'est avant tout, la surface spécifique des particules argileuses qui détermine sa surface spécifique totale, on peut considérer que la VBS exprime globalement la quantité et l'activité de l'argile contenue dans ce sol.

La VBS se détermine à partir de l'essai au bleu de méthylène à la tache sur la fraction 0/5 mm. Le dosage s'effectue en ajoutant successivement différentes quantités de bleu de méthylène. A chaque ajout on contrôle l'adsorption en prélevant une goutte de la suspension que l'on dépose sur un papier filtre normalisé pour faire une tache. L'adsorption maximale est atteinte quand une auréole bleu clair se produit à la périphérie de la tache



*Figure.III.10.* Essai de bleu de méthylène.

❖ **Interprétation de la VBS**

**VBS < 0,1** : sol insensible à l'eau.

**VBS =0,2** : apparition de la sensibilité à l'eau.

**VBS =1,5** : seuil distinguant les sols sablo-limoneux des sols sablo-argileux.

**VBS =2,5** : seuil distinguant les sols limoneux peu plastiques des sols limoneux de plasticité moyenne.

**VBS =6** : seuil distinguant les sols limoneux des sols argileux.

**VBS =8** : seuil distinguant les sols argileux des sols très argileux

**III.7. CAMPAGNE DE RECONNAISSANCE GÉOTECHNIQUE :**

Le programme d’investigation géotechnique réalisé dans le cadre de l’étude de glissement de terrain qui s’est produit au niveau du talus coté gauche au Pk 25+850 de la route nationale 77 a été élaboré par le bureau d’étude CTTP (contrôle technique travaux publics).

Ce programme de reconnaissance a été réalisé afin de permettre une reconnaissance détaillée des conditions géologiques et géotechniques du projet.

**III.7.1. Essais in situ :**

La campagne de reconnaissance géotechnique in-situ a consisté en la réalisation de (01) sondage carotté (RN77.PK25+900) et (01) essai de pénétromètre dynamique et (01) essais pressiometrique.

Des échantillons de sol ont été paraffinés pour les besoins des essais de laboratoire.

Désignation sondage	Profondeur(m)	Coordonne GPS		
		x	y	Z
RN77.PK25+900	25	749380	4057900	367

**Tableau III .3.** Présentation des résultats de la reconnaissance par sondages carottés

Le sondage montrent l'existence de deux Couches dont les caractéristiques sont comme suit:

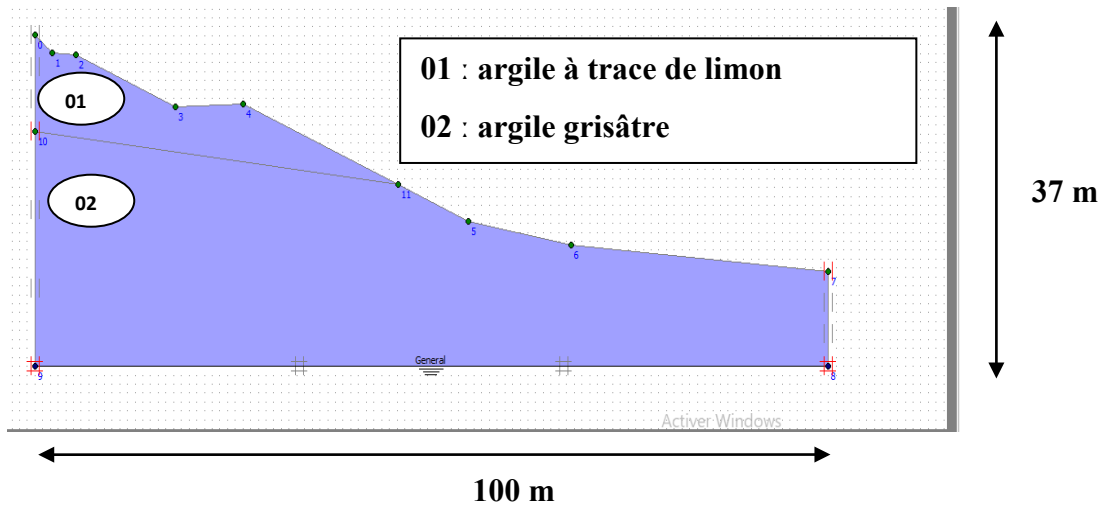


Figure III .12. Profil géologique de glissement.

**III.7.2. Essais au Laboratoire :**

Tous les échantillons prélevés des sondages carottés, durant la campagne de reconnaissance, ont été transportés au niveau du laboratoire **CTTP**. Les essais ont été exécutés sur des échantillons intacts, représentatifs du sol dûment prélevé sur le terrain. Le tableau ci-dessous indique les types d'essais de laboratoire réalisés ainsi que les normes y afférentes.

**Tableau III. 4.** Liste des essais et normes différentes

TYPES D'ESSAIS	NORME
Granulométrie	NFP 94-056 et NFP 94-057
Teneur en eau	NFP 94-050
Masses volumique	NFP P4-053
Porosité et indice des vides	NFP 94-053/94-410-3
Limites d'Atte berg	NFP 94-051
Valeur au bleu de méthylène VBS	NFP 94-068
Equivalent de sable	NFP 18-598
Essai de cisaillement à la boite	NFP 94-071-1
Essai Oedométrique	NFP 94-090-1

Source : CTTP

**III.7.3.Essais de laboratoire :**

Les essais de laboratoire peuvent être subdivisés en trois grandes catégories :

*Les essais d'identification :* ceux sont essentiellement le « poids volumique », la « teneur en eau », les « limites d'Atte berg », la « granulométrie » et « l'analyse chimique ».

*Les essais de résistance :* ceux sont des essais qui permettent d'étudier la résistance du sol, en particulier au cisaillement. Parmi ces essais, que nous avons réalisés pour notre projet, est l'essai de cisaillement direct.

*Les essais de compressibilité :* ceux sont les essais qui permettent d'évaluer les tassements d'un sol sous le poids d'une charge donnée (fondations, remblais...etc.). Le plus connu de ces essais est l'odomètre qui donne certaines caractéristiques de compressibilité nécessaires pour évaluer ces tassements.

- Nous pouvons récapituler les résultats des essais laboratoire dans le tableau suivant :

❖ **Caractéristique physique**

Profondeur (m)	Teneur en eau naturelle W (%)	Poids volumique apparent $\Gamma_h(T/m^3)$	Poids volumique sec $\gamma_d (T/m^3)$	Teneur en eau de saturation $W_{sat} (%)$	Degré de saturation $S_r (%)$
0.00-6.00	18.37	2.08	1.8	20.11	91.34
6.00-25.00	-	2.04	-	-	-

❖ **Analyse granulométrie**

Profondeur (m)	Les passants à 2mm (%)	Les passants à 80 $\mu$ (%)
0.00-6.00	92.46	64.53

❖ **Limite d'Atte berg**

Profondeur (m)	Limite de liquidité $W_L (%)$	Limite de plasticité $W_P (%)$	Indice de plasticité $I_P$	Indice de consistance $I_C$
0.00-6.00	46.91	28.52	18.39	1.55

❖ **Résistance au cisaillement**

<b>Profondeur (m)</b>	<b>La cohésion non drainée C (Kpa)</b>	<b>L'angle de frottement Φ (degré)</b>
0.00-6.00	10	15

❖ **L'analyse chimique**

<b>Carbonates(%)</b>	<b>Sulfates(%)</b>	<b>Chlorures(%)</b>	<b>Anhydride carbonique(%)</b>
15.23	Traces	0.38	6.25
18.42	Traces	0.45	7.65
12.56	Traces	0.48	8.5
16.33	Traces	0.54	8.87

**Tableau III .5** Récapitulatif des résultats des essais laboratoire

**III.8. CONCLUSION :**

On notera en conclusion, que l'on doit toujours considérer comme un préalable indispensable à l'étude d'un glissement de terrain la collecte la plus complète possible des données et documents existants relatifs à la géologie, à la géomorphologie régionale, géophysique et a la géotechnique, car ces études constituent d'une manière générale les aspects essentiel pour le calcul de facteur de sécurité et afin de donner la conception d'une solution qui serait idéal pour la stabilité des terrains en mouvement ou en glissement .

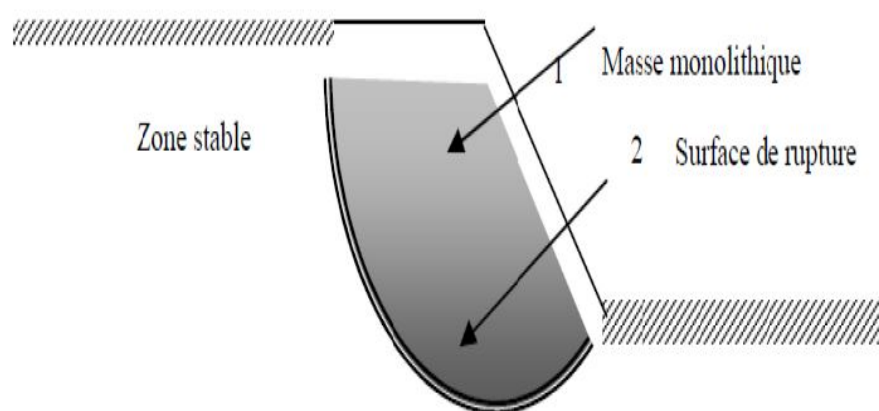
***CHAPITRE IV :***  
***CALCUL ET***  
***VERIFICATION***



## IV.1. INTRODUCTION :

Les méthodes de calcul de stabilité des terrains sont basées sur la constatation suivante :

Lorsqu'il y a glissement de terrain, il y a séparation d'une masse du sol du reste du massif et son glissement se fait suivant une surface de rupture. Ayant défini une surface de rupture «S», on étudie la stabilité de la masse (1) mobile par rapport au massif (2) qui est fixe (Figure. IV.1).



*Figure IV.1. Surface de glissement d'un massif*

## IV.2. COEFFICIENT DE SECURITE :

Le calcul de la stabilité des talus est généralement estimé à l'aide d'un coefficient appelé « coefficient de sécurité »  $F_s$ .

Ce coefficient est défini comme étant le rapport du moment par rapport à un point fixe de la résultante des forces résistantes au glissement aux forces provoquant le glissement.

Théoriquement, le talus est dit stable si  $F_s > 1$ . L'état d'équilibre limite (rupture) est obtenu lorsque  $F_s = 1$ . Mais dans la pratique, le coefficient  $F_s$  est compris entre 1,15 et 1,30 en tenant compte des facteurs suivants :

- ✓ Les erreurs dues à l'exactitude des méthodes de calcul de la stabilité du bord.
- ✓ Les incertitudes expérimentales de la détermination des propriétés physico-mécaniques des roches, comme par exemple la valeur moyenne du poids volumique des roches composant le massif.

- ✓ Les incertitudes de la détermination de l'influence de la fissurité.
- ✓ L'influence des charges dynamiques provoquées par le tir, par le mouvement des moyens de transport et par les séismes.

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

Définition	Formule
Rapport de contraintes	$F = \tau_{\max} / \tau$
Rapport de forces	$F = E_{\text{resist}} / E_{\text{moteur}}$
Rapport de moments	$F = M_{\text{resist}} / M_{\text{moteur}}$
Rapport de grandeurs	Par ex $H / H_{\max}$

#### IV.2.1. Le choix du type de méthode de calcul :

Le choix de la méthode est important, il dépend des moyens que l'on peut mettre en œuvre, doit être posé entre une méthode modélisant toute la masse de sol (méthode des éléments finis) et une méthode cinématique, définissant une surface de rupture par exemple (méthode d'équilibre limite).

Cependant, avec les possibilités d'analyse d'un grand nombre de courbes de rupture potentielles, les deux approches se rejoignent.

Dans le cas d'une méthode intégrant toute la masse, le calcul fournira directement la zone de rupture la plus probable, alors qu'une méthode s'appuyant sur une courbe préalablement définie sera réitérée un grand nombre de fois pour un résultat semblable.

Ce choix doit être fait en examinant les moyens disponibles, le comportement global de la pente, mais aussi en s'assurant de la possibilité d'obtenir les paramètres de calcul correspondant au modèle.

Le comportement global de la pente correspond à quatre mécanismes qui se traduisent par des déplacements du sol différemment répartis (VAUNAT et al. [1994]):

- ✓ Pré-rupture, où le comportement du sol est élasto-visco-plastique et où le massif est un milieu continu, sans zone de discontinuité, les déformations sont quasi homogènes ;
- ✓ Rupture, où une partie du massif se déplace par rapport à l'autre, le modèle de sol est élasto-plastique, voire rigide-plastique ;

- ✓ Post-rupture, où une partie du sol se déplace sur l'autre, comme un écoulement visqueux et avec une vitesse appréciable ;
- ✓ Réaction, quand la partie du sol ayant déjà glissé et s'étant stabilisée, le mouvement reprend sur une surface, suivant un comportement rigide-plastique;

La distinction entre ces quatre mécanismes est fondamentale pour une étude fiable des pentes, et ceci va bien sûr influencer sur le choix d'une méthode de calcul.

Elle permet de choisir entre les types de méthodes rappelés ci-après.

### IV.3. METHODES DE CALCUL DE LA STABILITE

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.

Dans ce travail, on utilisera les méthodes sur l'équilibre limite. La mise en équation du problème de l'équilibre d'une masse de sol peut se faire de deux manières:

- ❖ Ou bien on étudie l'équilibre de l'ensemble de la zone de glissement. La ligne de rupture est la plupart du temps supposé circulaire. C'est la « méthode globale » (méthode de TAYLOR ; de CAQUOT ; de BIAREZ.....).
- ❖ Ou bien on décompose le talus en tranches dont on étudie d'abord l'équilibre individuel, avant de globaliser le résultat en faisant intervenir certaines hypothèses simplificatrices; c'est la « méthode des tranches » (méthode de FELLENIUS, méthode de BISHOP...).

Dans ce qui suit, on développera la méthode des tranches, qui sera utilisée dans le cadre de notre travail.

#### IV.3.1. Méthode des tranches :

Cette méthode consiste à considérer les forces qui tendent à retenir un certain volume de terrain, délimité par les forces libres du talus et une surface de rupture potentielle, et celles qui tendent à la mettre en mouvement (figure. IV.2).

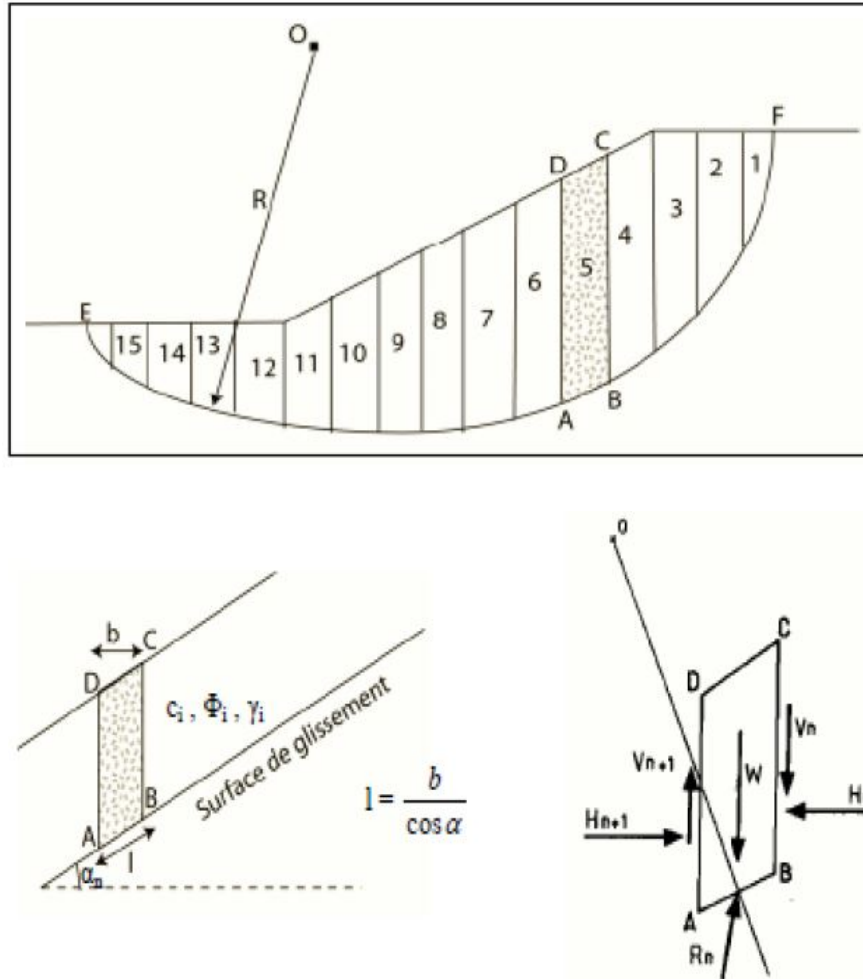


Figure. IV.2. Découpage d'un talus en tranches et les forces agissantes sur une tranche.

Soit un cercle quelconque de centre O et de rayon R pour lequel on vérifie la sécurité vis-à-vis du risque de glissement. La méthode des tranches consiste à découper le volume de sol (compris dans l'arc EF) en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux.

En l'absence d'eau, une tranche (n) est soumise à :

- ✓ Son poids  $W = \gamma n \cdot h_n \cdot b_n$
- ✓ Les efforts inter-tranches décomposés en efforts horizontaux  $H_n$  et  $H_{n+1}$  et en efforts verticaux  $V_n$  et  $V_{n+1}$ .
- ✓ La réaction  $R_n$  du milieu sous-jacent sur l'arc AB (résistance de cisaillement). Elle se décompose en une composante normale et tangentielle.

#### IV.3.2. Méthode de Fellenius (1936) :

Appelée aussi méthode suédoise, on considère que :

- La ligne de glissement est de forme circulaire

- On néglige totalement les efforts inter-tranches
- La seule force agissant sur l'arc AB est le poids W.

Par rapport au centre O, on peut définir :

- ✓ Le moment moteur comme celui du poids des terrains W tendant à provoquer le glissement.
- ✓ Le moment résistant maximal fourni par la valeur maximale que peut prendre la composante tangentielle de Rn.

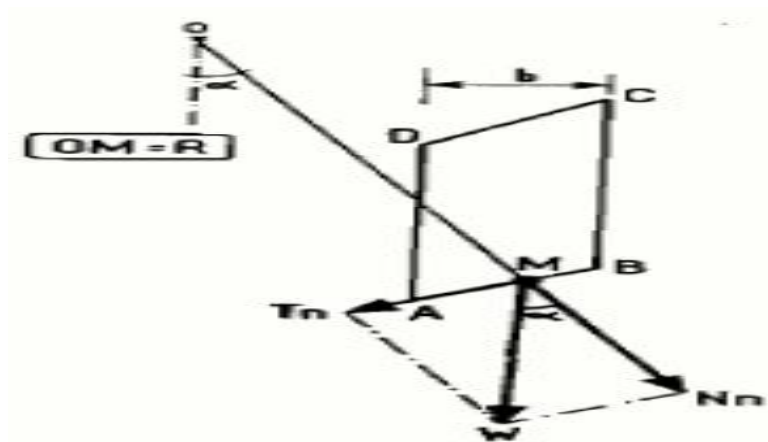


Figure IV.3. Forces agissantes sur une tranche.

D'après la loi de Coulomb :

$$R_n = C_n \cdot AB + N_n \cdot \tan \Phi_n$$

Par ailleurs :  $N_n = W_n \cos \alpha_n$

Donc :  $R_n = C_n \cdot AB + W_n \cos \alpha_n \tan \Phi_n$

D'autre part :  $AB = l_n = b_n / \cos \alpha_n$

La somme des moments résistants maximaux s'écrit donc :

$$\sum_1^m R_i \cdot \left( c_i \cdot \frac{b}{\cos \alpha} + W_n \cos \alpha_n \tan \phi_i \right)$$

Où : m = nombre total de tranches.

Ci,  $\Phi_i$  = caractéristiques mécaniques de la couche dans laquelle est situé l'arc AB.

❖ Le moment moteur est dû à Tn et égal à Tn.R Par ailleurs :  $T_n = W_n \sin \alpha_n$

D'après l'hypothèse de FELLENIUS

En remplaçant (19) et (20) dans l'équation (14), on obtient l'expression du facteur de sécurité :

$$F_S = \frac{\sum_{n=1}^n (C_i \cdot \frac{b_n}{\cos \alpha_n} + W_n \cdot \cos \alpha_n \cdot \text{tg} \varphi_i)}{\sum_{n=1}^n W_n \cdot \sin \alpha_n}$$

Les paramètres intervenant dans le calcul de  $F_S$  sont donc :

- ✓  $b$ , la largeur des tranches ;
- ✓  $\alpha$ , l'angle orienté que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale ;
- ✓ la hauteur de la tranche pour le calcul du poids  $W$ .

#### IV.3.3. Méthode de Bishop simplifiée (1954) :

Dans cette méthode on considère que :

La ligne de glissement est toujours de forme circulaire.

Les efforts verticaux inter-tranches sont nuls ( $V_n - V_{n+1} = 0$ ).

Le facteur de sécurité est donné par la formule suivante :

$$F_S = \frac{\sum_1^n (C_i \cdot b + W_i \cdot \text{tg} \varphi_i)}{m \alpha \sum_1^n W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

Avec :  $m \alpha = \cos \alpha_i \left( 1 + \frac{\text{tg} \alpha_i \cdot \text{tg} \varphi}{F} \right)$

Pour déterminer  $F_S$  il faut procéder par itérations successives. La première itération est faite en adoptant, comme valeur  $F_{S0}$  le coefficient de sécurité obtenu par la méthode de Fellenius.

La méthode de Fellenius donne des résultats pessimistes par rapport à la méthode de Bishop. Les écarts sur  $F_S$  peuvent atteindre 10 %. La méthode de Fellenius a l'avantage de simplicité et donc peut être utilisée dans tous les cas courants.

#### IV.3.4. Méthode simplifiée de JANBU [1956] :

**Hypothèses :**

- ✓ La méthode suppose une surface de glissement quelconque (non circulaire) ;

- ✓ Elle suppose que les forces entre les tranches sont horizontales.

La méthode de JANBU vérifie l'équilibre des forces horizontales et verticales tout en négligeant l'équilibre des moments, ce qui aboutit à l'équation [3.8]:

$$F_f = \frac{\sum(C'.l + (N - ul)\tan\varphi) / \cos\alpha}{\sum N \sin\alpha}$$

Et si on projette parallèlement à la base de la tranche, cette équation équivaut à:

$$F_f = \frac{\sum(C'.l + (N - ul)\tan\varphi) / \cos\alpha}{\sum W \tan\alpha}$$

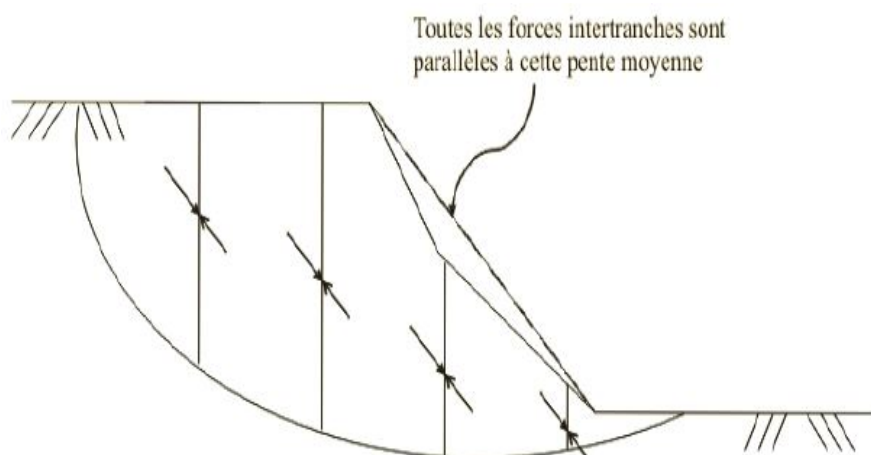
Ce coefficient de sécurité  $F_f$  est corrigé par un facteur  $f_0$  dépendant de l'allure de la courbe de rupture et des propriétés du sol:  $F_f = f_0 \cdot F_f$ .

#### IV.3.5. Méthode Suédoise modifiée, U.S. Army corps of enginers [1970] :

##### Hypothèses :

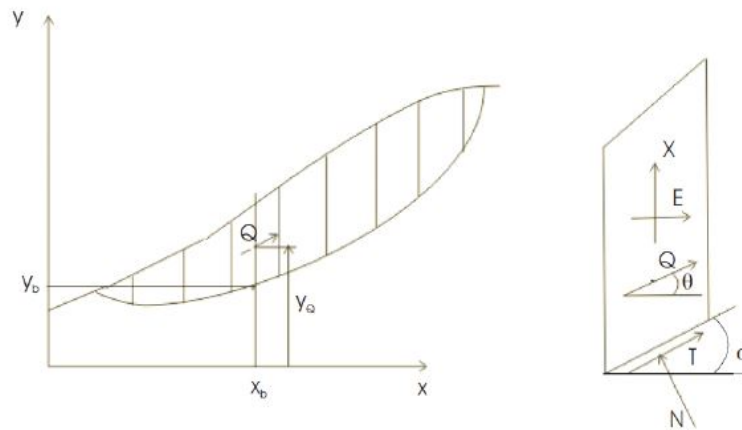
- ✓ La méthode suppose également une surface de glissement quelconque (non circulaire);
- ✓ Contrairement à la méthode de JANBU, elle suppose que les forces entre les tranches sont inclinées parallèlement à la pente moyenne (figure IV.4).

Comme la méthode de JANBU, elle vérifie l'équilibre horizontal et vertical des forces, mais elle néglige l'équilibre des moments.



**Figure IV.4.** Inclinaison des forces dans la méthode Suédoise modifiée

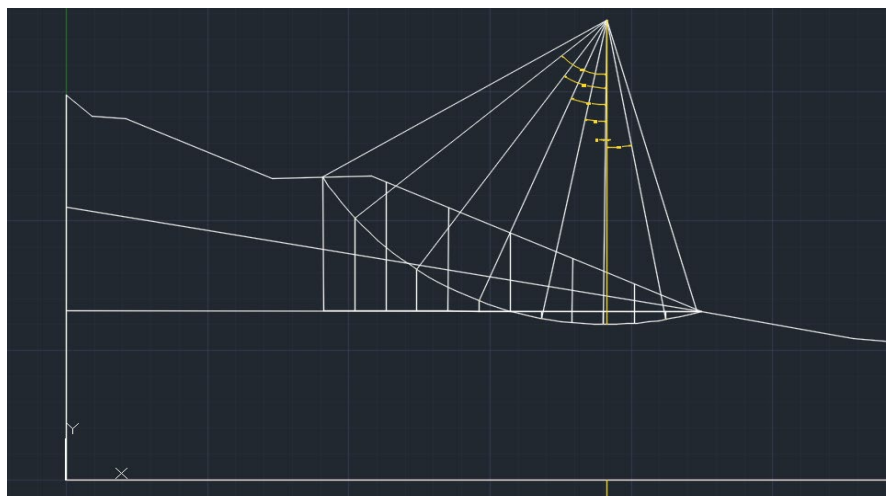
Cette méthode est moins précise qu'une solution avec l'équilibre complet des forces et dépend de l'hypothèse faite sur l'inclinaison des forces entre les tranches.



**Figure IV.5.** Coordonnées de la surface de glissement pour la méthode de Spencer

Dans ce travail, nous ne donnons pas les détails de toutes ces méthodes classiques, qui par ailleurs ont été développées depuis longtemps par beaucoup de chercheurs. Pour beaucoup plus de détails, nous suggérons les références ANDERSON et RICHARDS [1987], et DUNCAN et WRIGHT [2005].

**EXEMPLE DE CALCUL MANUEL :**



**Cercle:**

Centre :  $X=47.8 \text{ m}$  ;  $Y= 514.3 \text{ m}$

Rayon :  $R=29.33 \text{ m}$

Largeur de la tranche :  $b=5.5 \text{ m}$ .

$\varphi=15^\circ$  ;  $c=10$

$W=h.\gamma.b$



**✚ Méthode de FELLENIUS :**

N	W KN/m	$\alpha(^{\circ})$	$\sin\alpha$	W $\sin\alpha$	$\cos\alpha$	W $\cos\alpha$	$\frac{b}{\cos\alpha}$	$c.\frac{b}{\cos\alpha}$	W $\cos\alpha$ . $tg\phi$	$c.\frac{b}{\cos\alpha}+W$ $\cos\alpha .tg\phi$
1	401.94	49	0.75	301.45	0.65	261.26	8.46	84.62	70.00	154.62
2	755.535	35	0.57	430.65	0.82	619.59	6.70	67.07	166.00	233.07
3	814.055	23	0.39	317.48	0.92	748.93	5.98	59.78	126.72	186.50
4	1043.955	11	0.19	198.35	0.98	1023.07	5.61	56.12	274.13	330.25
5	532.95	1	0.01	5.33	0.99	527.62	5.56	55.56	141.38	196.94
6	229.90	-10	-0.17	-39.08	0.98	225.30	5.61	56.12	60.37	116.49
				<b>1214.18</b>						<b>1217.87</b>

$$F_s = \frac{1217.87}{1214.18} = 1.003$$

**$F_s = 1.003$**

$$F_s (Fellenius) = \frac{\sum_{i=1}^n (C_i \cdot \frac{b}{\cos\alpha_i} + W \cdot \cos\alpha_i \cdot tg\phi_i)}{\sum_{i=1}^n W \cdot \sin\alpha_i} \dots\dots\dots(01)$$

**✚ Méthode de BISHOP :**

N	W KN/m	$\alpha(^{\circ})$	W $\sin\alpha$	W $\cos\alpha$ . $tg\phi$	$c.l + W$ $\cos\alpha .tg\phi$	$m\alpha$	$c.l + W \cos\alpha$ . $tg\phi/m\alpha$
1	401.94	49	301.45	70.00	125.00	0.75	166.66
2	755.535	35	430.65	166.00	221.00	0.89	248.31
3	814.055	23	317.48	126.72	181.72	0.95	191.28
4	1043.955	11	198.35	274.13	329.13	0.98	335.84
5	532.95	1	5.33	141.38	196.38	0.99	198.36
6	229.90	-10	-39.08	60.37	115.37	0.98	117.72
			<b>1214.18</b>				<b>1258.17</b>

$$F_s = \frac{1258.17}{1214.18} = 1.03$$

$$F_s = 1.03$$

$$F_s (Bishop) = \frac{(\sum_{i=1}^n C_i . l_i + \sum_{i=1}^n W . \cos \alpha_i . \tan \phi_i / \sum_{i=1}^n m \alpha)}{\sum_{i=1}^n W . \sin \alpha_i} \dots \dots \dots (02)$$

**IV.4. METHODE NUMERIQUE :**

L'étude de la stabilité est une tâche difficile à réaliser manuellement. Les méthodes par utilisation des logiciels analytique ont pour but de gagner du temps et donner une précision dans les résultats obtenus. Pour cela elles sont très utilisées dans la pratique.

Parmi les logiciels qui existent on a utilisé dans ce projet PLAXIS et GEO-SLOPE.

**IV.4.1. Présentation et application des logiciels :**

**IV.4.1.1. Présentation de PLAXIS :**

PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques.

Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique, le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows, le logiciel PLAXIS nécessite, ainsi donnée des résultats plus proche à la réalité et raisonnable, et qui permettra d'interpréter les résultats obtenus.

Le logiciel PLAXIS permet l'utilisation des éléments triangulaires à 6 et 15 nœuds. Dans notre cas nous avons choisi pour la modélisation du talus l'élément triangulaire à 15 nœuds.

**IV.4.1.2. Calculs du coefficient de sécurité :**

Les caractéristiques physiques et mécaniques du talus sont résumées dans le tableau suivant:

Tableau IV.2. Les données fournies au logiciel PLAXIS

Couche	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (KN/m <sup>3</sup> )	C (KN/m <sup>2</sup> )	$\Phi$ (°)	E (KN/m <sup>2</sup> )	$\nu$
Argile à trace de limon	18	19	10	15	6061	0.30
Argile grisâtre	20	20.50	50	25	12120	0.25

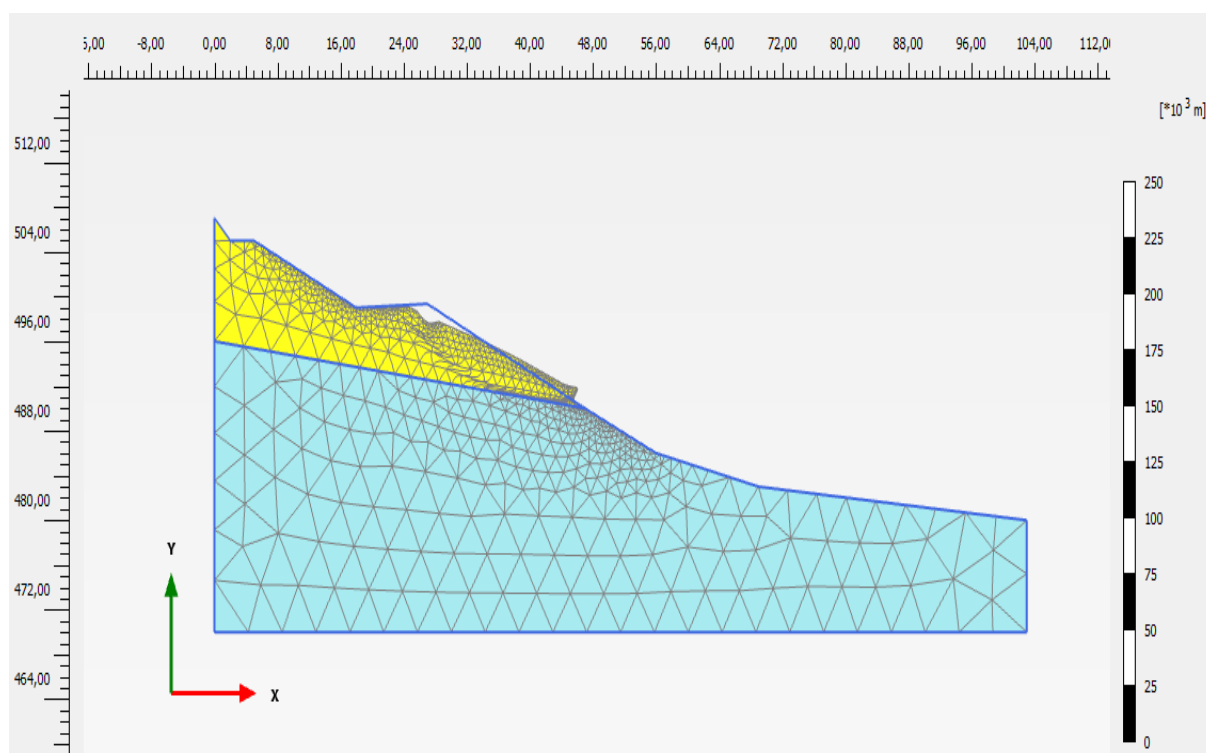


Figure IV.6. Déformation maillage du profil.

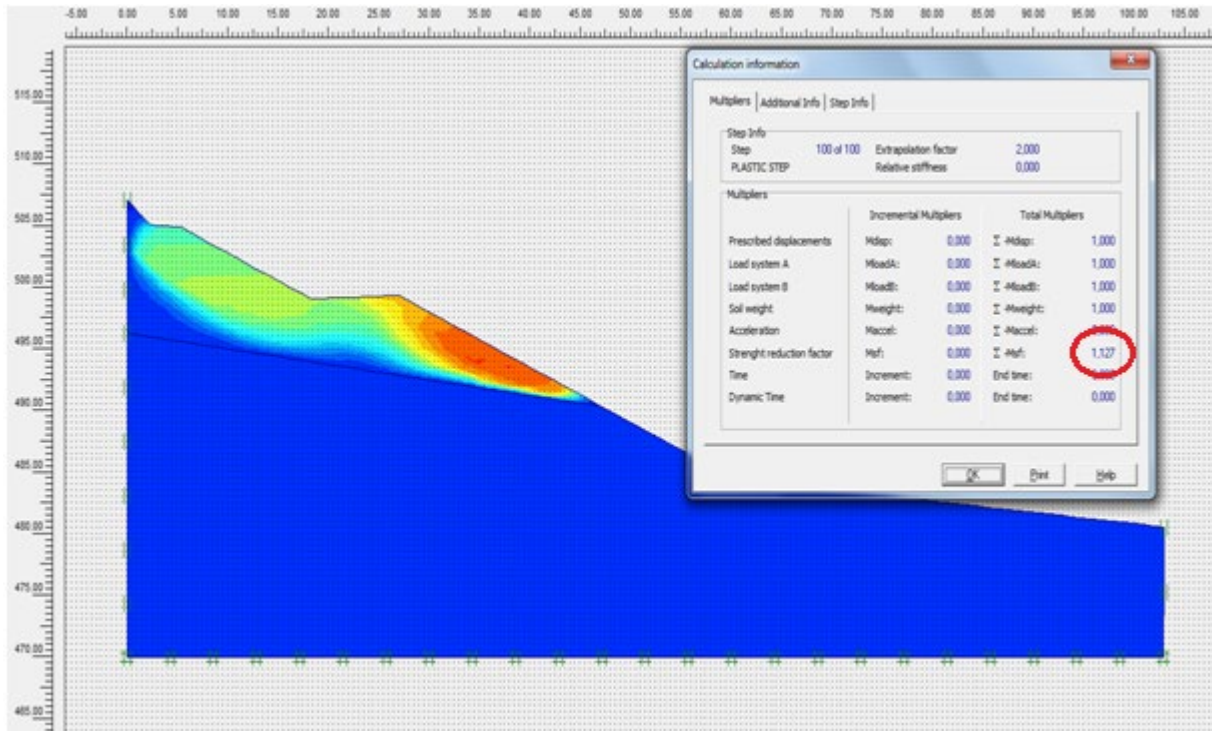


Figure IV.7 : Cercle de glissementsans la nappe phréatique  $F_s = 1.127$

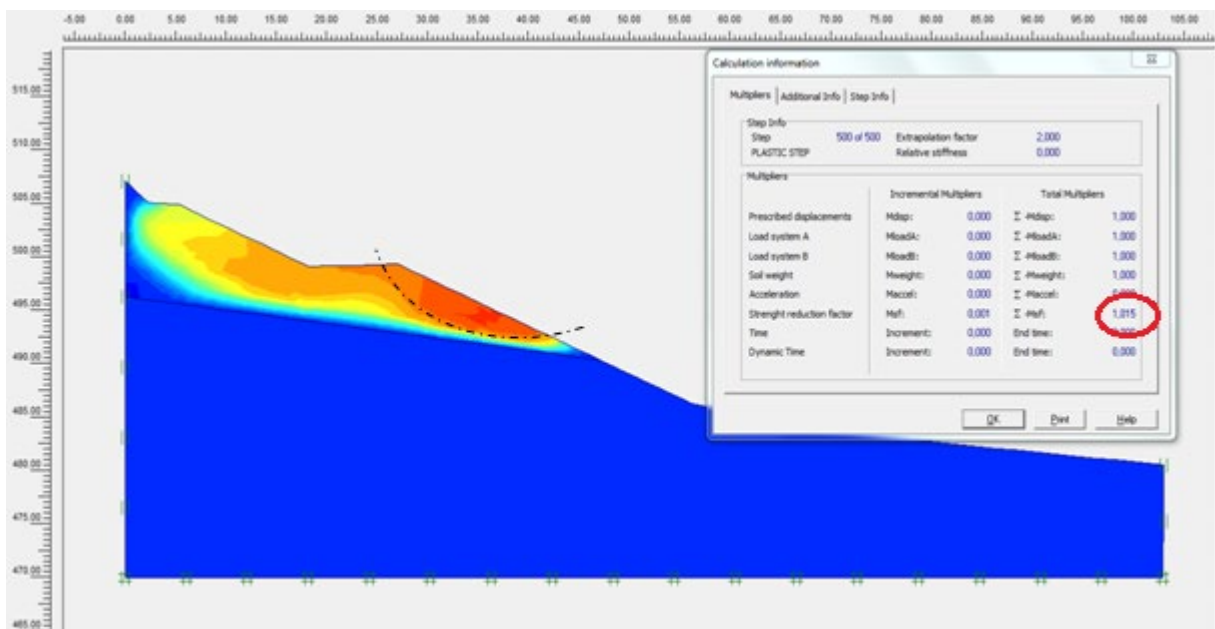


Figure IV.8 : Cercle de glissement avec la nappe phréatique  $F_s = 1.015$

## Interprétation

Le cercle critique du glissement potentiel signale un coefficient de sécurité de 1.127 (FSmin=1.5, réf CCTP) sans considération des conditions hydrauliques. Et lorsque on prend en considération des conditions hydrauliques on obtient un facteur de sécurité de 1.015.

- ✓ Donc on remarque que le facteur majeur qui déclenche notre glissement c'est l'eau « le niveau de la nappe phréatique », à cause des travaux.
- ✓ Aussi ces coefficients montrent que le site se trouve dans un état d'équilibre stable, mais critique. C'est pourquoi, il mérite d'être conforté.

### IV.4.1.3. Présentation de GEO-SLOPE :

Géo-slope est un logiciel de calcul géotechnique qui permet de traiter les différents problèmes du sol comme le glissement des terrains, le tassement, la consolidation, les infiltrations des eaux dans le corps de la digue d'un barrage et d'autres problèmes liés à la géotechnique.

Le programme de calcul SLOPE est un programme d'analyse de la stabilité des pentes, basé sur la théorie d'équilibre limite qui consiste à respecter les deux règles de la stabilité statique, c'est-à-dire il faut satisfaire les conditions d'équilibre des moments et d'équilibre des forces.

Cette analyse consiste à calculer un facteur de sécurité en visualisant les résultats graphiques du volume instable correspondant.

Les méthodes de calcul du facteur de sécurité intégrées dans SLOPE sont la méthode de Fellenius, de Morgenstern-Price, de Jumbo et celle de Bishop simplifiée, et enfin " la méthode des éléments finis " qu'on peut le trouver dans la partie logique " SIGMA/W ".

Elles permettent de calculer un coefficient de sécurité vis-à-vis d'un type de rupture bien défini. Le modèle géométrique est subdivisé en tranches verticales en 2D. Il exécute plusieurs méthodes de recherches automatiques du centre de rotation de la surface de glissement potentiel jusqu'à atteindre le plus faible coefficient de sécurité.

### IV.4.1.4. Calcul des coefficients accélérations sismiques :

L'incidence d'un séisme est traitée par la méthode « pseudo-statique ». La gravité est affectée d'un coefficient d'accélération horizontal ( $K_h$ ) et vertical ( $1+ K_v$ ) de sens

quelconque, dont les valeurs respectives sont données par l'opérateur.

Pour calculer les coefficients sismiques, on utilise le RPA99/version2003.

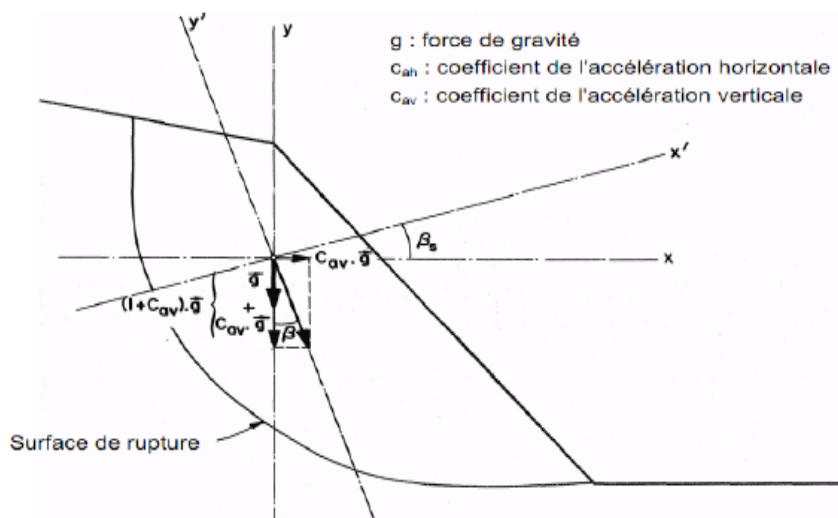


Figure IV.9. Simulation d'un séisme par la méthode pseudo-statique.

On a:  $K_h = 0.5 \times A$

$K_v = 0.3 K_h$

Avec A c'est le coefficient d'accélération de zone qui est en fonction de la sismicité de la zone et du groupe d'usage de l'ouvrage.

Le tableau suivant résume les valeurs de A :

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

Tableau IV.3. Les valeurs du coefficient d'accélération de zone 'A' :



On a classé les deux chemins de wilaya en groupe 2.

Et on a trouvé que **JIJEL** se trouve dans une zone sismique de degré IIa, donc d'après le tableau, le coefficient d'accélération de zone A est égale à **0.15**.

Donc :

$$K_h = 0.5 \times 0.2 = 0.1$$

$$K_v = 0.3 \times 0.1 = 0.03$$

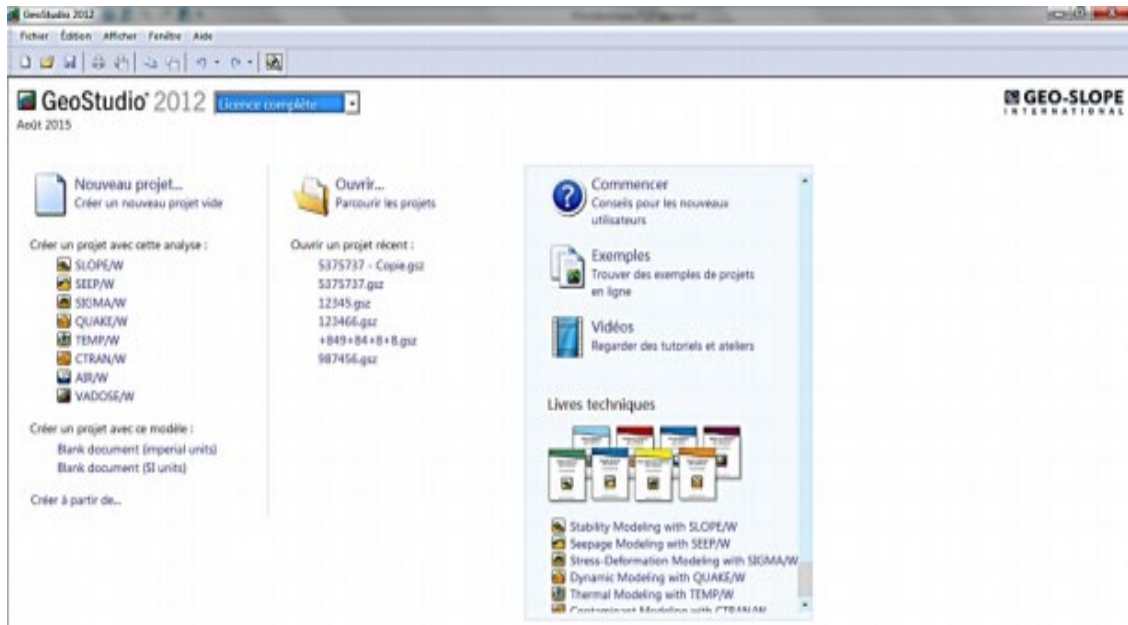


Figure IV.10. Présentation du logiciel – GEO-SLOPE



IV.4.2. Déroulement de logiciel :

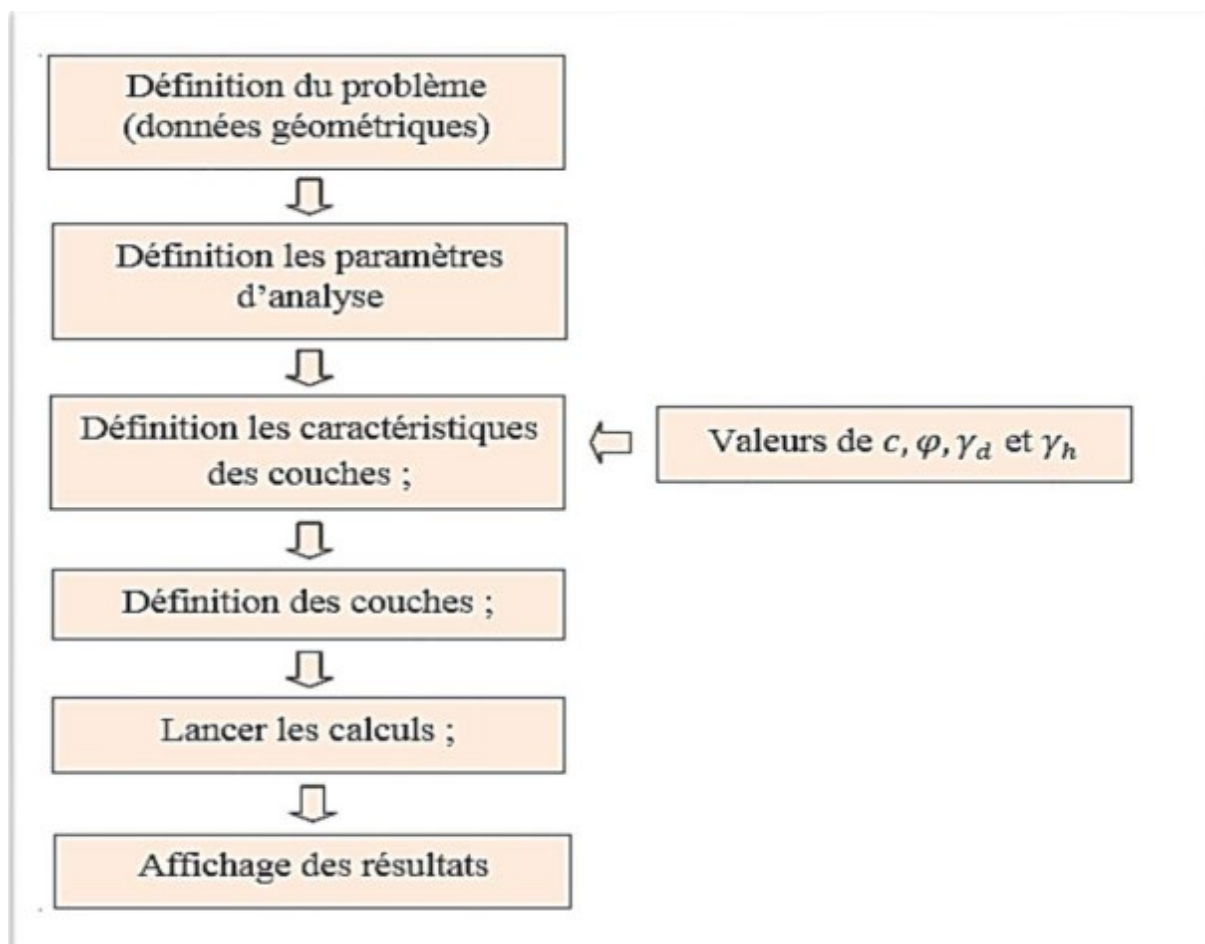


Figure IV.11. Fonctionnement du logiciel – GEO-SLOPE

Tableau IV.4. Caractéristiques géotechniques prises dans les calculs.

N° de la Couche	Lithologie	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	C (KN/m <sup>2</sup> )	$\varphi$ (°)
Couche 1	Argile à trace de limon	18	10	15
Couche 2	Argile grisâtre	20	50	25



D'après le règlement parasismique des ouvrages d'arts, nous avons adopté les coefficients parasismiques suivants :  $K_v=0,03$ ,  $K_h=0,1$

La lithologie montre l'existence des deux couches :

Une couche d'argile marneuse, et une autre qui représente le substratum c'est une Marne plus au moins schisteuse,

Avec une nappe

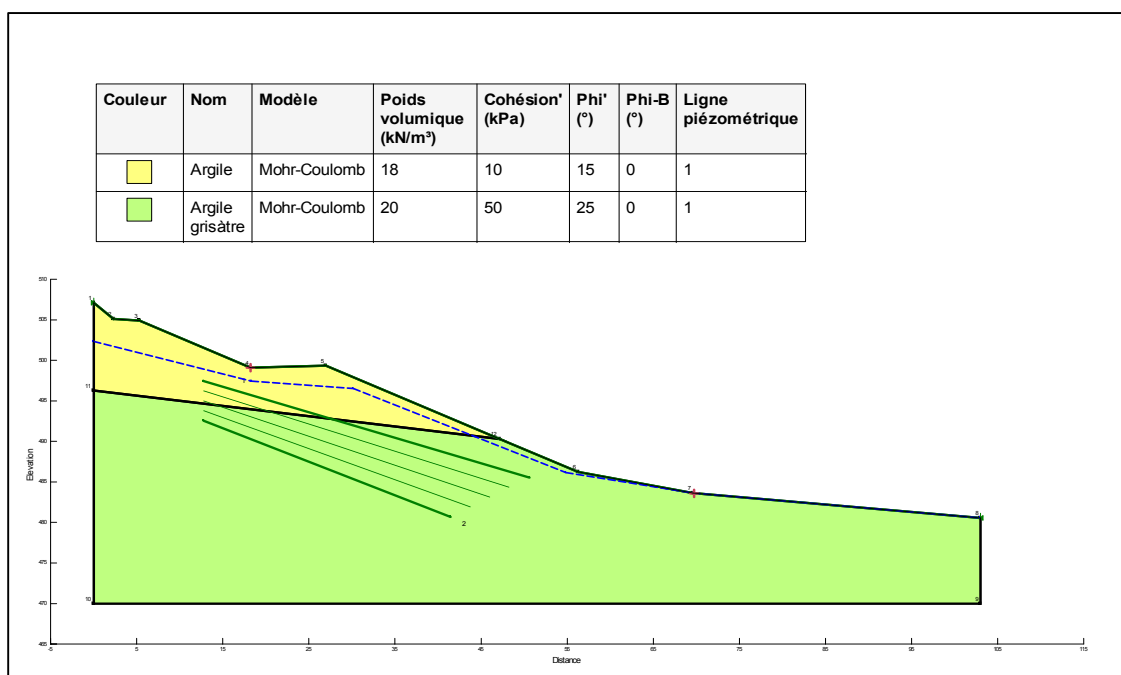


Figure IV.12 Profil lithologique – GEO-SLOPE 2018 R.

#### IV.4.3. Le facteur de sécurité par différentes méthodes :

a. Méthode de Bishop :

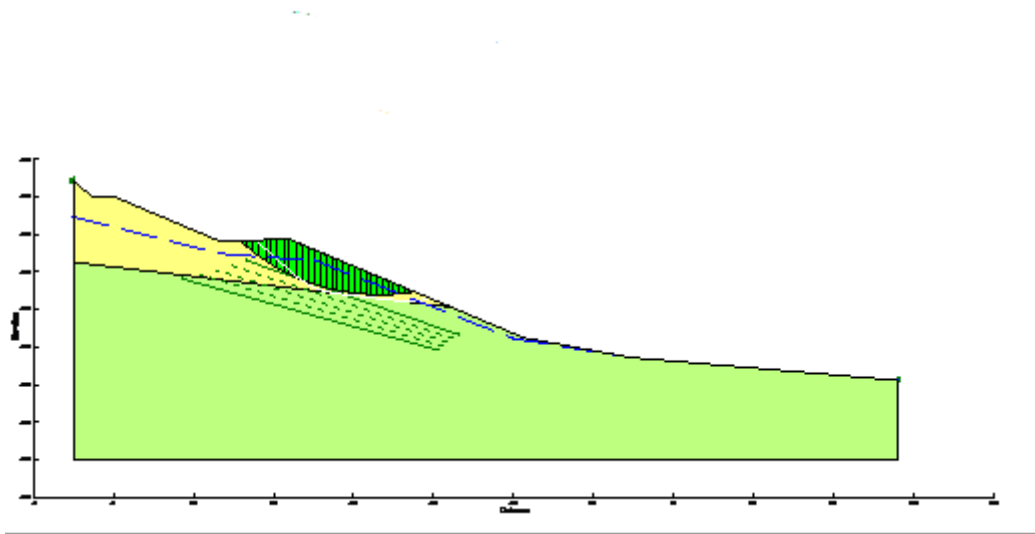


Figure IV.13 Méthode bishop avec nappe ( $FS = 0,985$ )

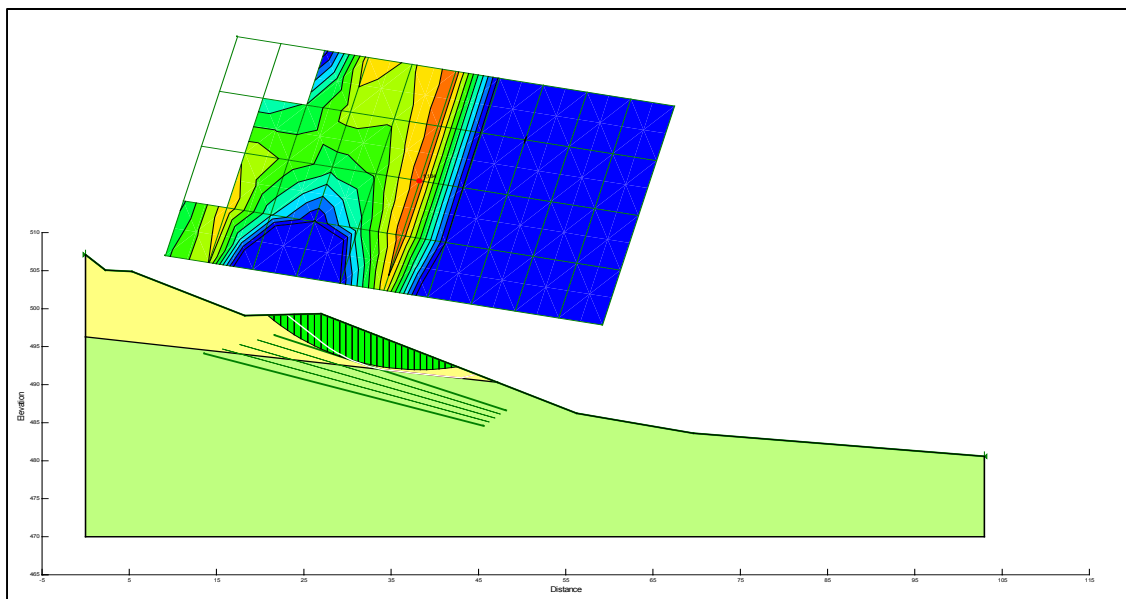
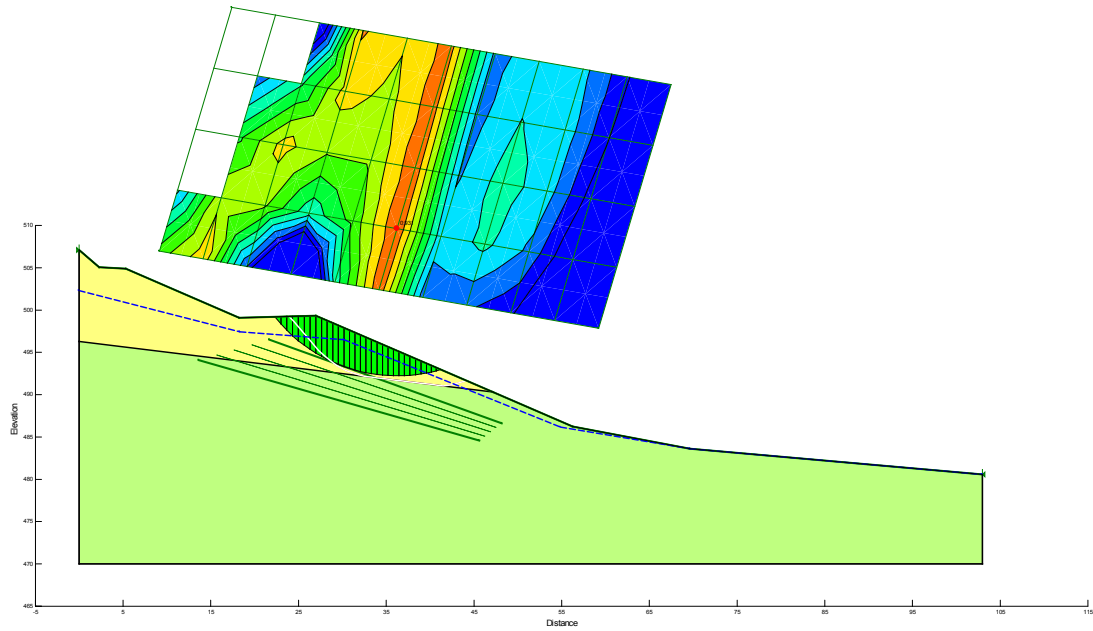
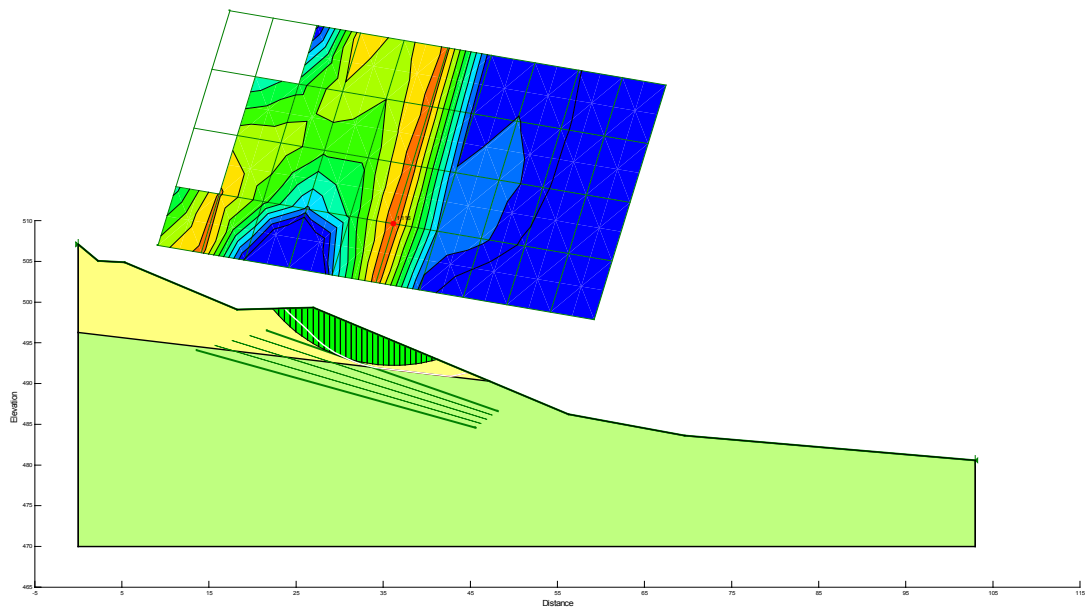


Figure IV.14 Méthode bishop sans nappe ( $FS = 1,184$ )

**b. Méthode Janbu:**



**Figure IV.15** Méthode Janbu avec nappe ( $FS = 0,931$ )



**Figure IV.16** Méthode Janbu Sans nappe ( $FS = 1,116$ )

c. Méthode Ordinaire:

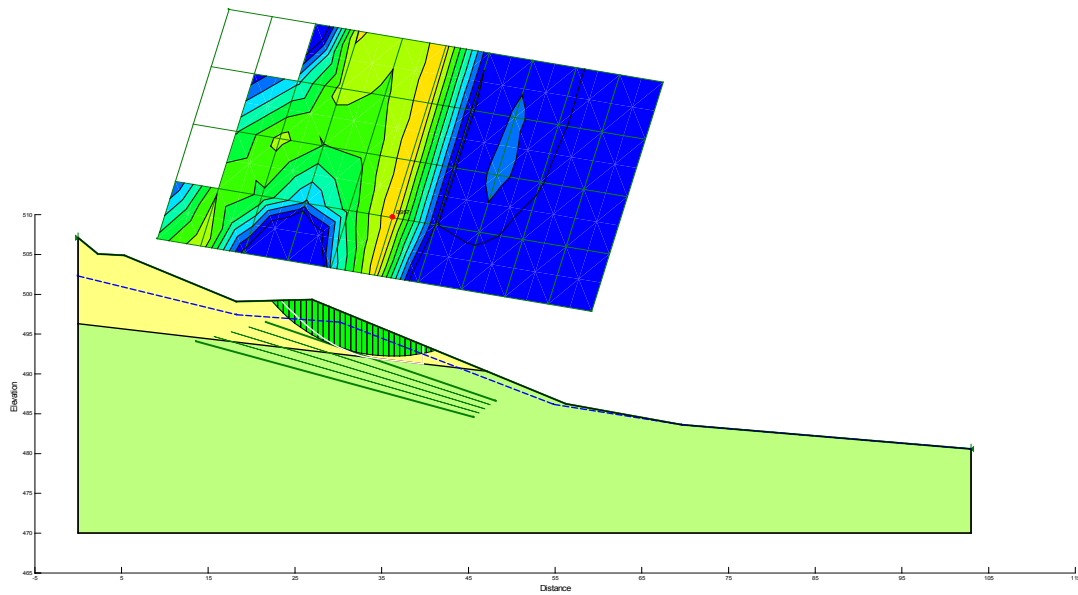


Figure IV.17 Méthode Ordinaire avec nappe ( $FS = 0,975$ )

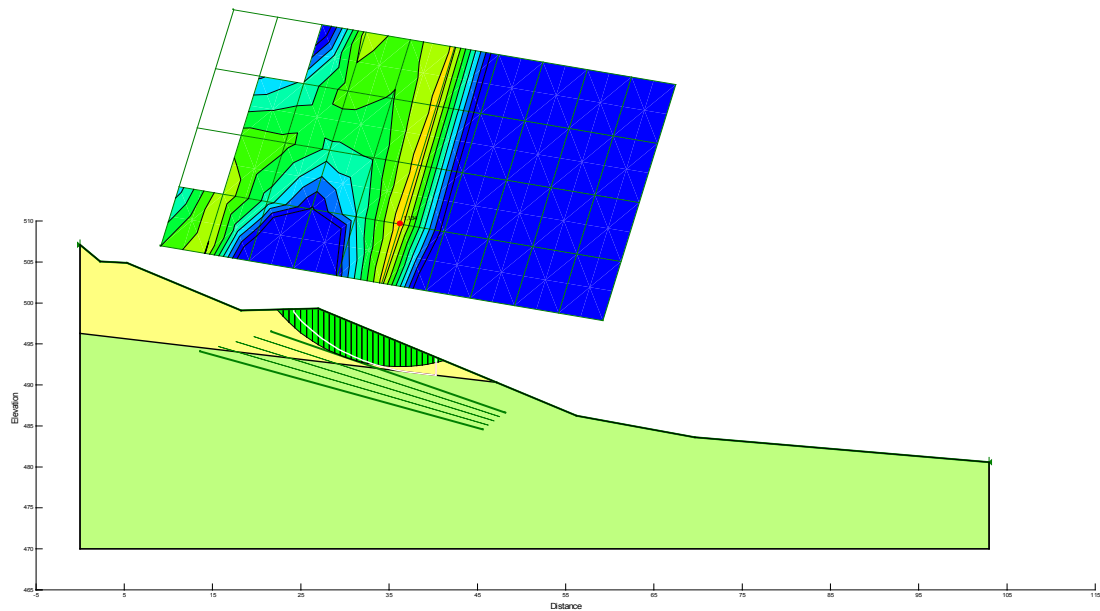
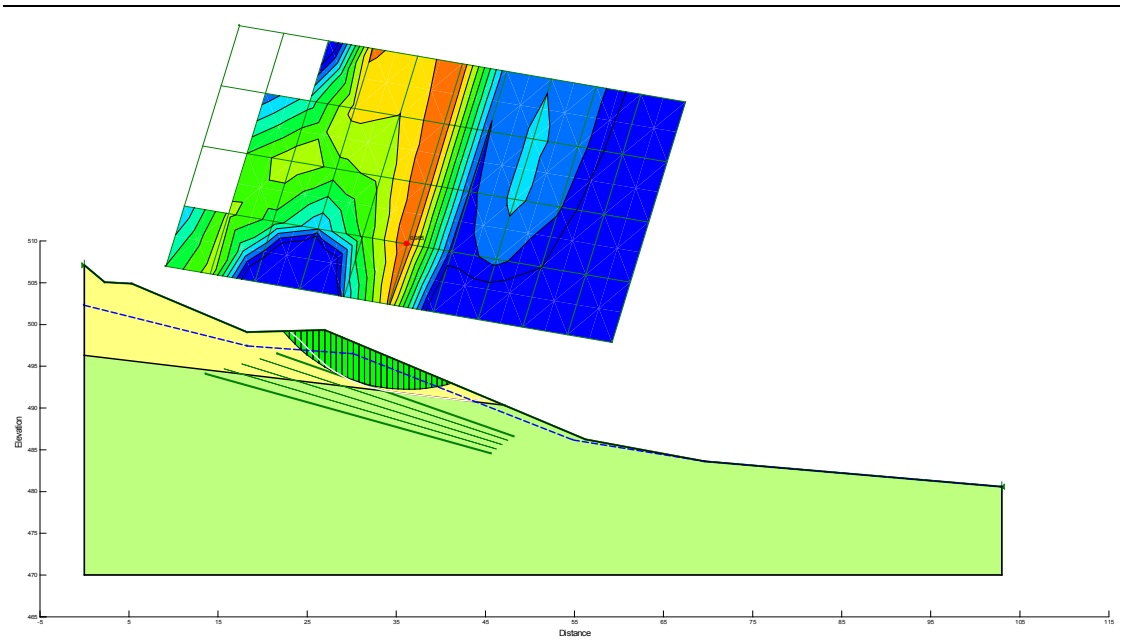
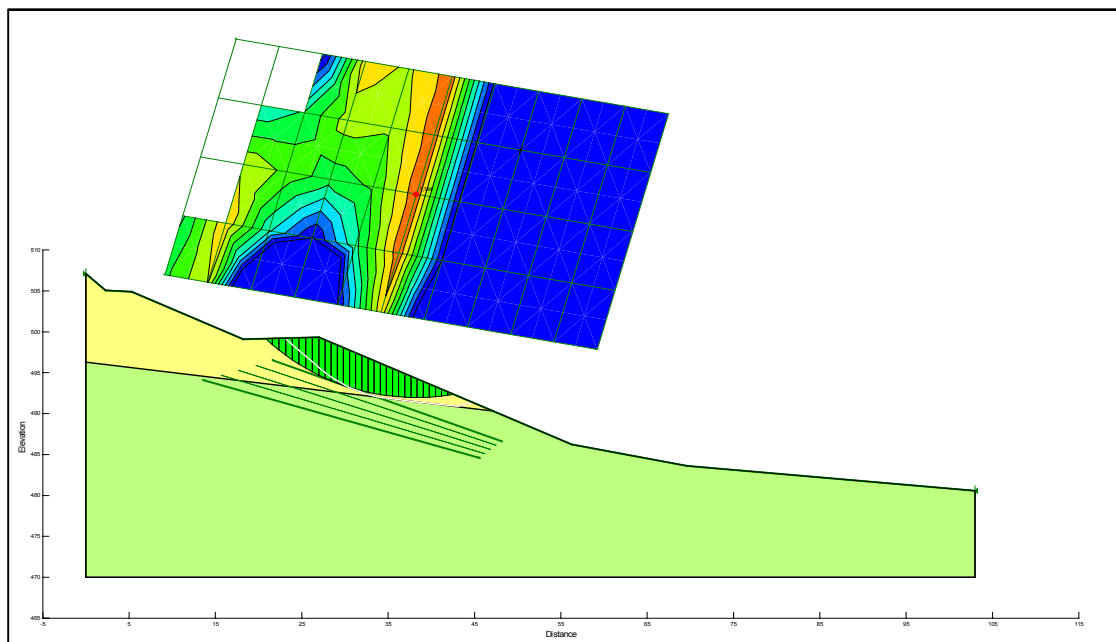


Figure IV.18 Méthode Ordinaire sans nappe ( $FS = 1,134$ )

*d.Méthode Morgenstern-Price:*



**Figure IV.19** Méthode Morgenstern-price avec nappe ( $FS = 0,985$ )



**Figure IV.20** Méthode Morgenstern-price sans nappe ( $FS = 1,187$ )

d. Méthode Spencer:

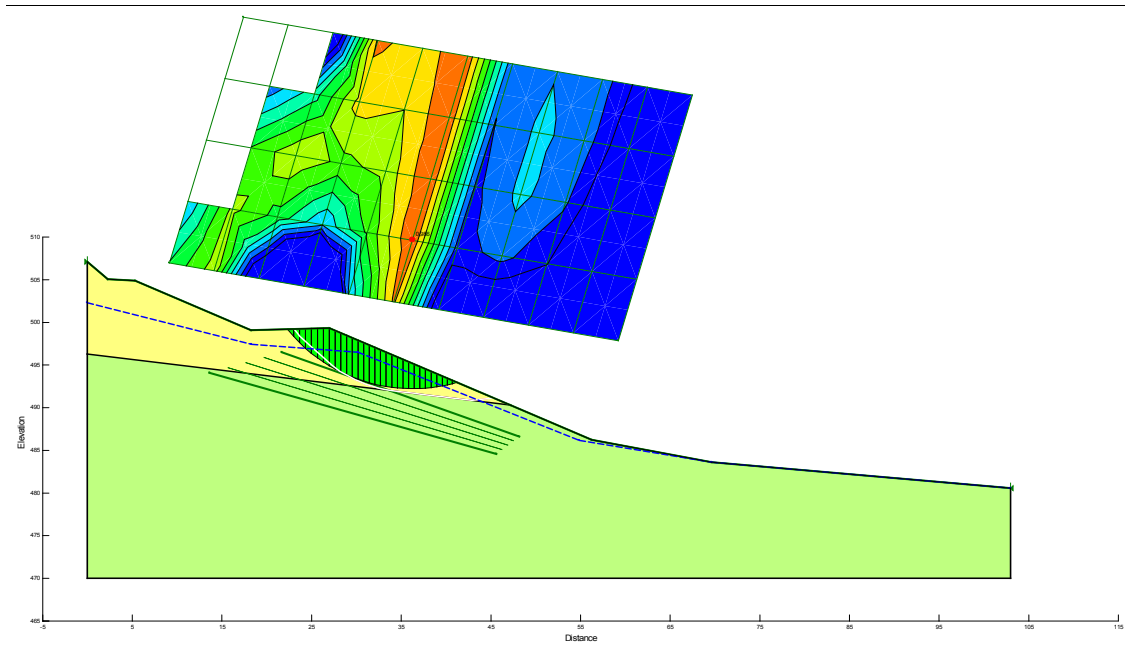


Figure IV.21 Méthode Spencer avec nappe ( $FS = 0,986$ )

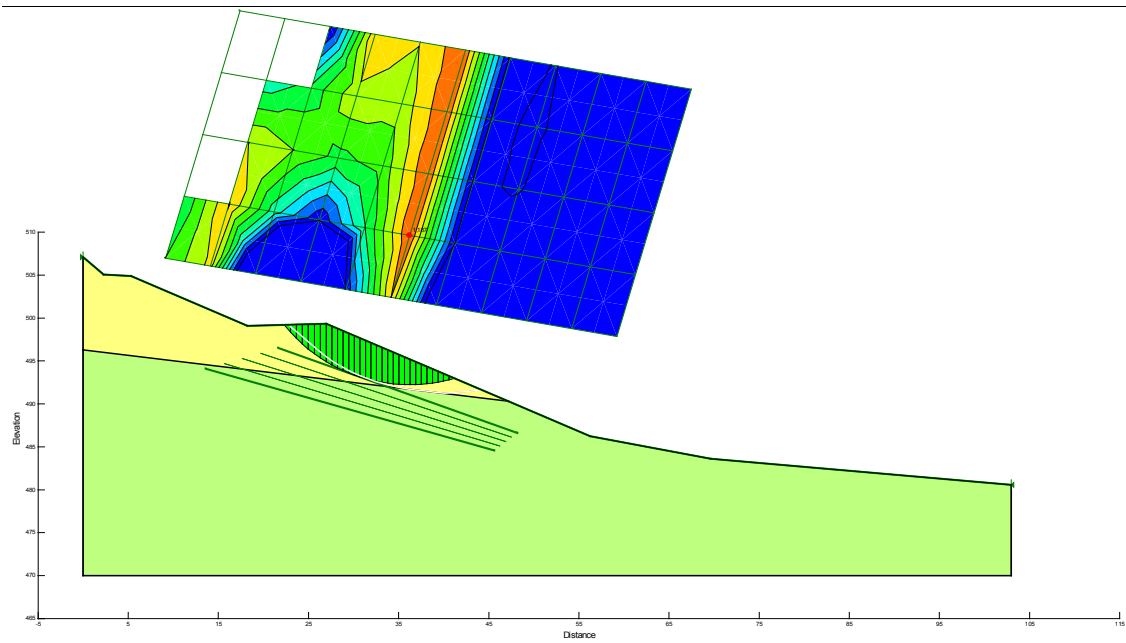


Figure IV.22 Méthode Spencer sans nappe ( $FS = 1,187$ )

❖ **interprétation**

Mêmes interprétations que celles du calcul par **PLAXIS**. L'analyse par **GEO-SLOPE** et avec les trois méthodes on a obtenue des résultats qui montrent que le site se trouve dans un état d'équilibre critique, nous avons confirmé les résultats obtenus par le logiciel **GEO-SLOPE**, d'où un confortement de site est primordial.

**Tableau IV.5.** Tableau Comparaissant des résultats de différente méthode.

Méthode	Type de rupture	F <sub>s</sub> MIN	
		Sans nappe	Avec nappe
Bishop	circulaire	1 ,184	0 ,985
Janbu	circulaire	1 ,116	0 ,931
Ordinaire	circulaire	1 ,134	0 ,975
Morgenstern -Price	circulaire	1 ,187	0 ,985
Spencer	circulaire	1 ,187	0 ,986
Plaxis	circulaire	1,127	1,015
Hypothèse		Statique	

**IV.5. Conclusion :**

Les logiciels **PLAXIS** et **GEO-SLOPE** sont utilisés dans notre projet afin d'évaluer rapidement la stabilité des talus et pour minimise les erreurs de calcul.

Après avoir terminé l'étude et l'analyse du glissement, nous avons constaté que le site se trouve dans un état d'équilibre critique, qui confirme qu'un confortement de celui-ci est indispensable.

On constate aussi que la surface de rupture potentielle concerne une couche de sole qui est l'argile limon, sa profondeur se trouve à environ **15m** de la surface.

On notera enfin que la nature du glissement est de type circulaire, ce qui confirme l'apparition de l'escarpement en tête et les bourrelets au pied du talus.

***CHAPITRE IV :***  
***CALCUL ET***  
***VERIFICATION***



## V.1. INTRODUCTION :

Le confortement des talus est défini comme l'ensemble des méthodes qui servent à stabiliser la masse de terrain instable.

Dans la majorité des cas, l'étude d'un glissement de terrain conduit à définir une solution confortative et à exécuter des travaux de stabilisation. Cette solution doit répondre aux exigences suivantes :

- Coté résistance : la méthode doit assurer la stabilité du talus, ainsi le mode de renforcement ne génère aucun risque d'augmenter les efforts moteur de notre talus.
- Coté économique : le mode de renforcement doit être le moins coûteux et le plus disponible dans le marché, car il y a des modes de renforcement qui nécessitent une importation, en règle générale on utilise ce qui est disponible (locale) et moins coûteux.
- Coté technologique (ouvrabilité et maniabilité): la méthode de renforcement doit être simple et ne demande qu'un minimum d'effort ainsi qu'on peut la réaliser facilement.

## V.2. LES DIFFERENTES TECHNIQUES DE STABILISATIONS :

D'une manière générale, les méthodes de confortement peuvent être regroupées en trois catégories

### V.2.1 Terrassements :

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, le terrassement reste le moyen d'action le plus naturel. On peut distinguer trois groupes de méthodes de stabilisation par terrassement

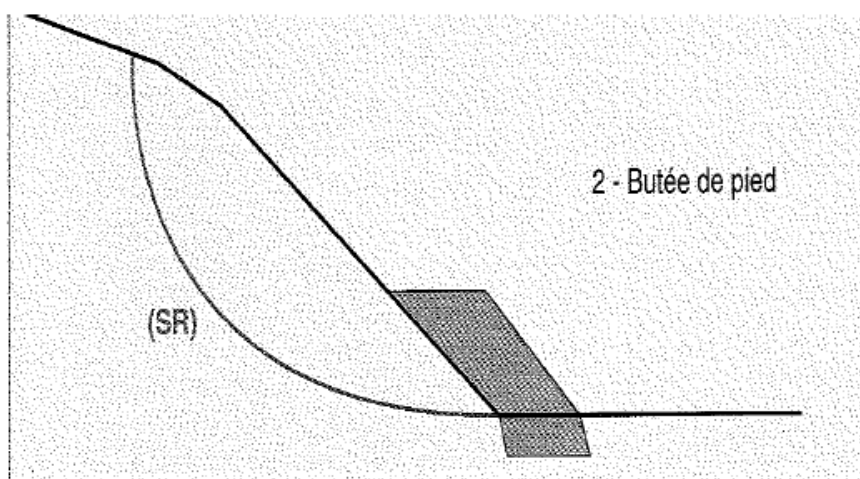
1. Allègement en tête, remblai en pied.
2. Les actions sur la géométrie de la pente : purge et reprofilage.
3. Les substitutions partielles ou totales de la masse instable.



*Figure .V. 1. Cas de terrassement.*

#### **V.2.1.1. Remblai en pied :**

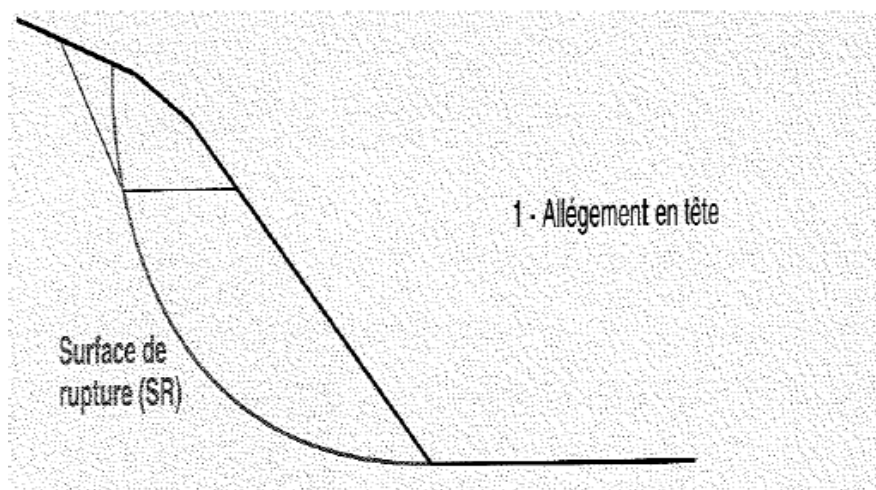
Le chargement en pied d'un glissement est une technique souvent utilisée, généralement efficace. L'ouvrage, également appelé banquette, berme ou butée, agit par contrebalancement des forces motrices. Pour qu'il soit efficace, il faut réaliser un ancrage dans les formations sous-jacentes en place. Comme dans le cas d'un ouvrage de soutènement, le dimensionnement doit justifier la stabilité au renversement, la stabilité au glissement sur la base et la stabilité au grand glissement. Mais en pratique, c'est la stabilité le long de la surface de rupture du glissement déclaré qui est dimensionné.



*Figure .V.2. Schéma d'une butée de pied.*

### V.2.1.2 Allègement en tête :

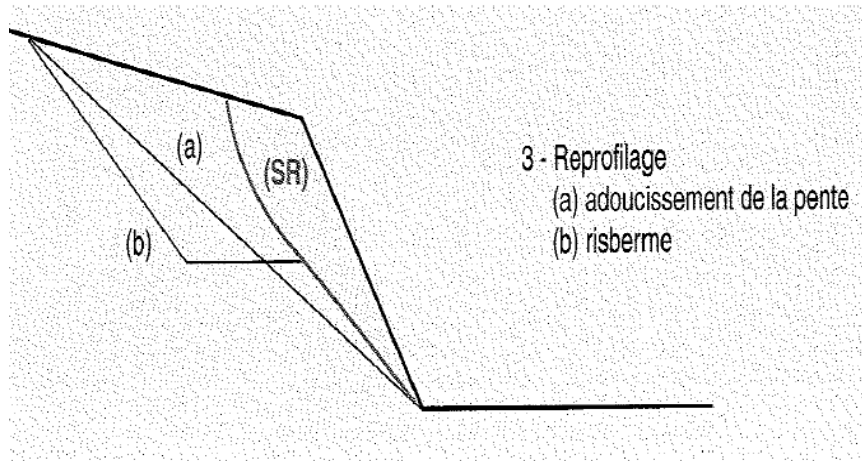
L'allègement en tête du glissement consiste à venir terrasser dans la partie supérieure. Il en résulte une diminution du poids moteur, par conséquent une augmentation du coefficient de sécurité. La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de géométrie en tête.



*Figure .V.3. Schéma d'un allègement en tête.*

### V.2.1.3 Ré profilage :

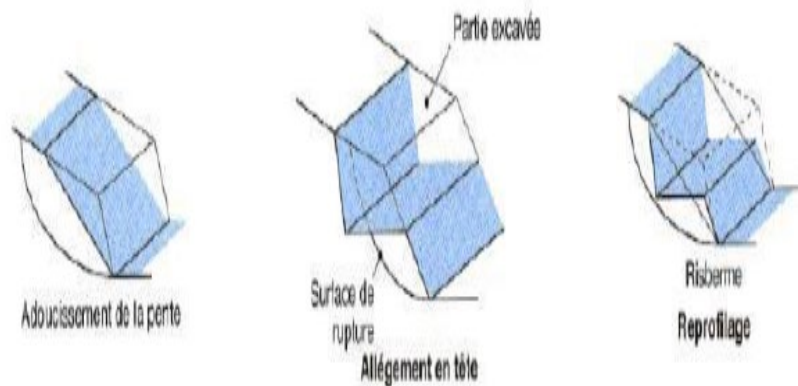
Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente, on peut simplement augmenter la sécurité par talutage du terrain naturel. Dans ce sens, le procédé s'apparente à l'allègement en tête : il consiste en un adoucissement de la pente moyenne. Ce type de traitement est particulièrement bien adapté aux talus de déblais, et il est de pratique courante.



*Figure .V.4. Schéma d'un reprofilage.*

#### V.2.1.4 Purge :

Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau déplacé par le glissement. Cette solution est généralement limitée aux glissements de taille modeste. On peut, dans certains cas, purger l'ensemble du matériau glissé, à condition que la surface mise à nu soit stable.



*Figure .V.5. Schéma de purge.*

#### V.2.1.5 Substitution totale ou partielle :

La substitution totale consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glissés ou susceptibles de glisser, et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité. Cela permet de reconstituer le profil du talus initial.

Il importe de vérifier la stabilité au cours des phases de travaux et celle du talus définitif dans lequel on prend en compte les caractéristiques du matériau de substitution et du matériau

en place.

La substitution de matériaux glissés suppose que l'on connaisse le volume de matériaux concerné, que l'on excave plus profondément que la surface de rupture, et que l'on réalise des redans afin d'assurer un bon accrochage entre le substratum et le sol d'apport. La tenue des talus provisoires de la purge dépend des conditions de terrassement, de la météorologie, des hétérogénéités locales.

### **V.2.2. Dispositifs de drainage :**

C'est généralement, au même titre que l'action géométrique, le procédé le plus efficace pour améliorer la stabilité d'un talus. On a vu la chute du coefficient de sécurité du fait de la présence d'une nappe, le gain sera dans la même proportion si l'on draine

Les différentes techniques qui peuvent être mises en œuvre pour atteindre cet objectif relèvent de deux options fondamentales :

- ✓ Eviter l'alimentation en eau du site.
- ✓ Expulser l'eau présente dans le massif instable.

#### **V.2.2.1. Collecte et canalisation des eaux de surface :**

L'objectif est de limiter les infiltrations dans le massif en mouvement. Les eaux peuvent provenir de zones de sources, d'un défaut d'étanchéité sur un réseau ou un bassin de stockage à l'amont ou plus simplement de l'impluvium et des eaux de ruissellement. En effet, les eaux de surface ont tendance à s'infiltrer dans les fissures, à stagner dans les zones de faible pente et aggravent ainsi une instabilité amorcée. Aussi les ouvrages de collecte des eaux (fossés, caniveaux, cunettes) et l'étanchéifiassions des fissures de surface, bien que ne constituant pas des ouvrages de drainage à proprement parler, sont-ils réalisés en première urgence dans de nombreux cas de glissements.

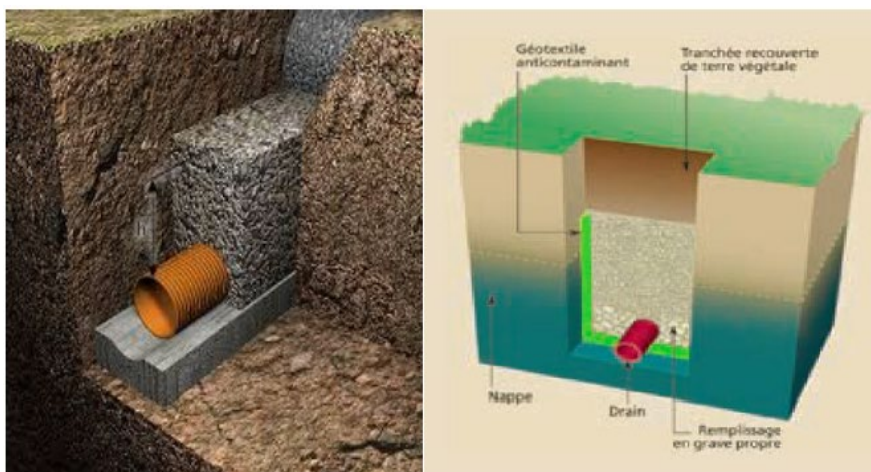


*Figure .V.6. Photo de drainage de surface.*

### V.2.2.2. Tranchées drainantes :

Les tranchées drainantes sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau (lignes de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles, etc.).

Le choix de l'implantation (dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèle aux lignes de niveau, ou encore en épis), de la profondeur et de l'espacement des tranchées dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité du drainage. Ces tranchées peuvent être réalisées de plusieurs façons : à la pelle mécanique, à la trancheuse et la haveuse de paroi.

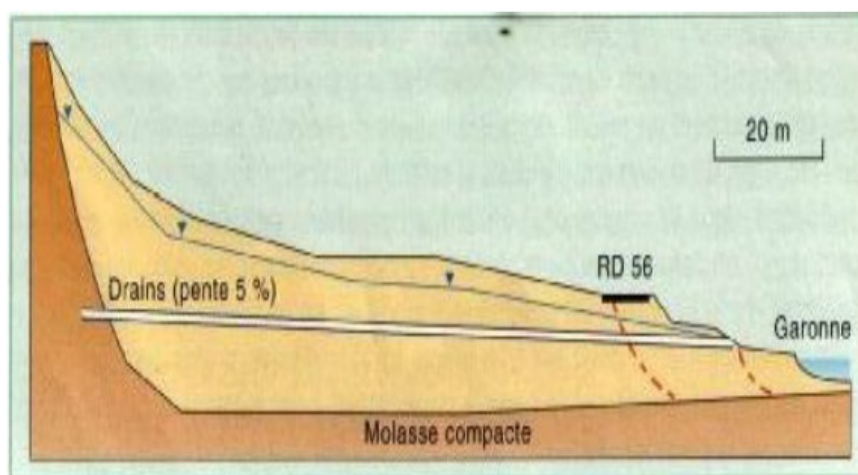


*Figure .V.7. Photo et croquis d'une tranchée drainante.*

### V.2.2.3. Drains subhorizontaux :

Cette méthode est utilisée quand la nappe est trop profonde pour être atteinte par des drains superficiels. La meilleure justification de l'utilisation de drains subhorizontaux est le cas d'un aquifère assez perméable (sable, roche extrêmement fracturée) dont l'émergence est masquée par des terrains moins perméables (éboulis argileux).

Le rayon d'action de chaque drain est faible. La méthode est souvent inefficace dans des formations argileuses (trop faible perméabilité, circulation trop diffuse). Toutefois, le rabattement de la nappe, si faible soit-il, pourra suffire dans certains cas.



*Figure .V.8. Schéma d'un drain subhorizontal*

#### **V.2.2.4.Masques et éperons drainants :**

Les masques drainants sont des ouvrages en matériaux granulaires grossiers mis en place en parement de talus ; leur rôle est d'annuler la pression interstitielle dans la portion correspondante de terrain, mais leurs caractéristiques très flottantes apportent également un gain de stabilité. Les éperons drainants sont des sortes de masques discontinus ; s'il est inutile ou difficile de réaliser un masque, on se contente de faire des saignées remplies de matériau drainant régulièrement espacées.

#### **V.2.2.5.Drains verticaux :**

Cette méthode consiste à réaliser des forages drainants verticaux équipés de pompes immergées. Elle est utilisée dans le cas de masse instable importante en glissement lent. On préconise ce système si la vitesse moyenne avant travaux est de l'ordre du centimètre par année, de façon à éviter un cisaillement prématuré des crépines. Si la vitesse est variable au cours de l'année, les travaux de forage doivent être effectués en période sèche, donc



pendant les mouvements les plus lents. Les pompes seront opérationnelles dès la période habituelle de réactivation.

### **V.2.3. Renforcement :**

#### **V.2.3.1. Ouvrages de soutènements souples :**

##### **❖ Gabions**

Il s'agit des cages en treillis métalliques interconnectés contenant de la pierre pour former une structure monolithique et souple.

C'est une solution économique très employée, mais qui est limitée en hauteur à cause surtout de la stabilité interne des nappes.



*Figure .V.9. Modèle de soutènement par Gabions*

##### **❖ Mur en Terre armée**

Un ouvrage en terre armée comporte trois éléments principaux :

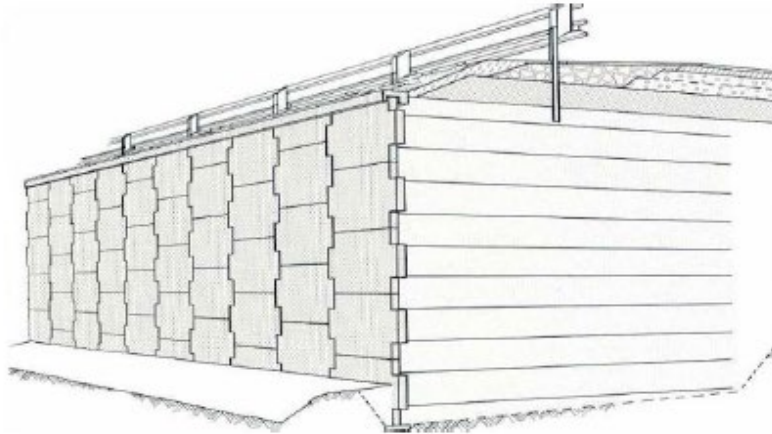
Un parement mince constitué initialement de feuillards métalliques et actuellement de plaques de béton s'emboitant les unes dans les autres appelées écailles ; ce parement repose sur une semelle de fondation continue ;

- ✓ Des armatures constituées de plats en acier galvanisé comportant souvent des crénelures pour améliorer leur frottement avec le matériau de remblai, ces armatures sont disposées à intervalles réguliers tant dans le sens longitudinal de l'ouvrage que dans le sens vertical



- ✓ Un massif de terre en remblai mis en œuvre par couches compactées.

La construction s'effectue en mettant le remblai par couches successives compactées avec pose de lits d'armature et des éléments du parement à l'avancement c'est-à-dire en progressant vers le haut.



*Figure .V.10. Mur en terre armée*

#### ❖ Mur renforcé par nappes de géotextiles

Sont constitués par des armatures, un parement et un massif en remblai.

- Les armatures formées de nappes en textile synthétique peuvent être des tissés, géo grilles ou des non-tissés. Ces produits sont désignés par le terme générique de géo synthétiques.
- Le parement est destiné à assurer, entre autres, une protection des géotextiles vis-à-vis de la lumière, ces produits étant sensibles aux rayonnements ultraviolets.

Il existe différents procédés parmi lesquels on peut citer ceux où le parement est constitué d'éléments cellulaires en béton préfabriqués, remplis de sol et généralement végétal sables, et ceux où le géotextile est retourné en bordure : un parement indépendant est alors édifié pour protéger le géotextile.

- Le massif de terre en remblai est mis en œuvre.

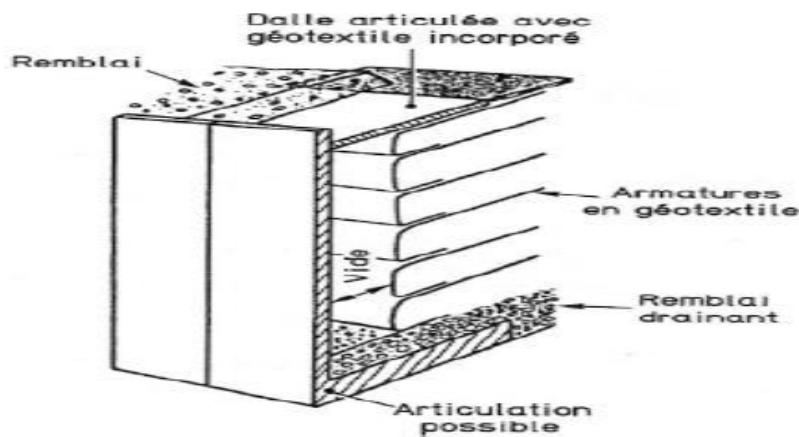


Figure .V.11. Renforcement de remblai par géotextiles

### V.2.3.2. Ouvrages de soutènements rigides :

Les ouvrages rigides ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain, du fait de leur incompatibilité avec toute déformation ; en outre, le dimensionnement doit prendre en compte les efforts très importants engendrés par le glissement.

Lorsque l'ouvrage est correctement ancré et suffisamment résistant vis-à-vis des efforts qui lui sont appliqués, il est fixe. La pratique est de dimensionner l'ouvrage en prenant en compte un effort limite de butée du sol en amont, qui est l'effort maximal apporté par les masses en mouvement (la déformation du sol étant une compression).

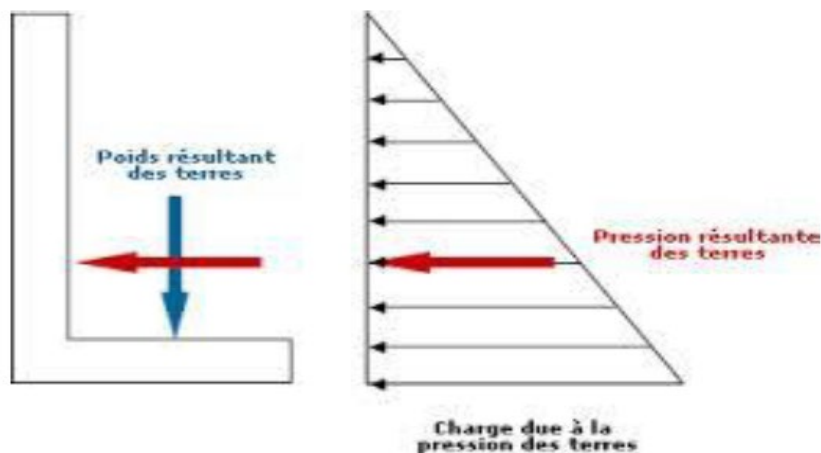


Figure .V.12. Schéma d'un mur de soutènement

### V.2.3.3. Techniques de renforcement par inclusions :

### ❖ Pieux et barrettes:

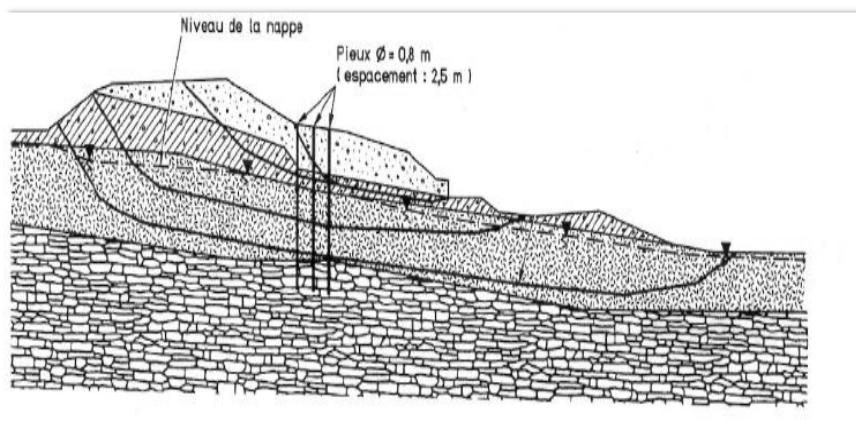
La stabilisation d'un glissement par des pieux ou des barrettes procède du même principe que précédemment. Mais, compte tenu de leur inertie importante, les pieux travaillent principalement en flexion/cisaillement. Généralement, on dispose deux ou trois rangées de pieux (tubes métalliques ou pieux en béton armé) dans le tiers central de la pente instable.

Les risques de rupture d'un confortement par pieux ou barrettes se situent :

- ✓ Dans le pieu par flexion/cisaillement.
- ✓ Au contact sol/pieu, en sollicitation latérale du sol par le fût du pieu (plastification du sol)
- ✓ Dans le sol, si un glissement se produit en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des pieux), en aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant.

On prend un coefficient de sécurité de 1,5 sur la résistance interne du pieu en calculant la contrainte maximale susceptible d'être mobilisée en flexion/cisaillement. Le déplacement du sol en glissement mobilise latéralement le pieu qui oppose au sol une réaction. On considère en général que cette dernière est majorée par la pression limite  $p_l$  mesurée à l'aide du pressiomètre Ménard : en prenant un coefficient de sécurité de 2.

Comme dans le cas du clouage, l'évaluation de la sécurité au glissement se fait en utilisant une méthode de calcul de stabilité de pente, dans laquelle on introduit les efforts apportés par les pieux.

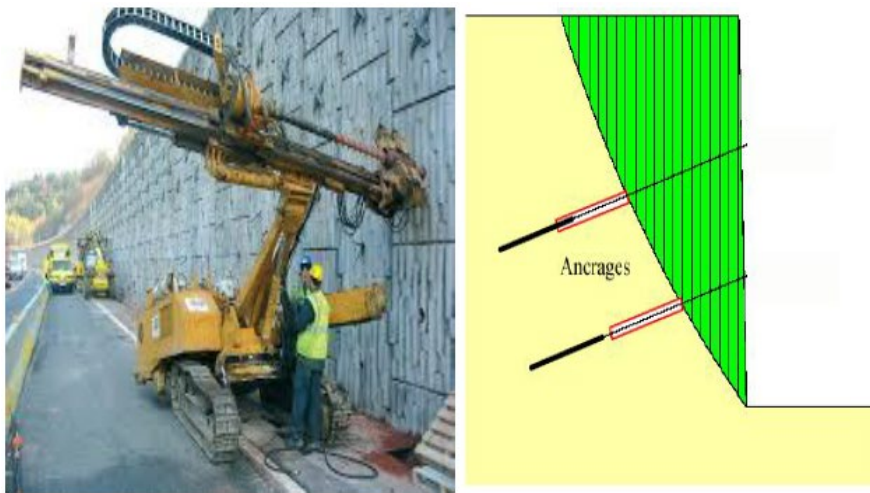


**Figure .V.13.** Exemple de confortement d'un remblai SNCF par clouage de la pente et du talus (ligne Paris-Lyon, km 23)

### ❖ Tirants d'ancrages

Le principe consiste à réduire les forces actives du glissement et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture. Pour ce faire, on ancre des tirants constitués de câbles d'acier multi-torons dans le terrain stable situé sous la surface de rupture, et on applique en tête un effort de traction. Cet effort peut être réparti sur la surface du terrain par l'intermédiaire de plaques ou de petits massifs en béton armé. Dans de nombreux cas, les tirants sont combinés à un mur ou à des longrines. L'utilisation de tirants précontraints suppose

- ✓ qu'on ait déterminé la force d'ancrage nécessaire par mètre linéaire de glissement pour assurer une valeur suffisante du coefficient de sécurité .
- ✓ qu'on justifie le choix et les caractéristiques des tirants
- ✓



*Figure .V.14. Photo et croquis des tirants d'ancrages*

### ❖ Le clouage

Le clouage sert à transférer les efforts déstabilisateurs, poids de la masse qui glisse, vers la partie stable du sol par un mécanisme d'accrochage. Une masse solidaire et importante de sol est ainsi créée, dont la stabilité est assurée.

La démarche de calcul d'un ouvrage cloué comprend d'abord une évaluation des forces à ajouter pour assurer la stabilité d'une grande masse de sol. Ensuite il faut trouver la meilleure répartition des ouvrages unités, (clou, pieu), en prenant en compte les problèmes d'accessibilité pour la réalisation.

Dans la pratique, la démarche proposée par les programmes de calcul, est un peu

différente, car les efforts que l'inclusion peut reprendre dépendent de sa géométrie et de sa position dans la pente. Par tâtonnement, l'ingénieur améliore peu à peu son projet, en modifiant position et nombre d'inclusion.

Deux types de clouage existent, le clouage passif où la présence seule du clou assure le transfert des efforts et le clouage actif où le clou est préalablement mis en tension.

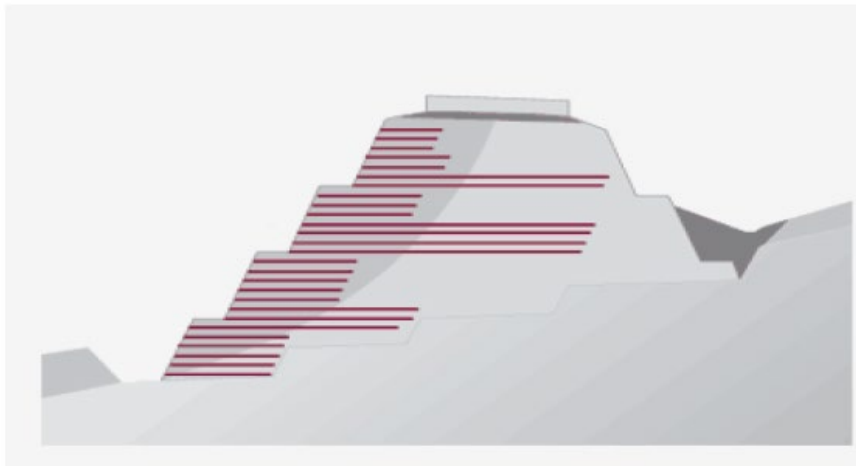
Dans le premier cas, le frottement mobilisable sera maximum avec un déplacement, alors que dans le second, la mise en tension est censée supprimer tout déplacement lors du creusement. La mise en place des inclusions est en général préalable au creusement, on renforce d'abord avant de créer le déséquilibre de masse.

#### V.2.3.4. Techniques de remblai renforcé :

##### ❖ Renforcement par géo synthétiques

Les terres ont un module d'élasticité assez faible et donc ne sont pas capable de supporter toutes les forces que les constructions exercent lors de la mise en place des charges.

Les forces de traction ainsi apparues peuvent être transmises et absorbées par des géo synthétiques, elles agissent donc comme un renfort, et on parle alors de terre renforcée.



*Figure .V.15. Remblai renforcé par des géo synthétiques*

Les géo synthétiques permettent :

- ✓ Une limitation de l'emprise au sol de l'ouvrage en raidissant les talus.
- ✓ La réduction ou la suppression des poussées du remblai Une grande durabilité (pas de corrosion des armatures).
- ✓ Une facilité et rapidité des mise en ouvre ce qui évite le déplacement des engins lourd.

- ✓ Une économie de matériaux par la réutilisation matériaux in situ (après analyse géotechnique).

### ❖ Le Pneu sol

Le Pneu sol est formé de l'association de deux éléments : des pneus et du sol. Le mot "pneus" désigne tous les éléments des pneus usagés (deux flancs, une bande de roulement) ou les pneus en entier, associés linéairement ou en nappes et susceptibles de supporter des efforts de traction importants. Le mot "sol" englobe toutes les variétés de terrains naturels, artificiels ou déchets divers.

Le Pneu sol a les avantages suivants :

- ✓ Il est économique et compétitif par rapport aux matériaux traditionnels,
- ✓ Il est facile à mettre en œuvre et ne demande pas une technicité particulière,
- ✓ C'est un produit écologique, car il permet la valorisation de pneumatiques usagés,
- ✓ Son domaine d'application est large est varié il peut en effet être utilisé comme ouvrage de soutènement, pour le raidissement des pentes, comme remblais légers pour réparer les glissements de terrain

Aperçu d'un cas de glissement de terrain    Aperçu de la réparation du glissement

(Miliana – Wilaya de AIN DEFLA)



*Figure .V.16. Exemple d'ouvrage en Pneu sol*

### V.3. DESCRIPTION DE LA SITUATION ACTUELLE DU GLISSEMENT

Le glissement affecte un linéaire de presque 90 m, sa direction est perpendiculaire à la plateforme de la pénétrante. La cause principale de ce glissement sont les travaux de terrassement qui a fait remonter la nappe à un niveau exceptionnel.

Peu importe la surface de rupture du glissement soit circulaire, plane, etc. il est important de connaître les dimensions de ce glissement, ses origines : Le choix de la méthode de consolidation en dépend, et sera en fonction de mode d'exécution et du coût de la solution adoptée.

### V.4. Méthodes de confortement :

Par ce qu'on a constaté dans l'étude de glissement, une résolution du problème d'infiltration des eaux s'impose, donc avant de proposer des solutions qui conviennent à notre projet il faut d'abord :

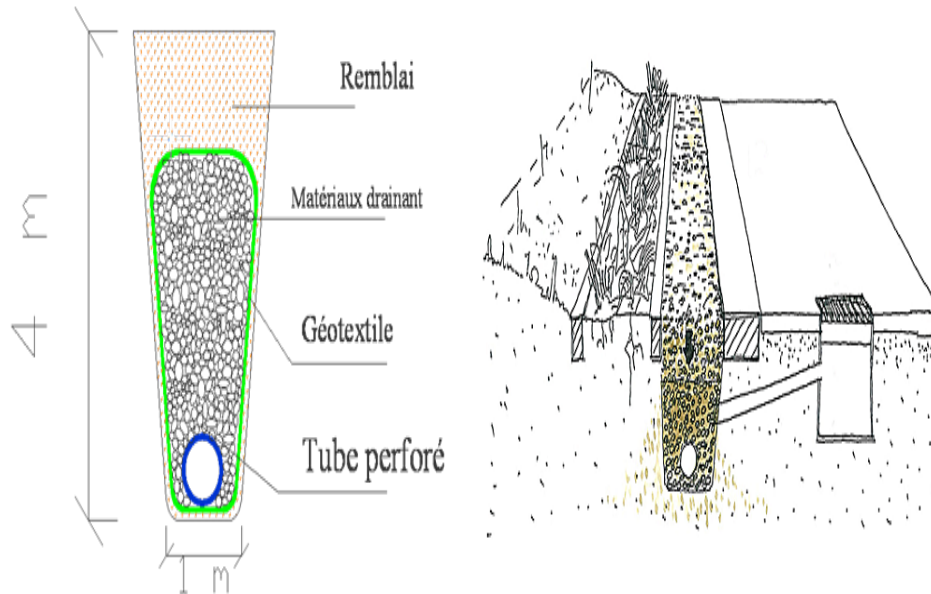
- Améliorer le réseau d'assainissement selon les normes actuelles ;
- Mise en place des fossés avec un système de canalisation des eaux en surface.

En ce qui concerne l'étude de confortement du terrain, nos variantes seront :

- ✓ Rabattement de la nappe phréatique (tranchée drainante)
- ✓ Substitution partielle des matériaux glissés susceptibles
- ✓ Le confortement par un soutènement profond avec drainage
- ✓ Le terrassement du talus avec des micropieux surélevé par un mur de soutènement.

#### V.4.1. Analyse du glissement après rabattement de la nappe phréatique (tranchée drainante):

Ces sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe et de diminuer des pressions interstitielles, l'implantation de la tranchée drainante peut être réalisée de plusieurs façons : à la pelle mécanique, à la trancheuse et à la haveuse de paroi, sur une profondeur de 4m et d'une ouverture à la base de 1m.



**Figure.V.17.** Schéma type de la tranchée drainante et système de drainage

#### **V.4.2 Analyse du glissement après une substitution partielle des matériaux glissés susceptibles :**

Cette technique consiste à terrasser le talus en mettant un remblai sélectionné (TVO ou TVC) et placer au pied du talus un remblai en matériau drainant et pesant (type TVO ou TVC). Cet ouvrage appelé butée de pied agit par opposition aux forces motrices. L'emplacement de cette butée est choisi en fonction des résultats de l'étude du glissement du talus.

#### **V.4.3 Analyse du glissement le confortement par un mur de soutènement :**

Ce cas de soutènement prévoit un mur de soutènement ( $H = 5,5 \text{ m}$  , fondation  $L = 3\text{m}$ )

##### **Analyse par logiciel :**

##### **Caractéristique du mur de soutènement**



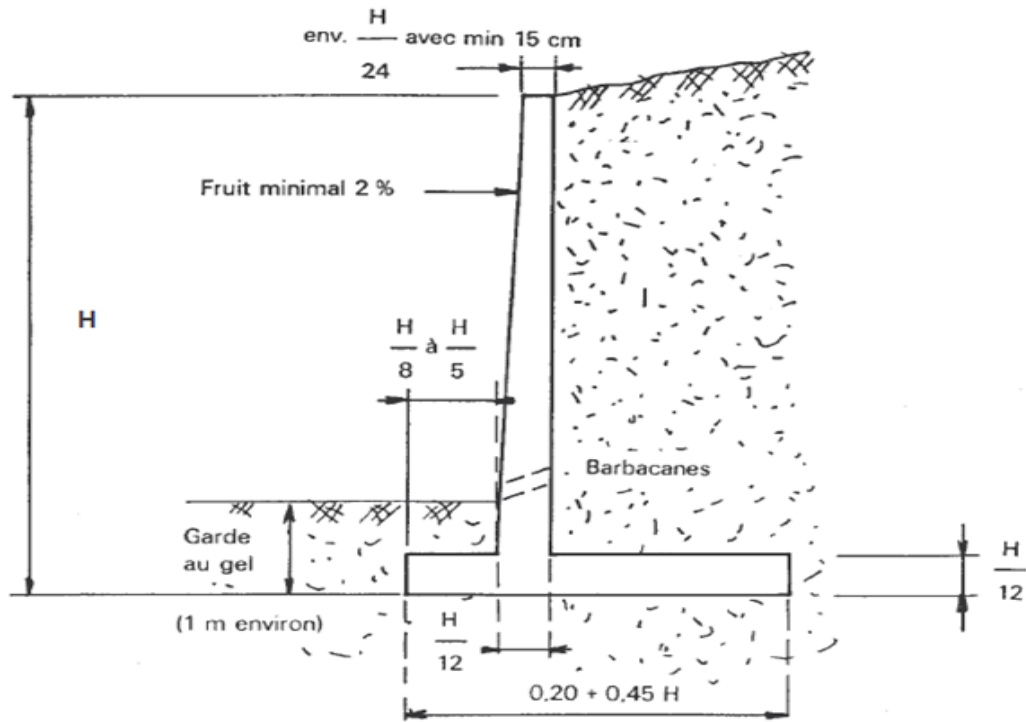
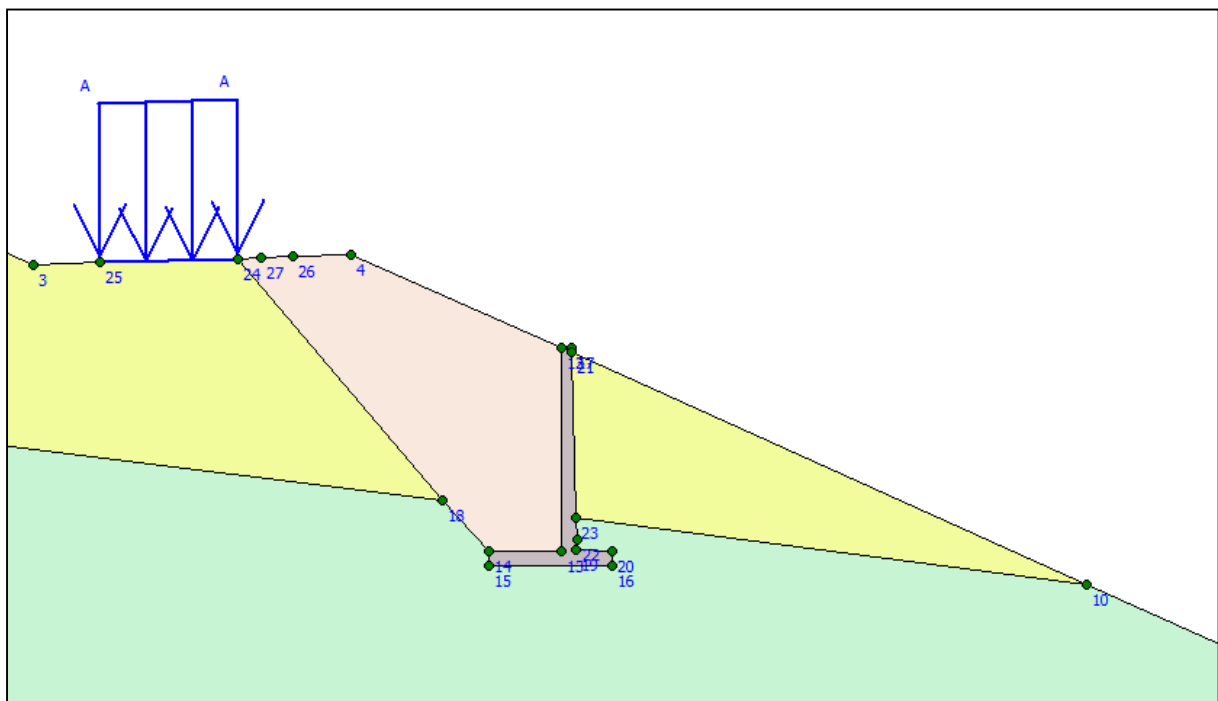


Figure.V.18. Schéma de mur de soutènement



Le volume de mur :  $60 \times 5,5 \times 0,8 = 264m^3$

Le volume de remblai :  $S \times L = 50,86 \times 60 = 3051,60m^3$

Figure.V.19. Glissement avec mur de soutènement

Caractéristique mécanique de mur

ID	Name	Type	$\gamma_{unsat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$k_x$ [m/day]	$k_y$ [m/day]	$\nu$ [-]	$E_{ref}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$E_{incr}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\nu_{ref}$ [m]	$R_{inter}$ [-]
4	béton	Drained	25,0	25,0	0,0000	0,0000	0,20	5E6	0,0	0,0	1,00

Caractéristique mécanique de remblai

ID	Name	Type	$\gamma_{unsat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$k_x$ [m/day]	$k_y$ [m/day]	$\nu$ [-]	$E_{ref}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$c_{ref}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\phi$ [°]	$\psi$ [°]
3	Remblais	Drained	20,0	20,5	0,0000	0,0000	0,25	41000,0	5,0	25,0	0,0

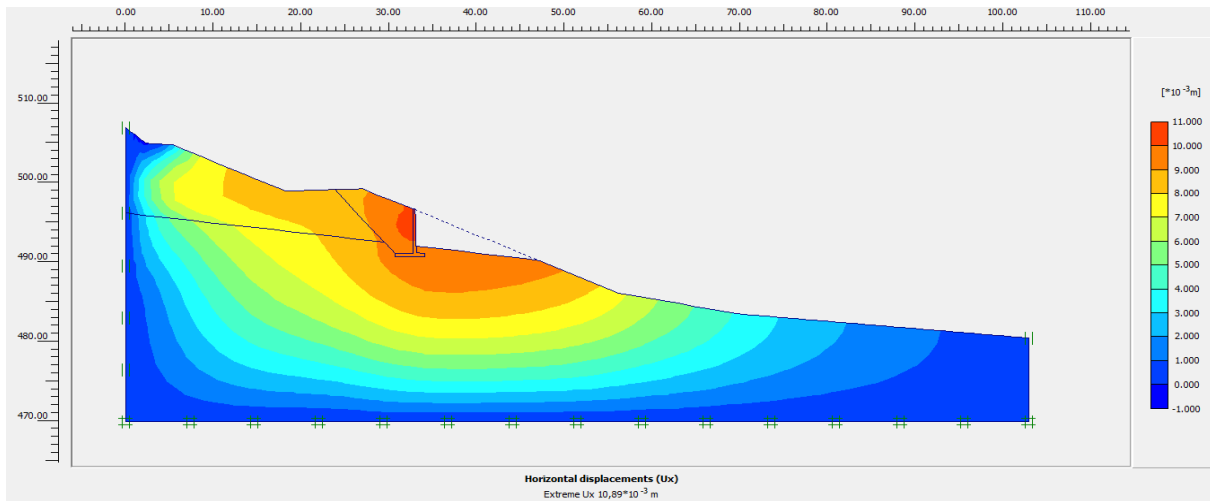


Figure.V.20. Talus modélisé avec un mur de soutènement en pieux sans rabattement de la nappe (PLAXIS)

Coefficient de sécurité

Multipliers | Additional Info | Step Info

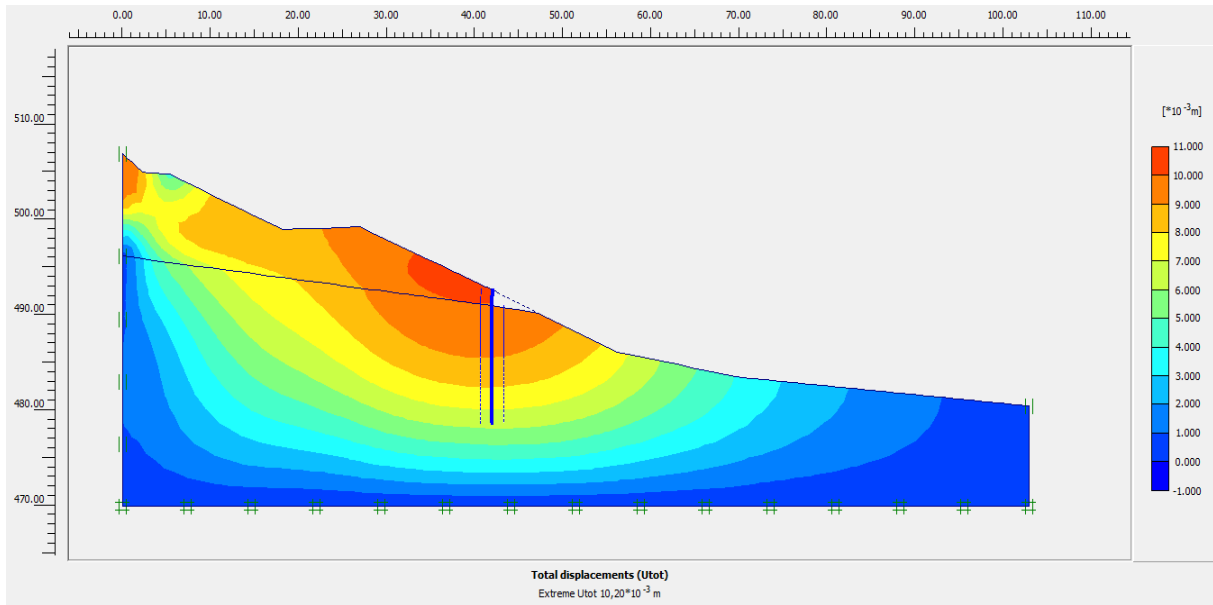
Step Info  
 Step: 112 of 112    Extrapolation factor: 2,000  
 Plastic STEP    Relative stiffness: 0,000

Multipliers	Incremental multipliers		Total multipliers	
	Parameter	Value	Parameter	Value
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	$\Sigma$ -Mdisp:	1,000
Load system A	MloadA:	0,000	$\Sigma$ -MloadA:	1,000
Load system B	MloadB:	0,000	$\Sigma$ -MloadB:	1,000
Soil weight	Mweight:	0,000	$\Sigma$ -Mweight:	0,400
Acceleration	Maccel:	0,000	$\Sigma$ -Maccel:	0,000
Strength reduction factor	Msf:	0,000	$\Sigma$ -Msf:	1,764
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000
Dynamic time	Increment:	0,000	End time:	0,000

Print    OK

Après stabilisation par un mur de soutènement, la route est sécurisée et le talus est stable.

**V.4.4 Analyse du glissement le confortement par pieux de blocage:**



*Figure.V.21. Pieux de blocage en aval ;  $F_s = 1,505$*

Caractéristique mécanique des pieux ( L = 14m , D=0.8 m)

ID	Name	Type	EA [kN/m]	EI [kNm <sup>2</sup> /m]	w [kN/m <sup>2</sup> ]	v [-]	M <sub>p</sub> [kNm/m]	N <sub>p</sub> [kN/m]
1	Lesson 6 - Pile Toe	Elastic	8,38E6	3,35E5	10,5	0,15	1E15	1E15

**Coefficient de sécurité**

**Multipliers** | Additional Info | Step Info

---

**Step Info**

Step	111 of 111	Extrapolation factor	0,500
Plastic STEP		Relative stiffness	0,000

---

**Multipliers**

	Incremental multipliers		Total multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ-Mdisp:	1,000
Load system A	MloadA:	0,000	Σ-MloadA:	1,000
Load system B	MloadB:	0,000	Σ-MloadB:	1,000
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ-Mweight:	0,400
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ-Maccel:	0,000
Strength reduction factor	Msf:	0,000	Σ-Msf:	1,505
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000
Dynamic time	Increment:	0,000	End time:	0,000

Print    OK

**Remarque :**

On peut améliorer le coefficient de sécurité par :

- ✓ La variation de la position de mur de soutènement ou pieux de blocage
- ✓ Substitution partielle des matériaux glissés susceptibles
- ✓ Renforce les remblais par des géogrilles

**V.5.L'ANALYSE MULTICRITERE :**

**La solution (01)** : composée par des pieux de plocage, sous forme d'un rangée de pieux, sont une technique fréquemment adoptée dans les interventions stabilisation des pentes.

Le rangée de pieux insérée pour une certaine profondeur dans la pente (14 m dans notre cas), traversant le surface de glissement potentielle et glissement fermement et profondément à un niveau avec résistance mécanique adéquate, est capable de exercer une force de réaction  $F_s$  opposée à mouvement qui permet d'augmenter le facteur de sécurité globale des pentes.

Après confortement, le coefficient de sécurité est de 1.505 supérieur à 1,5 ce qui implique la stabilité du talus avec un gain de coefficient de sécurité estimé de 49 % ( $fs_2$  1.505 -  $F_{s1}$  1.015). La valeur minimale de coefficient de sécurité donné par le logiciel PLAXIS sont proches de 1,5 ;

Donc la configuration de confortement proposée est assurer la stabilité ( $F_s \geq 1.5$ ).

**La solution (02)** : qui consiste à positionner un mur de soutènement ayant pour fonction de retenir les terres instables ou potentiellement instables et ainsi d'écarter et réduire le risques de glissement, et augmenter la sécurité  $F_S$  , Comme solution possible de confortement de la route, la réalisation d'un mur de soutènement qui sera ancré dans la couche d'assise a (1.0 m). Après confortement, le coefficient de sécurité est de 1.764 supérieur à 1,5 ce qui implique la stabilité du talus avec un gain de 75 % en termes de sécurité  $F_S$  , La valeur minimale de coefficient de sécurité donné par le logiciel est très plus de 1,5 ; Donc la configuration de confortement proposée est plus stable ( $fs \gg 1.5$ ).

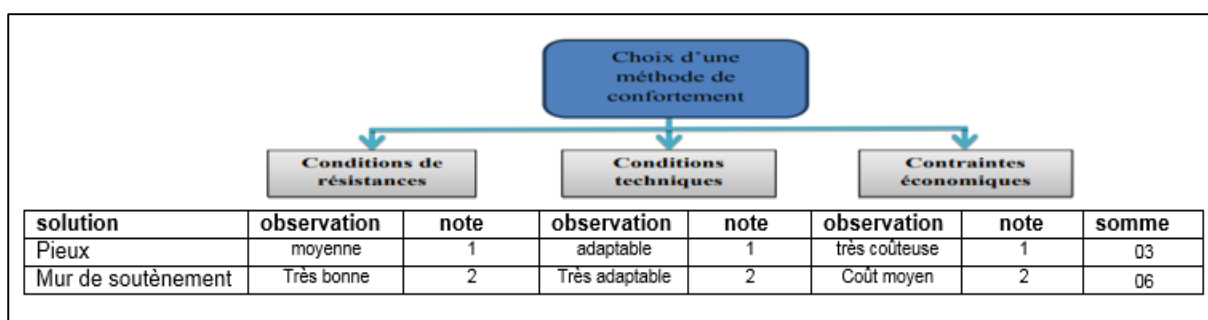
Dans les deux solutions on a un gain de coefficient de sécurité, mais le plus important c'est la sécurité par la solution 02.

**Estimations des couts:**

Suivant les devis quantitatifs établies pour les deux solutions proposées ,on constate que la deuxième solution (mur de soutènement ) est beaucoup moins chère que l’autre solution ,le cout de la deuxième solution est presque la moitié du cout de la première solution.

**Comparaison entre les deux solutions confortables:**

Dans notre cas la comparaison entre les trois variantes des solutions est basé sur les trois critères les plus importants, la grille suivante montre les résultats de notre comparaison ;



**Grille 01** :Les critères de choix de la méthode de confortement.

D’après la comparaison entre les deux variantes de solution on peut choisir la 2 ème variante (mur de soutènement) comme solution définitive qui présente beaucoup d’avantages ;

- 1- La durée d’intervention est raccourcie en comparaison à d’autres solutions plus classiques.
- 2- Les travaux ne demandent pas une technicité importante
- 3- la technique la plus adaptée selon les conditions d’intervention, les délais, la géotechnique, le coût...
- 4- cette solution comparée à d’autres solutions plus rustiques, permet parfois de réaliser des interventions plus faciles dans un contexte plus contraignant.

Pour ces différentes raisons , c’est la solutions de l’ouvrage renforcé par Geo-Slope qui a été retenue

**V.5.1.Estimation des coûts :**

**Comparaison des solutions confortables**

En supposant que la longueur du glissement de terrain est de 60 m

**1<sup>ère</sup> Solution :**

**Rideaux de pieux de blocage D800 mm avec poutre de rigidité 1m\*1m**

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unité	Montants
<b>A</b>	<b>INSTALLATION DE CHANTIER</b>				
A-1	Installation de chantier	U	1	1 000 000,00	1 000 000,00
<b>B</b>	<b>TERRASSEMENTS</b>				
B-1	Déblai pour fouilles en terrain ordinaire	m3	105	1 500,00	157 500,00
<b>C</b>	<b>PIEUX</b>				
C-1	Forage et chemisage des pieux $\Phi$ 800 mm en terrain ordinaire.	m1	840	30 000,00	25 200 000,00
C-2	Recépage des pieux.	U	60	18 000,00	1 080 000,00
C-3	Béton RN 30 pour pieu	m3	422	25 000,00	10 550 400,00
C-4	Armatures passives.	T	63	160 000,00	10 128 384,00
<b>D-</b>	<b>BETONS POUR POUTRE</b>				
D-1	Béton de propreté pour fond de fouille.	m3	10	12 000,00	120 000,00
D-2	Béton RN27 pour Poutre,	m3	60	24 000,00	1 440 000,00
<b>E-</b>	<b>ARMATURES PASSIVES POUR STRUCTURE</b>				
E-1	Acier HA.	T	9	150 000,00	1 350 000,00
<b>MONTANT HT</b>					<b>51 026 284,00</b>
<b>TVA 19 %</b>					<b>9 694 993,96</b>
<b>MONTANT TTC</b>					<b>60 721 277,96</b>

**Tableau V.1.** Devis quantitatifs et estimatifs(Rideaux de pieux de blocage).

**2<sup>ème</sup> Solution :**

**mur de soutènement :**

N°	Désignation des Travaux	Unité	Quantité	Prix unité	Montants
<b>A</b>	<b>INSTALLATION DE DE CHANTIER</b>				
A-1	Installation de chantier	U	1	1 000 000,00	1 000 000,00
<b>B</b>	<b>TERRASSEMENTS</b>				

B-1	Déblai pour fouilles en terrain ordinaire	m3	5 493	1 500,00	8 239 305,00
B-2	Remblais en matériaux sélectionnés	m3	3 052	2 000,00	6 103 180,00
B-3	Matériaux drainants derrière le voile grave 4/63	m3	120	2 500,00	300 000,00
<b>C</b>	<b>BETONS POUR STRUCTURE</b>				
C-1	Béton de propreté pour fond de fouille.	m3	21	12 000,00	252 000,00
C-2	Béton RN27 pour semelles, écran mur.	m3	204	24 000,00	4 896 000,00
<b>D</b>	<b>ARMATURES PASSIVES POUR STRUCTURE</b>				
D-1	Acier HA	T	31	150 000,00	4 590 000,00
<b>E</b>	<b>ASSINISSEMENT ET DIVERS</b>				
E-1	Barbacanes en P.V.C $\phi$ 100 pour drain.	ml	62	1 200,00	74 400,00
E-2	fourniture et pose de P.V.C $\phi$ 300 pour drain.	ml	70	1 500,00	105 000,00
E-3	tranchée drainante avec géotextile de filtration, gravier 15/25.	ml	70	3 800,00	266 000,00
<b>F</b>	<b>Badigeonnage des parements enterrés</b>	m2	450	800,00	360 000,00
<b>MONTANT HT</b>					<b>26 185 885,00</b>
<b>TVA 19 %</b>					<b>4 975 318,15</b>
<b>MONTANT TTC</b>					<b>31 161 203,15</b>

**Tableau V.2.** Devis quantitatifs et estimatifs(Mur de soutènement).

### V.6. Conclusion :

A l'issue de la présente étude et après analyse des données géotechnique, et topographique de site, ainsi que de l'état de la route le long de son tracé et le rattachement des dégradations et des indices observées à leur causes d'origine, deux solutions de confortement impliquant des mesures d'amélioration du sol support et de renforcement de la partie aval de la route, ont été proposées, son objectif de les uniformiser et les ralentir à l'effet de :

- ✓ Réduire l'amplitude des déformations du sol

- ✓ Ralentir et atténuer les dégradations éventuelles communes à toutes les voies revêtues, et delà, diminuer la fréquence et le cout d'entretien.
- ✓ Assurer la stabilité des remblais vis-à-vis du glissement, et éviter leur effondrement potentiel par poinçonnement, suite aux tassements
- ✓ Améliorer le confort de conduite par tout temps.

Les solutions de confortement proposées étaient :

1. Mur de soutènement en béton armé de 5.5 m de ' hauteur ;
2. rangée de pieux ancrés à des profondeurs de 14 m dans le substratum stable ;

Compte tenu des conditions géologique, économiques et environnementales, la troisième solution parait, plus réaliste et mieux indiquée que les autres et préconisées dans pareil cas (sols fins), elle permet en outre d'assurer un confort et une sécurité satisfaisants aux usagers, et constitue une approche économique intéressante.

Le choix de la méthode d'amélioration la mieux indiquée repose sur plusieurs considérations dont les principales sont :

- ✓ La nature du terrain
- ✓ Les délais
- ✓ L'efficacité et la sécurité
- ✓ Le cout
- ✓ La technicité ou degré technologique

En raison des coefficient de sécurité , délais de la réalisation, la technicité et lecoûtait les contraintes du chantier, le choix s'est porté sur la solution par un mur de soutènement en béton armé.



***INTRODUCTION***  
***GENERALE***

***BIBLIOGRAPHIE***  
***ET REFERENCES***

## ***Bibliographie:***

- [1] CALVINO, A -comité français de géologie de l'ingénieur, EVARD, HENRI, (2000) : « Guide technique pour la caractérisation de l'aléa dû aux mouvements de terrain », Paris ; collection environnement, les risques naturels.
- [2] GILLES SEVE, PIERRE POUGET, (1998) : « Stabilisation des glissements de terrain », Guide technique, technique et méthode des laboratoires des ponts et chaussées, ministère de l'équipement des transports et du logement, Ed : Laboratoire centrale des ponts et chaussées, Paris
- [3] C. PLUMELLE, CNAM Paris -GEOTECHIQUE
- [4] MAOUCHE Khalida, OURRAG Amel , (2007) titre du tfe
- [5] Jean-Pierre MAGNAN, Résistance au cisaillement.
- [6] MONOGRAPHIE DE LA WILAYA DE BOUIRA (Agence Nationale d'Intermédiation et de Régulation Foncière) 2011.
- [7] ANRH (Agence national des ressources hydrauliques
- [8] Site du Ministère de L'équipement, des transports et du logement, Direction des routes, dossier pilote des tunnels génie civil.
- [9] J.Costet. et G.Sanglerat., (1985), Cours pratique de mécanique des sols Plasticité et calcul des tassements, vol 1.
- [10] Durville Jean-Louis & Sève Gilles. Stabilité des pentes, Glissement en terrain meuble.
- [11] Gérard Degoutte (CGAAER) et Paul Royet(Cemagref), (2009), Aide Mémoire De Mécanique Des Sols.
- [12] C. PLUMELLE, CNAM Paris (année)-Geotechnique,.
- [13]Durville Jean-Louis et Séve Gilles « Stabilité des pentes Glissement en terrain meuble»- L.P.C Technique de l'ingénieur 1988.
- [14]Rapport Géotechnique glissements

## ***Webographie :***

- [Www.Civilmania.com](http://www.Civilmania.com).
- [www.wikipedia.com](http://www.wikipedia.com)
- <file:///H:/PFEGGLISSEMENT/DOCnet/Confortement.htm>
- <file:///H:/PFEGGLISSEMENT/DOCnet/Fondasol.htm>
- [file:///H:/PFEGGLISSEMENT/DOCnet/Les essais delaboratoire.htm](file:///H:/PFEGGLISSEMENT/DOCnet/Les%20essais%20delaboratoire.htm)
- [file:///H:/PFE GLISSEMENT/DOCnet/Memoire Online-Etude d'un glissement de terrain.htm](file:///H:/PFE%20GLISSEMENT/DOCnet/Memoire%20Online-Etude%20d'un%20glissement%20de%20terrain.htm)
- <file:///H:/PFEGGLISSEMENT/DOCnet/pressiometre.htm>
- [www.Google.com](http://www.Google.com)
- [WWW.SNDL.org](http://WWW.SNDL.org)

# ***ANNEXE***

**SONADGE N°1 :**



**Profondeur de 0.0 – 6.50m**



**Profondeur de 6.50 – 11.70m**



**Profondeur de 11.70 – 16.20m**



**Profondeur de 16.20 – 20.50m**



**Profondeur de 20.50 – 24.80m**

*Les Caisnes de sondage*







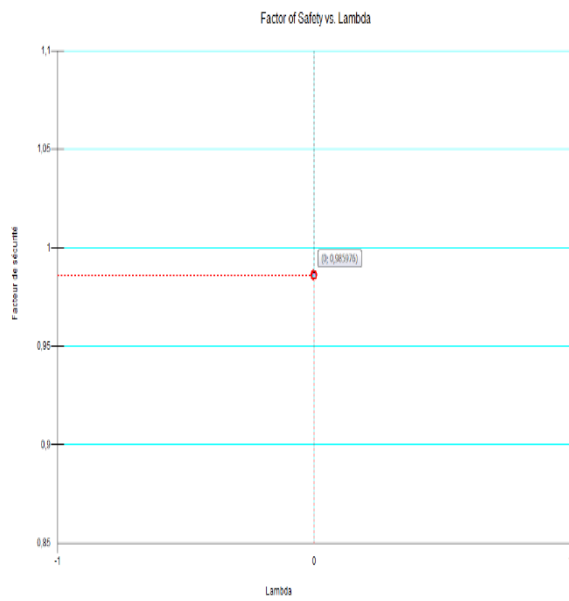
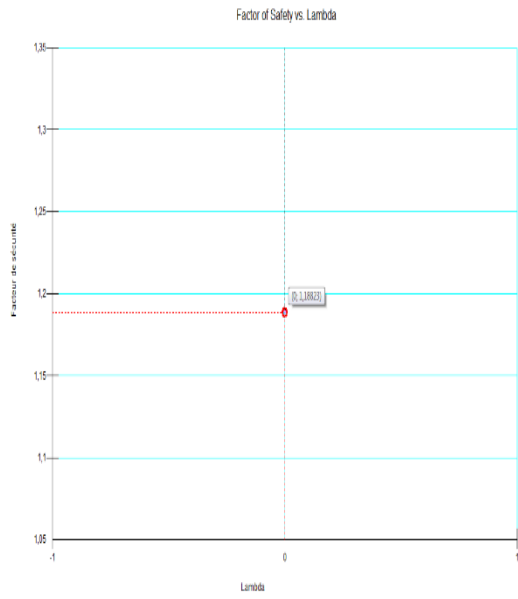
ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

**C.T.T.P**

Etude : Etude de glissements - Wilaya de Jijel						<b>Sondage N° : RN77.PK25+900</b>			
Dossier N°:						Profondeur totale : 24,8 ML			
Date essai : Du 03 au 06.11.2013						Coordonnées : X = Y =			
Niveau Nappe : m						Z =			
Prof (m)	Récupération 0 25 50 75 100	R.Q.D	φ Tub	φ Trou	Ech	Np	COUPE	DESCRIPTION	OBSERVATION
21	50 %							Argile de couleur grisâtre parfois brunâtre, peu plastique, parfois lâche, très riche en graves et cailloux de schiste très altéré.	
22	63 %								
23	67 %								
24	69 %								
25									
26									
27									
28									
29									
30									
31									
32									
33									
34									
35									
36									
37									
38									
39									
40									

*Localisation du Sondage*



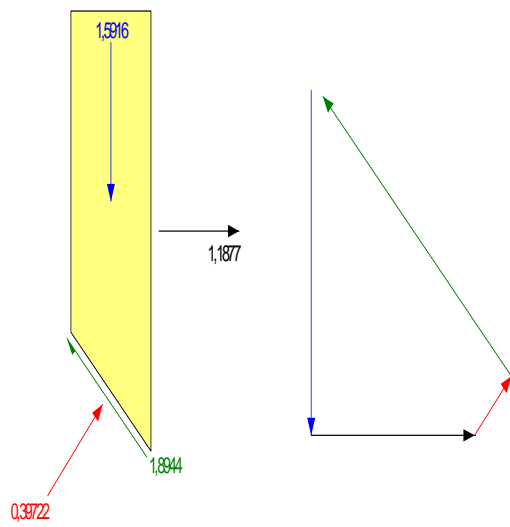


**Exemple de résultats des forces sur une tranche (Méthode bishop ; avec et sans nappe)**

**Courbe de convergence FS/LAMBDA (Bishop)**

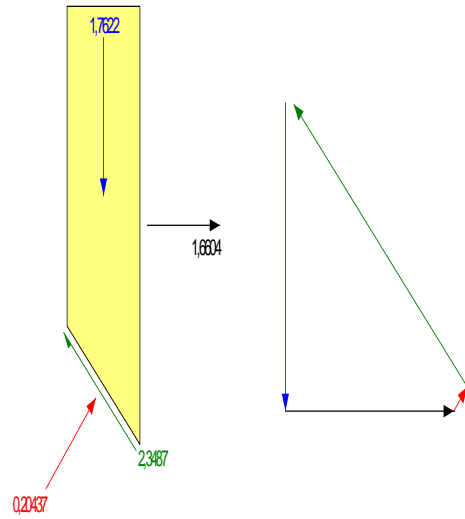
N° de tranche 1 - Bishop Méthode

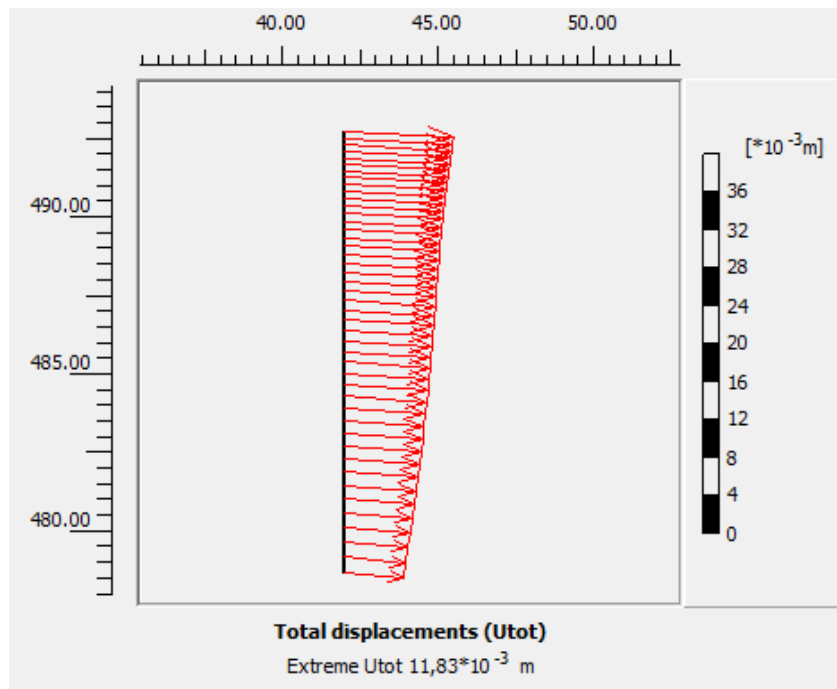
Sans Nappe



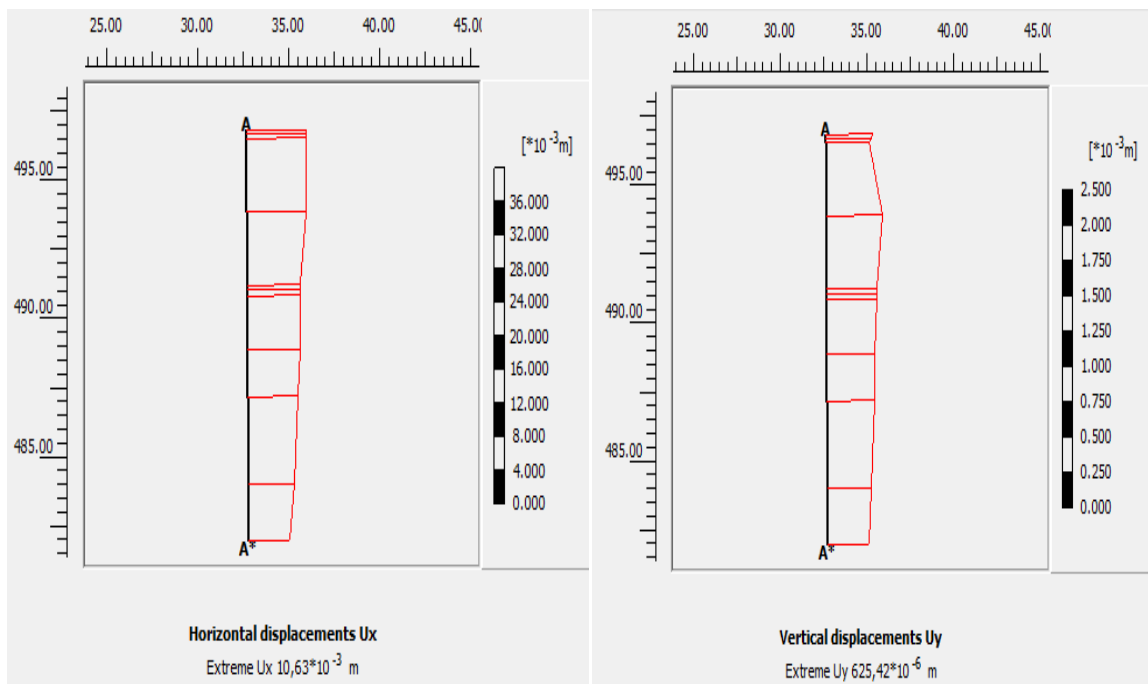
N° de tranche 1 - Bishop Méthode

Avec Nappe





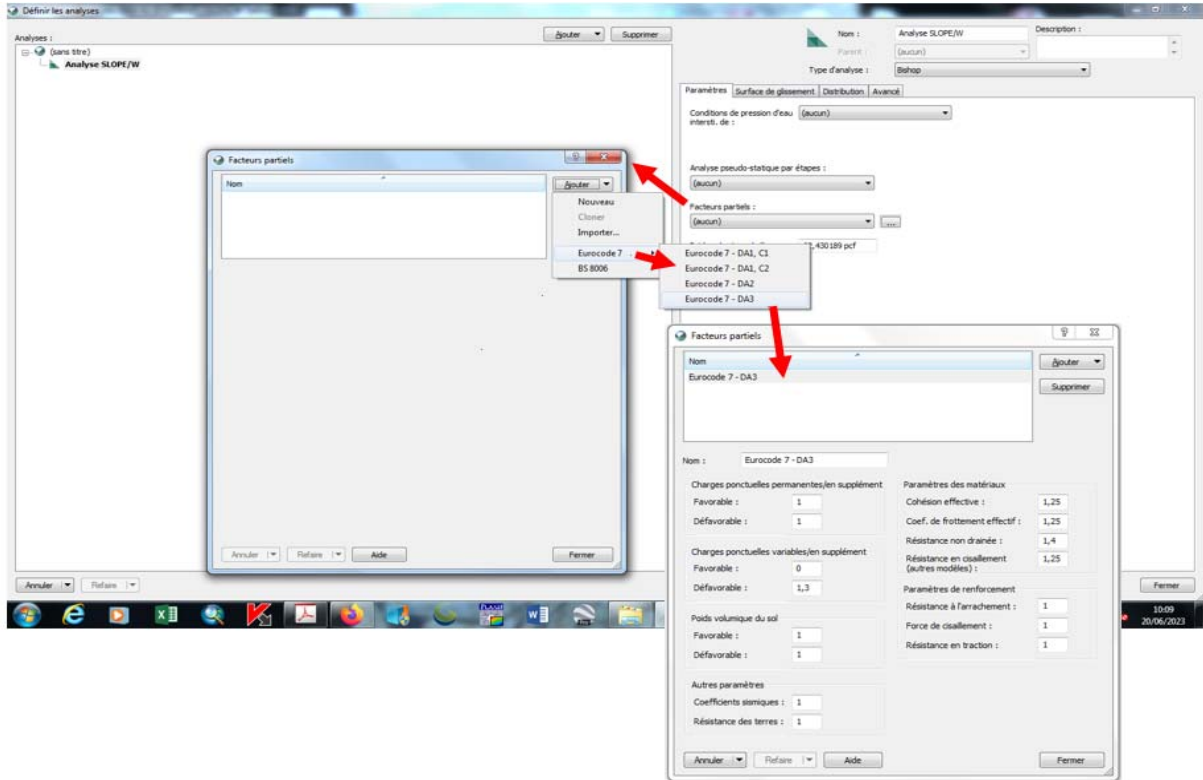
*Déplacement au niveau de pieu*



*Déplacement verticale et horizontal au niveau de mur.*

## Les approches de calcul utilisés

### Géoslope (Eurocode 07 Approche 03)



### Plaxis (Eurocode 07 Approche 03)

