

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE SAAD DAHLAB – BLIDA

Faculté de technologie

département de génie civil

MEMOIRE DE MASTER EN GENIE CIVIL

Spécialité géotechnique

Thème

**ETUDE DU RENFORCEMENT D'UN SITE VIS-A'-VIS
DU GLISSEMENT AU PK-186,
LAKHDARIA-BOUIRA, AUTOROUTE EST-OUEST**

Présenté par :

-M_{er} DOUBA Taki eddine

-M_{er} MEZIANI El maàmoun

Encadré par :

Dr. ABED Younes

Blida – 2013 / 2014



ملخص

انزلاقات التربة من الظواهر الطبيعية الخطيرة و المعقدة تحكمها أسباب وعوامل شتى وهي منتشرة وشائعة في ولاية البويرة. وقد تسبب انزلاق التربة في منطقة الاخضرية بإتلاف جزء من الطريق السيارة شرق غرب عند الرقم الكيلوميتري 186 كم .

نهدف من خلال عملنا هذا إلى إجراء فحص و دراسة جيوتقنية و جيومورفولوجية للظاهرة, وذلك بإيجاد حلين مختلفين مناسبين لتنشيط الانزلاق باستعمال الطريقة الرقمية و ذلك باستخدام البرنامج Plaxis

كلمات مفاتيح : انزلاق التربة, استقرار . جيومورفولوجية.

Résume:

Les glissements de terrains ce sont des phénomènes très dangereux et très compliqués, cette étude consiste en analyse d'un glissement de terrain survenue dans la région LAKHEDARIA w. BOUIRA.

Il s'agit dans le cadre de ce projet de fin d'étude de proposer après des études géotechnique et géomorphologiques deux solutions de stabilisation du terrain adéquate à ce site, qu'il faudra justifier à l'aide d'un logiciel Plaxis

Mots clé: glissement, stabilisation, géomorphologiques,

Abstract :

The falling of the soil is a natural phenomenon dangerous and complicated the area lots of reasons for this thing and it is very big issue in the state of bouira, and this phenomena in the area lakhedariya caused on the side of the high way from the east to the west at the km number of 186

Our job here is to do an examine and geotechnique studies and geo morphologique tests for this phenomene to find tow different solutions to stop this phenomena using the digital way by using the software plaxis

Keywords : falling ,geo morphologique, stabilization

Remerciements

Toute notre gratitude grâce et remerciements vont à Dieu le Tout Puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté de mener à terme ce projet.

Nous tenons à remercier particulièrement notre encadreur Mr. Abed Younés pour ses conseils qui nous ont été précieux ainsi que toutes les suggestions et remarques formulées tout au long de ce travail.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur d'examiner ce modeste travail.

Nos sincères remerciements à tous le personnel de l'Agence National Des Autoroutes (A N A) et contrôle technique de travaux publics (C T T P), Toute notre gratitude va à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

Et enfin nous tenons vivement à remercier tous nos amis chacun par son nom.

Table des matières

Résumé	
Table des matières.....	
Liste des figures	
Liste des photos.....	
Liste des tableaux.....	
Introduction générale.....	

Chapitre I : LES MOUVEMENTS DE TERRAIN ET LEURS IMPACTS SUR LES CONSTRUCTIONS

I.1. Généralités sur les mouvements de terrain	1
I.2. Les différents mouvements de terrain	1
I.2.1. Les écroulements et les éboulements	2
I.2.1.1. Eboulements	2
I.2.1.2. Écroulement	3
I.2.2. Solifluxion, coulées boueuses (glissement coulée)	5
I.2.2.1. Solifluxion	5
I.2.2.2. Coulées boueuses	5
I.2.3. Le fluage	7
I.2.4. Les effondrements	8
I.2.4. Les glissements	9
I.3. Quelques exemple de mouvements de terrain à travers le monde	10
I.3.1. En ALGERIE	10
I.3.2. En EUROPE	12
I.3.3. En ASIE	14
I.3.4. En AMERIQUE	15
I.4. Conclusion	17

Chapitre II : LE MECANISME DE GLISSEMENT ET LES FACTEURS

II.1. Les principaux types de glissement.....	18
II.1.1. Glissement plan.....	18
II.1.2. Glissement rotationnel simple.....	19
II.1.3. Glissement rotationnel complexe.....	20
II.2. Classement géotechnique des glissements de terrain.....	21
II.3. Les facteurs de glissements.....	22
II.3.1. Condition morphologique (géométriques).....	22
II.3.2. Condition géotechnique (géologiques).....	22
II.3.3. Conditions climatiques.....	23
II.3.4. Intervention humaine.....	23
II.3.5. Conditions mécaniques.....	23
II.4.1. Notion de facteur de sécurité.....	24

II.4.2. Le choix du type de méthode de calcul	25
II.4.3. Méthodes à l'équilibre limite	26
II.4.3.1. Introduction	26
II.4.3.2. Principes et hypothèses des méthodes d'équilibre limite	26
II.4.3.3. Méthode de Fellenius [1927]	29
II.4.3.4. Méthode simplifiée de BISHOP [1955]	30
II.4.3.5. Méthode simplifiée de JANBU [1956]	31
II.4.3.6. Méthode de Spencer [1967], Morgenstern-Price [1965]	32
II.4.3.7. Méthode des perturbations	33
II.4.4. Limitations des méthodes d'équilibre limite.....	34
II.4.4.1. Méthode Circulaire	34
III.4.4.2. Méthode non circulaire	35
II.5. Calcule numérique de la stabilité des pentes	37
II.5.1. Introduction	37
II.5.2. Les méthodes numériques (les logiciels utilisés pour l'analyse de la stabilité).....	38
II.5.2.1. Logiciel SLOPE/W	38
II.5.2.2. Logiciel SLIDE	39
II.5.2.3. Logiciel TALREN	39
II.5.2.4. Logiciel PLAXIS	39
II.6. Conclusion	40

Chapitre III : LES TECHNIQUE DE RENFORCEMENT UTILISENT

III.1. INTRODUCTION.....	41
III.2. SYSTEME DE PARADES	41
III.2.1. Approche douce.....	42
III.2.1.1. Terrassement	42
III.2.1.2. Drainage	42
III.2.1.3. Boisement et végétation	43
III.2.2. Approche dure	43
III.2.2.1. Soutènement	44
III.2.2.2. Catégories de soutènement	44
III.2.2.3. Durcissement.....	45
III.2.2.4. Renforcement	45
III.3. RENFORCEMENT PAR CLOUAGE OU ANCRAGE.....	46
III.3.1. Renforcement des talus par clouage	46
III.3.1.1 Types d'éléments utilisés dans le clouage	46

III.3.2. Renforcement des talus par tirants d’ancrage.....	48
III.3.2.1. Types de tirants d’ancrage.....	48
III.3.2.2. Parements de soutènement	49
III.3.2.2.1. Poutres principales.....	49
III.3.2.2.2. Murs continus	50
III.4. RENFORCEMENT PAR GEOTEXTILES.....	50
III.5. CHOIX D’UN SYSTEME DE PARADE	51
III.5.1. Contraintes économiques.....	51
III.5.2. Conditions techniques.....	51
III.5.3. Contraintes sociopolitiques.....	52
III.5.4. Environnement et esthétique.....	52
III.6. CONCLUSION.....	52

Chapitre IV : PRESENTATION DU PROJET

IV.1.INTRODUCTION.....	53
IV.2.SITUATION GEOGRAPHIQUE ET SUPERFICIE WILAYA DE BOUIRA	53
IV.3 DESCRIPTION DU SITE.....	54
IV.3.1.Cadre topographique.....	54
IV.3.2.Cadre géologique et géomorphologique.....	55
IV.3.3Climat de la région.....	56
IV.4.LES INFRASTRUCTURES DE BASE.....	57
IV.4.1.Réseau routier.....	57
IV.4.2.Réseau Ferroviaire	58
IV.4.3.Réseau électrique	58
IV.4.4.Hydraulique	58
IV.4.5.Ressources et Mobilisation des Eaux	58

IV.4.6. Infrastructures sanitaires	58
IV.5. SISMICITE	59
IV.6. DEFINITION DES SIGNES D'INSTABILITE	60
IV.7. CONCLUSION	63

Chapitre V : ANALYSE ET INTERPRETATION DES DONNES GEOTECHNIQUES

V.1. INTRODUCTION	65
V.2. LES ESSAIS IN SITU	71
V.2.1. Sondage carotté	71
V.2.2. Essais pressiométriques	73
V.3. ESSAIS DE LABORATOIRE	77
V.3.1. Poids volumique-Teneur en eau naturelle	77
V.3.1.1. Le poids volumique (γ)	77
V.3.1.2. Teneur en eau naturelle (W)	77
V.3.1.3. Degré de saturation (SR)	77
V.3.2. Analyse granulométrique	79
V.3.3. Limites d'Atterberg	80
V.3.5. Essai de cisaillement	83
V.4. L'ETUDE DE L'HOMOGENEITE DES CARACTERISQUES	84
V.4.1. Couche de remblai	84
V.4.2. Couche de limon	84
V.4.3. Couche de schiste argileux	84
V.4.3. Couche de schiste argileux stratifiée	85

V.5. CONCLUSION.....	86
----------------------	----

Chapitre VI : Calcul la stabilité et solution de confortement

VI.1. INTRODUCTION	87
VI.2. CALCULE PAR LE CODE PLAXIS	88
VI.2.1. Présentation d’outil numérique utilisé	88
VI.2.2. Présentation du modèle géométrique retenu.....	91
VI. 2.3. Calcul	92
VI. 2.3.1. Calcul à l’état vierge	93
VI. 2.3.2. Calcul sous l’action d’une surcharge.....	96
VI. 2.3.3. Calcul sous l’action d’une nappe.....	99
VI. 2.3.4. Calcul sous l’action combinée de la surcharge et la nappe.....	102
VI.3. CONFORTEMENT DU SITE ETUDIE	106
IV. 3.1. Calcul et vérification du coefficient de sécurité	106
VI.3.1.1.Confortement par pieux avec une tronche draine	106
VI.3.1.2.Confortement par Paroi moulé avec une tronche draine.....	108
VI.4.CONCLUSION.....	112
CONCLUSION GENERALE	
ANEEEXE.....	

INTRODUCTION GENERALE

Les glissements de terrain peuvent avoir des conséquences dévastatrices, étant donné qu'ils ont des effets sur les communautés, les conditions de vie et l'économie, tant au niveau régional que national.

L'Algérie, qui connaît un grand développement d'infrastructures, est appelée à subir constamment ce phénomène. Le risque croît en raison de l'explosion démographique, d'une urbanisation croissante, de développement dans les zones à fortes pentes, de déforestation des versants et d'augmentation des précipitations régionales causées par les changements climatiques. Le besoin de mettre en commun l'expérience des scientifiques et les outils pour faire face à ce problème, en étudiant en permanence des moyens et des systèmes de confortement.

En Algérie, le réseau autoroutier actuel est de 1482 km, autoroute de l'Ouest 558 km à 2×3 voies et autoroute de l'Est 658 km à 2×3 voies. Une partie assez importante de ces autoroutes, qui se trouvent dans les régions montagneuses, est souvent menacée par les mouvements de pentes et des systèmes de confortement deviennent nécessaires.

Parmi ces régions la wilaya de BOUIRA qui présente plusieurs cas d'instabilité, parmi eux le glissement qui affecte l'autoroute Est-Ouest au PK 186, la ville de Lakhedaria, qui est l'intérêt de notre travail dans ce mémoire.

le travail proposé dans notre mémoire est organisé comme suit:

En chapitre I: les mouvements de terrain et leurs impacts sur les constructions.

chapitre II: les mécanismes de glissement et les facteurs.

chapitre III: les techniques de renforcement utilisées.

chapitre IV: présentation du projet.

chapitre V: analyse et interprétation des données géotechniques.

chapitre VI: calcul de la stabilité et solution de confortement.

Liste des photos

Chapitre I : LES MOUVEMENTS DE TERRAIN ET LEURS IMPACTS SUR LES CONSTRUCTIONS

Photo. I.1 : les mouvements de terrain	1
Photo. I.2 : Un écoulement.....	4
Photo. I.3 : Coulée de boue en terrain boisé.....	7
Photo. I.4 : Effondrement de terrain.....	9
Photo. I.5 : Fissures longitudinales dans la route affectée par le glissement.....	11
Photo. I.6 : Affaissement de plus de 50cm du glissement en bas du talus(Les routes des Abattoirs Ténès)..	12
Photo. I.7 : Des images montrent l'évolution du glissement de la Clapière (Nice) Au fil des années	13
Photo. I.8 : Glissement de terrain spectaculaire dans le sud de la Sicile.....	14
Photo. I.9 : Un glissement de terrain sur une colline située au dessus de Kuala-Lumpur, la principale ville de Malaisie	15
Photo. I.10 : Photographie d'un glissement de terrain important (mise à disposition par l'Institut de Sismologie du Kirghizistan).....	16
Photo. I.11 : Glissements de La Leona près de San Vicente(a) et de Las Collinas (b).....	17
Photo. I.12 :Morphologie de la zone de glissement de Villatina Medellin en Colombie	17

Chapitre III : LES TECHNIQUES DE RENFORCEMENT UTILISEES

Photo III.1 : Quelques types de mur poids.....	49
Photo III.2 : remblai avec la géosynthétique.....	55

Chapitre IV : PRESENTATION DU PROJET

Photo IV. 1 :Vue générale du glissement.....	61
Photo IV. 2 : Progression du bourrelet vers les bâtis	62
Photo IV.3 : Vue du cours d'eau sur le lit du versant.....	62
Photo IV 4 : Ouvrage busé sous CW 05.....	63
Photo IV 5 : Sol du talus très sensible à la variation atmosphérique	63
Photo IV. 6 : Dégradation de la chaussée.....	63

Chapitre V : ANALYSE ET INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES

Photo V.1 : Quelques étapes de sondage carottier réalisé.....	73
Photo V.2 : appareillages pour mesure le Poids volumique et Teneur en eau naturelle.....	77
Photo V.3 : appareillages d'Analyse granulométrique par tamisage.....	80
Photo V.4 : Limites d'Atterberg.....	81
Photo V.5 : Essai de cisaillement.....	83

Liste des figures

Chapitre I : LES MOUVEMENTS DE TERRAIN ET LEURS IMPACTS SUR LES CONSTRUCTIONS

Figure. I.1 Un Eboulement.....	3
Fig. I.2 Croquis illustrant le développement d'une coulée.....	6
Figure. I.3: Exemple de fluage.....	8
Figure. I.4: Exemple des glissements	10
Figure. I.5: Cinématique du glissement.....	11

Chapitre II : LE MECANISME DE GLISSEMENT ET LES FACTEURS

Figure. II.1 : Croquis d'un glissement plan	20
Figure. II.2 : Glissement plan	20
Figure. II.3 ; Exemples d'un glissement rotationnel.....	21
Figure. II.4 Croquis d'un glissement rotationnel.....	21
Figure. II.5. Glissements successifs emboîtés.....	22
Figure. II.6.a : Glissement en chaîne	23
Figure. II.6. b : Glissement rétrogréssif.....	23
Figure II. 7 : Modification des pentes.....	24
Figure II.8 : Surcharge du versant.....	25
Figure II. 9. Exemple d'une rupture circulaire.....	29
Figure II. 10: Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius.....	32
Figure II. 11: Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Bishop simplifiée.....	33
Figure II. 12 Coordonnées de la surface de glissement pour la méthode de Spencer.....	35
Figure II. 13: Mobilisation de la résistance au cisaillement le long d'un plan de glissement, DUNCAN et WRIGHT [2005].....	39

Chapitre III : LES TECHNIQUES DE RENFORCEMENT UTILISENT

Figure III.1 Systèmes de parades.....	46
Figure III.2 : Systèmes de parades par approche douce.....	46
Figure III.3 Systèmes de parades par approche dure.....	48
Figure III.4. Clouage d'un talus instable	51
Figure III.5. Exemple de stabilisation d'un talus par tirants d'ancrage.....	52
Figure III.8 : Phases d'exécution d'un parement à ancrages.....	54
Figure III.7 : Conditions et contraintes de choix d'un système de parade.....	55

Chapitre IV : PRESENTATION DU PROJET

Figure IV.1 : Situation géographique de BOUIRA.....	55
Figure IV.2 : Situation géographique de la zone d'étude.....	57
Figure IV.3 : diagramme la température.....	58
Figure IV.4 .Carte de zonage sismique.....	60

Chapitre V : ANALYSE ET INTERPRETATION DES DONNEES GEOTECHNIQUES

Figure V.1 : Implantation des essais in-situ réalisés.....	65
Figure V.2 : description géologique des deux sondages carottés « SC (01),(02) ».....	71
Figure V.3 : description géologique des deux sondages carottés « SC(03),(04) ».....	72

Chapitre VI : Calcul du stabilité et solution de confortement

Figure VI.1 : Définition de E_0 et de E_{50}	89
Figure VI.2 : Résultats d'essais triaxiaux drainés et le modèle élastoplastiques de type Mohr-Coulomb.....	90
Figure VI.3 : modèle géométrique retenu pour le calcul.....	92
Figure VI.4 : Modèle géométrique retenu.....	93
Figure VI.5 : Maillage du modèle déformé.....	93
Figure VI.6 : Les contraintes max de cisaillement.....	94
Figure VI.7 : Déplacements totaux.....	94
Figure VI.8 : Les valeurs de F_s à l'état vierge.....	95
Figure VI.9 : Valeur de F_s globale.....	95
Figure VI.10 : Modèle géométrique retenu.....	96
Figure VI.11 : Maillage du modèle déformé.....	96
Figure VI.12 : Les contraintes max de cisaillement.....	97
Figure VI.13 : Déplacements totaux.....	97
Figure VI.14 : Les valeurs de F_s du talus surchargé.....	98
Figure VI.15 : Valeur de F_s globale.....	98

Figure VI.16 : Modèle géométrique retenu.....	99
Figure VI.17 : Maillage du modèle déformé.....	100
Figure VI.18 : Les contraintes max de cisaillement.....	100
Figure VI.19 : Déplacements totaux.....	101
Figure VI.20 : Les valeurs de F_s pour le cas d'une nappe	101
Figure VI.21 : Valeur de F_s globale.....	102
Figure VI.22 : Modèle géométrique retenu.....	102
Figure VI.23 : Maillage du modèle déformé.....	103
Figure VI.24 : Les contraintes max de cisaillement.....	103
Figure VI.25 : Les déplacements totaux.....	104
Figure VI.26 : Les valeurs de F_s pour un talus surchargé avec une nappe	104
Figure VI.27 : Valeur de F_s globale.....	105
Figure VI.28 : Modèle géométrique retenu	106
Figure VI.29 : Résultat de calcul de F_s avant un surchargé et une nappe	107
Figure VI.30 : Résultat de calcul de F_s après le confortement.....	108
Figure VI.31 : Les déplacements totaux.....	108
Figure VI.32 : Modèle géométrique retenu.....	109
Figure VI.33 : Résultat de calcul de F_s après le confortement.....	110
Figure VI.34 : Les déplacements totaux.....	110

I.1. GENERALITES SUR LES MOUVEMENTS DE TERRAIN

Les mouvements de terrain sont des déplacements, plus ou moins brutaux, 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 comprend diverses manifestations, lentes ou rapides, en fonction des mécanismes initiateurs, des matériaux considérés et de leur structure.



Photo. I.1 : les mouvements de terrain

I.2.LES DIFFERENTS MOUVEMENTS DE TERRAIN

Comme on le sait, les mouvements de terrain sont très variés, par leur nature (glissements de terrains, éboulements rocheux, coulées de boues, effondrements de vides souterrains, affaissements, gonflement ou retrait des sols ...) et par leur dimension. Leur répartition spatiale est guidée par la topographie et par la géologie (nature et fracturation des formations affleurantes, hydrogéologie). En effet, une bonne connaissance de la géologie donne une information sur la sensibilité du site et donc sur le volume des investigations ultérieures; elle donne aussi une information sur la forme de la surface potentielle de rupture et l'homogénéité ou non des couches du sous sol, ce qui va influencer le choix de la méthode de calcul.

De nombreuses classifications ont été proposées, fondées sur différents critères : morphologie, cinématique, nature des matériaux, etc.

D'une façon simplifiée, on peut distinguer quatre types d'instabilité des pentes naturelles suivants :

- Ecoulements ;
- fluages et solifluxions ;
- Coulées boueuses
- effondrements
- Glissement ;

I.2.1.Les écoulements et les éboulements :

I.2.1.1.Eboulements

Lors d'un éboulement (au sens strict), un volume de roche important, se fragmentant plus ou moins intensément, se détache en bloc du massif rocheux et s'éboule. Le volume de matériaux concernés est en général compris entre 100 et 100000 m³ par événement. Dans des cas exceptionnels, des volumes sensiblement plus grands peuvent s'ébouler.

Dans la pratique, l'estimation d'un volume de roche qui présente un danger potentiel d'éboulement exige des études détaillées du massif rocheux, comprenant une analyse approfondie de l'orientation spatiale des surfaces de discontinuité.

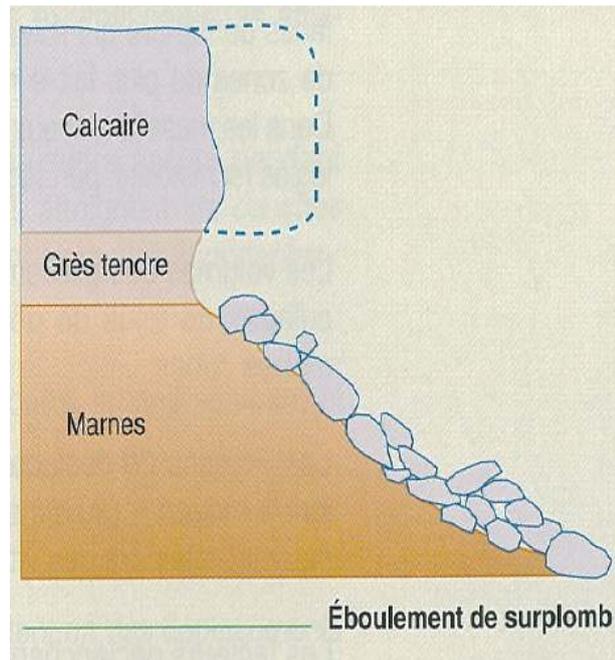


Figure. I.1 Un Eboulement.

Le mode de rupture au sein du massif a en général peu d'influence sur le déroulement de l'événement. En comparaison avec le phénomène d'éroulement, les interactions entre les éléments de roche formant l'éboulement et l'énergie mise en œuvre sont relativement limitées. Les vitesses de transport se situent principalement entre 10 et 40m/s.

I.2.1.2.Éroulement :

Lors d'un éroulement, un grand volume du massif rocheux (un à plusieurs millions de m³) 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'éroulement est déterminé par la topographie, de même que par l'interaction marquée entre les composants de la masse éroulée et par leur fragmentation intense.



Photo. I.2 Un écoulement

Les vitesses des écoulements sont très importantes, tout au moins dans les phases de rupture. Bien qu'aucun écoulement n'ait été mesuré avant la rupture, il est logique de penser que la vitesse d'ouverture des fissures doit être d'abord faible et constante puis tout à coup de façon beaucoup plus rapide que dans un glissement. Ceci est dû au fait que les matériaux donnant lieu à des écoulements sont en moyenne plus fragiles (dans leurs conditions naturelles) que ceux des glissements.

Il faut noter que leurs grandes masses et leur départ très brutal (c'est le mouvement dont le départ est le plus brutal) font des écoulements un phénomène très dangereux auquel sont soumises toutes les parois des roches dures. On a tendance à en oublier l'éventualité du fait de leur rareté.

* Les terrains donnant lieu à des éboulements sont exclusivement les roches massives pouvant former de hautes falaises (calcaire, roches cristallines et cristallophylliennes).

* Comme pour le glissement les paramètres influant sur les mécanismes de rupture sont les phénomènes climatiques (pluie, fonte de neiges...) ou mécaniques (séismes, vibrations).

I.2.2.Solifluxion, coulées boueuses (glissement coulée) :

I.2.2.1.Solifluxion :

Le phénomène de solifluxion est un cas particulier de fluage.

C'est un phénomène superficiel provoqué par les variations volumique du sol au cours des saisons (gel et dégel en montage, alternance de saisons sèches et pluvieuses).

Alor le fluage en déformation volumique est causé par un état de contrainte isotropique, qui dépend de l'écoulement de l'eau libre interstitielle et de la variation relative du volume du squelette inter granulaire.

Lorsqu'ils affectent des pentes, les mouvements alternés conduisent à une reptation du sol vers l'aval. La solifluxion se repère par la présence d'ondulations du sol et par l'inclinaison des arbres. Elle se produit essentiellement dans des pentes constituées de sols argileux gonflants et rétractables. Et affectent fréquemment les pentes naturelles recoupant « l'argile verte » de l'étage géologique du sannoisien.

I.2.2.2.Coulées boueuses :

Cet autre type de mouvement à forte déformation interne diffère du précédent par la nature des matériaux qu'il affecte. On peut définir le mouvement d'une coulée comme étant analogue à celui d'un fluide visqueux. Il concerne des matériaux meubles généralement saturés.

On peut observer une limite nette entre les matériaux de la coulée et ceux du terrain resté en place, laquelle se traduit par une cohésion beaucoup plus forte de ce dernier ainsi que par une discontinuité des vitesses. La déformation interne est très importante et on ne peut retrouver aucune structure du terrain ayant donné naissance à la coulée.

Les coulées se caractérisent par des formes allongées (L/D grand) sur des pentes même faibles; certaines atteignent plusieurs kilomètres de long. Elles sont souvent localisées dans des talwegs dont elles suivent le cours, mais peuvent parfois affecter des versants.

Les coulées ont lieu dans des formations argileuses, ou a granulométrie très fine, (argilite normalement consolidée à sur-consolidée, marnes, schiste argileux, flysch argileux...) fissurées et saturées à plasticité moyenne.

Etant donné le caractère très particulier des formations argileuses (présence d'argiles gonflantes, forte sensibilité des caractéristiques mécaniques aux conditions hydriques, ...), les processus d'altération mécanique et chimique prennent une importance considérable dans les processus de déclenchement des coulées boueuses. Les conditions climatiques, les apports d'eau superficiels et les nappes souterraines jouent un rôle important.

Une coulée, après son déclenchement, peut aussi continuer à évoluer lentement, par fluage ou par des phénomènes de solifluxion localisés, suivant les apports d'eau qu'elle reçoit, soit par infiltration directe, soit par le versant.

Leurs vitesses d'avancement sont très irrégulières : on observe des arrêts de mouvement ainsi que des reprises brusques. La vitesse semble liée au degré de saturation en eau du sol et plus généralement aux pressions interstitielles. Ces valeurs dépendent en général de la pluviométrie. La coulée se caractérise donc par des mouvements saisonniers.

Les masses en mouvement peuvent atteindre plusieurs millions de m³.

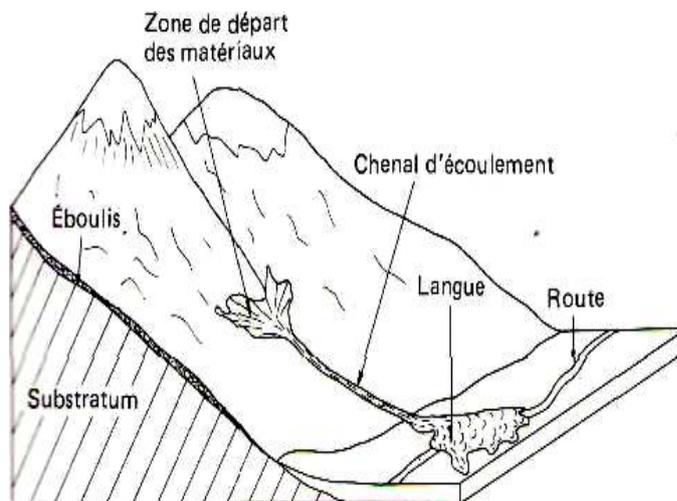


Fig. I.2 Croquis illustrant le développement d'une coulée



Photo. I.3 Coulée de boue en terrain boisé

I.2.3. Le fluage :

Il s'agit d'un phénomène de déformation lente sous sollicitation permanente constante, qui affecte en général certaines pentes naturelles argileuses. Les déplacements dans le massif en mouvement sont continus mais les vitesses faibles.

Cinématiquement il est très lent (quelques millimètres par an).

Dans le cas de fluage, il est difficile de mettre en évidence une surface de rupture. Et les masses concernées sont très variables. (Jusqu'à plusieurs millions de mètres cubes).

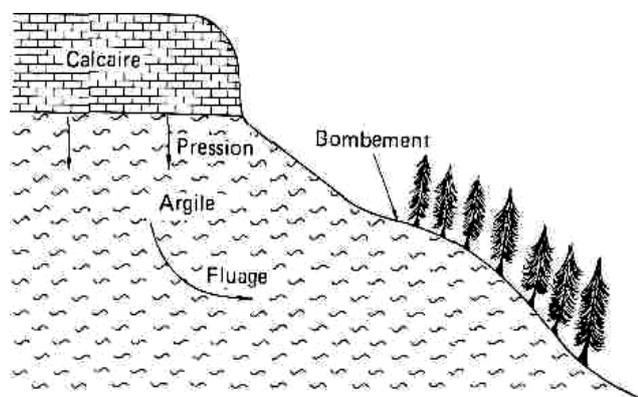


Figure. I.3: Exemple de fluage

On distingue deux grandes catégories de déformation de fluage :

- la déformation de cisaillement.
- la déformation volumique (Solifluxion)

Théoriquement pour Le fluage au cisaillement, la pression interstitielle est nulle alors le squelette inter-granulaire supporte les contraintes appliquées tout seul.

La déformation de fluage au cisaillement est étudiée à l'aide de l'appareil triaxial, de la boîte de cisaillement homogène, ou de la boîte de cisaillement plan.

I.2.4-les effondrements :

se manifestent par des déplacements verticaux instantanés de la surface du sol par rupture brutale de cavités souterraines préexistantes, naturelles ou artificielles, avec ouverture d'excavations grossièrement cylindriques. Ladite rupture se propage jusqu'en surface de manière plus ou moins brutale, puis détermine l'ouverture d'une excavation grossièrement cylindrique. Les dimensions de cette excavation dépendent des conditions géologiques, de la taille et de la profondeur de la cavité ainsi que du mode de rupture. Ce phénomène peut être ponctuel ou généralisé et dans ce cas concerner des superficies de plusieurs hectares. S'il est ponctuel, il se traduit par la création de fontis plus ou moins importants, dont le diamètre est généralement inférieur à cinquante mètres. Parmi les facteurs naturels qui conditionnent les effondrements, dans les calcaires notamment, figurent en premier lieu la résistance de la roche à la rupture. Cette résistance dépendant essentiellement de la teneur en argiles et de l'ampleur de la zone décomprimée autour des galeries. Elle dépend aussi de l'hétérogénéité du sol, notamment l'intercalation de strates plus argileuses ou gréseuses qui favorisent la rupture des voûtes, de la densité des diaclases, de la présence de failles, de joints de strates, du pendage des couches, ainsi que de la taille des vides. Le déclenchement du phénomène se fait par l'intervention des facteurs climatiques et hydrogéologiques. L'augmentation des pressions dans les drains et un accroissement de la plasticité des argiles, lors de fortes pluies, en saison humide ou en cas de circulation d'eau souterraine, s'accompagnent de dissolutions, d'altérations, d'érosion, d'expulsions de bouchons de sédiments, de rupture de voûtes, etc.



Photo. I.4 : Effondrement de terrain

I.2.4. Les glissements :

Les glissements de terrain sont des mouvements de masses compactes et/ou de terrain meuble, glissant vers l'aval. Ils résultent d'une rupture par cisaillement et se produisent en général sur des talus ou des versants de pente modérée à raide. Les instabilités naturelles de ce genre sont extrêmement courantes et apparaissent sous de nombreuses formes diversifiées.

Le volume et la vitesse de rupture sont très variables, la rupture est précédée de signes pré-curseurs mais peut être également brutale.

La pluie, fonte de neige, érosion, variations de cote d'un plan d'eau, travaux de terrassements, secousse sismique sont les causes principales de glissement.

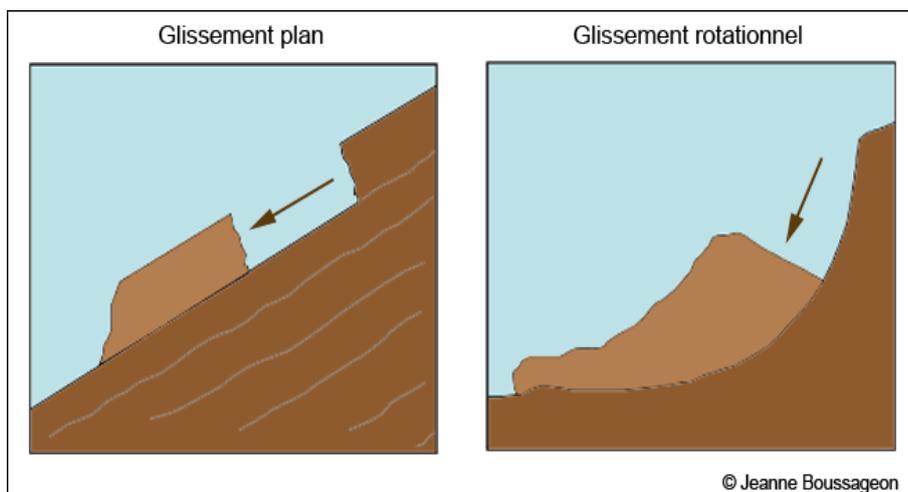


Figure. I.4: Exemple des glissements

I.3. QUELQUES EXEMPLE DE MOUVEMENTS DE TERRAIN A TRAVERS LE MONDE

Ce chapitre présente quelques cas pathologiques dus aux glissements des terrains, et qui représentent plusieurs cas de glissement de terrain soit en Algérie, en Europe, en Asie ou en Amérique.

I.3.1. en Algérie :

On peut citer plusieurs cas de glissement de terrain survenus en Algérie, plus particulièrement celui de Bejaia et la route des Abattoirs à Ténès (Chlef).

- **Cas de Bejaia :**

Comme le montre la figure II-1, le terrain concerné par le glissement de terrain présente une forte pente supérieure à 60° et qui est sujette à un glissement certain, compte tenu de la forte pluviométrie affectant la région de Bejaia.

Il a concerné une route avec un profil mixte déblai-remblai dans une zone montagneuse. La zone s'étend sur une longueur de 80m. Les investigations géotechniques ont mis en évidence depuis la surface, des éboulis gréseux, des bancs gréseux et des alternances de marnes schisteuses et de grés.



Photo. I.5 : Fissures longitudinales dans la route affectée par le glissement

La figure (I.5) présente un schéma global du glissement survenu à Bejaia où des infiltrations d'eau du côté amont et l'absence totale de drainage ont favorisé l'évolution du glissement. Les couches supérieures ont glissés sur la couche de marne d'épaisseur limitée et la couche de grés altérés.

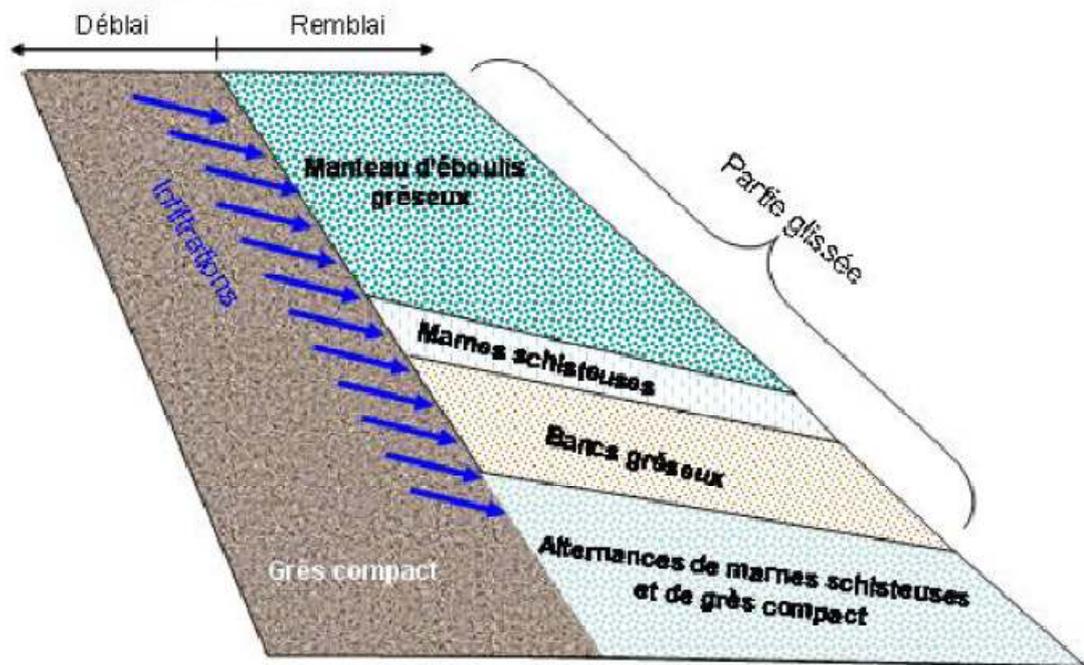


Figure. I.5: Cinématique du glissement

- **Cas de la Route des Abattoirs Ténès (Chlef) :**

Le glissement de la route des abattoirs Ténès, se trouvant sur un talus de 10m environ de hauteur (D'après des informations recueillies par la DTP de Chlef agissant comme maître de l'ouvrage). Ce glissement a été provoqué dans les années 80 sous l'effet des infiltrations souterraines ayant fait déplacer la masse de remblai composée d'alluvions récentes.

L'étude à été réalisée par le laboratoire des travaux publics du centre (Antenne de Chlef), où une solution à été dégagée consistant à recharger les pieds du talus tout en proposant des murs de soutènement reposant sur des pieux ancrés à plus de 25 m de profondeur.

Dans ce but depuis 1982 à 2006 de graves préjudices ont été observés sur le terrain (voir Photo. I.6), dont la partie se trouvant en haut du talus a été complètement déplacée et touchant même les fondations des bâtiments se trouvant à côté de l'emprise.

De ce fait, compte tenu des dégâts observés sur les lieux, les parties concernées ont pris au sérieux ce problèmes pathologiques et ont refait une deuxième fois l'études par le laboratoire citée ci-dessus et ce pour aboutir aux solutions du mur de soutènement et dont les travaux ont repris incessamment.



Photo. I.6 : Affaissement de plus de 50cm du glissement en bas du talus
(Les routes des Abattoirs Ténès)

I.3.2. en Europe :

- **Cas de France :**

Le glissement de la Clapière, dans l'arrière-pays niçois, est l'un des plus rapides au monde et est étroitement surveillé par le CETE.



Photo. I.7 : Des images montrent l'évolution du glissement de la Clapière (Nice)
Au fil des années

Ainsi, le glissement de La Clapière (Alpes-Maritimes) est particulièrement surveillé depuis 1970, par le Centres d'études techniques de l'équipement ([CETE](#)) d'Aix-en-Provence. Ce phénomène atteint une hauteur de plus de 650 mètres, ce qui fait de lui le plus grand glissement actif d'Europe. L'écoulement, amorcé depuis quelques années, est dû à une masse instable, de l'ordre de 50 millions de m³, qui glisse de 1 à 10 m par an. Spectaculaire et très connu dans la région, il est susceptible de barrer la vallée de la Tinée. Il provoquerait alors l'inondation en amont de la ville de Saint-Étienne-de-Tinée et, en cas de rupture de ce barrage instable, la destruction, par la vague déferlante, des villages situés en aval.

- **Cas d'Italie :**

Dans le sud de l'Italie et en Sicile, plusieurs villages ont dû être évacués suite à de gigantesques coulées de boue où de nombreux bâtiments ont été fissurés.



Photo. I.8 : Glissement de terrain spectaculaire dans le sud de la Sicile

De plus en plus d'Italiens du Sud sont évacués à cause de violents glissements de terrain. L'évacuation a commencé durant la nuit de lundi à mardi par le village de Maierato. Selon les médias italiens, environ 2.300 personnes qui se trouvaient dans le bâtiment d'une école de police et dans un hall sportif ont été emmenées dans la ville toute proche de Vibo Valentia. "*La montagne a simplement glissé vers le bas - un spectacle digne de l'Apocalypse*", a indiqué Sergio Rizzo.

La situation à San Fratello, à l'ouest de la ville portuaire de Messine en Sicile, est tout aussi dramatique. Sur les 4.000 personnes que compte le village, la moitié d'entre elles a été évacuée ou est parti volontairement durant le week-end.

I.3.3. en Asie :

- **Cas de Malaisie :**



Photo. I.9 : Un glissement de terrain sur une colline située au dessus de Kuala-Lumpur, la principale ville de Malaisie

Le glissement de terrain engloutissant plusieurs maisons et coupant l'accès à des quartiers périphériques de la capitale Malaisienne. Des coulées de boue, provoquées par les pluies torrentielles qui se sont abattues sur ville

Les coulées de boue ont recouvert une zone 500 mètres de large, selon la source, les eaux boueuses ayant atteint par endroit le 3e étage des bâtiments

- **Cas de Kirghizistan :**

Le Kirghizistan, une république de l'Asie centrale située au milieu des montagnes Tian Shan, est particulièrement menacé par des glissements de terrain provoqués par des tremblements de terre. Ceci est une conséquence directe de la jeunesse des Tian Shan mou tains et du degré élevé d'activité tectonique et sismique dans cette région, dû à la collision et la convergence de l'Inde vers l'Eurasie qui provoque de nombreux mouvements de la croûte. C'est pourquoi des tremblements de terre importants ($M > 6.0$) sont fréquents dans cette région.



Photo. I.10: Photographie d'un glissement de terrain important (mise à disposition par l'Institut de Sismologie du Kirghizistan)

Cette région est confrontée de longue date à des glissements de terrain associés à des tremblements de terre, dont certains avec des effets catastrophiques. Le glissement le plus important, situé dans la région de Bielogorka, avait une épaisseur de 20-30 mètres, une largeur de 500 mètres, s'étalait sur 2000 mètres et transportait 25 millions de m³ de matière. Les glissements de terrain ont obstrué une rivière, retenant l'eau et créant ainsi un lac.

I.3.4. en Amérique :

- **Cas de Salvador :**

A la suite d'un tremblement de terre de magnitude 7.6 à l'échelle Richter survenu en 2001 au large des côtes du Salvador, deux glissements de terrain se sont produits : le glissement de La Leona près de San Vicente et le glissement de Las Collinas.

a/ La Leona



b/ Las Collinas



Photo. I.11 : Glissements de La Leona près de San Vicente(a) et de Las Collinas (b).

- **Cas de Colombie:**

Le glissement a eu lieu en 1987 au quartier de Villatina Medellin qui est localisé sur le flanc oriental de l'aval du Rio Medellin. Il est l'une des grandes catastrophes naturelles qui ont eu lieu en Colombie dans une zone urbaine. Le nombre des victimes a été entre 450 et 500, avec plus de 120 maisons détruites.

Le glissement est parti de la zone de dunites (roches argileuses fracturées) qui a une pente supérieure à 20%, il est descendu en suivant la ligne de plus forte pente (Photo I-12).

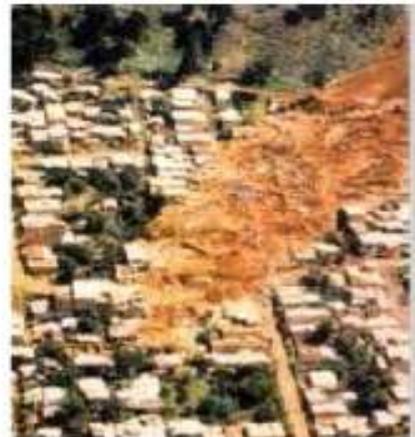


Photo. I.12: Morphologie de la zone de glissement de Villatina Medellin en Colombie.

I.4. CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons montré les différents types de glissements qui existent dans la nature.

Le traitement et l'étude de ces différents cas, nécessite quelques documentations à savoir les cartes: topographiques, géologiques, hydrogéologique, en vue de procéder à une étude détaillée du site instable.

Ces cas pathologiques cités précédemment montrent l'importance des effets de glissement pouvant engendrer des dégâts humains et matériels pouvant se chiffrer en plusieurs millions de Dinars dont les gouvernements doivent prêter beaucoup d'attention.

II.1.LES PRINCIPAUX TYPES DE GLISSEMENT

Suivant la forme de surface de rupture on distingue :

II.1.1.Glisement plan :

La surface de glissement est plane. Il s'agit souvent du toit d'une couche de mauvaise résistance (une zone de faiblesse), une couche mince, dite couche de savon.

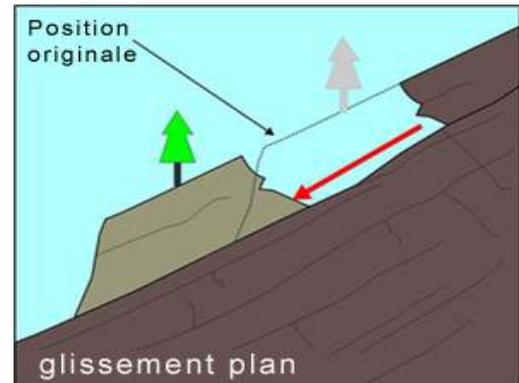
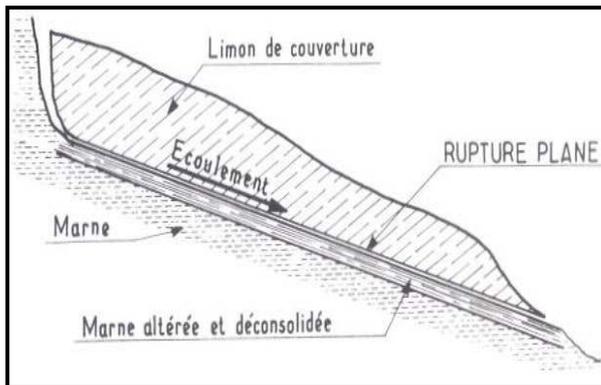


Figure. II.1 : Croquis d'un glissement plan

Figure. II.2 : Glissement plan

II.1.2. Glissement rotationnel simple :

C'est le type de glissement le plus fréquent. Il se produit principalement dans des terrains meubles homogènes surtout argileux et silteux.

Les glissements rotationnels sont en général de volume limité et ayant une surface de rupture approximativement cylindrique.

Ils sont caractérisés par :

- Des fissures de traction en tête ;
- Un escarpement correspondant à l'amont de surface de glissement ;
- Un bourrelet formé par des matériaux glissant à la base.

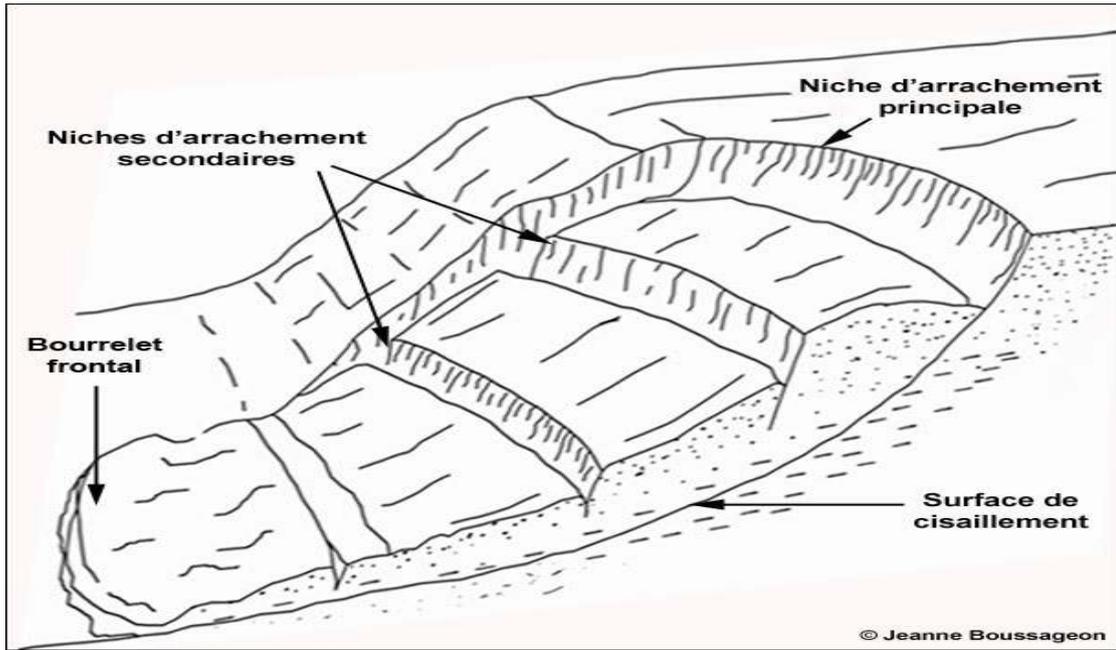


Figure. II.3 : Exemples d'un glissement rotationnel

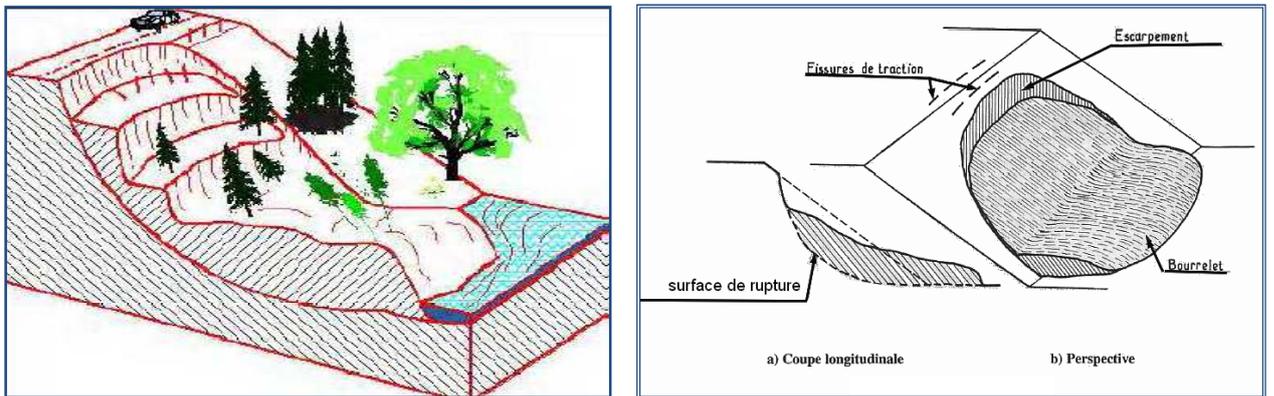


Figure. II.4_Croquis d'un glissement rotationnel

II.1.3. Glissement rotationnel complexe :

Il s'agit de glissements multiples "emboîtés" les uns dans autres, dues à des glissements en chaîne.

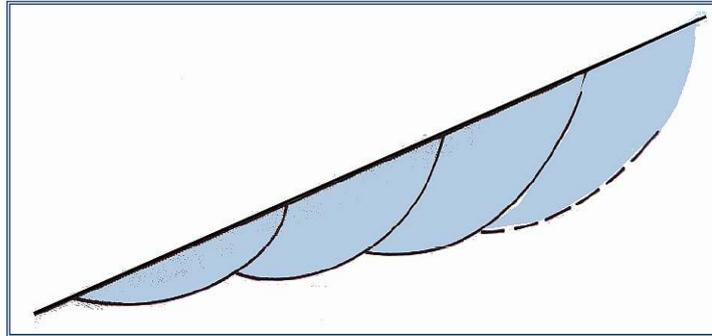


Figure. II.5 : Glissements successifs emboîtés.

Un glissement rotationnel à de forte chance de se développer par reprise de la rotation sur la même surface de glissement, et souvent par apparition de surfaces de rupture nouvelles, plus profondes et plus ou moins emboîtées avec la première (figure I.9). L'aggravation peut également prendre les formes analysées ci après

➤ Les glissements en chaînes :

Supposons qu'un glissement (n°1 sur la figure I.10.a) soit produit ; il en résulte pour le site :

- Une suppression de la butée de pied du terrain amont au droit de sa niche ;
- Une surcharge du terrain aval par sa langue, à l'amont, la suppression de la butée peut favoriser le déclenchement d'un autre glissement (n°2 sur la figure I.10.a) ;
- A l'aval, la surcharge peut favoriser le déclenchement d'un troisième glissement (n°3 sur la figure I.10.a).

Le processus ainsi engagé peut se développer de proche en proche sur le versant, pour constituer une suite continue de glissement en chaîne et finalement un vaste glissement vaguement plan.

➤ **Les glissements régressifs :** (on dit aussi rétrogrésifs)

Naissent d'une aggravation continue vers l'amont d'une première rupture (figure I.10.b). Ils représentent un cas particulier de glissement en chaîne.

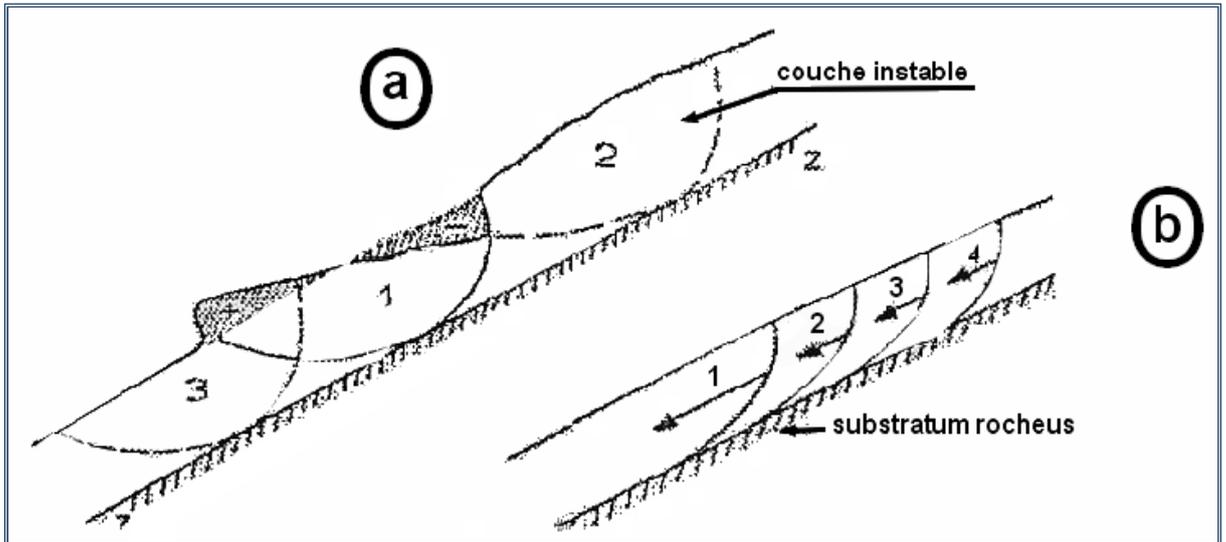


Figure. II.6.a : Glissement en chaîne

Figure. II.6. b : Glissement rétrogrésif

Le phénomène de glissement peut également affecter des massifs rocheux. Lorsque la surface de rupture est localisée le long d'un joint de stratification, on l'appelle alors le glissement banc sur banc.

II.2. Classement géotechnique des glissements de terrain :

Les glissements de terrain peuvent être classés aussi en fonction de la profondeur de leur surface de glissement et de la vitesse moyenne du mouvement.

Classification d'après la profondeur de la surface de glissement (en m sous la surface du sol)

Glissement	Surface de glissement
Superficiel	0 – 2m
Semi-profond	2 – 10m
Profond	10 – 30m
Très profond	>30m

Classification selon l'activité (en fonction de la vitesse moyenne du glissement en cm par an à long terme)

Glissement	Vitesse de glissement
Stabilité, très lent	0 - 2 cm/an
Peu actif, lent	2 – 10 cm/an
Actif (Ou lent avec phases rapides)	>10cm/an

II.3. Les facteurs de glissements :

II.3.1. Condition morphologique (géométriques) :

Les conditions géométriques ont une influence sur la stabilité des talus, soit ils augmentent ou ils diminuent le risque de glissement, citons quelques paramètres qui sont liés directement à la géométrie du talus :

- La dénivellation : c'est la différence de niveau (d'un terrain, d'une surface).
- l'inclinaison : c'est le degré d'inclinaison, pente

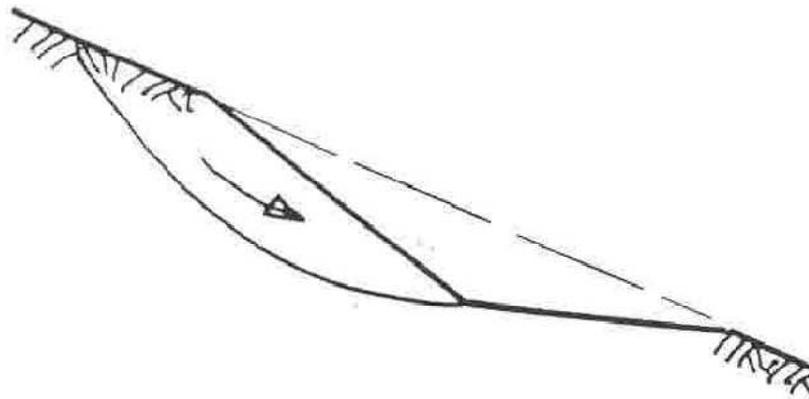


Figure II. 7 : Modification des pentes

II.3.2. Condition géotechnique (géologiques) :

Les principales conditions géologiques qui affectent la stabilité des talus sont :

- la nature des matériaux formant le talus.
- la discontinuité dans la formation des couches, le pendage des couches et la direction du pendage.
- les fissurations des substratums qui sont dues aux mouvements des plaques tectoniques.

II.3.3. Conditions climatiques :

Les principales conditions climatiques sont :

- L'altération qui est due aux changements climatiques brusques, la température élevée, la pluie, le vent...etc.
- L'augmentation des pressions interstitielles par infiltration d'eau.
- L'accumulation des précipitations qui fragilisent les substratums.
- L'intensité des orages des eaux de pluie qui vont s'infiltrer dans le sol engendrent une augmentation du niveau de la nappe. Cette augmentation du niveau de la nappe induira une augmentation de la contrainte de cisaillement dans le sol qui provoque alors un glissement de terrain.

II.3.4. Intervention humaine :

Les surcharges sur le versant (remblais, construction ...) sont défavorables, car elles forment un moment moteur à l'apparition d'un glissement (apport de poids). Par contre en pied de glissement, les surcharges sont stabilisatrices (création d'une butée de pied).

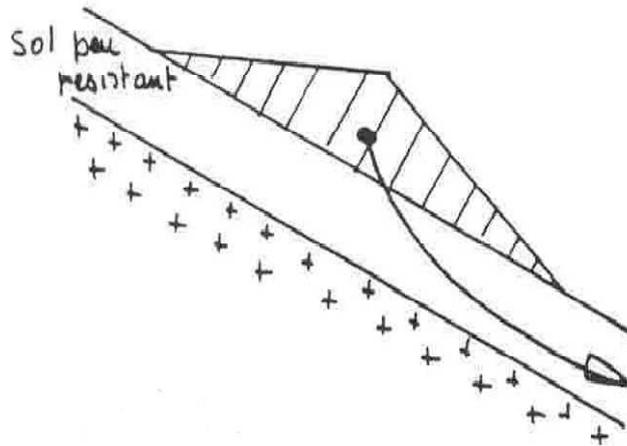


Figure II.8 : Surcharge du versant

II.3.5. Conditions mécaniques

Parmi les conditions mécaniques qui déclenchent le glissement, le séisme et plus généralement les vibrations. S'agissant de circulation d'engins et d'automobiles, les vibrations sont défavorables à la tenue des terrains, notamment lorsqu'ils sont saturés en eau (saison pluvieuse).

II.4.1. Notion de facteur de sécurité :

L'analyse courante de la stabilité consiste, sur la base d'une description à deux dimensions de la pente, à étudier les conditions d'équilibre de la masse de sol, supposée monolithique, délimitée par une surface de rupture et soumise aux efforts suivants : poids propre du massif, réactions du sol en place le long de la surface de rupture, pressions interstitielles, chargements extérieurs éventuels.

En un point de la surface de rupture potentielle, le coefficient de sécurité (local) est défini comme le rapport de la résistance au cisaillement du sol τ_{\max} à la contrainte de cisaillement τ s'exerçant réellement sur la surface :

$$F_{\text{local}} = \tau_{\max} / \tau$$

Si $F > 1$, il n'y a pas rupture ; si $F = 1$, il y a rupture locale. La définition de ce coefficient de sécurité global se heurte à deux difficultés : on ne sait pas évaluer, sauf cas particuliers simples ou appel à modélisation complexe, la répartition des contraintes le long de la surface de rupture et, si l'on possède une telle évaluation, on constate en général que le coefficient de sécurité n'est pas constant le long de la surface de rupture. La résistance au cisaillement (τ_{\max}) est égale à la cohésion non drainée pour les sols fins à court terme. Dans le cas général, elle dépend de la contrainte effective normale σ' selon le critère de rupture de Mohr-Coulomb :

$\tau_{\max} = c' + \sigma' \tan \phi'$. Il est donc nécessaire de faire des hypothèses sur la répartition des contraintes normales σ' . Une façon d'évaluer les contraintes de cisaillement τ consiste à écrire qu'elles résultent de l'équilibre limite pour des caractéristiques du sol réduites :

$$\tau = c' / F + \sigma' \tan \phi' / F$$

L'étude de stabilité consiste à rechercher la surface de rupture la plus défavorable (dans une famille donnée, par exemple circulaire), c'est-à-dire dont le coefficient de sécurité est le plus faible : c'est elle qui conditionne la stabilité du versant. On verra que, généralement, un coefficient de sécurité de 1,2 à 1,5 suivant les cas est recherché.

Tableau II.1: Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité,

LAMBE [1973].

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

II.4.2. Le choix du type de méthode de calcul :

Un autre choix important, qui 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 intéressant 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 répétée 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.

II.4.3. Méthodes à l'équilibre limite :

II.4.3.1. Introduction :

Quand on étudie la stabilité d'un massif, deux cas de figure peuvent se présenter:

- Soit il n'y a pas de surface de glissement préférentielle, c'est le cas des sols relativement homogènes ne présentant pas de discontinuités géologiques, la surface sur laquelle il pourrait y avoir rupture n'est pas connue. Elle est alors définie sur la base d'un coefficient de sécurité minimal et d'une rupture cinématiquement possible. Afin de préciser la surface de rupture la plus critique et le coefficient de sécurité qui lui est associé, on utilise généralement des méthodes à l'équilibre limite itérées de nombreuses fois.
- Soit la masse rigide en glissement se déplace le long d'une surface de géométrie bien définie, c'est le cas des massifs rocheux fracturés, pour lesquels la cinématique du mouvement est conditionnée par les discontinuités et leur orientation spatiale. C'est aussi le cas pour les sols lorsqu'il peut y avoir mouvement le long d'une surface de glissement préexistante.

Dans les deux cas, le comportement du géomatériau est supposé suivre la loi de Mohr-Coulomb, qui donne la résistance au cisaillement à la rupture: $\tau = c' + \sigma' \tan \varphi$

Les méthodes dites à l'équilibre limite sont très appropriées car on peut écrire facilement les équations qui relient les variables, mais, sauf pour les cas les plus simples, le nombre d'inconnues est bien supérieur au nombre d'équations. Pour pouvoir résoudre les équations, il faut alors introduire des hypothèses supplémentaires et simplificatrices de manière à équilibrer le nombre d'inconnues et le nombre d'équations.

II.4.3.2. Principes et hypothèses des méthodes d'équilibre limite :

Le principe de base de toutes ces méthodes est de découper le volume de sol étudié en un certain nombre de tranches et d'appliquer les différentes forces comme le montre à titre indicatif la figure 3.1. Toutes ces méthodes ont en commun la même difficulté qui est de trouver à la fois:

- la surface critique;
- les contraintes normales et tangentielles le long de cette surface;
- le facteur de sécurité (sur le critère de rupture) en partant des équations d'équilibre.

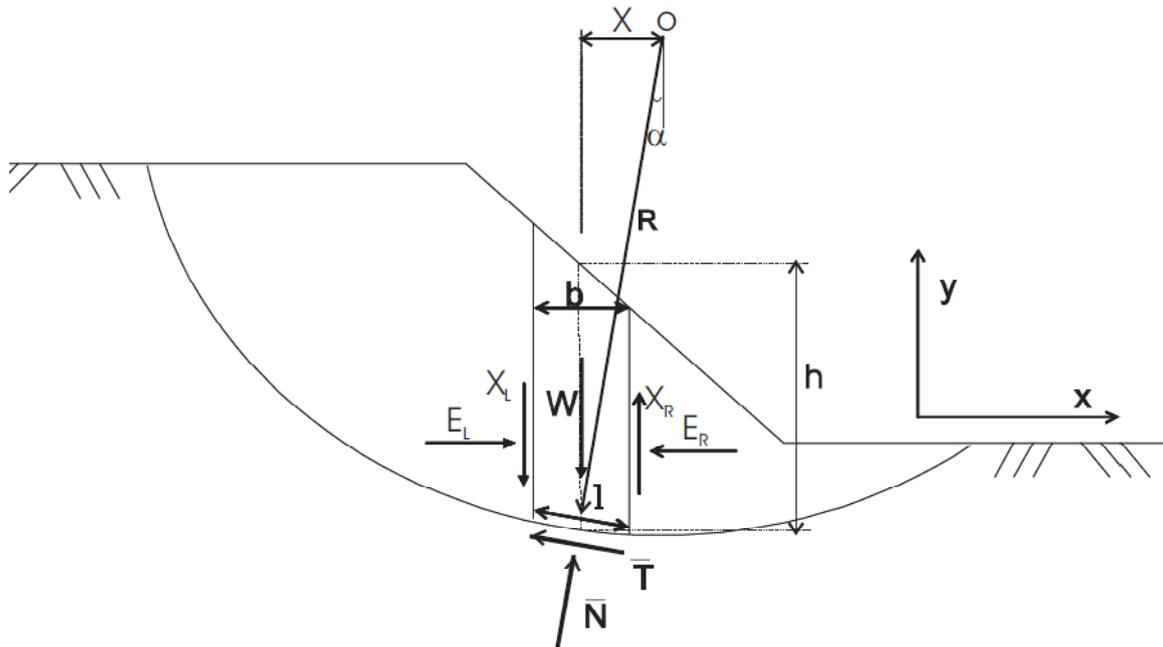


Figure II. 9 : Exemple d'une rupture circulaire

Comme on peut le voir sur la figure 3.1, les forces agissant sur la tranche peuvent être définies comme suit :

W = poids total de la tranche de largeur b et de hauteur h

N, T = composantes normale et tangentielle de la force agissant à la base de la tranche

X, E = composantes verticale et horizontale des forces inter tranches

b = épaisseur de la tranche ($b = l \cdot \cos \alpha$)

α = angle que fait la base de la tranche avec l'horizontale

R = rayon du cercle de rupture de centre o

l = longueur du plan de glissement de la tranche

x = bras de levier du poids des terres

Définissons les efforts comme suit:

$$N = \sigma l \quad \text{et} \quad T = \tau_m l$$

où τ_m est la contrainte de cisaillement mobilisée à la base de la tranche qui peut être exprimée par:

$$\tau_m = \tau / F_s$$

où τ est donnée par l'équation de Mohr- Coulomb: $\tau = c' + (\sigma - u) \tan \varphi'$

F_s est le facteur de sécurité par lequel la résistance au cisaillement du sol doit être réduite pour amener la masse de sol dans un état d'équilibre limite.

Il vient alors:

$$T = (\tau / F_s) l = l / F_s [c' + (\sigma - u) \tan \varphi']$$

Ou :

$$T = l / F_s [c' l + (N - ul) \tan \varphi'] \quad 3.1$$

Pour une tranche:

• **En projetant verticalement toutes les forces:**

$$N \cos \alpha + T \sin \alpha = W - (X_R - X_L) \quad 3.2$$

Si on remplace T par sa valeur (équation [3.1]), on obtient:

$$\Rightarrow N = [W - (X_R - X_L) - l / F_s (c' l \sin \alpha - ul \tan \varphi' \sin \alpha)] / m_\alpha \quad 3.3$$

Ou

$$m_\alpha = \cos \alpha (l + \tan \alpha \tan \varphi' / F_s) \quad 3.4$$

• **En projetant horizontalement toutes les forces:**

$$T \cos \alpha - N \sin \alpha + E_R - E_L = 0 \quad 3.5$$

Si on remplace T par sa valeur (équation [3.1]), on obtient:

$$E_R - E_L = N \sin \alpha - l / F_s [c' l + (N - ul) \tan \varphi'] \cos \alpha \quad 3.6$$

On peut définir le coefficient de sécurité comme suit:

1. soit on le définit à partir de l'équilibre moment de toutes les forces et on va le désigner par F_m ;
2. soit on le définit à partir de l'équilibre global des forces horizontales, les unes tendant à bouger la masse de sol, les autres tendant à la stabiliser, et on va le désigner par F_f .

Equilibre global des moments:

$\Sigma W \cdot x = \Sigma T \cdot R$ et si on remplace T par sa valeur (l'équation [3.1]) et x par $R \sin \alpha$:

$$F_m = \Sigma [c' l + (N - ul) \tan \varphi'] / \Sigma W \sin \alpha \quad 3.7$$

Equilibre global des forces:

En absence de tout chargement de la masse de sol étudiée:

$$\begin{aligned}\Sigma ER - EL &= 0 \\ \Sigma XR - XL &= 0\end{aligned}$$

D'où, l'équation [3.6] donne:

$$Ff = \Sigma [c'l + (N - ul) \tan \phi'] \cos \alpha / \Sigma N \sin \alpha \quad 3.8$$

En général, les deux facteurs de sécurité sont assez proches et BISHOP [1955] montre que Fm est moins sensible aux hypothèses sur les forces inter tranches.

Pour trouver les deux facteurs de sécurité Fm et Ff , certaines hypothèses doivent être posées

Les méthodes des tranches les plus connues sont :

- Fellenius (1927)
- Taylor (1948)
- Caquot (1954)
- Janbu (1954)
- Biarez (1955)
- Bishop (1955)
- Morgenstern de price (1965)
- Méthode de perturbations (1972)

Pour résoudre les équations. A titre indicatif, nous citons certaines méthodes d'équilibre limite et leurs hypothèses:

II.4.3.3. Méthode de Fellenius [1927] :

Hypothèses:

- la méthode suppose une surface de glissement circulaire et divise le talus en tranches;
- elle néglige les forces entre les tranches (verticales et horizontales), figure 3.2. A partir des équations [3.2] et [3.5], la force normale N devient:

$$\begin{aligned}\Rightarrow N \cos \alpha + T \sin \alpha &= W \\ T \cos \alpha - N \sin \alpha &= 0 \quad \Rightarrow N = W \cos \alpha\end{aligned}$$

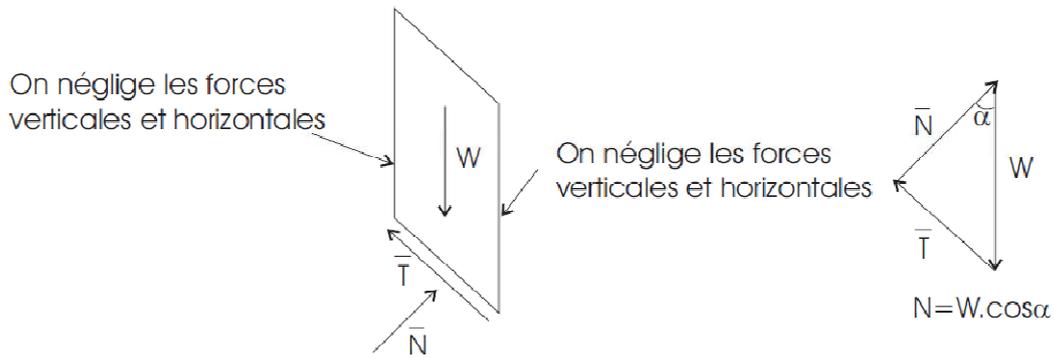


Figure II. 10: Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius

La méthode de Fellenius vérifie l'équilibre global des moments tout en négligeant les forces entre tranches comme nous venons de le voir, ce qui fait qu'en remplaçant dans l'équation [3.7] N par la valeur trouvée ($N = W \cdot \cos \alpha$), on aura:

$$Fm = \frac{\sum [c'l + (W \cos \alpha - ul) \tan \phi']}{\sum W \sin \alpha} \quad 3.9$$

C'est une méthode moins précise que les autres méthodes des tranches et elle est sûre pour des sols homogènes seulement.

II.4.3.4. Méthode simplifiée de BISHOP [1955] :

Hypothèses:

- la méthode suppose une surface de glissement circulaire;
- elle néglige les forces verticales entre les tranches (figure 3.3).

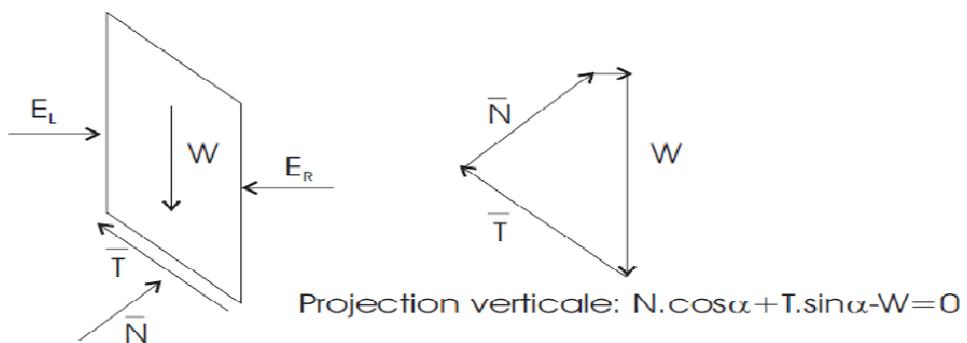


Figure II. 11: Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Bishop simplifiée

La méthode de Bishop vérifie l'équilibre des moments ainsi que l'équilibre vertical pour chaque tranche, mais elle néglige l'équilibre horizontal des forces.

L'équilibre vertical donne l'équation [3.3] et d'après l'hypothèse faite sur les forces entre les tranches ($X_R - X_L = 0$), nous aurons:

$$N = [W - l / Fs + (c' l \sin \alpha - ul \tan \phi' \sin \alpha)] / m \alpha$$

Si on remplace N dans l'équation [3.7] nous aurons:

$$Fm = \Sigma [c' l \cos \alpha + (W - ul \cos \alpha) / \tan \phi'] / m \alpha / \Sigma W \sin \alpha \quad 3.10$$

Ou $m \alpha = \cos \alpha (1 + \tan \alpha \tan \phi' / Fm)$

Nous constatons que le coefficient de sécurité Fm (dû à l'équilibre moment) se retrouve dans les deux membres de l'équation, et donc, la résolution passe par des techniques itératives.

Généralement, on prend la valeur du coefficient obtenue avec la méthode de Fellenius comme point de départ de cette itération. Cette méthode est plus précise que celle de Fellenius et le calcul se prête particulièrement bien au traitement par ordinateur.

II.4.3.5. 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]:

$$Ff = \Sigma [c' l + (N - ul) \tan \phi'] \cos \alpha / \Sigma N \sin \alpha \quad 3.11$$

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

$$Ff = [\Sigma [c' l + (N - ul) \tan \phi'] / \cos \alpha] / \Sigma W \tan \alpha \quad 3.12$$

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

II.4.3.6. Méthode de Spencer [1967], Morgenstern-Price [1965] :

Hypothèses:

- la méthode suppose une surface de glissement non circulaire.
- elle suppose que les forces entre les tranches sont parallèles entre elles afin de rendre le problème déterminé (figure 3.5).
- elle suppose aussi que la force normale N agit au centre de la base de chaque tranche.

Cette méthode vérifie l'équilibre horizontal et vertical des forces, l'équilibre des moments en un point quelconque; et détermine également l'inclinaison des forces entre les tranches, ce qui donne une inconnue supplémentaire. Cette méthode est précise et elle est applicable à toutes les géométries et types de sol.

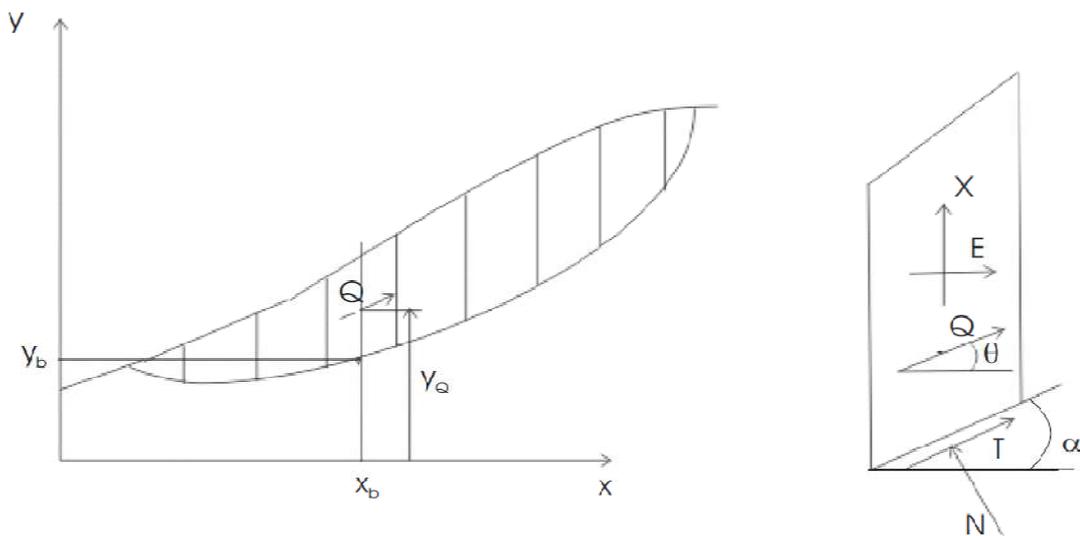


Figure II. 12 : Coordonnées de la surface de glissement pour la méthode de Spencer

Pour SPENCER [1967] l'inclinaison θ est constante et pour MORGENSTERN et PRICE [1965] le rapport $X / E = \lambda f(x)$, où $f(x)$ est une fonction qui varie continuellement le long de la surface de glissement, λ étant le facteur d'échelle.

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].

II.4.3.7.Méthode des perturbations :

Avant d'expliquer cette méthode, on présente d'abord la méthode de Bell qui est exprimé par la formule suivante :

$$\frac{\sigma_i}{l_i} = \lambda_i \frac{W_i \cos \alpha_i}{l_i} + \lambda_2 \sin 2\pi \left(\frac{x_0 - x_i}{x_0 - x_n} \right)$$

Lorsque x_i varie de x_0 à x_n , $\frac{x_0 - x_i}{x_0 - x_n}$ varie de 0 à 1 et donc le deuxième terme tend vers 0 quand x_i tend vers x_n ou vers x_0 .

- Pour la méthode des perturbations, l'idée est de partir d'une valeur approchée de l'effort normal σ_{i0} que l'on perturbe en la multipliant par un terme p .

On peut écrire formellement

$$\sigma_i = \sigma_{i0} p$$

σ_i : valeur de l'effort normal sur la courbe de rupture dans la tranche i .

σ_{i0} : valeur approchée de perturbation.

P : fonction de perturbation.

Telle que : $p = \mu_1 + \mu_2 \theta(M_i)$

μ_1, μ_2 : paramètres inconnus de perturbation

$\theta(M_i)$: fonction de perturbation définie au point M_i de calcul le long de la courbe.

La méthode sera d'autant plus performante que la perturbation sera faible (μ_1 proche de 1 et μ_2 proche de 0). Cela se traduit par une estimation aussi parfaite que possible du terme à perturber σ_{i0} .

Choix de σ_{i0} :

Le choix consiste à formuler σ_{i0} à partir de la méthode de Fellinius ; considérons une tranche de sol verticale sans effort inter tranches (hypothèse de Fellinius) son poids est W_i . La composante normale de ce poids sur la facette inclinée à α en M :

$$W_i \cos \alpha_i$$

Soit:

$$\sigma_{i0} = W_i \cos \alpha_i$$

Choix de $\theta(M_i)$:

Des calculs ont été faits à partir des répartitions des contraintes, concluaient à donner $\theta(M_i)$ la valeur de $\tan \alpha_i$ au point considéré.

Donc :

$$\sigma_i = W_i \cos \alpha_i (\mu_1 + \mu_2 \tan \alpha_i)$$

α_i : angle de facette de rupture avec l'horizontale (en valeur algébrique)

W_i : poids de la tranche i .

σ_i : effort à la base de la tranche i .

II.4.4. Limitations des méthodes d'équilibre limite :

II.4.4.1. Méthode Circulaire :

1. Méthode des tranches :

Lorsque cette méthode est employée pour $\phi = 0$, c'est la même que la méthode Suédoise.

Il s'agit de la méthode la plus simple employée pour $\phi \neq 0$

Elle s'applique à des dépôts de sol non homogènes.

La méthode est conservatrice.

Limitations :

- Elle sous-estime le facteur de sécurité en c' et ϕ' , surtout si u est élevé.
- Elle est utilisée que pour des surfaces circulaires.
- Elle ne satisfait pas toutes les conditions d'équilibre.

2. Bishop simplifié :

S'applique à des dépôts de sol non homogènes $\phi' \neq 0$ et donne des facteurs de sécurité $>$ à ceux obtenus par la méthode des tranches

Elle est par contre plus précise que la méthode des tranches.

Elle donne les mêmes résultats que la méthode des tranches pour $\phi = 0$

Limitations :

- Elle est utilisée que pour des surfaces circulaires.
- Elle ne satisfait pas l'équilibre des forces horizontales.
- La méthode de Bishop est la meilleure méthode à utiliser pour des surfaces de rupture circulaires.

III.4.4.2.Méthode non circulaire :**1• Méthode de Jambu :**

Surface non-circulaire pour $\phi \neq 0$.

Il s'agit d'une bonne méthode pour des surfaces non circulaires et elle peut être utilisée à la main.

2. Méthode de Spencer :

Semble être une bonne méthode pour des surfaces de rupture non circulaire.c'est une méthode à utiliser sur ordinateur.

3. Morgenstern Price :

Peut être la meilleure méthode mais demande plus de travail et de pratique que la méthode de Spencer.

4. Méthode des perturbations (européenne) :

Même remarque que Morgenstern-Price (beaucoup de similitude).

Discussion sur circulaire et générale :

- Homogène → circulaire sauf si restriction (ex. longue berme).
- Si plan de faiblesse (coin ou général).

Mise au point :

Méthode demeure un outil - Le problème est d'évaluer la résistance et u à utiliser.

Perturbation : générale et circulaire.

Peu utilisée en Amérique.

Donne le même facteur de sécurité que Morgenstern Price.

L'hypothèse de la division de la masse susceptible de glisser en tranches et ceci implique des hypothèses supplémentaires sur les forces entre tranches et par conséquent sur l'équilibre. Pour toutes les méthodes qui satisfont à toutes les conditions d'équilibre, FREDLUND *et al.*

[1977] montrent que les hypothèses faites n'ont aucun effet significatif sur le coefficient de sécurité; par contre, dans les méthodes qui satisfont uniquement l'équilibre des forces, le coefficient de sécurité est affecté d'une façon significative par l'inclinaison supposée des forces entre tranches, c'est pourquoi ces méthodes sont moins utilisées par rapport aux méthodes qui satisfont à toutes les conditions d'équilibre.

- Dans l'analyse de la stabilité par les méthodes d'équilibre limite, le comportement du sol est supposé rigide parfaitement plastique, donc elles ne donnent aucune informations sur les déplacements.
- Le coefficient de sécurité F_s est supposé identique en chaque point du plan de glissement. Or nous voyons sur la figure 3.6 que la résistance au cisaillement ultime n'est pas nécessairement mobilisée simultanément le long de la surface de glissement.
- Pour des géométries complexes, il peut y avoir un minimum local qui reste non détecté et des surfaces de rupture complexes (non circulaires) peuvent être difficilement détectables.

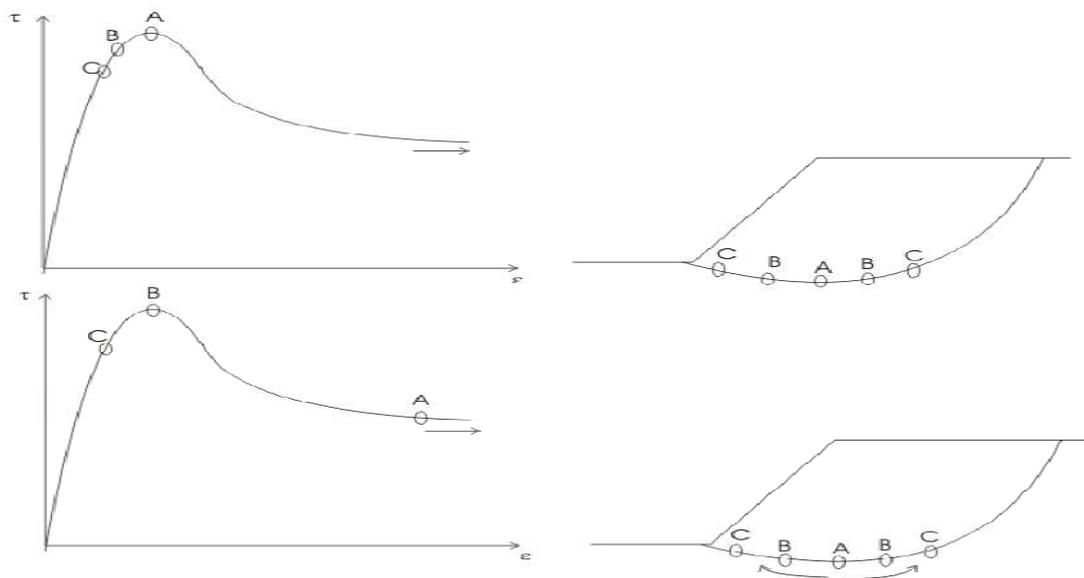


Figure II. 13: Mobilisation de la résistance au cisaillement le long d'un plan de glissement, DUN-CAN et WRIGHT [2005]

II.5. CALCUL NUMERIQUE DE LA STABILITE DES PENTES

II.5.1. Introduction :

Dans le paragraphe précédent, nous avons passé en revue les différentes méthodes d'équilibre limite pour l'analyse de la stabilité des pentes. Toutes ces méthodes reposent sur le fait de choisir arbitrairement une série de surfaces de glissement et de définir celle qui donne la valeur minimale du coefficient de sécurité. Mais depuis un certain temps, nous assistons à une utilisation intensive de méthodes d'analyses numériques donnant accès aux contraintes et déformations au sein du sol. Pour y parvenir, il est nécessaire de connaître la loi de comportement pour le sol considéré; ensuite, le volume de sol est divisé en éléments géométriques simples, chaque élément étant soumis à l'action des éléments voisins. Le calcul consistera à déterminer des champs de contraintes et de déplacements compatibles avec les équations de la mécanique et la loi de comportement adoptée.

La phase de modélisation du glissement peut intervenir avec pour finalité de pré-dimensionner des solutions de confortement (lorsque l'ampleur du glissement le permet). Le but est alors de transposer les reconnaissances menées par points et permettre une représentation interprétative en 3 dimensions du terrain. Dans cette phase, des hypothèses et interprétations sont nécessaires. Ces modèles sont souvent complexes, faisant grandement appel à l'expérience du géotechnicien.

Les calculs sont alors menés sur les profils de terrain jugés représentatifs. La méthode de calcul usuelle est celle dite des tranches Fellinius ou Bishop qui consiste à diviser le talus en tranches verticales dont l'équilibre individuel est étudié. Chaque tranche est soumise à des efforts (pesanteur, poussées des tranches supérieures, butées des tranches inférieures, réactions inter granulaires des sols, poussées hydrauliques...). De tels calculs sont faits sur ordinateurs. Le logiciel le plus répandu TALREN permet de faire varier les différents paramètres.

Tableau. II.2 :Données fournies et résultats livrés par le logiciel

Données fournies à logiciel	Résultats livrés par logiciel
-Cohésion. -Angle de frottement. -Densité humide. -Géométrie du talus. -La grille des centres de ruptures. -La zone vulnérable du talus. -Le niveau de la nappe phréatique. -La méthode de calcul.	-Le facteur de sécurité. -Les cercles de ruptures. -Les sollicitations sur les tranches. -La résistance au cisaillement en fonction de la longueur du talus. -La pression interstitielle le long du talus.

II.5.2. Les méthodes numériques (les logiciels utilisés pour l'analyse de la stabilité) :

L'analyse de la stabilité des talus aujourd'hui peut être effectuée en utilisant divers logiciels de géotechnique sur ordinateur. Les logiciels informatiques utilisant les formulations d'équilibre limite ont été utilisés pendant de nombreuses années. De même, les logiciels qui utilisent la méthode des éléments finis sont basés sur les lois constitutives des sols et des modèles appropriés, attirés de plus en plus d'intérêt à la fois des chercheurs et des professionnels.

Aujourd'hui, plusieurs types de logiciels basés sur la méthode des éléments finis et la limite d'équilibre sont utilisés dans les calculs géotechniques.

On cite à ce titre les logiciels GEO-SLOPE, SLIDE, PLAXIS, TALREN.

II.5.2.1. Logiciel SLOPE/W :

SLOPE/W, développé par GEO-SLOPE International Canada, est utilisé pour l'analyse de la stabilité des talus.

Ce logiciel est basé sur les théories et les principes des méthodes d'équilibre limite discutés dans les sections précédentes, et il peut même utiliser la méthode des éléments finis

mais à l'aide de la modélisation obtenue de logiciel SIGMA/W.

Le logiciel calcule le coefficient de sécurité pour différentes surfaces de cisaillement, par exemple circulaire, ou non circulaire. Cependant, seule la surface de cisaillement circulaire est automatiquement recherchée.

Plusieurs méthodes de calcul sont disponibles dans SLOPE/W, il permet de calculer le coefficient de sécurité en utilisant la méthode Ordinaire, Bishop, Janbu généralisée, Spencer, Morgenstern-Price, Sarma, Lowe Karafiath, et d'autres.

II.5.2.2. Logiciel SLIDE :

Le logiciel SLIDE, développé par Rocscience Inc Toronto, Canada, est également utilisé pour l'analyse de la stabilité des pentes de sol et des talus rocheux. Le logiciel est également basé sur 2D-EL, qui peut être appliquée pour évaluer la stabilité de la surface de rupture circulaire ou non circulaire.

En fait, on trouve SLIDE similaire à SLOPE/W, mais il y a peu de fonctions supplémentaires, par exemple l'analyse des eaux souterraines.

II.5.2.3. Logiciel TALREN :

C'est un autre logiciel qui offre diverses méthodes de calcul interactif (méthodes de Fellenius, Bishop et Perturbations) avec possibilité d'étudier le renforcement du sol avec par tirants d'ancrages ou par coulage.

II.5.2.4. Logiciel PLAXIS :

Plaxis est un programme d'éléments finis 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 projet ou de sol étudiés.

Plaxis est destiné pour fournir un instrument à l'analyse pratique à être utilisée par les ingénieurs de géotechnique qui ne sont pas nécessairement des spécialistes numériques.

II.6. CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons montré les différents types de glissements qui existent dans la nature.

Les méthodes d'équilibre limite sont les plus classiques en mécanique des sols mais elles nécessitent une prédétermination des lignes de rupture (ou une recherche automatique du minimum parmi un ensemble de courbes). Quant aux méthodes par éléments finis dans laquelle la courbe de glissement la plus probable se déduit naturellement de l'analyse de l'état des contraintes et déformations, elles nécessitent la connaissance des caractéristiques de déformabilité du massif, en plus de celles de résistance.

III.1. INTRODUCTION

L'étude d'un glissement de terrain conduit à définir une solution confortative, la plus efficace et la moins coûteuse.

Dans ce chapitre nous présentons les différentes méthodes de stabilisation offertes par le système De Parade ayant pour objectif la stabilisation de volumes instables par : (Élimination de la masse instable (exp : Purge), Diminution des efforts moteurs (Drainage), Augmentation des efforts résistants (exp : Confortement),

Le choix d'une méthode de stabilisation résulte de la prise en compte des conditions techniques (paramètres techniques du site et maîtrise de la mise en œuvre), ainsi que des contraintes économiques, sociopolitiques, environnementales et esthétiques.

III.2. SYSTEME DE PARADES

Face à un problème de stabilité, une première solution consiste à s'affranchir des mouvements de la pente instable sans les empêcher. Deux types de solutions sont possibles :

- Implanter ou déplacer le bâtiment, l'ouvrage d'art ou la route en dehors de la zone en mouvement, dans un secteur reconnu comme stable ;
-
- Concevoir l'ouvrage de telle sorte qu'il ne soit pas endommagé par les mouvements : soit en résistant aux efforts apportés par le mouvement de terrain (solution réservée aux petits glissements), soit en adaptant le mode de construction de sorte que les fondations soient dissociées du sol en mouvement.
-

Si ce type de solution n'est pas retenu, on est amené à conforter le talus avec l'une des techniques présentées dans les paragraphes ci-après. Dans cette étude, on propose une classification des systèmes de parades, basée sur leurs définitions et leurs types d'approches : douce et dure (figure III.1). [5]

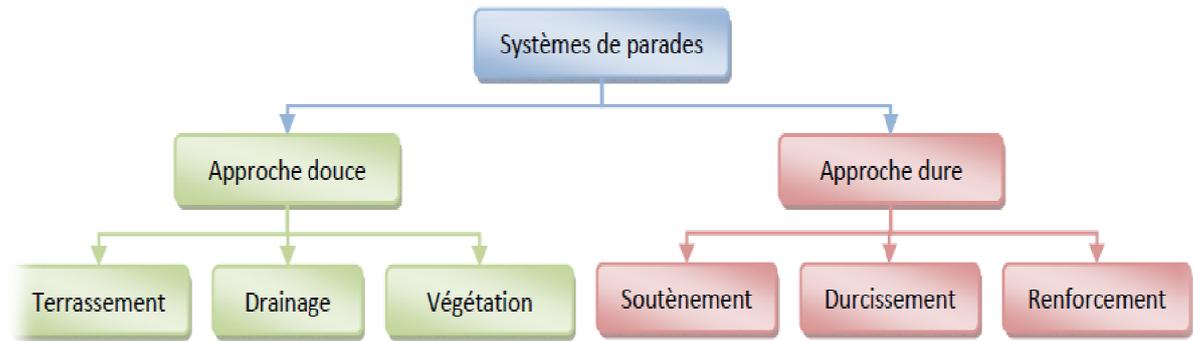


Figure III.1 Systèmes de parades

III.2.1. Approche douce

Une approche douce se définit par l'utilisation de méthodes naturelles, esthétiques, et qui s'attaque directement aux facteurs d'instabilités. Les systèmes de parades qui utilisent cette approche sont représentés sur la figure III.2.

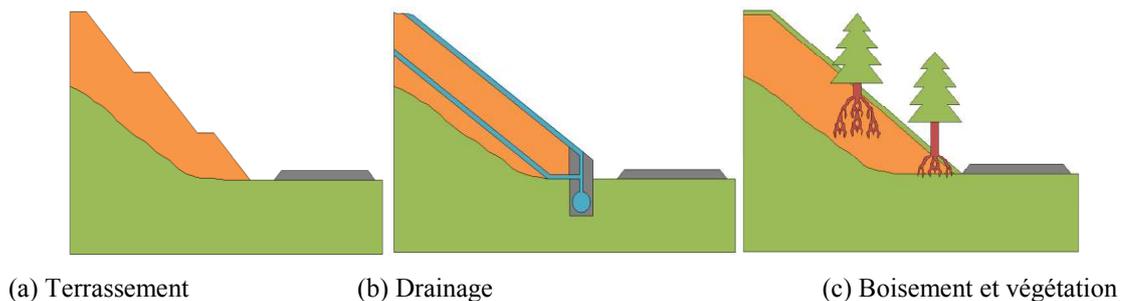


Figure III.2 : Systèmes de parades par approche douce

III.2.1.1. Terrassement :

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, le terrassement reste un moyen d'action naturel. On peut distinguer trois groupes de méthodes de stabilisation par terrassement : les actions sur l'équilibre des masses (allègement en tête, remblai en pied) ; les actions sur la géométrie de la pente (purge et reprofilage) ; les substitutions partielles ou totales de la masse instable.

III.2.1.2. Drainage :

Les techniques de drainage ont pour but de réduire les pressions interstitielles, au niveau de la surface de rupture. Les différentes techniques qui peuvent être mises en œuvre relèvent de deux options fondamentales : éviter l'alimentation en eau du site et expulser l'eau présente dans le massif instable. Pour cela, on utilise : les drainages

de surface et les ouvrages de collecte des eaux, les tranchées drainantes, les drains subhorizontaux, les masques et éperons drainants, les drains verticaux, les galeries et autres ouvrages pro-

fonds. Ces techniques peuvent être utilisées seules, associées, ou en complément à d'autres systèmes de parades.

De nombreux paramètres conditionnent l'efficacité d'un système de drainage, en particulier la nature et l'hétérogénéité des terrains, la géométrie des couches aquifères, la perméabilité et l'anisotropie des sols, ainsi que les alimentations et les exutoires. Comme la plupart des ouvrages, les dispositifs de drainage nécessitent un entretien régulier qui, s'il n'est pas continuellement réalisé, peut leur ôter toute efficacité.

III.2.1.3. Boisement et végétation :

La végétation (au sens large) signifie, l'utilisation d'arbres ou de plantations pour maintenir la stabilité du talus, Cette protection est utilisée pour les talus en sol meuble ou rocheux. La végétalisation peut aussi être utilisée comme protection de la surface des talus, contre l'érosion et l'infiltration des eaux pluviales.

Une étude réalisée par HENGCHAOVANICH (2005) révèle que le vétiver (une plante avec des racines longues et vigoureuses qui s'enfoncent abondamment dans le sol), peut être utilisé pour la stabilisation des talus. Cette plante a l'avantage de pousser très vite, ce qui lui a permis de prédominer ; étant aussi un élément vivant, sa réussite et l'exploitation de son potentiel, dépendent des techniques de plantation.

III.2.2. Approche dure :

Dans le domaine de la stabilisation des talus, l'utilisation d'une approche dure s'impose régulièrement comme une méthode pertinente, car les délais d'exécution sont réduits en regard des méthodes utilisées selon l'approche douce. Cette approche s'attaque au problème en modifiant, d'une manière direct, les propriétés, mécanique, physique ou chimique du sol. Les systèmes de parades qui utilisent cette approche sont représentés par la figure III.3.

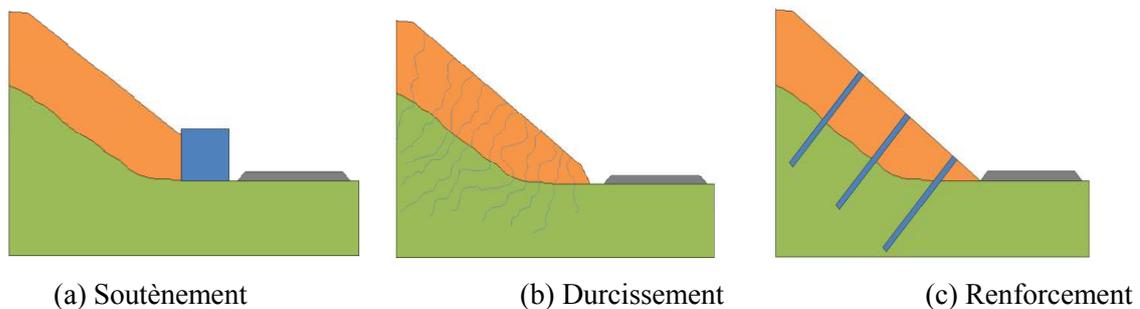


Figure III.3 Systèmes de parades par approche dure

III.2.2.1. Soutènement :

Le soutènement consiste à s'opposer au mouvement des talus en y apportant une résistance mécanique, par utilisation d'ouvrages souples ou rigides. Les ouvrages souples sont des structures obtenues à partir de gabions, de murs cellulaires...etc. Ces ouvrages fonctionnent comme des massifs poids. On les dimensionne en deux phases : vis-à-vis de la stabilité interne, et vis-à-vis de la stabilité externe. Ces techniques, qui admettent les déformations du sol, sont utilisées nettement plus couramment que les murs rigides.

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

III.2.2.2. Catégories de soutènement :

Les différentes catégories de soutènement sont classées ci-après [9] :

Ce type de mur assure la stabilité du système mur /sol par son poids propre .le poids de mur peut contribuer a sa stabilité et a la reprise des poussées, sans subir des déplacements pouvant rompre le sol derrière (Figure III.4), (9)



(1) mur en terre armé

(2) mur en poids



(3)



(4)



(5)

(3).mur en caisson;(4).mur en gabion ;(5) mur en enrochement ;

Photo III.1 : Quelques types de mur poids

III.2.2.3. Durcissement

Le durcissement consiste à modifier les propriétés physico-chimiques du talus. L'utilisation de cette dernière est très pratique, et cela dans certaines situations qui peuvent être difficiles pour l'utilisation des autres systèmes de parades, ou bien comme technique de stabilisation à court terme, le temps de réaliser un autre système de parade. Parmi ces techniques on cite les techniques d'injection. La chaux est très utilisée pour l'amélioration de la qualité des argiles, elle peut modifier chimiquement les propriétés d'une particule durant une journée ou une semaine, cette réaction chimique réduit la plasticité du sol. La chaux peut aussi être utilisée avec les sols humides pour accélérer le processus de séchage. [9]

III.2.2.4. Renforcement :

Le renforcement, tout comme le soutènement, consiste à s'opposer au mouvement des talus instables en y apportant une résistance mécanique. La différence entre ces deux systèmes de parades est que dans les ouvrages de soutènement, le sol retenu ne participe pas à la stabilité de l'ouvrage, par contre dans les ouvrages de renforcement, une partie du sol à retenir participe à la stabilité d'ensemble de l'ouvrage en étant associée à des éléments structuraux.

En se basant aussi sur la définition des mots, un renforcement ou un durcissement est une façon de remédier à l'instabilité d'un talus sans que cela ne puisse être visible de l'extérieur, contrairement aux ouvrages de stabilisation par soutènement.

Le développement récent des techniques de renforcement est lié aux économies qui peuvent être réalisées, ainsi que le fait de pouvoir l'utiliser dans des espaces restreints (route sur montagne ou au bord des falaises). Ce type d'ouvrage, relativement flexible, peut s'adapter à tout type de sol de fondation. Ainsi, la préfabrication des éléments structuraux comme la rapidité de construction permettent d'économiser aussi bien sur les matériaux que sur la main-d'œuvre [5].

III.3. RENFORCEMENT PAR CLOUAGE OU ANCRAGE

Le renforcement en géotechnique, désigne l'utilisation d'une très grande variété d'éléments associés au sol, que l'on classe généralement suivant leurs formes géométriques : unidimension-

nelle, bidimensionnelle ou tridimensionnelle. En outre, un grand nombre de matériaux constitutifs sont possibles : béton armé, acier, fibres de verre, géotextiles et produits apparentés (matières plastiques), etc.

Verticalement sont soumis à un chargement combiné en compression, cisaillement et flexion. En stabilisation des pentes (renforcements verticaux), les efforts de cisaillement et de flexion sont les plus importants. En fondation, les renforcements verticaux travaillent le plus souvent en compression, tandis que ceux placés horizontalement travaillent le plus souvent en traction, et en flexion cisaillement s'ils sont assez rigides.

Les différentes catégories de renforcements, sont classées au-dessous:

- **Le renforcement des talus par clouage** : qualifié de passif, car les éléments utilisés ne sont pas mis en tension lors de leur installation ;
- **Le renforcement des talus par tirants d'ancrage** : qualifié d'actif, car les éléments utilisés sont mis en tension lors de leur installation.

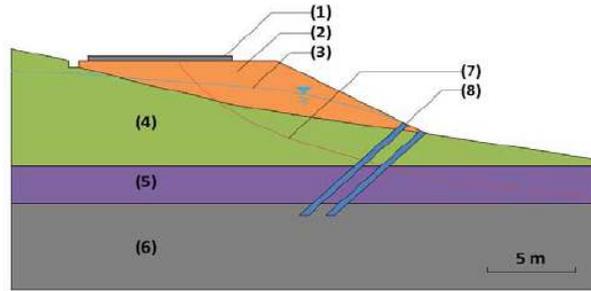
III.3.1. Renforcement des talus par clouage :

Le clouage des talus consiste à fixer les masses instables sur le substratum à l'aide de groupes d'inclusions. Le terme clouage est utilisé comme terme générique pour désigner à la fois, les techniques de renforcement en soutènement par lits subhorizontaux d'inclusions, et celles en stabilisation des talus par rangées obliques ou verticales d'inclusions. Le renforcement par clouage, dit aussi par inclusion, a été largement employé durant les dernières années comme une technique de stabilisation des talus instables. La raison en est qu'il soit plus facile et rapide à mettre en œuvre et qu'il n'affecte pas la géométrie du site.

III.3.1.1 Types d'éléments utilisés dans le clouage :

Dans le renforcement par clouage, on distingue habituellement deux catégories d'inclusions, en fonction de l'inertie des armatures utilisées :

- **Clous et micro pieux** : Dont l'élément de renforcement est constitué par une barre ou un tube d'acier de petit diamètre (20 à 40 mm) et qui, par suite de leur faible inertie, sont mis en place obliquement (figure III.5) ou verticalement, avec une forte densité (environ un clou pour 4 m²);
- **Pieux (métalliques ou en béton armé) et barrettes (palplanches, paroi moulée)** : Ce sont des éléments de grande rigidité (section allant de 0.5 à 3.0 m), placés verticalement, sur une ou plusieurs files en quinconce, pouvant être retenus en tête dans certains cas par une poutre de liaison et des tirants. [9]



(1) route, (2) remblai, (3) nappe, (4) marne argileuse, (5) marne sableuse, (6) marne argileuse, (7) surface de rupture, (8) clou (8 m de longueur, inclinaison 45°)

Figure III.4. Clouage d'un talus instable

a). Clous et micro pieux

La stabilisation d'un talus par des **clous** et **micro pieux** repose sur le principe suivant : la partie supérieure du massif en mouvement engendre une déformation des clous et les efforts qui en résultent sont transmis par les clous au substratum qui s'oppose alors au mouvement.

L'efficacité du clouage réside dans la mobilisation d'efforts de traction et de cisaillement dans le clou. Pour que ces efforts stabilisateurs soient mobilisés, il est nécessaire qu'il se produise des déplacements relatifs sol/clou. Le clouage a donc un effet progressif et des mouvements résiduels se produisent encore après le clouage. Par ailleurs, on ne peut pas stabiliser par cette technique des glissements de grande ampleur, qui nécessiteraient l'introduction d'efforts considérables, générés par les pieux et barrettes.[5]

Par ailleurs, on ne peut pas stabiliser par cette technique des glissements de grande ampleur, qui nécessiteraient l'introduction d'efforts considérables, générés par les pieux et barrettes.

b). Pieux et barrettes

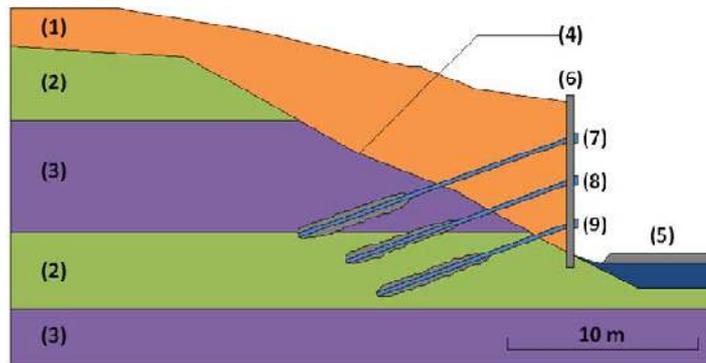
La stabilisation d'un talus par des **pieux** ou des **barrettes** procède du même principe que le précédent. Mais, compte tenu de leur inertie importante, les pieux travaillent principalement en flexion/cisaillement quand les clous de faible inertie travaillent en traction/flexion.

Généralement, on dispose deux ou trois rangées de pieux (tubes métalliques ou pieux en béton armé) dans le tiers central du talus instable.

III.3.2. Renforcement des talus par tirants d'ancrage

Le principe des tirants d'ancrage, consiste à réduire les forces actives du glissement, et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture, grâce à des forces de traction appliquées en surface. Ces efforts peuvent être répartis sur la surface du terrain par l'intermédiaire de plaques (figure III.6), sous forme de parois moulées, ou exécutées par la méthode berlinoise. Les

tirants d'ancrages s'appliquent, aussi bien, pour la stabilisation des talus en sols meubles qu'aux talus rocheux.



(1) remblai, (2) grès, (3) argile, (4) surface de glissement, (5) route,
(6) parement, (7, 8, 9) tirants d'ancrages

Figure III.5. Exemple de stabilisation d'un talus par tirants d'ancrage

III.3.2.1. Types de tirants d'ancrage

En fonction du type de l'armature, deux catégories de tirants d'ancrage peuvent être distinguées : [5]

- **Tirants d'ancrage constitués par des armatures ordinaires**

Ancrées dans le terrain soit par une injection de scellement, soit par l'intermédiaire d'un organe mécanique, tirants qui sont mis en traction par boulonnage ;

- **Tirants d'ancrage constitués par des armatures précontraintes**

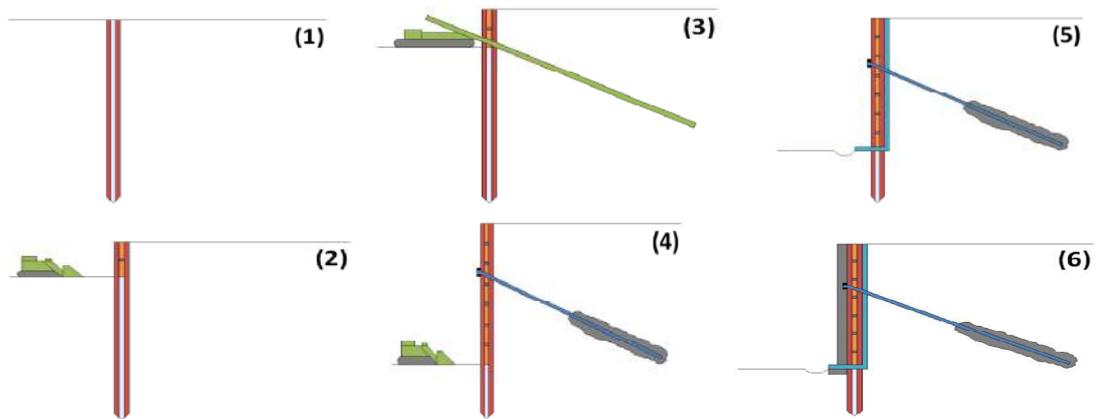
Scellées dans le terrain par injection et mises en tension en prenant appui sur l'ouvrage. Ces tirants sont désignés par « tirants précontraints ».

III.3.2.2. Parements de soutènement :

Les parements de soutènement sont souvent utilisés dans des projets de route, pour la stabilisation des talus, et la construction des excavations. Ces parements se composent de murs avec un ou plusieurs niveaux de tirants d'ancrage. Ces murs peuvent être réalisés avec des éléments verticaux, discrets (poutres principales) ou continus (murs continus).

III.3.2.2.1. Poutres principales :

Le renforcement par poutres principales est le plus utilisé pour la réalisation des parements. Ce système de mur peut être construit dans la plupart des types de sol ; cependant, un soin particulier doit être pris pour les sols qui ont une faible cohésion, ainsi que pour les argiles molles. Ces systèmes de mur sont également très perméables. La construction de ce type de parement se fait par phases successives, par la méthode dite berlinoise, comme l'indique la figure III.7.



- (1) Installation des poteaux, (2) Terrassement et installation des éléments de soutènement, (3) Installation et essai du tirant d'ancrage, mis sous-précontrainte, (4) Terrassement, (5) Installation d'un système de drainage préfabriqué, (6) Revêtement coulé sur place

Figure III.6 : Phases d'exécution d'un parement à ancrages

Il y a tout d'abord la phase d'installation du parement à une profondeur voulue, la seconde est celle du terrassement ou d'excavation que l'on exécute sur 1 à 2 m de profondeur, puis l'on procède à la mise en place des tirants d'ancrage. Et on recommence

alors une phase de terrassement et ainsi de suite. En dernier vient l'installation d'un système de drainage, juste avant le revêtement qui est coulé sur place.

III.3.2.2.2. Murs continus

Les tirants d'ancrage sont également utilisés dans les systèmes de murs continus tels que les palplanches (en acier ou en béton préfabriqué), ou des murs en pieux. En premier, vient l'installa-

tion du mur jusqu'à la profondeur voulue, puis les tirants d'ancrages par la méthode décrite au paragraphe précédent. Cependant, il faudrait savoir que ces systèmes de mur peuvent ne pas être réalisés dans des sols très durs ou en présence d'obstacles (rochers).

La pression de l'eau derrière les murs, en raison de la continuité, doit être prise en compte lors de la conception et le dimensionnement. Dans le cas où le mur continu doit résister à des forces hydrostatiques permanentes, un système imperméable doit être mis dans la tête du tirant d'ancrage (raccordement ancrage/mur).

III.4. RENFORCEMENT PAR GEOTEXTILES

Les géotextiles appartiennent à la famille des géo synthétiques, terme générique désignant un produit dont au moins l'un des constituants est à base de polymère synthétique ou naturel. Il se présente sous forme de feuille, de bandelette ou d'une structure tridimensionnelle, utilise en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. (Figure III.8) [10].



Photo III.2: remblai avec la géosynthétique

III.5. CHOIX D'UN SYSTEME DE PARADE

Le choix d'une méthode de stabilisation résulte de la prise en compte des conditions techniques (paramètres techniques du site et maîtrise de la mise en œuvre), ainsi que les contraintes économiques, sociopolitiques, environnementales et esthétiques. (Figure III.9)[5].

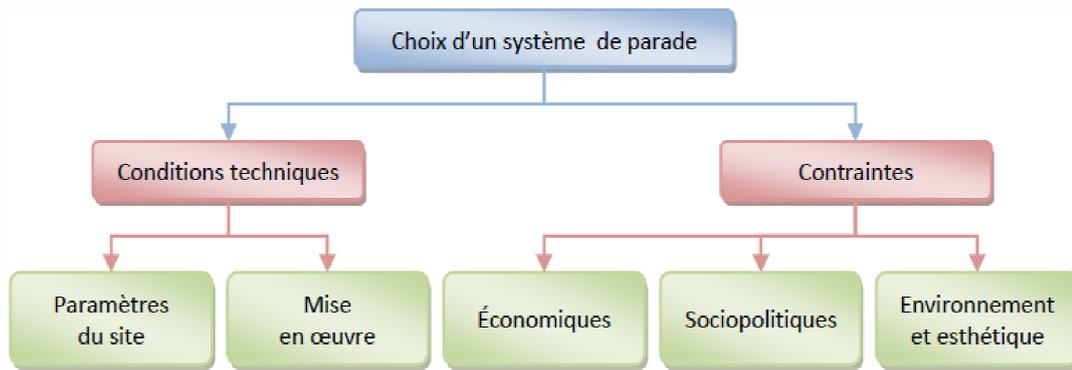


Figure III.7 : Conditions et contraintes de choix d'un système de parade

III.5.1. Contraintes économiques

Les conclusions d'ordre technique doivent être mises selon un compromis qui devra tenir compte des considérations économiques (rapport efficacité/coût) telles que : le coût de la maintenance, les conditions locales relatives aux matériaux disponibles, des conditions météorologiques prévisibles pendant l'exécution des travaux, et du degré de stabilisation recherché.

III.5.2. Conditions techniques

La stabilisation des glissements très étendus ne peut pas être assurée par une seule structure ponctuelle (mur, pieux, etc.). Les glissements très actifs s'accommodent mal avec les techniques qui utilisent des éléments fragiles (drains, tirants, etc.). Dans le cas des coulées, les structures telles que les pieux ou tirants d'ancrages, ne peuvent empêcher la masse en mouvement de s'écouler. Il faut noter aussi que la compatibilité des déplacements du sol et des structures doit être prise en compte lors du choix des techniques de stabilisation.

En effet, dans le cadre de travaux de stabilisation de glissements de terrain très actifs, l'exécution des tirants précontraints n'est pas envisageable : les déplacements du sol conduiraient à la rupture des tirants. Il est préférable de construire, dans ces cas, des ouvrages qui supportent mieux les déformations (ouvrages de soutènement souples). Proposer un système de parade suppose que l'on maîtrise parfaitement non seulement ces limites d'utilisation, mais aussi sa mise en œuvre. Pour cela, de plus en plus d'entreprise se spécialisent pour maîtriser une technique de stabilisation précise et ainsi obtenir une meilleure qualification.

III.5.3. Contraintes sociopolitiques

L'urgence des travaux, la rapidité d'exécution, les risques de rupture des ouvrages voisins, les problèmes d'emprises et les questionnements de la population doivent être pris en compte pour la bonne gestion du projet de stabilisation des talus.

Les techniciens doivent gérer des situations et conversations d'une manière plus diplomatique que technique.

Il faut par exemple s'attendre, et cela arrive dans de nombreux cas, à ce que des décideurs s'opposent aux solutions présentées, en essayant d'en proposer une autre qui, selon eux, était efficace dans d'autres cas et circonstances.

III.5.4. Environnement et esthétique

L'approche douce est nettement plus appropriée vis-à-vis de l'environnement ; en effet l'utilisation des produits chimiques dans le cas des durcissements peut être nuisible sur l'écologie. L'esthétique doit aussi être prise en considération.

III.6. CONCLUSION

Afin de remédier aux problèmes, beaucoup de méthodes de calcul permettent de vérifier la stabilité, tout en suivant une certaine procédure qui a été présentée par un organigramme qui pourrait être utilisé comme un guide méthodologique et reste ouvert à tentative d'amélioration et de développement.

IV.1.INTRODUCTION

Dans le cadre de notre travail de fin d'étude nous avons choisi un thème relatif a un glissements de terrain .Le choix s'est porté sur un cas réel qui s'est produit au niveau de l'autoroute Est-Ouest tronçon de Lakhdaria wilaya de Bouira.

Notre étude portera sur le déplacement de sol du au glissement de terrain a la section du PK186.

IV.2.SITUATION GEOGRAPHIQUE ET SUPERFICIE DE LA WILAYA DE BOUIRA

La wilaya de Bouira s'étend sur une superficie de 4454 km², représentant 0.19 % du territoire national. Le chef lieu de wilaya est situé à près de 120 km de la capitale Alger.

La wilaya de Bouira est limitée :

- Au nord par les Wilayas de Boumerdes et Tizi-Ouzou,
- Au Sud et Sud Ouest par les Wilayas de M'Sila et de Médéa,
- A l'Est et au Sud Est par les Wilayas de Bejaia et Bordj-Bou-Argeridj,
- A l'Ouest par les Wilayas de Blida et Médéa.

La grande chaîne de Djurdjura, d'une part, et les monts de dirah, d'autre part, encadrent la Wilaya qui s'ouvre de l'Ouest vers l'Est sur la vallée de la Soummam.

Le territoire de la Wilaya de Bouira est caractérisé par 5 grands espaces géographiques :

- la dépression centrale,
- la terminaison orientale de l'atlas Blidéen,
- le versant sud du Djurdjura,
- la chaîne des Bibans et les hauts reliefs du sud,
- la dépression sud Bibanique.



Figure IV.1 : Situation géographique de BOUIRA

IV.3 DESCRIPTION DU SITE

IV.3.1.Cadre topographique:

Sur la bordure ouest du bassin de Bouira, à Sidi Maïmar, l'autoroute traverse une topographie vallonnée. L'interfluve culmine à 642 m. Il suit une pente moyenne de 4° en direction du Sud-Ouest et présente des versants convexes avec des pentes allant de 7 à 25° . Deux talwegs secondaires, qui naissent vers 625 m d'altitude, entaillent légèrement le versant. Les pentes sont ici de 10 à 14° et la topographie a été légèrement bosselée par des glissements anciens. Dans les secteurs en creux, comme les têtes de ces deux vallons, l'autoroute a été construite sur du remblai formé de matériaux prélevés au sommet de l'interfluve.

IV.3.2. Cadre géologique et géomorphologique:

Situé au pied du Djurdjura, appartenant à l'Atlas Tellien, le bassin de Bouira est rempli de sédiments tertiaires et quaternaires. Le Tell-Rif (ou Maghrébides) est une chaîne de type alpin qui résulte de la fermeture de la Téthys occidentale (J.P. BOUILLIN, 1986). La tectonique de la phase alpine se divise en deux phases : une phase lutétienne et une phase miocène accompagnée du chevauchement de nappes de charriage vers le sud (D. FRIZON DE LAMOTTE *et al.*, 2000 ; R. BRACÈNE et D. FRIZON DE LAMOTTE, 2002). Le versant sud du Djurdjura est formé par l'empilement de ces nappes qui chevauchent les sédiments du bassin de Bouira. Les mouvements peuvent être considérés comme n'étant pas totalement achevés, car la réactivation des chevauchements a dénivélé d'une dizaine de mètres le glacis et les cônes de déjection quaternaires situés à la rupture de pente entre le versant du Djurdjura et le bassin (A. BOUDIAF *et al.*, 1999). La forte activité sismique actuelle, qui exploite des failles orientées NE-SO et ENE-OSO (A. YELLES-CHAOUICHE *et al.*, 2006), montre que le soulèvement du Tell est toujours actif et que la bordure du bassin de Bouira est affectée par cette tectonique.

Le site étudié comprend trois ensembles lithologiques (Fig. 1). Les limons graveleux et les argiles à galets, qui forment la partie supérieure de la zone de glissement, appartiennent à la formation quaternaire d'origine colluviale et torrentielle qui a en partie colmaté les talwegs entaillant le versant. Le matériau, très rouge d'aspect, présente une bonne qualité géotechnique, ce qui explique son utilisation dans la réalisation du remblai autoroutier. Dessous, les argiles et marnes miocènes présentent un pendage de 30 à 45° conforme à la pente du versant. Plastiques et assez bien consolidées en profondeur, elles sont toujours très altérées en surface, sur des épaisseurs variant entre 3 et 8 m. Cette couche altérée présente une faible perméabilité et renferme souvent des nappes d'eau pelliculaires temporaires. L'évolution géomorphologique du site est schématisée sur la figure 3. Les talwegs creusés dans les marnes ont été colmatés en partie par des colluvions fines (limons à graviers) et par des apports torrentiels plus grossiers (argiles à galets) qui présentent un fort potentiel aquifère.

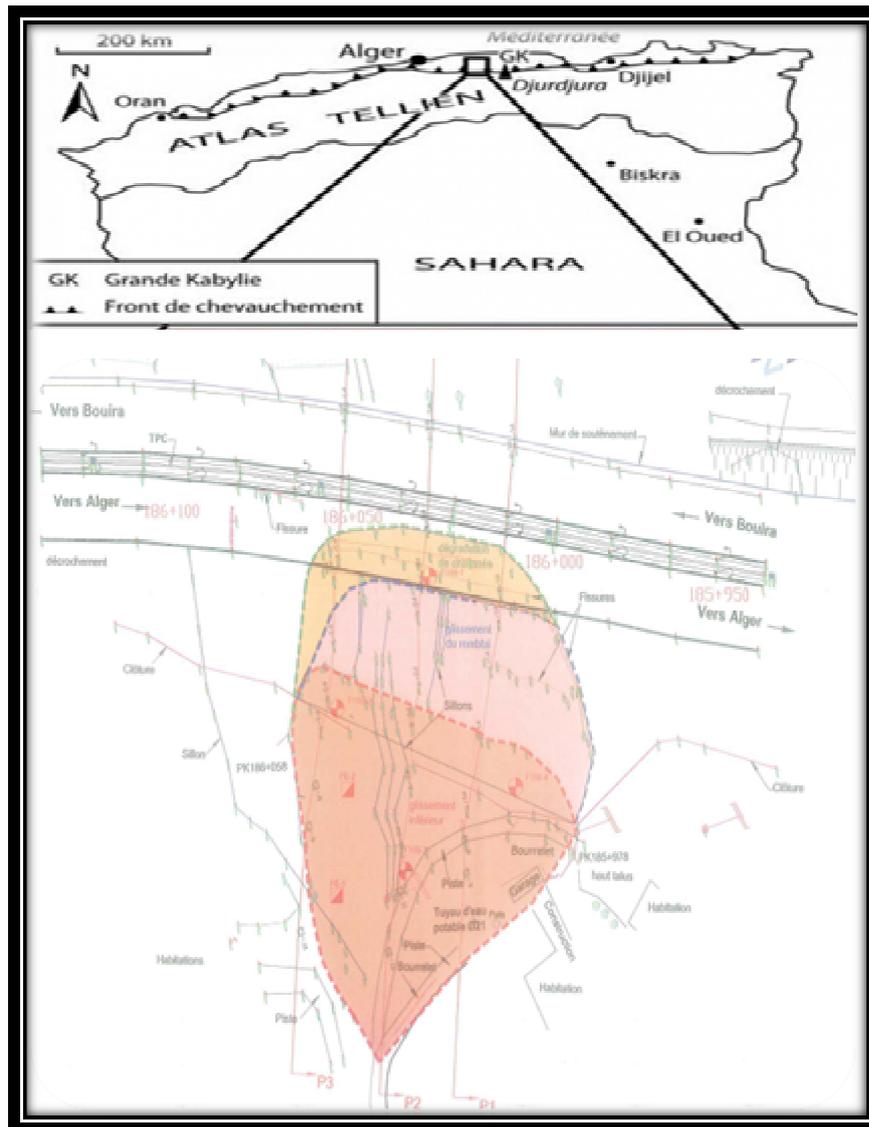


Figure IV.2 : Situation géographique de la zone d'étude.

IV.3.3 Climat de la région :

La région de Bouira jouit d'un climat méditerranéen caractérisé par des étés chauds et secs et des hivers doux et humides. La station de Bouira montre que sur la période 1970-2005, les températures moyennes mensuelles varient entre 12 °C l'hiver et 27 °C l'été. Les précipitations moyennes oscillent entre 400 et 660 mm par an, mais avec une grande irrégularité interannuelle et saisonnière. La saison fraîche concentre la majorité des pluies : ainsi pour la période 1989-2005, les mois de novembre, décembre et janvier ont reçu en moyenne 201 mm, soit 40 % du volume annuel.

Ces pluies sont souvent assez intenses : par exemple, il est tombé 50 mm en 10 heures le 7 novembre 2002. La saison sèche, qui s'étend de juin à septembre, favorise la décohésion et la

fissuration des sols argileux, mais elle peut subir exceptionnellement des averses orageuses de forte intensité, comme celle du 24 août 2002 qui a déversé 27 mm en 3 heures. Survenant sur des sols qui ont perdu leur cohésion pendant la sécheresse estivale, les averses de l'automne, plus abondantes qu'en été, multiplient les possibilités de ravinements et de glissements lents ou brutaux (G. HUGONIE, 2004). Ainsi l'automne concentre-t-il les plus forts risques, même si des précipitations supérieures à 20 mm/24 h, qui seules ont un rôle morphogénique, peuvent se produire en toutes saisons.

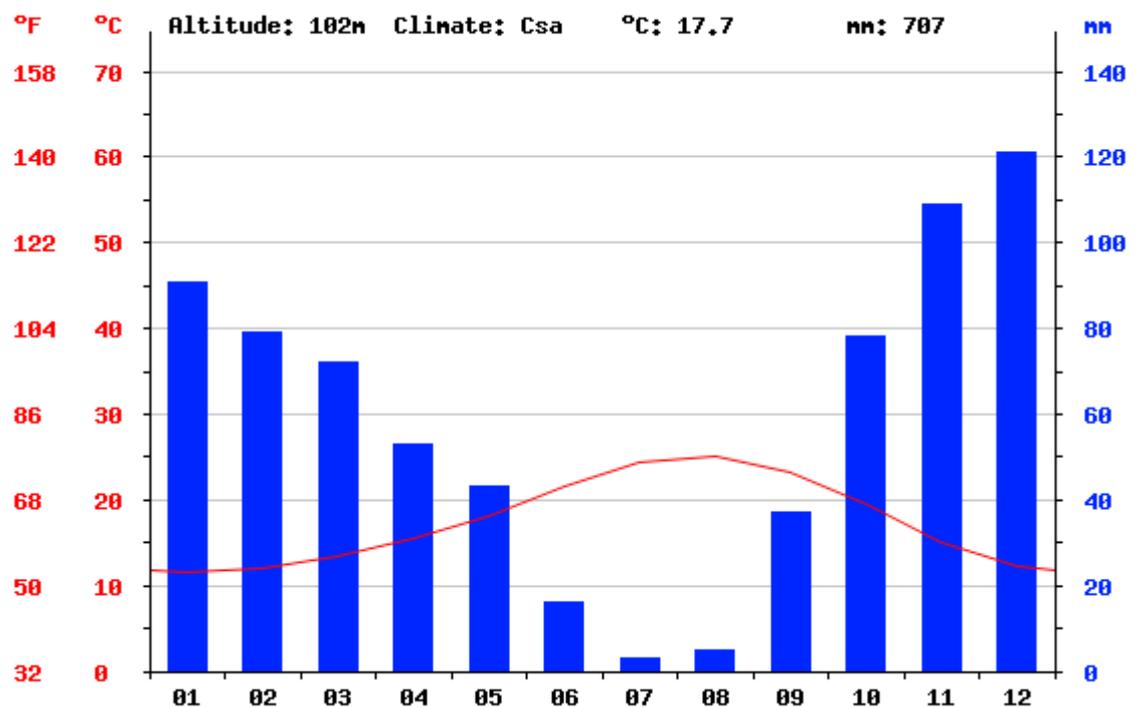


Figure IV. 3:diagramme de la température

IV.4.LES INFRASTRUCTURES DE BASE

IV.4.1.Réseau routier:

Le réseau routier de la wilaya se répartit comme suit:

- Autoroute Est Ouest : 101.
- Routes Nationales :355.44.
- Chemins de wilaya : 800.191.
- Chemins communaux : 1411.375.

IV.4.2.Réseau Ferroviaire :

La voie ferrée qui traverse la wilaya de Bouira au Nord sur 101 Km environ, fait partie du réseau national reliant l'Est à l'Ouest du pays. Il s'agit d'une voie unique, avec 7 gares au niveau des principaux centres urbains, vétustes, qui nécessitent d'importants aménagements au niveau des clôtures, des infrastructures d'accueil et de l'éclairage.

L'étude du projet de voie ferrée reliant la gare d'El-Esnam à Sour El Ghozlane en passant par la zone industrielle de SidiKhaled (Oued El Berdi) est en cours. Ce projet constitue un atout certain dans le développement Nord -Sud de la wilaya de Bouira.

IV.4.3.Réseau électrique :

- Taux d'électrification urbain: 98 %.
- Taux de couverture en gaz de ville: 60%.

IV.4.4.Hydraulique :

La wilaya de Bouira s'étend du point de vue hydrographique sur quatre (04) bassins versants :

- Soummam: 2 240 km² .
- Isser: 35 16 km² .
- Hodna: 675 km² .
- Hamiz: 56 km²

IV.4.5.Ressources et Mobilisation des Eaux :

Les ressources hydriques prouvées s'élèvent à 235,4 Hm³ soient 35,5 Hm³ en eaux souterraines et 199,9 Hm³ en eaux superficielles.

Les eaux superficielles, sont mobilisées par les ouvrages suivants :

- Barrage TelisditBechloul (167 Hm³).
- Barrage de OuedLakhel (30 Hm³).
- Les 25 retenues collinaires (2,9 Hm³).
- Koudiat Aceptsiun.

IV.4.6.Infrastructures sanitaires :

La wilaya compte:

- 5 EPH,
- 5 EPSP,
- 25 polycliniques,

- 125 salles de soin.

IV.5.SISMICITE

Le Règlement Parasismique Algérien (RPA) a établi des règles, qui sont fonction de l'intensité de l'action sismique de la région, pour tenir compte de la probabilité d'occurrence d'un séisme dans une région d'étude. Ces règles ont été révisées récemment après le séisme du 21 mai 2003 de Boumerdès, divisant le territoire algérien en cinq (05) zones sismiques

Zone 0 : sismicité négligeable ;

Zone I : sismicité faible ;

Zone II a et II b : sismicités moyenne ;

Zone III : forte sismicité.

Ces zones sont représentées sur la figure n°04 « carte de zonage sismique ».

Nous remarquons que la région de Bouira, comprenant le site étudié, se trouve dans la « Zone II a et II b sismicités moyenne ». Le coefficient d'accélération « A » dans cette zone varie, d'après l'addenda 2003 au RPA.99, de 0.10 et 0.25 selon le groupe d'usage du bâtiment .

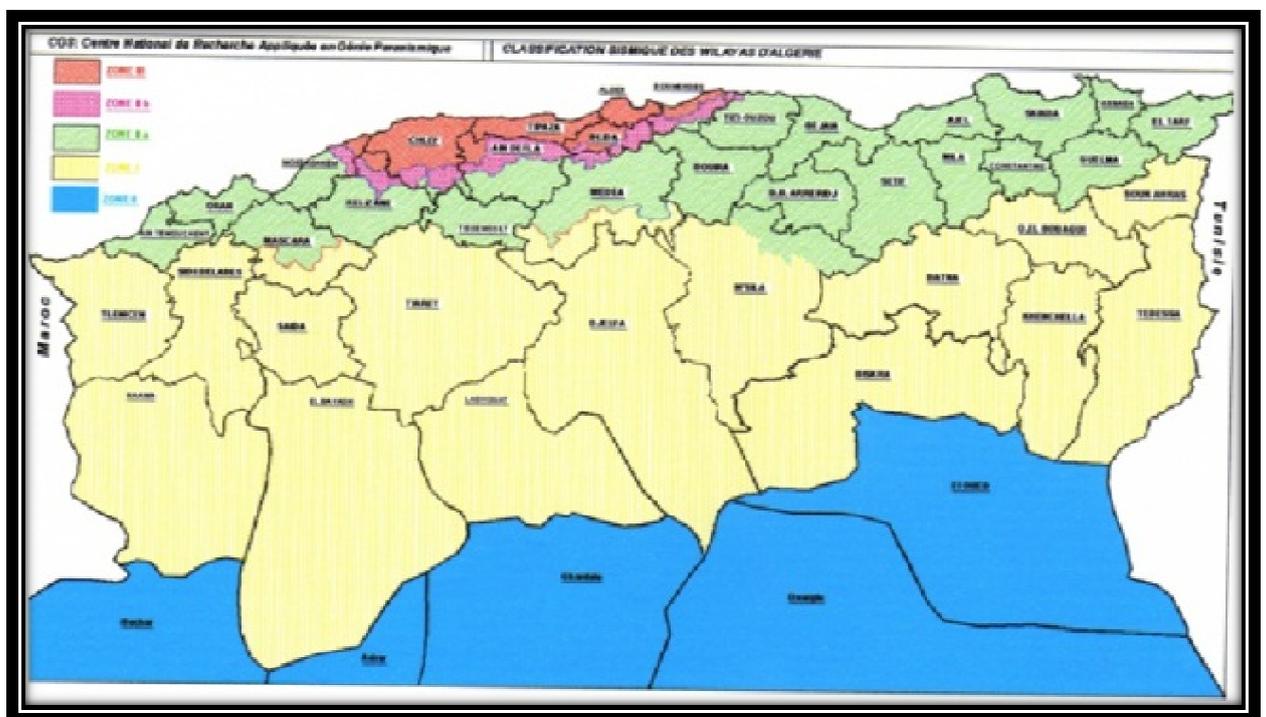


Figure IV.4. Carte de zonage sismique.

IV.6.DEFINITION DES SIGNES D'INSTABILITE

Lors de notre visite sur site, nous avons pu relever les signes d'instabilité suivants :

- la zone instable couvre la dépression du versant, large au niveau de l'autoroute et étroite au pied du versant (Photo 1);
- la progression et l'élargissement de la zone de glissement du côté aval. Le bourrelet continue de descendre vers les bâtis au pied du versant (Photo 2);
- la présence d'un cours d'eau (Photo 3) qui naît au niveau de l'autoroute et suit l'axe du versant jusqu'à l'ouvrage busé de CW05 (Photo 4) ;
- les surfaces de glissement, le bourrelet et la détérioration des blocs de sol témoignent bien que la nature du terrain touché par le glissement est évolutive et sensible aux variations atmosphériques et à la teneur en eau (Photo 5) ;
- Effets induits par le glissement, dégradation de la chaussée (Photo 6);



Photo IV. 1: Vue générale du glissement



Photo IV. 2 : Progression du bouffant vers les bâtis



Photo IV.3 : Vue du cours d'eau sur le lit du versant



Photo IV 4 : Ouvrage busé sous CW 05



Photo IV 5 : Sol du talus très sensible à la variation atmosphérique



Photo IV. 6: Dégradation de la chaussée.

IV.7.CONCLUSION

Le site étudié se trouve dans une zone très affectée par les glissements de terrain parce qu'il appartient à la zone sismique 2a et 2b de sismicités moyenne et la monté de niveau la nappe d'eau et sur tout la nature de sol et très faible et très sensible a la variation atmosphérique et comme on connais que la wilaya appartient à une zone montagneuse.

Les essais in-situ sont représentés sur le tableau ci-dessous :

Tableau V.1 : les essais en place

Type	Essai	Nombre	Profondeur
Essai En place	Piézomètre	4	jusqu'à détection du niveau d'eau
	<i>péssiométriques</i>	4	jusqu'à 19 m
	Sondage carotté	4	jusqu'à 20 m

Les essais de laboratoire sont représentés sur le tableau ci-dessous :

Sur des échantillons prélevés des essais de laboratoire ont été programmés.

Tableau V. 2 : Essais au laboratoire réalisés sur les échantillons extraits du site pour sondage (01)

N° son- dage	N° et Profondeur échantillon	Nature échantillon	Type d'essais
SC 01	Echantillon 1/ Pf : 1,6-1,9	Intact	-Teneur en eau ; -Densité -Granulométrie ; -Limites d'Atterberg ;
	Echantillon 2/ Pf : 7,0-7,4	Intact	Teneur en eau ; -Densité -Granulométrie ; -Limites d'Atterberg ; -Cisaillement rectiligne CU
	Echantillon 3/ Pf : 8,2-8,5	Intact	Teneur en eau ; -Densité -Granulométrie ; -Limites d'Atterberg ;
	Echantillon 4/ Pf : 10-10,6	Intact	Teneur en eau ; -Densité -Granulométrie ; -Limites d'Atterberg ; -Cisaillement rectiligne CU
	Echantillon 5/ Pf : 13-13,6	Intact	-Teneur en eau ; -Densité -Granulométrie ; -Limites d'Atterberg ;
	Echantillon 6/ Pf : 18,5-18,7	Intact	-Teneur en eau ; -Densité -Granulométrie ; -Limites d'Atterberg ; -Cisaillement rectiligne CU

Tableau V.3 : Essais au laboratoire réalisés sur les échantillons extraits du site pour sondage (02)

N° sondage	N° et Profondeur échantillon	Nature échantillon	Type d'essais
SC 02	Echantillon 1/ Pf : 4,3-4,8	Intact	-Teneur en eau ; -Densité -Granulométrie ; -Limites d'Atterberg ; -Cisaillement rectiligne CU
	Echantillon 2/ Pf : 9,0-9,7	Intact	Teneur en eau ; -Densité -Granulométrie ; -Limites d'Atterberg ; -Cisaillement rectiligne CU
	Echantillon 3/ Pf : 11,0-11,5	Intact	Teneur en eau ; -Densité -Granulométrie ; -Limites d'Atterberg ; -Cisaillement rectiligne CU
	Echantillon 4/ Pf : 13,2-13,7	Intact	Teneur en eau ; -Densité -Granulométrie ; -Limites d'Atterberg ;
	Echantillon 5/ Pf : 17,5-18,0	Intact	-Teneur en eau ; -Densité -Granulométrie ; -Limites d'Atterberg ;
	Echantillon 6/ Pf : 19,0-19,5	Intact	-Teneur en eau ; -Densité -Granulométrie ; -Limites d'Atterberg ;

Tableau V. 4 : Essais au laboratoire réalisés sur les échantillons extraits du site pour sondage (03) :

N° sondage	N° et Profondeur échantillon	Nature échantillon	Type d'essais
SC 03	Echantillon 1/ Pf : 2,2-2,5	Intact	-Teneur en eau ; -Densité -Granulométrie ; -Limites d'Atterberg ;
	Echantillon 2/ Pf : 5,0-5,3	Intact	Teneur en eau ; -Densité -Granulométrie ; -Limites d'Atterberg ; -Cisaillement rectiligne CU
	Echantillon 3/ Pf : 9,0-9,4	Intact	Teneur en eau ; -Densité -Granulométrie ; -Limites d'Atterberg ;
	Echantillon 4/ Pf : 11,6-12,0	Intact	Teneur en eau ; -Densité -Granulométrie ; -Limites d'Atterberg ; -Cisaillement rectiligne CU
	Echantillon 5/ Pf : 15,6-16,0	Intact	-Teneur en eau ; -Densité -Granulométrie ; -Limites d'Atterberg ;
	Echantillon 6/ Pf : 17,3-17,9	Intact	-Teneur en eau ; -Densité -Granulométrie ; -Limites d'Atterberg ; -Cisaillement rectiligne CU

Tableau V. 5 : Essais au laboratoire réalisés sur les échantillons extraits du site pour sondage (04) :

N° sondage	N° et Profondeur échantillon	Nature échantillon	Type d'essais
SC 04	Echantillon 1/ Pf : 3,3-3,9	Intact	-Teneur en eau ; -Densité -Granulométrie ; -Limites d'Atterberg ;
	Echantillon 2/ Pf : 7,6-8,0	Intact	Teneur en eau ; -Densité -Granulométrie ; -Limites d'Atterberg ; -Cisaillement rectiligne CU
	Echantillon 3/ Pf : 9,4-10,0	Intact	Teneur en eau ; -Densité -Granulométrie ; -Limites d'Atterberg ;
	Echantillon 4/ Pf : 12,0-12,4	Intact	Teneur en eau ; -Densité -Granulométrie ; -Limites d'Atterberg ; -Cisaillement rectiligne CU
	Echantillon 5/ Pf : 16,3-16,6	Intact	-Teneur en eau ; -Densité -Granulométrie ; -Limites d'Atterberg ;
	Echantillon 6/ Pf : 18,1-18,5	Intact	-Teneur en eau ; -Densité -Granulométrie ; -Limites d'Atterberg ; -Cisaillement rectiligne CU

V.2. LES ESSAIS IN SITU

V.2.1. Sondage carotté :

Les sondages révèlent l'existence de deux couches de sol principales. La première est une couche de remblai qui superpose une seconde couche formée principalement par une couche de schiste de couleur beige surmontant la troisième couche composée de l'argile stratifiée.

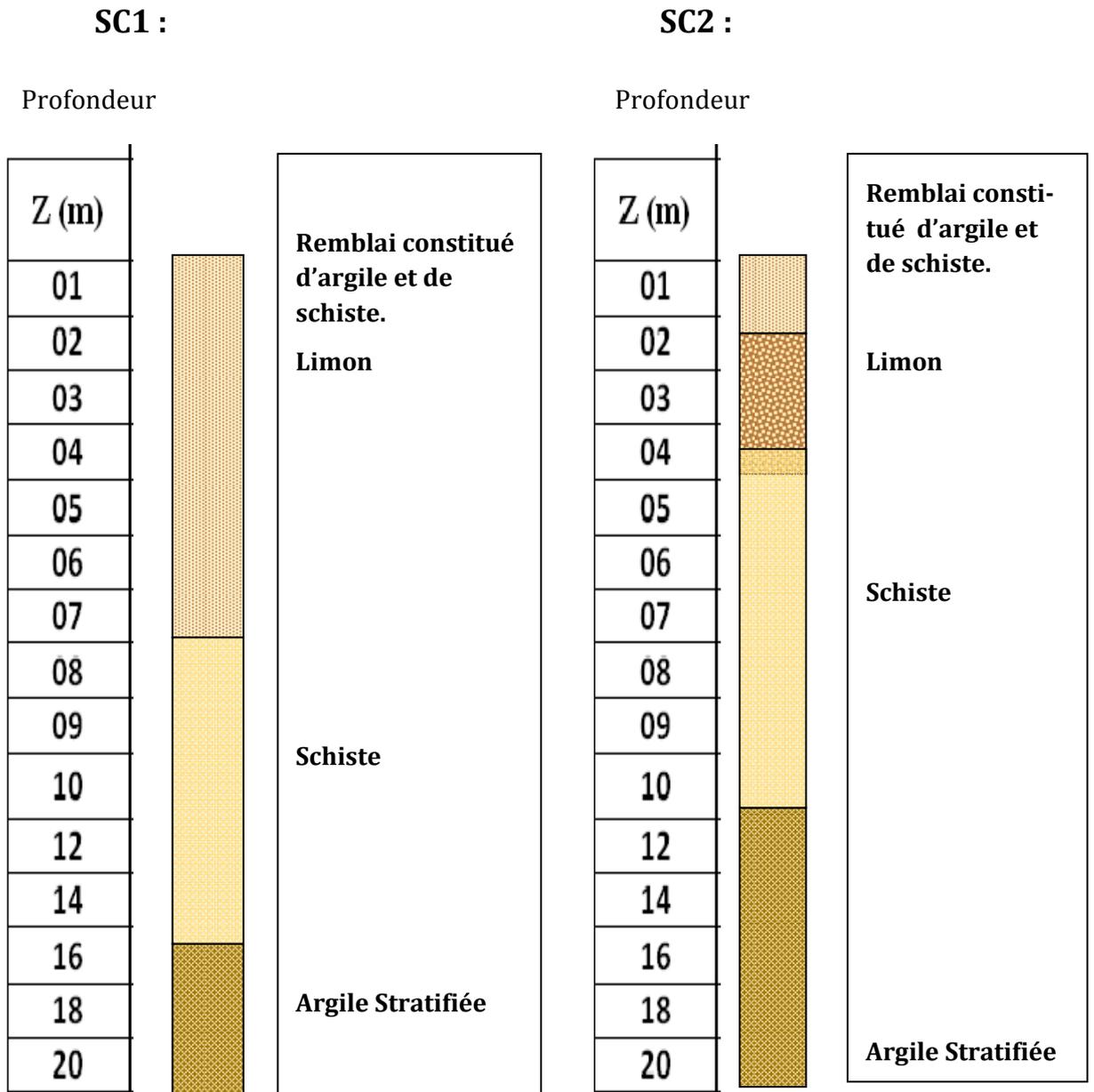


Figure V.2 : description géologique des deux sondages carottés « SC (01),(02) »

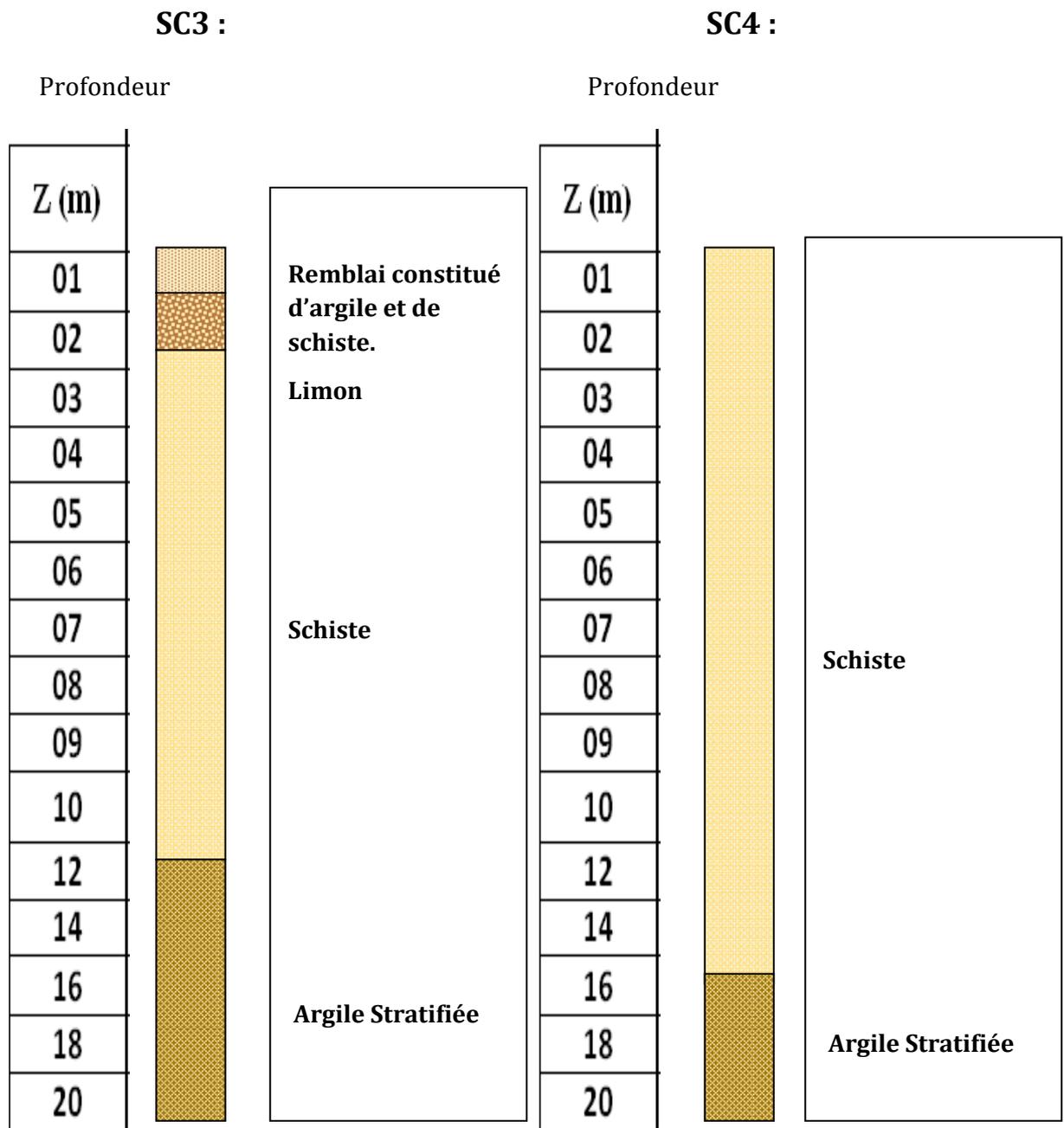


Figure V.3 : description géologique des deux sondages carottés « SC(03),(04) »

Les sondages carottés, ont permis l'extraction d'échantillons de sol qui ont fait l'objet des essais au laboratoire (Photo V.1)



(a) Le sondeuse au cours de l'essai



(b) Récupération d'échantillons



(c) paraffine pour les échantillons intacts



(d) échantillons intacts du sol

Photo V.1 : Quelques étapes de sondage carottier réalisé

V.2.2. Essais pressiométriques:

Concernant notre site, quater (04) sondages au pressiomètre ont été réalisés répartis sur

Le terrain comme indiqué sur la figure 5.1. ``Carte d'implantation des essais`

et notés P. Les résultats de ces essais sont illustrés par les graphes

(Tableaux. V.6 et V.7 et V.8 et V.9).

Tableau V. 6 : Résultats des essais pressiométrique:PR1

Profondeur(m)	Module pressiométrique (bars)	Pression limite (bars)	E/Pl
10	254.51	10.48	24.29
11	199.92	12.08	16.55
12	151.09	12.08	12.51
13	128.48	11.88	10.82
14	120.69	11.68	10.33
15	89.50	9.98	8.97
16	80.97	10.58	7.65
17	171.01	14.18	12.06
18	206.06	17.38	11.86

Tableau V. 7:Résultats des essais pressiométrique:PR2

Profondeur(m)	Module pressiométrique (bars)	Pression limite (bars)	E/Pl
1	200.18	9.18	21.81
2	141.94	8.38	16.94
3	66.67	4.56	14.62
4	112.70	5.29	21.30
5	752.50	16.38	45.94
6	418.93	16.88	24.36
7	493.95	20.28	24.36

8	305.87	18.68	24.70
9	366.48	20.78	17.64
10	469.03	18.99	24.70
11	359.60	22.88	15.72
12	918.05	40.98	22.40
13	642.62	30.18	21.29
14	485.02	25.98	18.67
15	467.22	27.08	17.25
16	873.03	35.18	24.82
17	953.72	40.28	23.68
18	779.62	35.42	22.01
19	822.93	40.58	20.28

Tableau V. 8 : Résultats des essais pressiométrique:PR3

Profondeur(m)	Module pressiométrique (bars)	Pression limite (bars)	E/Pl
1	169.63	7.21	23.53
2	213.38	10.16	21.00
3	254.77	9.38	27.16
4	316.00	12.49	25.30
5	450.74	14.28	31.56
6	527.87	24.48	21.56
7	437.45	20.48	21.36
8	777.07	41.08	18.92
9	567.55	26.98	21.04
10	768.25	31.08	24.72
11	630.83	26.89	23.46
12	994.35	41.38	24.03
13	707.97	31.98	22.14

14	800.68	39.48	20.08
15	607.76	32.63	18.63
16	627.70	22.98	27.31
17	1230.64	38.64	32.00
18	1535.35	32.28	47.56
19	650.14	34.98	18.59

Tableau V. 9 : Résultats des essais pressiométrique:PR4

Profondeur(m)	Module pressiométrique (bars)	Pression limite (bars)	E/Pl
1	34.51	3.6	9.59
2	44.47	3.65	12.18
3	63.95	5.18	12.35
4	154.01	5.72	26.93
5	39.11	4.47	8.75
6	115.31	9.98	11.55
7	212.67	12.98	16.38
8	256.47	13.08	19.61
9	178.82	10.22	17.50
10	257.6	14.88	17.31
11	255.05	16.68	15.29
12	303.73	16.28	18.66
13	206.93	13.78	15.02
14	353.11	17.98	19.64
15	464.48	20.68	22.46
16	785.01	22.68	34.61
17	866.18	29.36	29.50
18	736.15	33.68	21.86
19	681.65	25.98	26.24

Dans tous les essais péssiométriques on remarque que:

Pression limite (bars) $> 2,5$ donc le sol est Argiles très fermes à dures

V.3. ESSAIS DE LABORATOIRE

A partir des sondages carottés des échantillons seront prélevés pour des essais de laboratoire, dans le but d'étudier les caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques du sol.

V.3.1. Poids volumique-Teneur en eau naturelle

V.3.1.1. Le poids volumique (γ)

- Le poids volumique d'un sol est le rapport du poids total d'une certaine quantité de sol. a volume de cette même quantité .on l'exprime en KN/m^3 , La valeur du poids volumique d'un sol selon l'état d'humidité ;
- La densité d'un sol est le rapport de son poids volumique au poids volumique de l'eau.

V.3.1.2. Teneur en eau naturelle (W)

C'est le rapport de poids d'eau, qu'un échantillon de sol contient, au poids des éléments secs de ce même échantillon.ces deux quantités sont obtenus en pesant l'échantillon dans son état naturel humide puis dans son état sec, après étuvage à 105°C . (Photo V.2), le teneur en eau exprimée en pourcentage(%)



Photo V.2 : appareillages pour mesure le Poids volumique et Teneur en eau naturelle

V.3.1.3. Degré de saturation (SR)

C'est le rapport entre le volume de l'eau dans un échantillon et le volume de vide qui existe dans ce même échantillon, exprimée en (%), Les résultats présentés dans le tableau suivant

Tableau V.10 : Caractéristique physique de sc (01)

Profondeur (m)	1.6/1.9	7.0/7.4	8.2/8.5	10.0/10.6	13.0/13.6	18.5/18.7
Teneur en eau naturelle(%)	9.59	7.57	18.34	15.06	16.72	18.21
Densité humide (t/m3)	2.19	2.09	2.12	2.15	2.14	2.13
Degré de saturation (SR)(%)	87.97	90.50	95.35	98.02	99.45	99.68

Tableau V.11 : Caractéristique physique de sc (02)

Profondeur (m)	4.3/4.8	9.0/9.7	11.0/11.5	13.2/13.7	17.5/18	19/19.5
Teneur en eau naturelle(%)	10.79	11.75	15.57	13.27	12.68	15.45
Densité humide (t/m3)	2.57	2.20	2.17	2.19	2.18	2.13
Degré de saturation (SR)(%)	89.65	96.84	98.34	99.32	99.15	99.73

Tableau V.12 : Caractéristique physique de sc (03)

Profondeur (m)	2.2/2.5	5.0/5.3	9.0/9.4	11.6/12	15.6/16.0	17.3/17.9
Teneur en eau naturelle(%)	15.54	18.49	15.42	13.61	12.14	14.22
Densité humide (t/m3)	2.12	2.29	2.17	2.16	2.18	2.20
Degré de saturation (SR)(%)	85.16	94.61	91.65	96.15	98.35	99.48

Tableau V.13 : Caractéristique physique de sc (04)

Profondeur (m)	3.3/3.9	7.6/8.0	9.4/10.0	12.0/12.4	16.3/16.6	18.1/18.5
Teneur en eau naturelle(%)	17.17	11.68	14.77	-	11.05	11.54
Densité humide (t/m³)	2.11	2.20	2.14	2.14	2.09	2.17
Degré de saturation (SR)(%)	83.64	97.21	94.24	-	96.14	99.76

N.B : D'après les degrés de saturation obtenus, on peut conclure que le sol du site est presque saturé.

V.3.2. Analyse granulométrique

Elle permet de déterminer la distribution dimensionnelle en poids des éléments d'un matériau. Elle comprend deux opérations :

- tamisage pour les éléments de dimensions supérieures ou égales à 80 mm (Photo V.3).
- sédimentométrie pour les éléments de dimensions inférieures à 80 mm.

Les résultats présentés dans les tableaux suivant :

Tableau V.14 : Résultats de l'Analyse granulométrique par tamisage pour sc (01)

Profondeur (m)	1.6/1.9	7.0/7.4	8.2/8.5	10.0/10.6	13.0/13.6	18.5/18.7
> 2 mm(%)	5.33	5.07	0.0	0.61	1.29	2.80
2 ÷ 0.08 mm(%)	10.94	3.47	0.63	0.95	3.17	0.37
< 0.08 mm(%)	83.72	91.46	99.37	98.44	95.54	96.83

Tableau V.15 : Résultats de l'Analyse granulométrique par tamisage pour sc (02)

Profondeur (m)	4.3/4.8	9.0/9.7	11.0/11.5	13.2/13.7	17.5/18	19/19.5
> 2 mm(%)	1.28	0.38	0.68	2.51	0.92	1.11
2 ÷ 0.08 mm(%)	1.78	0.86	0.98	1.49	0.58	1.58
< 0.08 mm(%)	96.94	98.76	98.34	95.99	98.50	97.30

Tableau V.16 : Résultats de l'Analyse granulométrique par tamisage pour sc (03)

Profondeur (m)	2.2/2.5	5.0/5.3	9.0/9.4	11.6/12	15.6/16.0	17.3/17.9
> 2 mm(%)	0.13	2.14	1.86	0.64	1.93	7.38
2 ÷ 0.08 mm(%)	0.82	1.55	1.73	2.13	3.63	2.79
< 0.08 mm(%)	99.17	96.30	96.40	97.22	94.43	89.83

Tableau V.17 : Résultats de l'Analyse granulométrique par tamisage pour sc (04)

Profondeur (m)	3.3/3.9	7.6/8.0	9.4/10.0	12.0/12.4	16.3/16.6	18.1/18.5
> 2 mm(%)	3.26	0.43	0.42	0.66	1.02	3.73
2 ÷ 0.08 mm(%)	1.47	1.24	0.74	0.45	2.93	3.87
< 0.08 mm(%)	95.27	98.32	98.84	98.88	96.05	92.39

Les échantillons analysés sont des sols fins (plus de 50% d'éléments sont inférieurs à 0.08 mm).

Pour les sols fins, la classification se fait en reportant les valeurs de **IP** et **WL** sur le diagramme de CASAGRANDE.



Photo V.3 : appareillages d'Analyse granulométrique par tamisage

V.3.3. Limites d'Atterberg

Ce sont des paramètres géotechniques destinés à identifier un sol et à caractériser son état au moyen de son indice de consistance. Par définition, les limites d'Atterberg (limites de liquidité et de plasticité) sont les teneurs en eau pondérale correspondantes à des états particuliers d'un sol. Elles visent à déterminer le domaine hydrique dans lequel un sol argileux a un comportement plastique. (Photo V.4).



Photo V.4: Limites d'Atterberg

Les résultats présentés dans le tableau suivant

Tableau V.18 : Résultat et classification de sol d'après le Diagramme de Casagrande

Pour les sols fin « sc(01) »

Profondeur (m)	1.6/1.9	7.0/7.4	8.2/8.5	10.0/10.6	13.0/13.6	18.5/18.7
Limite de liquidité(%)	26.59	54.08	55.67	56.86	55.10	45.95
Indice de plasticité (%)	12.71	30.54	29.54	31.68	32.58	28.12

Tableau V.19 : Résultat et classification de sol d'après le Diagramme de Casagrande

Pour les sols fin « sc(02) »

Profondeur (m)	4.3/4.8	9.0/9.7	11.0/11.5	13.2/13.7	17.5/18	19/19.5
Limite de liquidité(%)	45.59	47.96	44.31	42.18	41.04	47.14
Indice de plasticité (%)	26.78	27.85	18.96	20.24	21.38	24.63

Tableau V.20 : Résultat et classification de sol d'après le Diagramme de Casagrande

Pour les sols fin « sc(03) »

Profondeur (m)	2.2/2.5	5.0/5.3	9.0/9.4	11.6/12	15.6/16.0	17.3/17.9
Limite de liquidité(%)	47.15	43.59	52.06	47.58	45.70	42.44
Indice de plasticité (%)	15.69	22.82	26.94	23.59	19.72	19.75

Tableau V.21 : Résultat et classification de sol d'après le Diagramme de Casagrande*Pour les sols fin « sc(04) »*

Profondeur (m)	3.3/3.9	7.6/8.0	9.4/10.0	12.0/12.4	16.3/16.6	18.1/18.5
Limite de liquidité(%)	49.61	50.01	48.20	49.92	48.92	45.56
Indice de plasticité (%)	29.64	27.57	27.02	27.12	31.22	24.12

N.B :D'après la classification de LCPC, l'échantillon de sol classé comme

- **Argile très plastique** de symbole **At** pour **sc (01) 7.0/7.4,8.2/8.5,10.0/10.6,13.0/13.6**

et **sc (03) 9.0/9.4**

- **limons peu plastique** de symbole **lp** pour **sc (03) 2.2/2.5**

- **Argile peu plastique** de symbole **Ap** pour l'échantillon rester

V.3.4. Essai d'analyse chimique

Dans le but de se prononcer sur l'agressivité ou non du sol, une analyse chimique a été réalisée sur un échantillon de sol extrait du notre site, dont les résultats présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.22 : Résultats d'analyse chimique.

Sondage n°	F1		F2		F3		F4	
Profondeur (m)	12 m	19 m	12 m	17 m	13 m	19 m	8 m	14.7m
% carbonates	12.93	9.48	10.34	11.20	13.79	7.75	8.62	10.34
% sulfates	Traces	Traces	Traces	Traces	Traces	Traces	Traces	Traces
% chlorures	0.29	0.47	0.58	0.35	0.29	0.47	0.58	0.53
% anhydride carbonique	5.69	4.17	4.55	4.93	6.07	3.41	3.79	4.55

N.B : D'après la composition minéralogique de cet échantillon, donnée par tableau ci-dessus, notamment la teneur moyenne en sulfates, nous pouvons conclure que le sol du site est faiblement agressif de classe A1 ; par conséquent, le béton de son infrastructure ne nécessite pas de mesure particulière.

V.3.5 .Essai de cisaillement :

La boîte de Casagrande est constituée de deux demi-coquilles sur lesquelles on exerce perpendiculairement au plan de jonction des deux demi-coquilles, une pression. L'échantillon, comprimé subit une compaction, c'est-à-dire qu'il perd une certaine proportion d'eau. L'une des deux coquilles étant fixe, on exerce alors une pression latérale, tendant à faire glisser l'autre parallèlement à leur séparation. En augmentant progressivement cette contrainte, on constate que la résistance de l'échantillon croît, passe par un maximum, puis décroît Jusqu'au moment où se produit la rupture. (Photo V.5).



Photo V.5 : Essai de cisaillement

Les résultats présentés dans le tableau suivant

Tableau V.23 : Résultats de la résistance au cisaillement des sols du notre site pour « sc(01) »

Profondeur (m)	7.0/7.4	10.0/10.6	18.5/18.7
Cohésion - Ccu (bars)	0.655	0.305	0.2
Angle de frottement - ϕ cu(°)	4	18	17.01

Tableau V.24 : Résultats de la résistance au cisaillement des sols du notre site pour « sc(02) »

Profondeur (m)	11.0/11.5
Cohésion - Ccu (bars)	0.289
Angle de frottement - ϕ cu(°)	23

Tableau V.25 : Résultats de la résistance au cisaillement des sols du notre site pour « sc(03) »

Profondeur (m)	5.0/5.3	11.6/12	17.3/17.9
Cohésion - Ccu (bars)	0.384	0.49	0.15
Angle de frottement - φ cu(°)	12	24.21	14.36

Tableau V.26 : Résultats de la résistance au cisaillement des sols du notre site pour « sc(04) »

Profondeur (m)	3.3/3.9	7.6/8.0
Cohésion - Ccu (bars)	0.00	0.14
Angle de frottement - φ cu(°)	2.01	15.63

V.4. L'ETUDE DE L'HOMOGENEITE DES CARACTERISTIQUES

V.4.1. Couche de remblai

On prend :

$$\varphi = 32^\circ$$

$$C = 0 \text{ kpa}$$

$$\gamma = 21 \text{ kn/m}^3$$

V.4.2. Couche de limon

On prend :

$$\varphi = 25^\circ$$

$$C = 5 \text{ kpa}$$

$$\gamma = 20 \text{ kn/m}^3$$

V.4.3. Couche de schiste

- L'angle de frottement φ

A partir de deux sondages (sc 01, sc 03)

- L'écart type :

$$SD = \sqrt{\frac{(4-11.3)^2 + (18-11.3)^2 + (12-11.3)^2}{2}} = 7.02$$

- Le coefficient de variation:

$$Cv = \frac{SD}{\varphi_{\text{moy}}} = \frac{7.02}{11.3} = 0.62 ; 62.1 \% > 10 \%$$

Le sol n'est pas homogène vis-à-vis l'angle de frottement.

Donc : $\varphi_{cu} = 4$

- La cohésion C

$$C_{moy} = \frac{\sum Ci}{n} = \frac{65.5+30.5+38.4}{3} = 44.8 \text{ KPa}$$

➤ **L'écart type :**

$$SD = \sqrt{\frac{(65.5-44.8)^2+(30.5-44.8)^2+(38.4-44.8)^2}{2}} = 18.36$$

➤ **Le coefficient de variation:**

$$Cv = \frac{SD}{C_{moy}} = \frac{18.36}{44.8} = 0.4 ; 40\% > 10\%$$

Le sol n'est pas homogène vis-à-vis la cohésion

Donc : $C = 30.5 \text{ kpa}$

V.4.3. Couche de l'argile stratifiée

- **L'angle de frottement ϕ**

A partir de deux sondages (sc 01, sc 03)

➤ **L'écart type :**

$$SD = \sqrt{\frac{(17-15.5)^2+(14-15.5)^2}{2}} = 1.5$$

➤ **Le coefficient de variation:**

$$Cv = \frac{SD}{\phi_{moy}} = \frac{1.5}{15.5} = 0.09 ; 9.67\% < 10\%$$

Le sol est homogène vis-à-vis l'angle de frottement.

Donc : $\phi_{cu} = 15.5$

- **La cohésion C**

$$C_{moy} = \frac{\sum Ci}{n} = \frac{18+15}{2} = 16.5 \text{ KPa}$$

➤ **L'écart type :**

$$SD = \sqrt{\frac{(18-16.5)^2+(15-16.5)^2}{2}} = 1.5$$

➤ **Le coefficient de variation:**

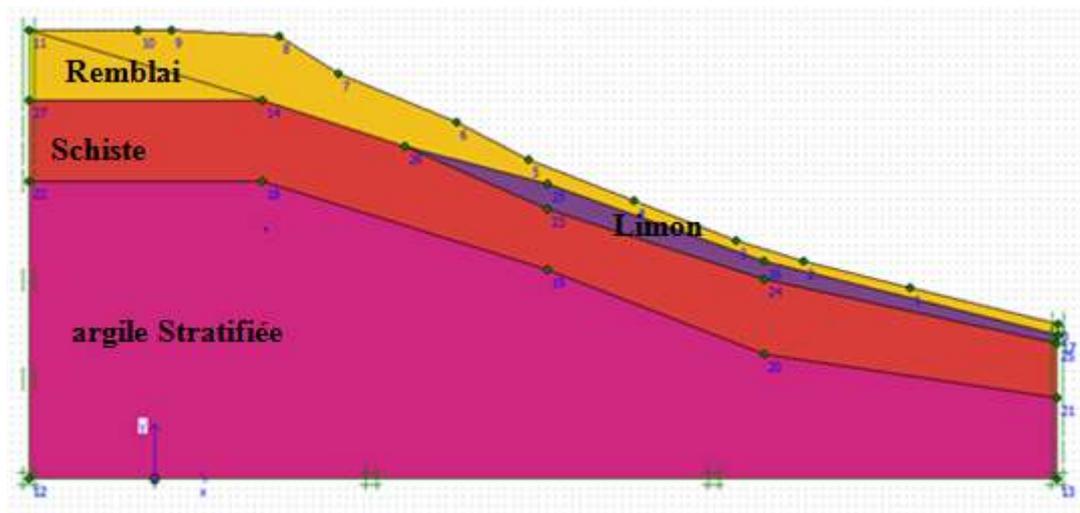
$$Cv = \frac{SD}{C_{moy}} = \frac{1.5}{16.5} = 0.09 ; 9 < 10\%$$

Le sol est homogène vis-à-vis la cohésion ; Donc : $C = 16.5 \text{ kpa}$

V.5. CONCLUSION

Les essais de laboratoire permettent de définir les paramètres physiques et mécaniques d'un sol.

Nous allons faire une corrélation entre les sondages carottés et les courbes *pressiométrique* pour identifier les différentes couches formant le massif de notre site:



VI.1. INTRODUCTION

L'analyse de la stabilité ; objet de ce chapitre a pour but de déterminer le coefficient de sécurité.

- Analyse numérique : le logiciel de calcul utilisé dans cette étude, présente ci-après, est fondée sur un principe connu pour avoir donné des résultats satisfaisants. Le choix a été motivé par la disponibilité et la souplesse, ainsi que par la performance du fait qu'ils se prêtent bien à l'objectif fixé pour l'analyse de la stabilité des pentes.

Quatre combinaisons de calcul ont été envisagés vise à déterminer les valeurs du coefficient de sécurité au glissement du talus :

- 1– un premier calcul (calcul n°1) dans lequel la stabilité du modèle de référence est analysé sous l'action seule du poids propre du massif, donc sans nappe.
- 2– un second calcul (calcul n°2) dans lequel l'effet de la nappe.
- 3– un troisième calcul (calcul n°3) dans lequel la stabilité du modèle est analysé sous l'action de la surcharge.
- 4– un quatrième calcul (calcul n°4) dans lequel les effets combinés de la nappe et de la surcharge

Les caractéristiques physiques et mécaniques spécifiques aux calculs sont consignées dans le tableau suivant:

Sol	γ_h (kNm ³)	γ_{sat} (kN/ km ³)	C (kpa)	ϕ (°)	E (kN/m ²)	ν
Remblai	17	19,50	1	32	44925	0,3
Limon	18,5	20,00	5	25	21975	0,33
Schiste	21	21	30.5	4	33450	0.3
Argile Stratifiée	22	22	16.5	15.5	34560	0,3

Tableau VI.1 : Les caractéristiques physiques et mécaniques

Pour notre projet, nous avons déterminé tous ces paramètres à partir des essais mécaniques et physiques, par contre pour **les surcharges**, nous avons estimé les charges dus à les surcharges routières à **20 KN/m²**.

VI.2. CALCUL PAR LE CODE PLAXIS

VI.2.1. Présentation d'outil numérique utilisé :

Dans sa version originale, le logiciel de calcul par éléments finis PLAXIS traite la stabilité des digues en terre. Dans sa version actuelle, il permet de traiter différents types de problèmes géotechniques (fondations, tunnels, ouvrages de soutènement, etc.), les calculs s'effectuant en déformations planes (Analyse bidimensionnelle ou Analyse 2D) ou en déformations axisymétriques (Analyse tridimensionnelle ou Analyse 3D).

L'algorithme général de résolution des équations non linéaires du logiciel PLAXIS s'effectue selon un processus itératif permettant de déterminer à chaque pas de temps de calcul les champs de déplacements, de vitesses et d'accélération correspondantes aux chargements appliqués ; l'équilibre résultant rapidement.

Les modèles de calcul implémentés dans le logiciel PLAXIS couvrent pratiquement l'ensemble des aspects théoriques et expérimentaux du comportement des sols courants élasticité linéaire de Hooke, pour simuler le comportement des structures rigides massives placées dans le sol ; plasticité parfaite isotrope de type Mohr-Coulomb pour simuler le comportement de la plus part des sols fins ; élastoplasticité de type hyperbolique avec écrouissage en cisaillement pour simuler le comportement des sables et des graves, mais aussi des argiles et des limons ; élastoplasticité pour simuler le comportement des argiles molles normalement consolidées ; viscoplasticité pour simuler le comportement des sols mous en fonction du temps (fluage et consolidation).

Dans notre cas le modèle de Mohr-Coulomb intéresse l'objet de la présente étude.

Ce modèle est utilisé comme une première approximation du comportement des sols. Il comporte cinq paramètres :

- Le module d'Young E :

PLAXIS utilise le module de Young comme module de déformation de référence dans le modèle élastique et le modèle de Mohr-Coulomb, mais d'autres modules de déformation sont également considérés. Un module de déformation a la dimension *d'une contrainte (force par unité de surface)*. Les valeurs de raideur adoptées dans un calcul demandent une attention particulière parce que la plus part des géo-matériaux présentent un comportement non linéaire dès le début du chargement.

En mécanique des sols, la pente initiale est appelée E_0 et le module sécant à 50% de la résistance en compression est noté E_{50} . (Voir Figure 50). Pour des argiles très sur consolidées et

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

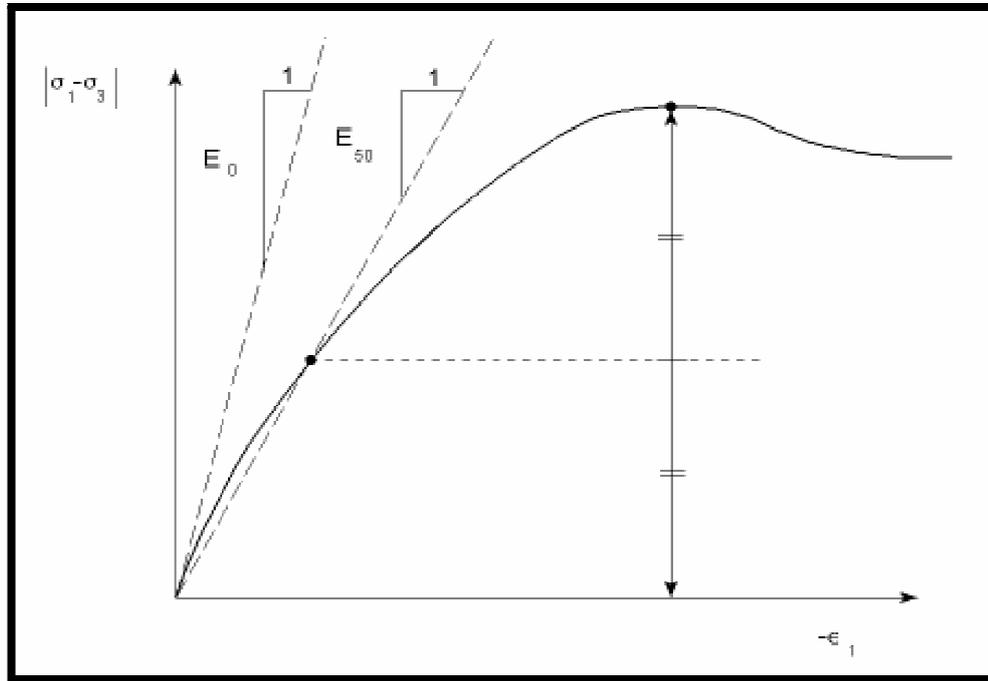


Figure VI.1 : Définition de E_0 et de E_{50} .

- Le coefficient de Poisson ν :

Évalué par l'intermédiaire du coefficient de pression des terres au repos $K_0 = \nu / (1 - \nu)$ pour un chargement gravitaire, dont les valeurs sont comprises entre 0.3 et 0.4.

- La cohésion C :

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

- L'angle de frottement interne φ :

L'angle de frottement est entré en degrés. Les angles de frottement élevés, obtenus parfois pour des sables denses, augmenteront de manière substantielle la difficulté numérique des calculs plastiques.

Le temps de calcul varie exponentiellement avec de l'angle de frottement. Par conséquent, les angles de frottement élevés devraient être évités lors des calculs préliminaires pour un projet. Le temps de calcul deviendra important si des angles de frottement supérieurs à 35 degrés sont utilisés.

– L'angle de dilatance ψ :

Nul ($\psi=0$) pour des sols argileux qui ne montrent aucune dilatance, mais non nul ($\psi \neq 0$) pour les sables la dilatance dépend de leur densité et de leur angle de frottement. Pour les sables siliceux, $\psi \approx \phi - 30$.

Dans la plupart des cas toutefois, l'angle de dilatance est nul pour des valeurs de ϕ inférieures à 30.

Une valeur négative faible pour ψ n'est pas réaliste que pour des sables extrêmement lâches.

Ces paramètres peuvent être aisément identifiés sur des résultats d'essais triaxiaux classiques.

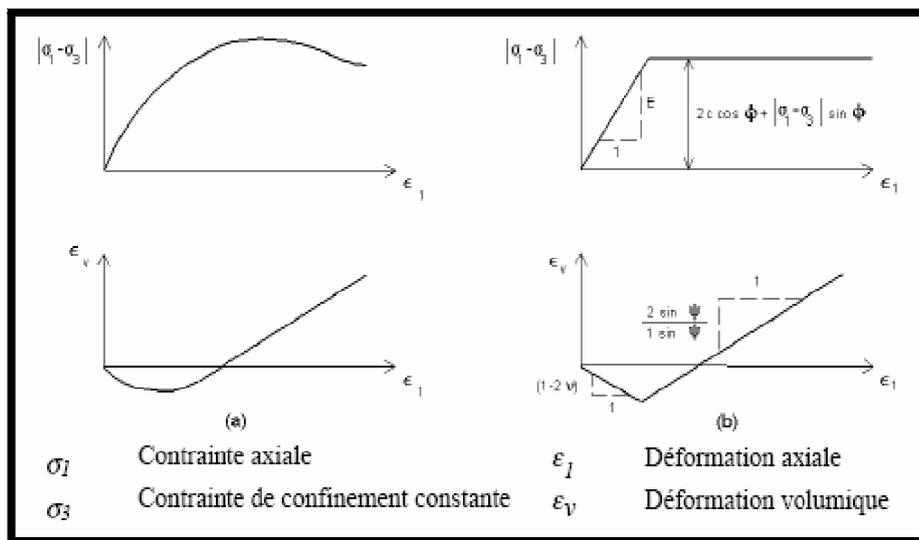


Figure VI.2 : Résultats d'essais triaxiaux drainés et le modèle élastoplastiques de type Mohr-Coulomb

Pour la prise en compte des interactions squelette - eau interstitielle dans la réponse du sol, le logiciel PLAXIS distingue entre les comportements drainé et non drainé :

- Pour le **comportement drainé**, aucune surpression interstitielle n'est générée. C'est évidemment le cas pour des sols secs et pour des sols totalement drainés du fait de leur forte perméabilité ou à cause d'un faible accroissement du chargement. Cette option peut aussi être utilisée pour simuler le comportement des sols à long terme (fluage et consolidation).

- Pour le **comportement non drainé**, les surpressions interstitielles sont complètement générées. L'écoulement de l'eau interstitielle peut parfois être négligé du fait des faibles perméabilités ou à cause d'une vitesse de chargement élevée. Toutes les couches considérées comme non drainées se comporteront ainsi, même si la couche ou une partie de celle-ci se trouve au-dessus de la nappe phréatique.

Une analyse de la sécurité peut être menée en réduisant les caractéristiques mécaniques du sol. Ce procédé s'appelle "Phi-c réduction". Dans cette approche, les caractéristiques $\tan \varphi$ et C du sol sont réduites progressivement jusqu'à l'apparition de la rupture.

Le coefficient total appelé coefficient de réduction $\sum M_{sf}$ permet de définir la valeur des caractéristiques du sol à une étape donnée de l'analyse :

$$\sum M_{sf} = \frac{\tan \varphi_{\text{donnée}}}{\tan \varphi_{\text{réduit}}} = \frac{C_{\text{donnée}}}{C_{\text{réduit}}}$$

Où les caractéristiques notées "donnée" se référant aux valeurs initiales des propriétés des matériaux et les caractéristiques notées "réduit" se rapportent aux valeurs réduites utilisées au cours de l'analyse. Contrairement aux autres coefficients, $\sum M_{sf}$ vaut 1.0 au début d'un calcul pour utiliser les valeurs non réduites des caractéristiques des matériaux.

Le coefficient de sécurité global est déterminé comme suit :

$$F = \frac{\text{résistance disponible}}{\text{résistance à la rupture}} = \text{valeur}(\sum M_{sf}) \text{ à la rupture}$$

Cette approche ressemble à la méthode de calcul de coefficients de sécurité adoptée conventionnellement dans les analyses de rupture circulaire (méthodes des tranches).

VI.2.2. Présentation du modèle géométrique retenu:

La figure suivante présente le modèle géométrique.

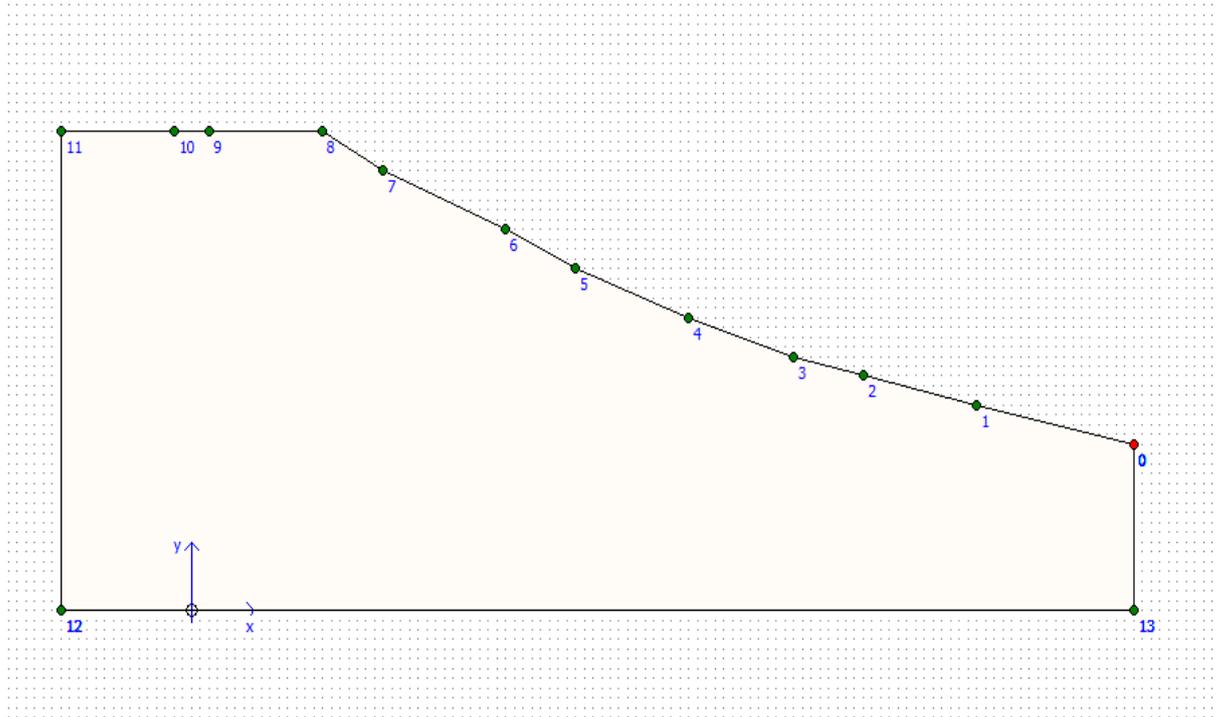


Figure VI.3 : modèle géométrique retenu pour le calcul

- Le profil est constitué de six points, dont les coordonnées sont consignées dans le tableau ci-après :

<i>N° du point</i>	<i>0</i>	<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>
<i>X(m)</i>	108.09	90.37	77.64	69.60	57.36	44.7	36.16
<i>Y(m)</i>	17.17	21.23	24.25	26.54	30.85	35.42	39.64
<i>N° du point</i>	<i>7</i>	<i>8</i>	<i>9</i>	<i>10</i>	<i>11</i>	<i>12</i>	<i>13</i>
<i>X(m)</i>	22.05	15	2	-2	-15	-15	108.09
<i>Y(m)</i>	45	49.23	49.88	49.84	49.84	0	0

Tableau VI.2 : les coordonnées des points pour le modèle.

VI. 2.3. Calcul :

Les phases de calcul considérées sont les suivantes :

- Un calcul plastique avec le modèle de Mohr-Coulomb, en conditions non drainées ;
- Un calcul du coefficient de sécurité par la méthode de "phi-c réductions".

VI. 2.3.1. Calcul à l'état vierge :

La figure suivante présente le modèle géométrique retenu pour le calcul.

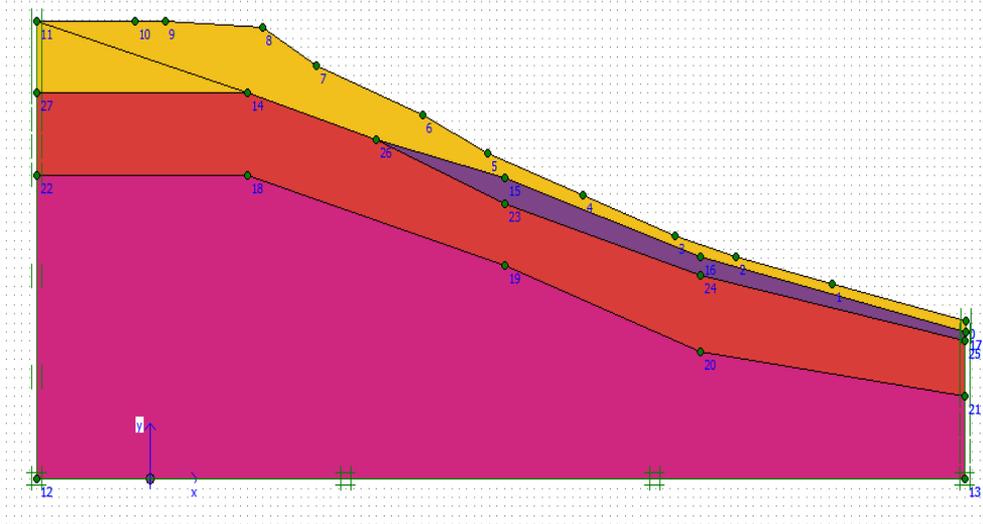


Figure VI.4 : Modèle géométrique retenu

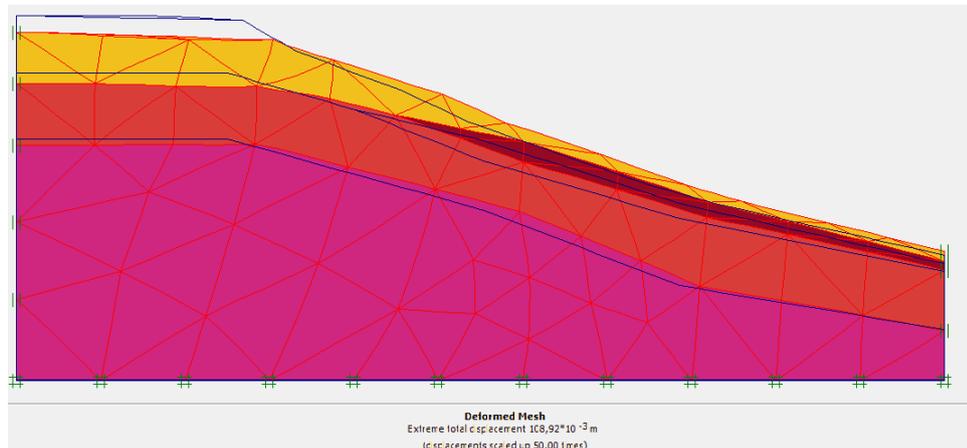


Figure VI.5 : Maillage du modèle déformé

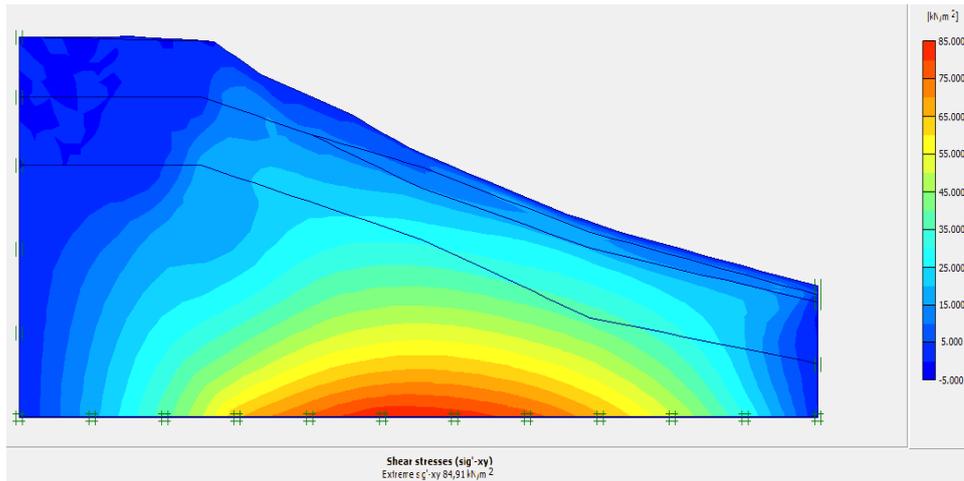


Figure VI.6 : Les contraintes max de cisaillement

Le calcul a donné une contrainte max d'une valeur de **84,91 KN/m²**

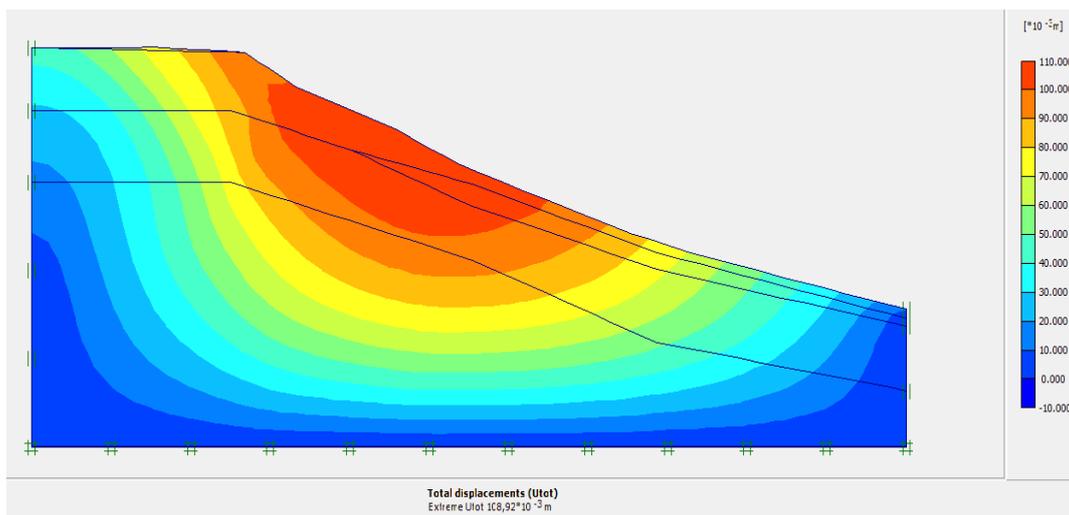


Figure VI.7 : Déplacements totaux

Le calcul a donné des déformations avec des déplacements totaux d'une valeur de **108,92 * 10⁻³m**.

Pour le coefficient de sécurité le calcul à donner un **Fs<1,5** ce qui signifie que le talus a entamé un stage de glissement avant la construction de chaussé .

Avec un coefficient de sécurité du talus à l'état vierge **Fs= 1,352**

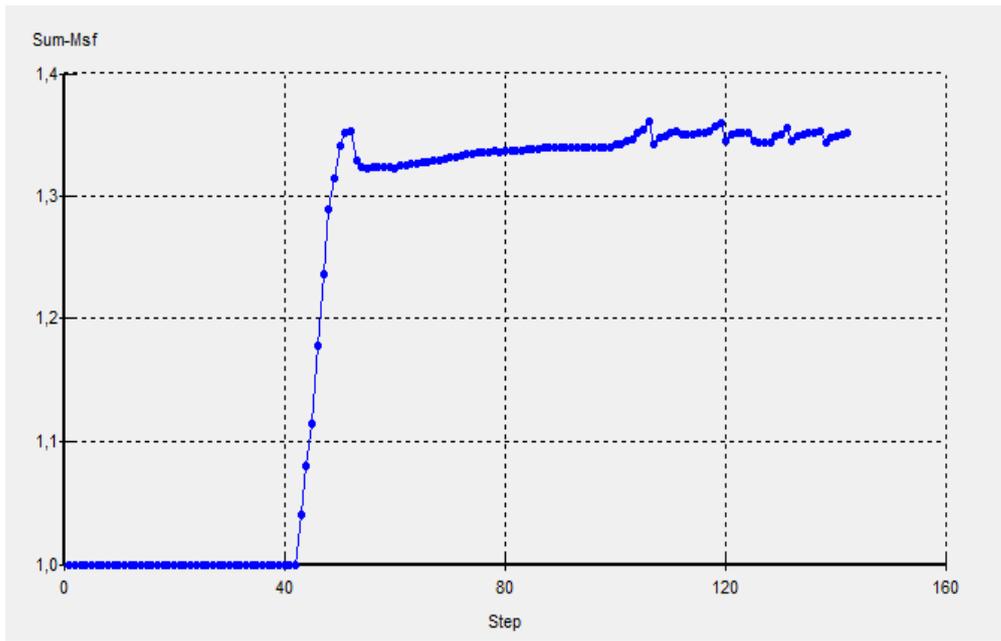


Figure VI.8 : Les valeurs de F_s à l'état vierge

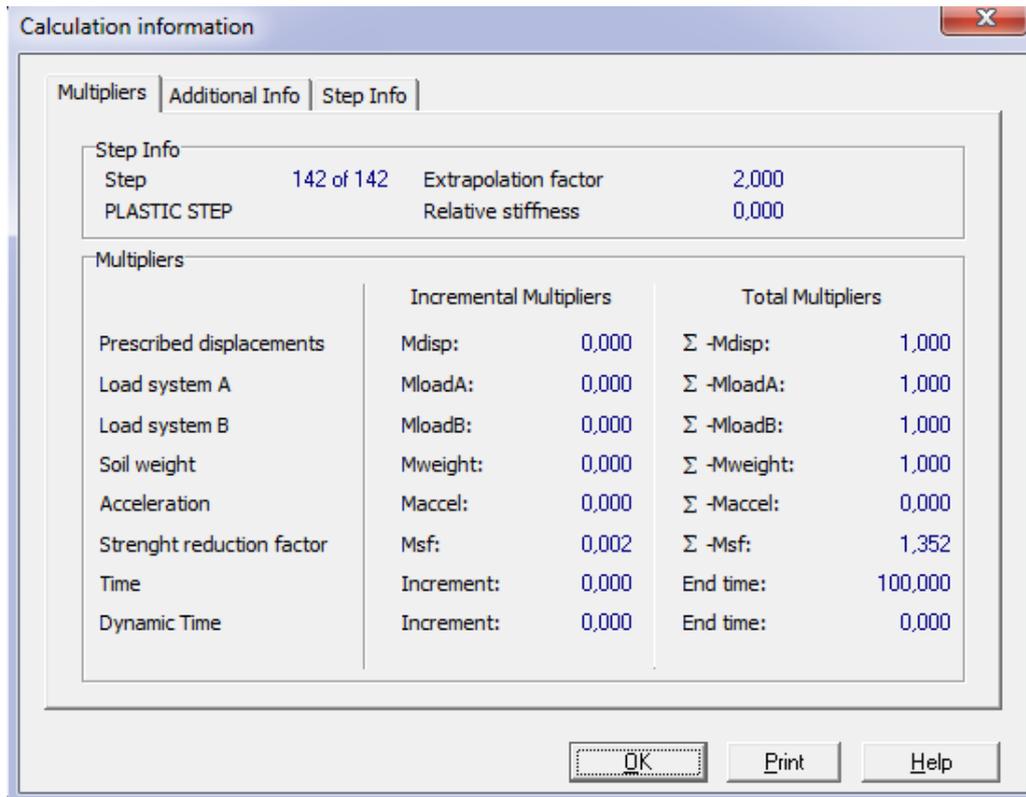


Figure VI.9 : Valeur de F_s globale

VI. 2.3.2. Calcul sous l'action d'une surcharge :

La figure suivante présente le modèle géométrique retenu pour le calcul.

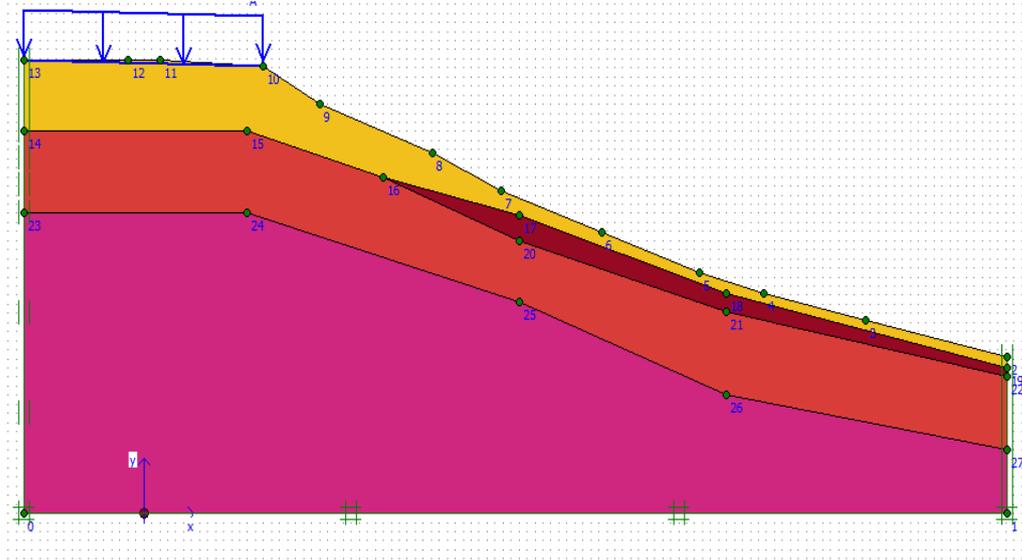


Figure VI.10 : Modèle géométrique retenu

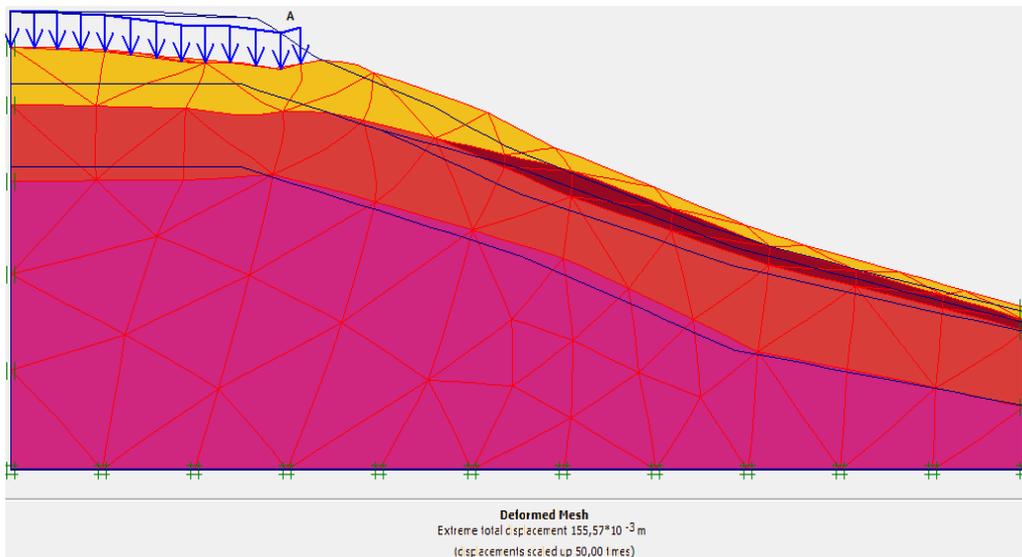


Figure VI.11 : Maillage du modèle déformé

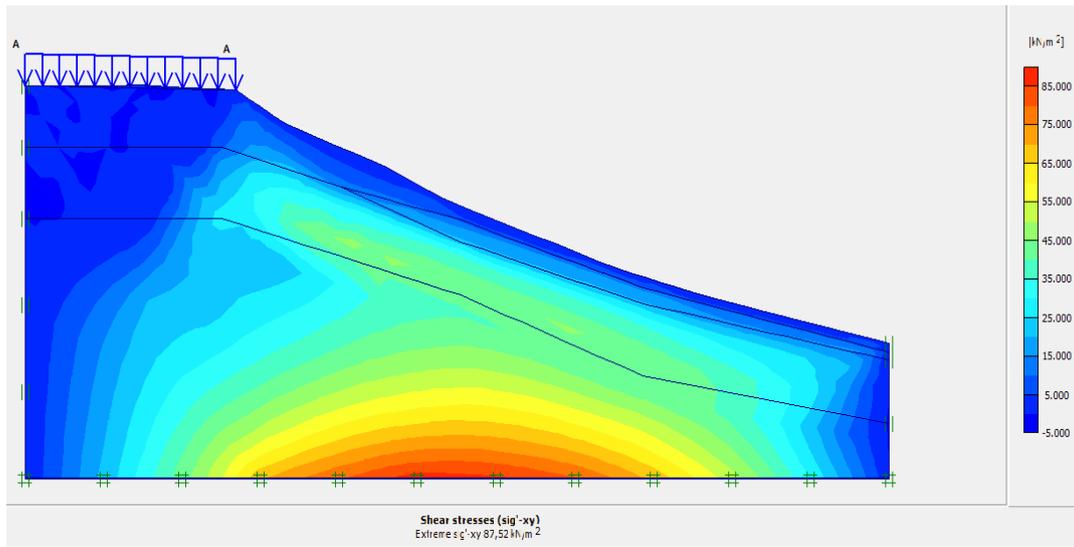


Figure VI.12 : Les contraintes max de cisaillement

Le calcul a donné une contrainte max d'une valeur de $87,52 \text{ KN/m}^2$

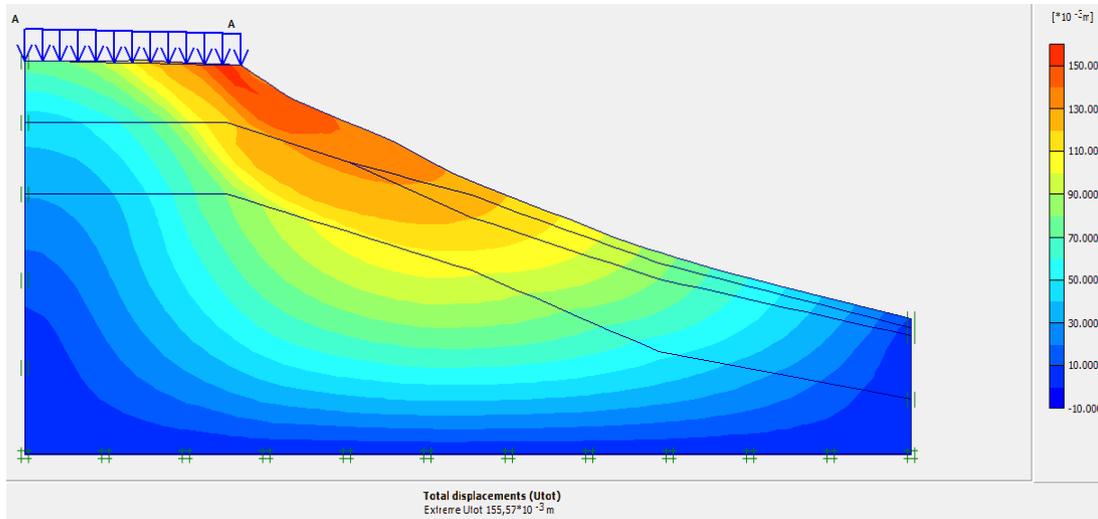


Figure VI.13 : Déplacements totaux

Le calcul a donné des déformations avec des déplacements totaux d'une valeur de $155,57 \times 10^{-3} \text{ m}$.

Pour le coefficient de sécurité le calcul à donne des valeurs très faibles $F_s = 1,103$

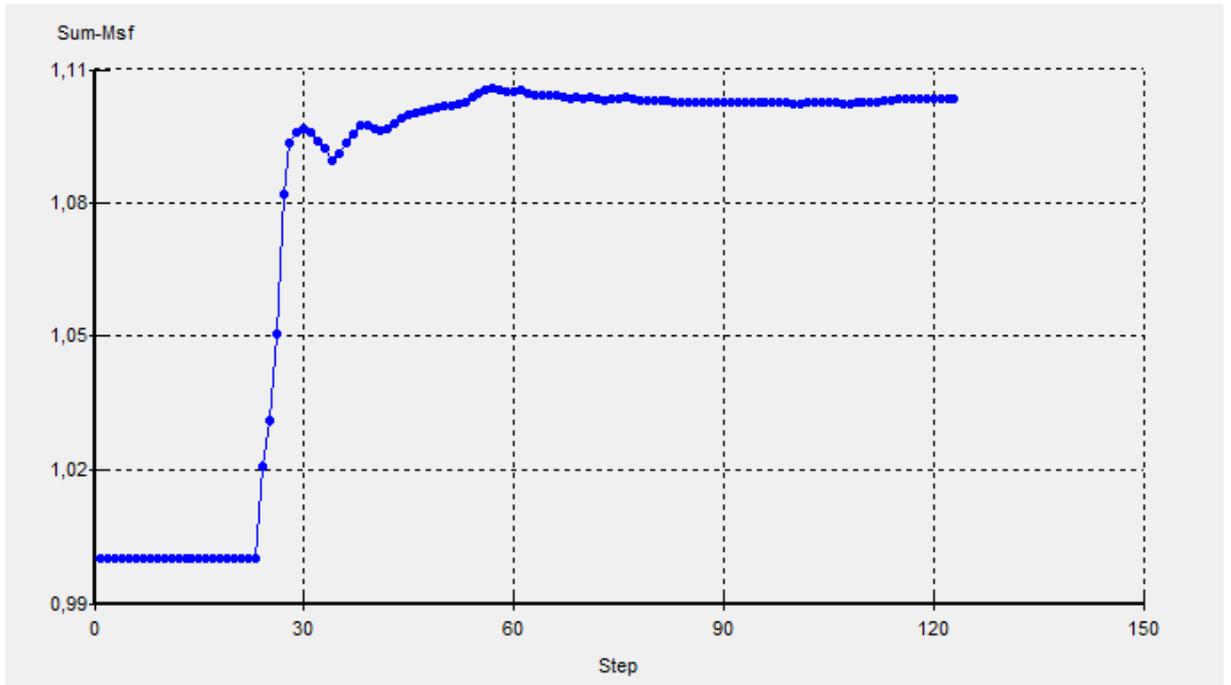


Figure VI.14 : Les valeurs de F_s du talus surchargé

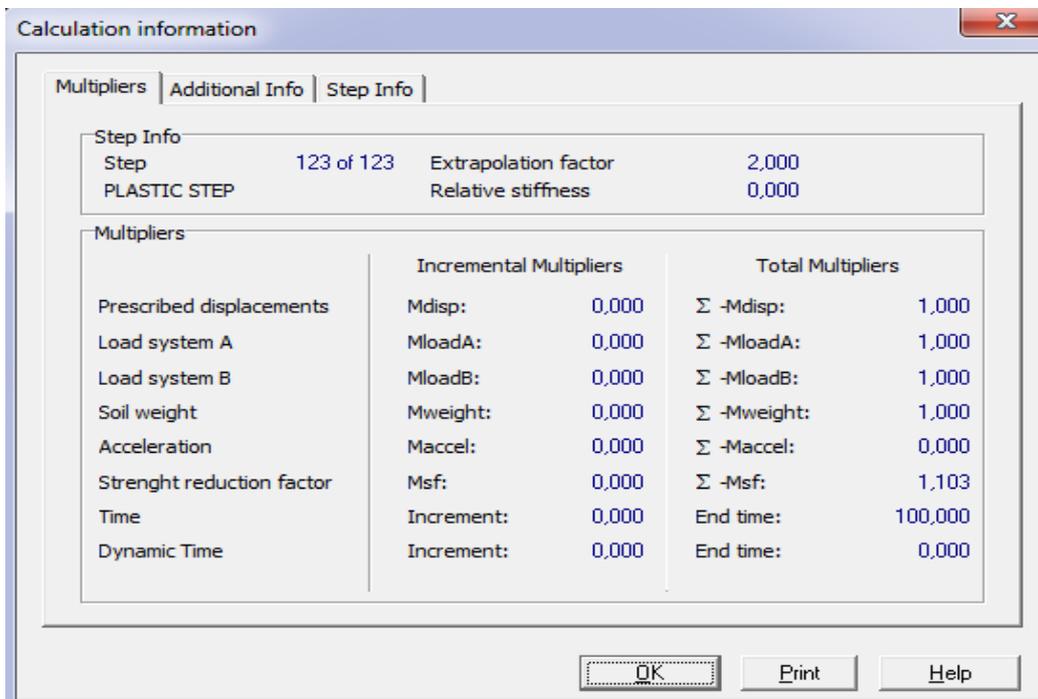


Figure VI.15 : Valeur de F_s globale

VI. 2.3.3. Calcul sous l'action d'une nappe :

N° du point	0	1	2	3	4
X(m)	-15	13	47	73	108
Y(m)	38,47	38,47	31,84	23,59	16,08

Tableau VI.3 : les coordonnées de niveaux d'eau souterraine.

La figure suivante présente le modèle géométrique retenu pour le calcul.

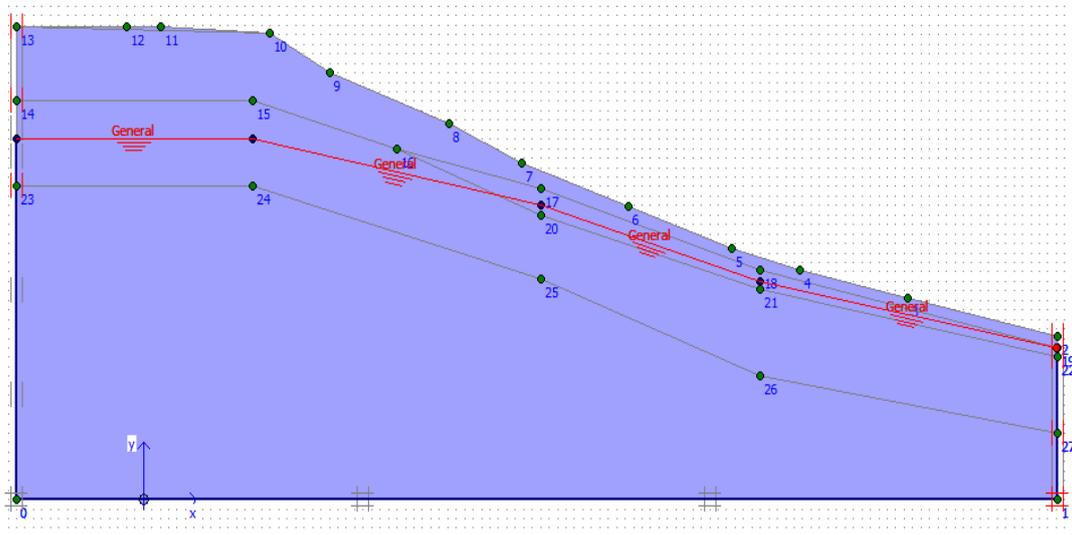


Figure VI.16 : Modèle géométrique retenu

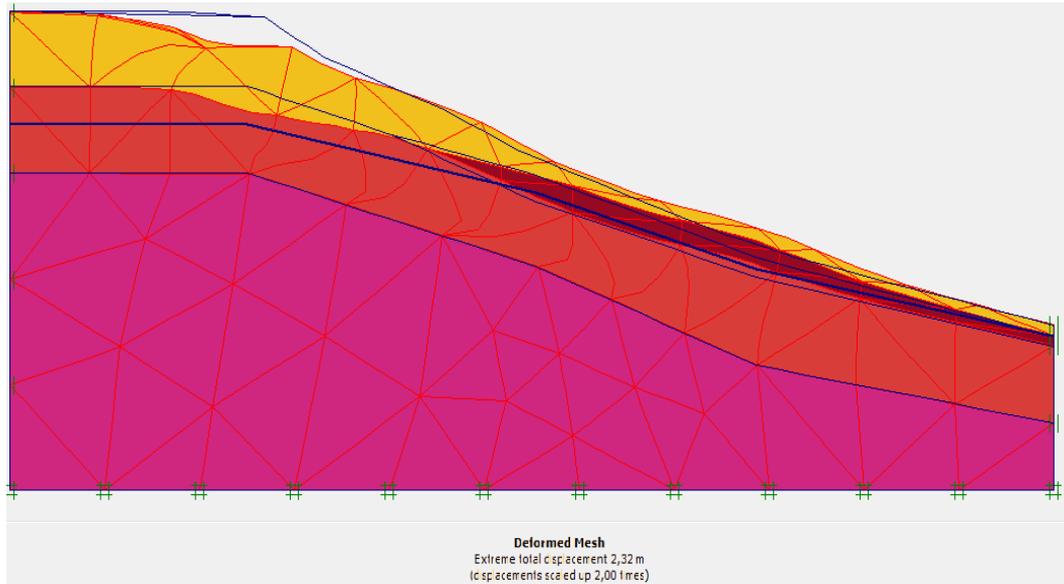


Figure VI.17 : Maillage du modèle déformé

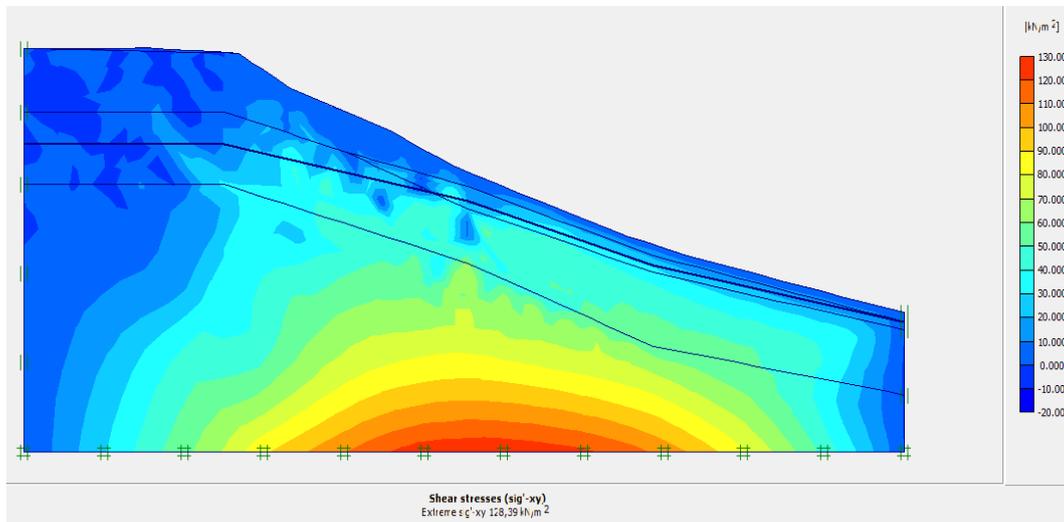


Figure VI.18 : Les contraintes max de cisaillement

Le calcul a donné une contrainte max d'une valeur de **128,39 KN/m²**

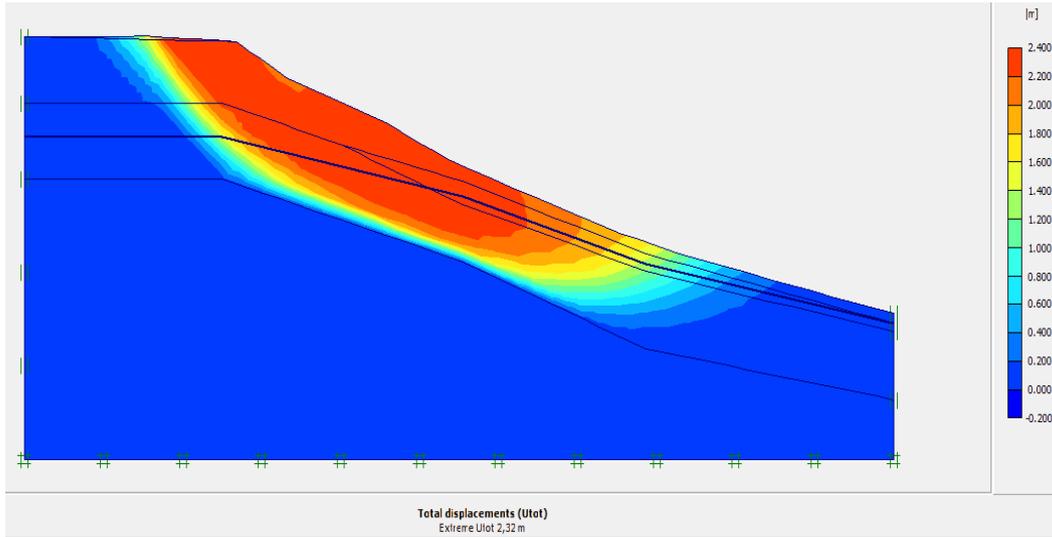


Figure VI.19 : Déplacements totaux

Pour les déplacements le calcul a donné des déformations avec des déplacements totaux d'une valeur de **2,32 m**.

Pour le coefficient de sécurité le calcul à donne des valeurs très faibles **Fs = 0,995**

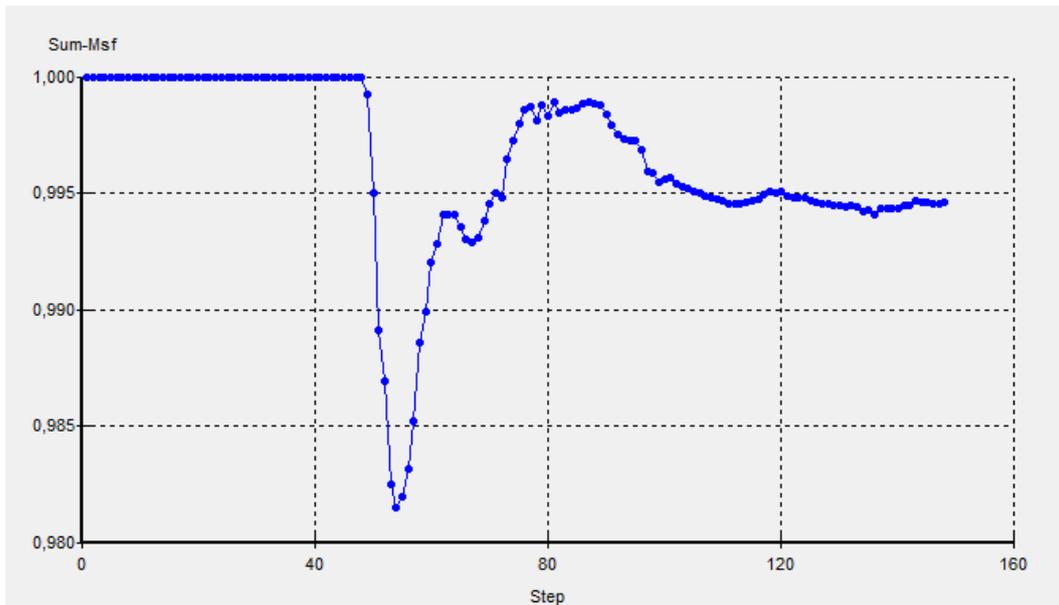


Figure VI.20 : Les valeurs de Fs pour le cas d'une nappe

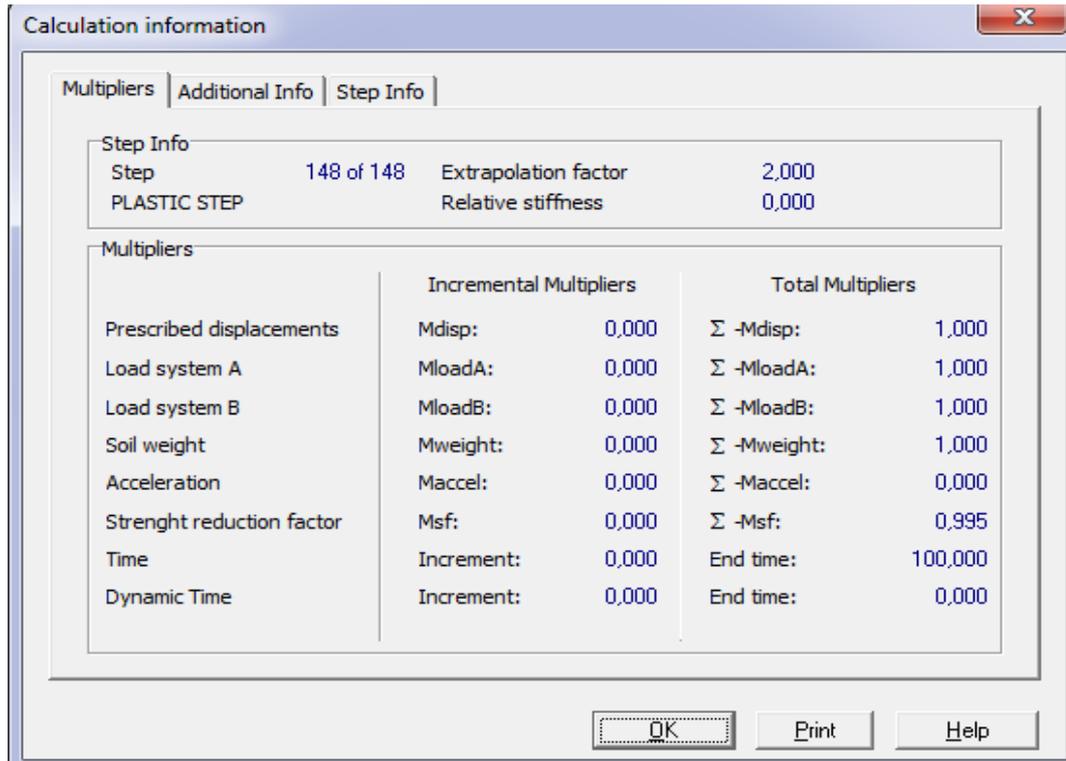


Figure VI.21 : Valeur de F_s globale

VI. 2.3.4. Calcul sous l'action combinée de la surcharge et la nappe :

La figure suivante présente le modèle géométrique retenu pour le calcul.

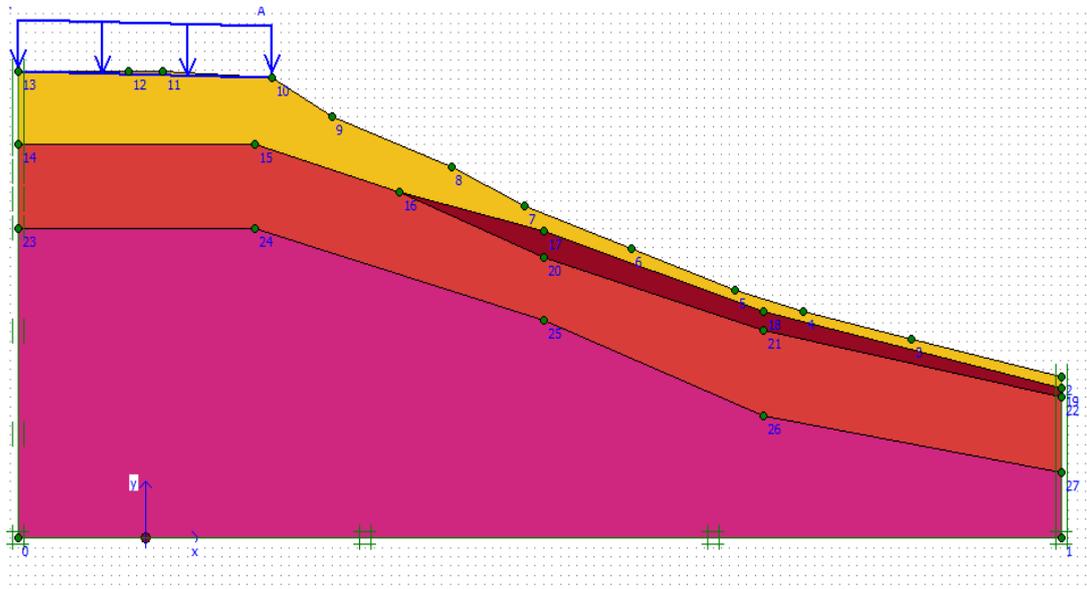


Figure VI.22 : Modèle géométrique retenu

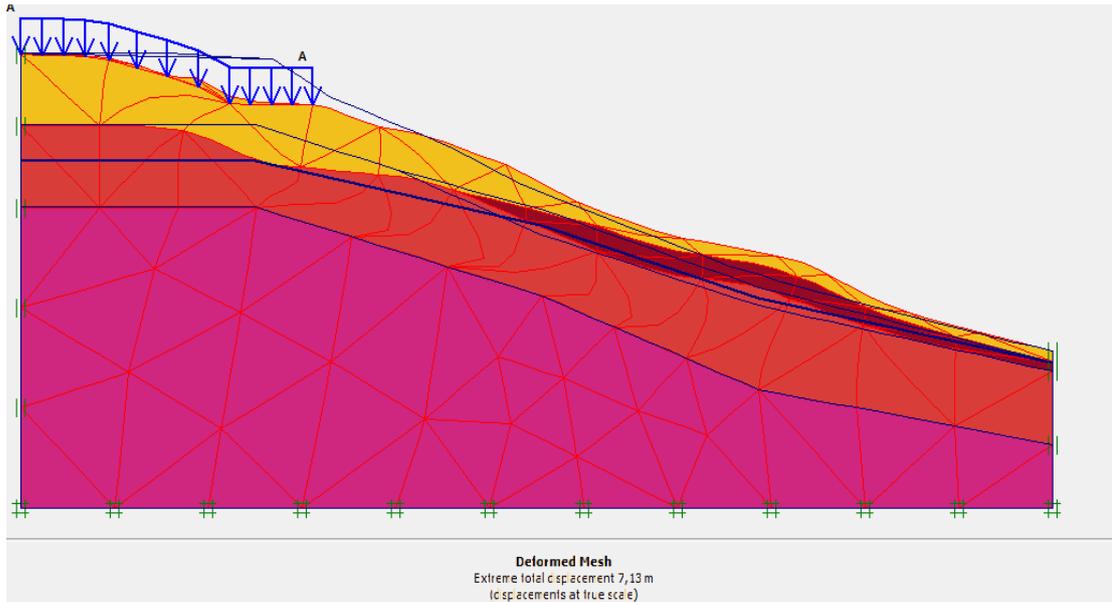


Figure VI.23 : Maillage du modèle déformé

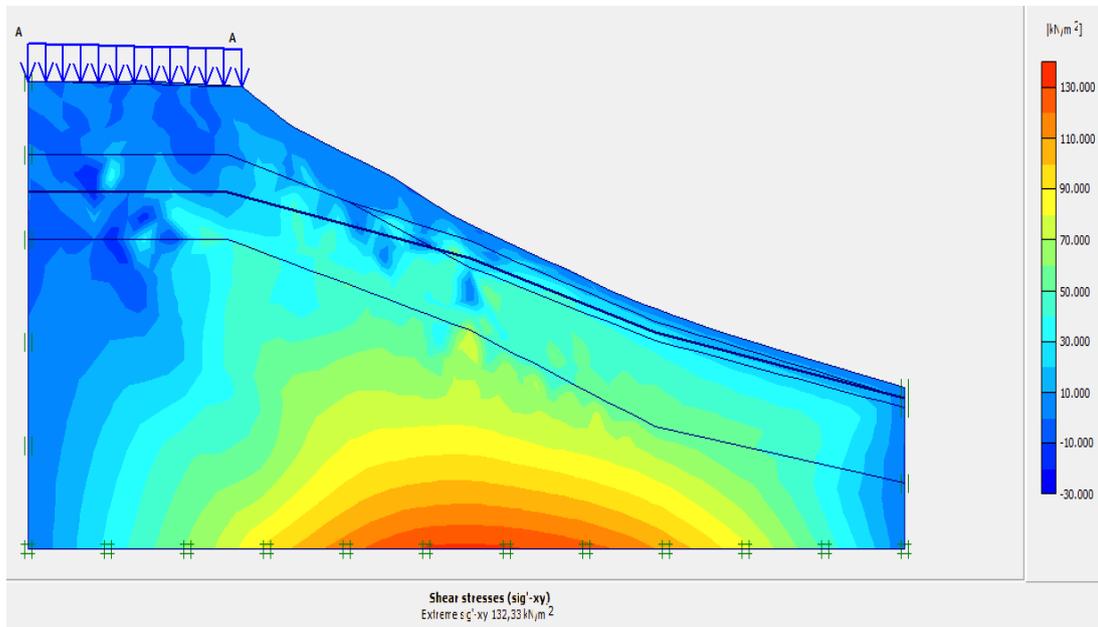


Figure VI.24 : Les contraintes max de cisaillement

Le calcul a donné une contrainte max d'une valeur de 132,33 **KN/m²**

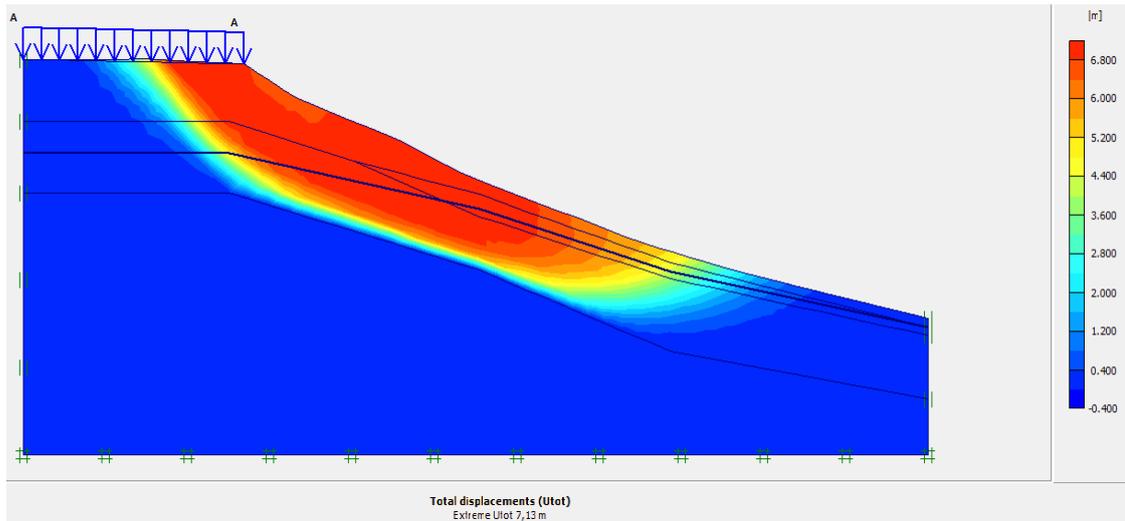


Figure VI.25 : Les déplacements totaux

Le calcul a donné des déformations avec des déplacements totaux d'une valeur de **7,13 m**

Pour le cas d'une combinaison entre la surcharge et la nappe le calcul à donne

des valeurs très faibles avec un coefficient de sécurité **Fs = 1,006**

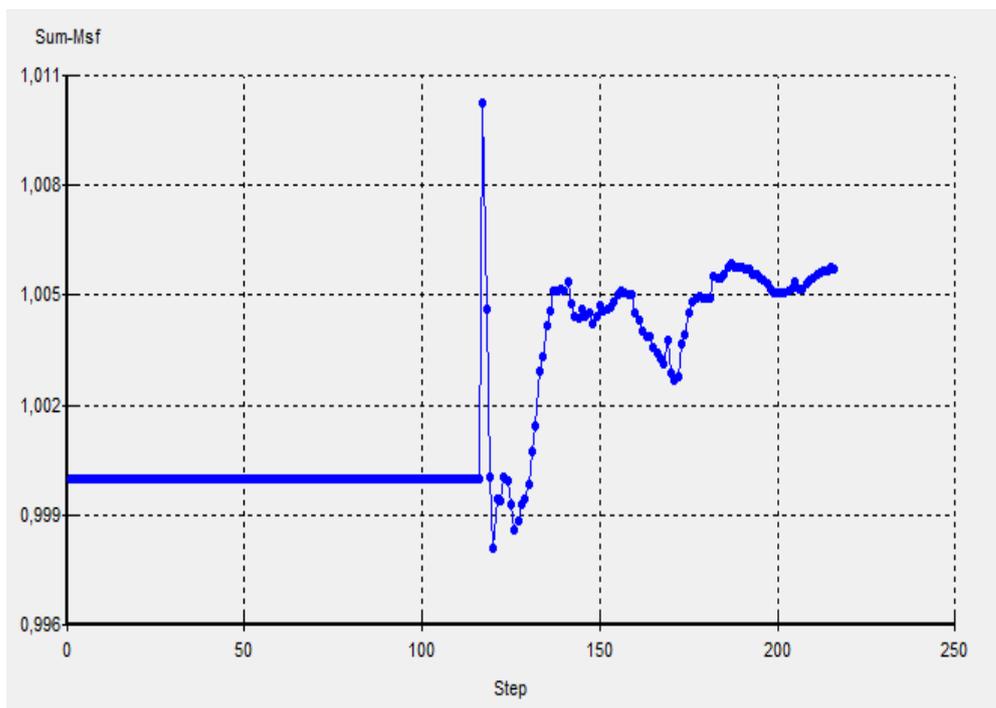


Figure VI.26 : Les valeurs de Fs pour un talus surchargé avec une nappe

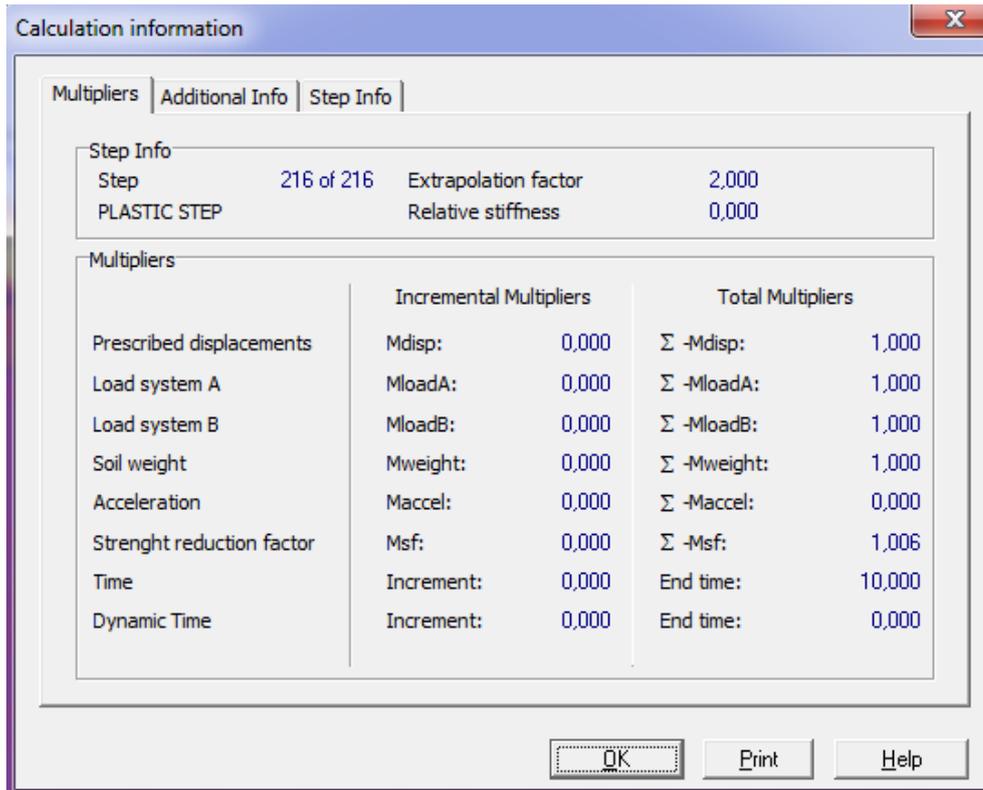


Figure VI.27 : Valeur de F_s globale

Les résultats de F_s et les déplacements totaux sont regroupés dans le tableau suivant :

<i>L'état du talus</i>	<i>Les déplacements totaux</i>	<i>Valeur de F_s globale</i>
<i>Talus vierge</i>	<i>$108,92 * 10^{-3} m.$</i>	<i>$F_S=1,352$</i>
<i>Talus surchargé en amont</i>	<i>$155,57 * 10^{-3} m.$</i>	<i>$F_S=1,103$</i>
<i>Talus avec une nappe</i>	<i>2,32 m</i>	<i>$F_S=0,995$</i>
<i>Talus surchargé avec une nappa</i>	<i>7,13 m</i>	<i>$F_S=1,006$</i>

Tableau VI.4 : Résultats des calculs numériques.

A partir du tableau en remarque que les valeurs du coefficient de sécurité calculées à l'aide de logicielle plaxis est inférieur à 1,5 pour les quatre combinaisons et la nappe a l'effet le plus défavorable.

Cette étude numérique a permis dans le cadre théorique du modèle de référence considéré de vérifier quelques évidences sur les combinaisons de charges qui peuvent avoir un impact sur la stabilité au sien d'un talus, donc leur connaissance avec précision est notoire si l'on veut obtenir des résultats de calculs significatifs et représentatifs de l'état des ouvrages en terre.

VI.3. CONFORTEMENT DU SITE ETUDIE

IV. 3.1. Calcul et vérification du coefficient de sécurité :

. Suite aux résultats obtenus par cette étude il nous semblons que le confortement proposé de deux solutions la première (les pieux avec une tranche drainons) est le mieux adéquat à notre site et la deuxième (paroi moulé avec une tranche drainons).

Le coefficient de sécurité F_s , qui nous indiquera l'état de stabilité des terrains, a été calculé à l'aide du logiciel PLAXIS.

VI.3.1.1. Confortement par pieux avec une tranche drainante :

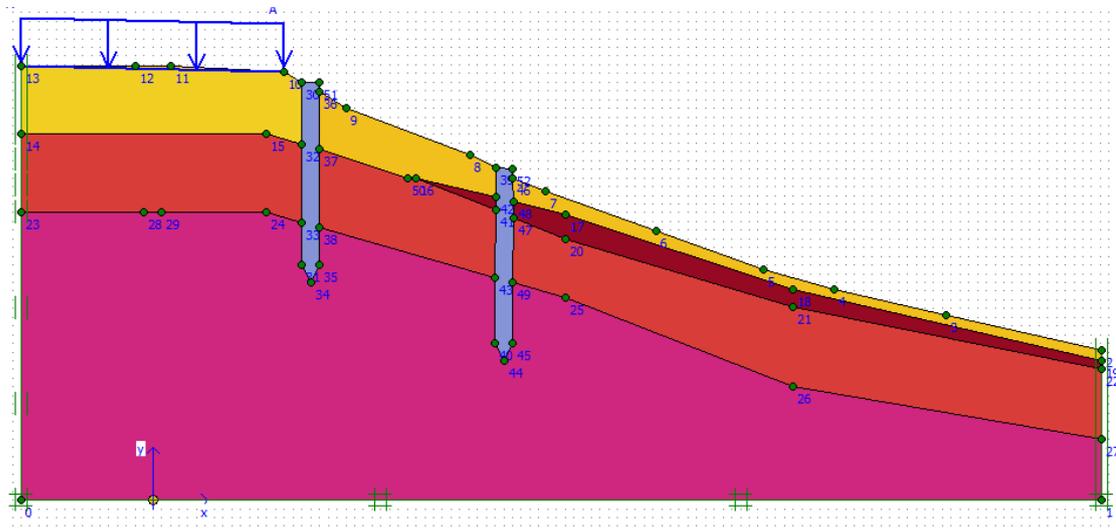


Figure VI.28 : Modèle géométrique retenu

Une figure incluse dans les annexes illustre le plan d'implantation des pieux et leurs ferrillages.

Le calcul a été effectué pour le cas le plus défavorable cas de combinaison des charges avec une nappe.

D'après les analyses effectuées et les résultats obtenus, on constate que l'eau, le terrassement

et les surcharges sont à l'origine de l'instabilité du talus, mettant le site dans un état critique avec un coefficient de sécurité faible **FS=1,006** et de déplacements totale 7,13 m

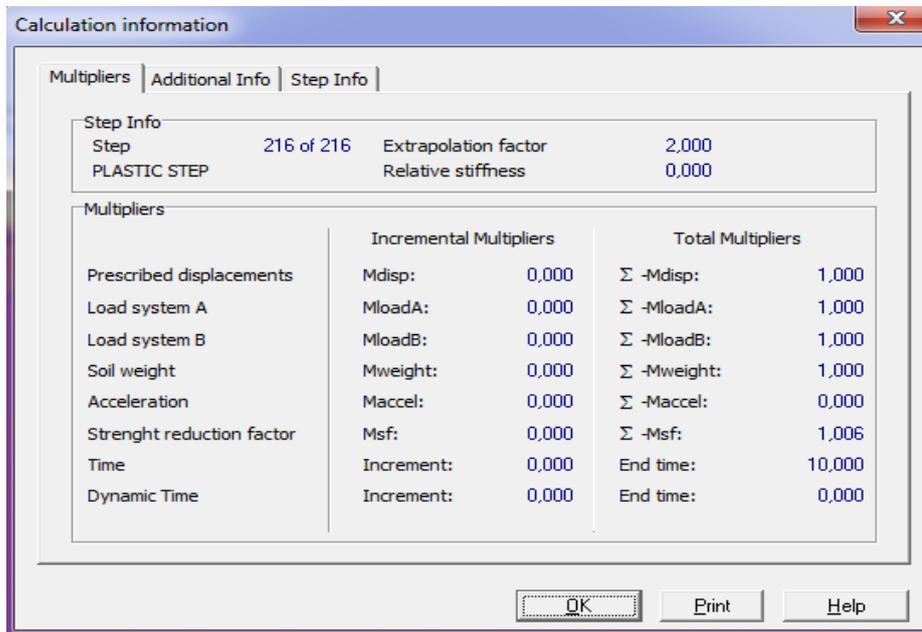


Figure VI.29 : Résultat de calcul de F_s avant un surchargé et une nappe

Après réalisation de ce système de pieux, le calcul de stabilité que nous avons mené, à l'aide du logiciel, a permis d'aboutir à un coefficient de sécurité au glissement $F_s > 1,5$.

Le site serait donc stable vis-à-vis du glissement. Avec un **FS=1,646** et de déplacements totaux de 9,5cm

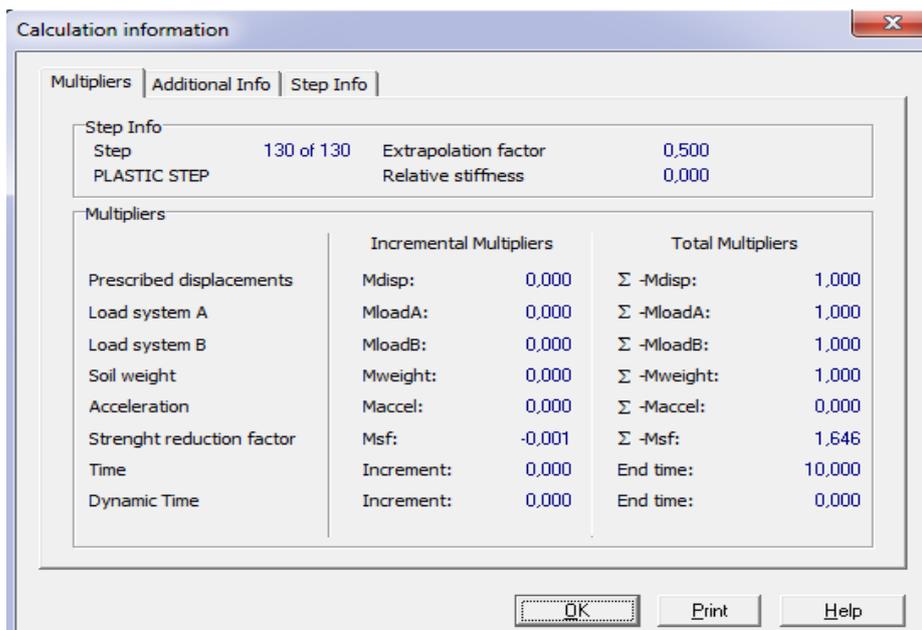


Figure VI.30 : Résultat de calcul de F_s après le confortement

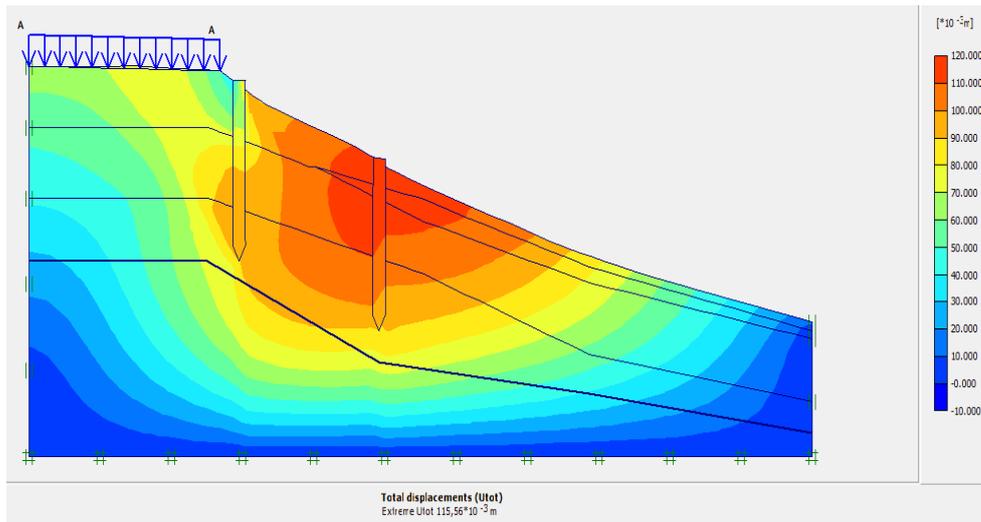


Figure VI.31 : Les déplacements totaux

Il est a noté que les pieux possède d'un diamètre de 1.2 m avec un espacement de 2,5 m par rapport au centre du pieu.

Les pieux implantés en amont du talus ont une longueur de 23 m et ce en aval de 22 m.

VI.3.1.2. Confortement par Paroi moulé avec une tranche drainante :

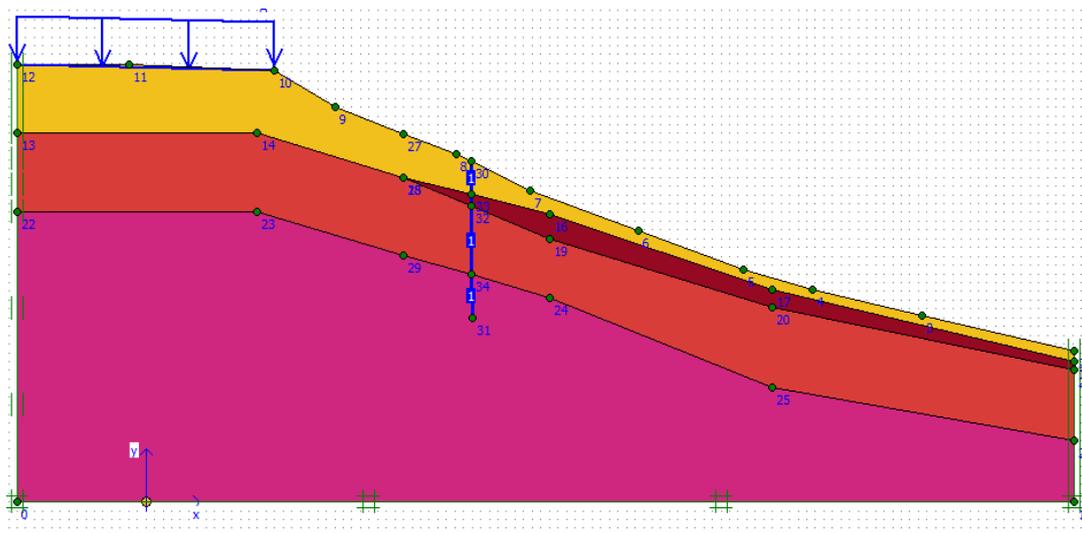


Figure VI.32 : Modèle géométrique retenu

Le calcul a été effectué pour le cas le plus défavorable cas de combinaison des charges avec une nappe.

Après réalisation de ce système de Paroi moulé, le calcul de stabilité que nous avons mené, à l'aide du logiciel, a permis d'aboutir à un coefficient de sécurité au glissement

$$F_s > 1,5.$$

Le site serait donc stable vis-à-vis du glissement. Avec un $F_s=1,604$ et de déplacements totaux de 12,1cm

Multipliers		Additional Info	Step Info
Step Info			
Step	103 of 103	Extrapolation factor	1,000
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: 1,000
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ -Maccel: 0,000
Strenght reduction factor	Msf:	0,020	Σ -Msf: 1,604
Time	Increment:	0,000	End time: 0,000
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time: 0,000

Figure VI.33 : Résultat de calcul de F_s après le confortement

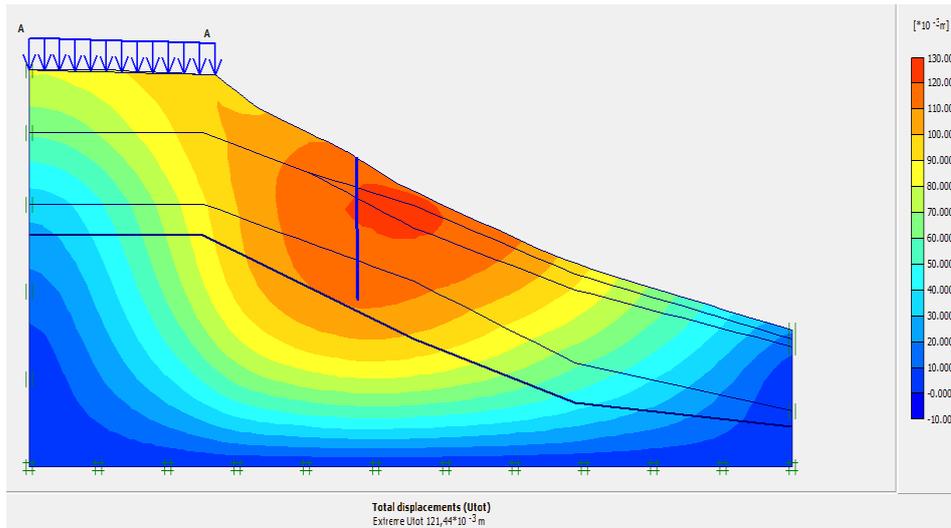


Figure VI.34 : Les déplacements totaux

Il est noté que la paroi moulé possède d'une longueur de 60 m et hauteur de 18 m et diamètre 1.5 m.

Tableau VII.3 : devis quantitatif et estimatif de renforcement en pieux fores tubé avec une tronche drainante

N°	Désignation des travaux	U	Quantité	Prix unitaire	Montant
Lot 01 : Tranchées drainante					
01	Décaissement des terres forme trapèze	M3	2760	800,00	2208000,00
02	Evacuation des déblais a la décharge publique	M3	3024	350,00	1058400,00
03	Remblaiement en matériaux granitaire	M3	2760	1800,00	2208000,00
04	Fourniture et pose de géo composite	M2	2020,8	850 ,00	1717680,00
05	Fourniture et mise en place de géotextile	M2	2020,8	600,00	1717680,00
Lot 02 : Pieux foré C					
06	Faillage de forme circulaire de diamètre de 1200mm	ML	1170	10000,00	11700000,00
07	Réalisation des pieux en béton armé de diamètre 1200mm	ML	1170	50000,00	58500000,00

08	Réalisation de chaînage en béton armé	M3	40,95	35000,00	1433250,00
----	---------------------------------------	----	-------	----------	------------

T.HT	80.543.010,00
T.TVA 17%	13.692.312,00
T.TTC	94.235.322,00

Tableau VII.4 :devis quantitatif et estimatif de renforcement en parois moulée avec une tranche drainante

N°	Désignation des travaux	U	Quantité	Prix unitaire	Montant
Lot 01 : Tranchées drainante					
01	Décaissement des terres forme trapèze	M3	2760	800,00	2208000,00
02	Evacuation des déblais a la décharge publique	M3	3024	350,00	1058400,00
03	Remblaiement en matériaux granitaire	M3	2760	1800,00	2208000,00
04	Fourniture et pose de géo composite	M2	2020,8	850 ,00	1717680,00
05	Fourniture et mise en place de géotextile	M2	2020,8	600,00	1717680,00
Lot 02 : Pieux foré simple					
06	Faillage de forme circulaire de diamètre de 1000mm	ML	1080	10000,00	10800000,00
07	Réalisation des parois moulée en béton armé de diamètre 1200mm	ML	1080	50000,00	54000000,00
08	Réalisation de chaînage en béton armé	M3	41,04	35000,00	1436400,00

T.HT	150.146.160,00
T.TVA 17%	17.874.848,00
T.TTC	123.021.008,00 DA

VI.4. CONCLUSION

Durant la procédure du renforcement du glissement de terrain, on a été confronté au choix de solutions qui sont le confortement par paroi moulé avec une tranche drainante , Confortement par pieux avec une tranche drainante , c'est cette dernière qui s'est montrée la plus crédible au glissement de notre terrain, de plus, elle est économique que la première.

CONCLUSION GENERALE

La stabilité des talus et leur potentiel de rupture deviennent un souci lorsque les mouvements engendrés menacent dangereusement une population, on aurait un effet sur la rentabilité et la valeur du secteur instable.

L'Autoroute Est-Ouest tronçon de LAKHEDARIA wilaya de BOUIRA présente plusieurs cas de glissements. Le choix s'est porté sur un cas, parmi ceux-là, qui nous apparut le plus intéressant à étudier car il présente des problèmes complexes d'instabilité.

Les mouvements des talus formant ce site ont causé des désordres qui ont affecté une partie importante de l'Autoroute.

L'analyse qualitative de ce glissement a été faite en se basant sur des rapports techniques, des visites régulières sur site et des témoignages recueillis auprès des gens de l'ANA et de LCTP .

Afin d'essayer de comprendre l'évolution cinématique du mouvement, on a jugé intéressant d'analyser le problème en utilisant la simulation numérique (réalité virtuelle). Pour cela, on a utilisé logiciel PLAXIS , un programme qui travaille par la méthode des éléments finis, dimensions spécialement conçu pour faire des analyses de stabilité.

Notre choix s'est porté, au début, sur un système de renforcement par deux séries des pieux, et sur un autre système de renforcement par rideau de paroi moulé . Les résultats obtenus après calcul et une étude paramétrique permettant une meilleure optimisation, ont montré que les talus peuvent être stabilisés. Avec le choix de la méthode de confortement par les deux séries de pieux qu'on a montré que c'est la solution plus économique et mieux adéquate.

Avant le renforcement les calculs de soutènement donne le coefficient de sécurité $F_s = 1.006$ et les déplacements totaux 7.13 m.

Après le renforcement les calculs de soutènement donne le coefficient de sécurité $F_s = 1.646$ et les déplacements totaux 9.5 cm.

Références bibliographiques

- 1 .Dr .Bouafia Ali (Janvier 2010), Génie Civil : conception et calcul des ouvrages géotechniques «cours et application », édition Page Bleu, Alger.
2. Techniques et méthodes des laboratoires des ponts et chaussés (Février 1998), Guide technique : stabilisation des glissements de terrain, édition Presse Laboratoire central des ponts et chaussés, Paris.
- 3 .Jean Costet & Guy Sanglerat(1983), Cours pratique de mécanique des sols, Tome2 « Calcul des ouvrages », édition Dunod, Paris.
4. Gérard Philipponnat(1979), Fondations et ouvrages en terre, édition Eyrolles, Paris.
5. Dr. Benaissa Abdelkader (Novembre 2003), Glissements de terrain « calcul de stabilité » Edition Office des Publications Universitaires(OPU), Alger.
6. Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussés (Numéro spécial II-Mars 1976), Stabilité des talus, Tome1 « versants naturelles », édition Presse Laboratoire central des ponts et chaussés(LCPC), Paris.
7. Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussés (Numéro spécial III-Décembre 1976), Stabilité des talus, Tome2 « déblais et remblais », édition Presse Laboratoire central des ponts et chaussés, Paris.
- 8 .François Schlosser(1996), Cours de l'école national des ponts et chaussés « élément de mécanique des sols », édition Presse de l'école national des ponts et chaussés,Paris.