REPUBLIQUE **A**LGERIENNE **D**EMOCRATIQUE **E**T **P**OPULAIRE

Ministère de l'**E**nseignement **S**upérieur et de la **R**echerche **S**cientifique

Pole Universitaire YAHIA FARES De MEDEA



Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie de la matière

Filière Génie Civil

Mémoire de fin d'étude pour l'obtention d'un diplôme de Master (LMD)

en Génie Civil

Option : Génie Géotechnique

THEME

ANALYSE ET TRAITEMENT D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN DANS LA SECTION AUTOROUTIERE ENTRE CHIFFA ET BERROUAGUIA

(PK 20+930) ~ (PK 21+175)

Proposé et encadré par :

-Mr: M.KHIATINE

présenté par :

-KHOUDJA FAHEM Oussama.
-BOUHENNICHE Mohamed Amine.

JUIN 2016


بسم الله الرحمن الرحيم

REMERCIEMENTS

Nous tenons en premier lieu à remercier « Dieu le tout puissant » de nous avoir donné le courage de surmonter tous les problèmes, la santé et la patience pour mener à bien ce travail.

Nos plus sincères remerciements à notre promoteur M^r^ *MOHAMED KHIATINE pour avoir accepté la charge de nous encadré dans ce travail, ses conseils et ses observations nous ont été d'une aide bénéfique.*

Je tiens ensuite à remercier mes parents pour le soutien inconditionnel dont ils ont fait preuve depuis que mon projet professionnel est défini. Merci pour le soutien financier, moral, psychologique et matériel. Si je suis ici aujourd'hui, c'est grâce à vous!

Je souhaite aussi à remercier mes frères pour leur accompagnement durant ces deux années et leur soutien sans faille.

Je remercie tous les professionnels qui ont participé à la réalisation de ce mémoire de fin d'études.

Je remercie également toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont participé à l'élaboration de ce mémoire.

Enfin, je remercie mes amis et camarades de promotion pour ces deux années passées ensemble, dans les meilleurs moments comme dans les pires.

SOMMAIRE

Introduction générale ……1

Chapitre 01 : Généralités sur les mouvements des terrains

I.1. Introduction : 2
I.2. Définition : 2
I.3. Classification des mouvements de terrain : 3
I.3.1. Les principales hypothèses de classification : 3
I.3.2. les types de mouvements de terrain : 4
I.3.2.1 Les mouvements rapides et discontinus : 4
I.3.2.2. Les mouvements lents et continus : 8
I.4. Importance du phénomène : 14
I.4.1. Accidents naturels : 14
I.4.2. Conséquences de l'activité humaine : 15
I.5. Conclusion : 16

Chapitre 02 : Analyse de stabilité des pentes et méthodes de calcul

II.1. Introduction : 17
II.2. Reconnaissance du site : 17
II.2.1. Géologie et géomorphologie : 17
II.2.2. Hydrogéologie : 18
II.2.3. Caractéristiques mécaniques : 18
II.2.3.1. Sols grenus et sols fins : 19
II.2.4. Etude cinématique : 19
II.3. Étude du phénomène : 20
II.3.1. Identification des causes et facteurs d'instabilité : 20
II.3.1.1. Facteurs permanents : 20
II.3.1.2. Facteurs variables : 22

II.4. Systèmes de renforcement :.....22
II.4.1. Approche douce : 23
II.4.2. Approche dure :.....25
II.5. Méthodes de calcul de stabilité des talus : 27
II.5.1. Introduction :.....27
II.5.2. Définition du coefficient de sécurité :.....28
II.5.3. Calcul à la rupture :.....29
II.5.3.1. Méthodes des blocs :.....29
II.5.3.2. Méthodes des tranches : 29
II.6. CONCLUSION :.....36

Chapitre 03 : Présentation d'un cas d'étude

III.1. Généralité :.....38
III.2. Présentation géographique et géologique du site :.....39
III.2.1. Cadre géographique :.....39
III.2.2. Cadre géologique :.....40
III.2.3. Compagne géotechnique réalisée sur site : 41
III.2.4. Lithologie des formations : 42
III.2.5. Analyse des caractéristiques géotechniques : 43
III.2.5.1. Analyse des résultats des essais au laboratoire :.....43
III.2.5.2 Analyse des résultats d'essais en place :.....46
III.2.6. Caractéristiques géotechniques :.....48
III.2.6.1. Caractéristiques physiques et mécanique :.....48
III.2.7. Caractères de la déformation du glissement :.....54
III.3. Conclusion: 56

Chapitre 04 : Vérification de la stabilité du site et proposition d'un procédé de confortement

IV.1. Introduction : 57
IV.2. Présentation du logiciel de calcul (*TALREN 4 v2.0.4*) : 57
IV.2.1. Les principales caractéristiques de *TALREN 4* : 57
IV.2.1.1 L'interface graphique interactive : 57
IV.2.1.1.1. Les différentes options pour la manipulation de l'interface : 58
IV.2.1.2. Gestion du phasage : 62
IV.2.1.3. Les conditions hydrauliques : 64
IV.2.1.4. Méthode de calcul de la stabilité des pentes *(TALREN 4) :* 65
IV.3. Analyse de la stabilité de talus : 67
IV.3.1. Données géotechniques : 67
IV.3.2. Vérification de la stabilité avant confortement : 69
IV.3.3. Vérification de la stabilité après le confortement : 71
IV.3.3.1. Définition du confortement choisi : 71
IV.4. Présentation des résultats de calcul : 72
IV.5.conclusion : 74

Conclusion générale..... 80

Liste des figures

Figure I.1 : Schéma des phénomènes : Effondrements des cavités souterraines. 5
Figure I.2 : Les chutes de blocs et les écroulements (G.Philipponnat et B.Hubert, 1997). 6
Figure I.3: Exemple d'éboulements en terrains rocheux. 6
Figure I.4: Schéma représente le trajet d'une Coulée boueuse. 7
Figure I.5 : Phénomène de Fluage. 8
Figure I.6 : Phénomène de solifluxion. 9
Figure I.7: Exemple de fauchage dans des roches métamorphiques. 10
Figure I.8 : Affaissement de terrain (Setif, Algerie). 11
Figure I.9 : Eléments descriptifs d`un glissement de terrain. 12
Figure I.10 : Schéma de glissement plan 13
Figure I.12: Glissement naturel (Mexique 2014). 15
Figure I.13: Glissements dû à la déforestation (Amazone). 16

Figure II.1: Classification en fonction de la taille des grains 19
Figure II.2: Mouvement gravitaire des terrains. 20
Figure II.3: Systèmes de stabilisation par approche douce. 23
Figure II.4: Les différents procédés de modification géométrique. 23
Figure II.5 : Systèmes de stabilisation par approche dure. 24
Figure II.6: Quelques types de mur de soutènement. (1+2).mur en terre armé;(3).mur en caisson;(4).mur en gabion ; (5) mur en enrochement. 25
Figure II.7: Les inconnues d'une méthode des tranches (MASEKANYA J.P., 2008). 29
Figure II.8: Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius (MASEKANYA J.P., 2008). 31
Figure II.9: Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Bishop (MASEKANYA J.P., 2008). 32
Figure II.10: Inclinaison des forces dans la méthode Suédoise (MASEKANYA J.P., 2008). 33
Figure II.11: Forces appliquées sur une tranche dans la méthode globale. 34

Figure III.1 : Zone du cas de glissement étudié 38
Figure III.2 : Zone du cas de glissement étudié. 40
Figure III.3 : Situation géographique de la zone d'étude 41
Figure III.4: Bassin néogène de Médéa 42
Figure III.5 : Vue générale du glissement. 55
Figure III.6 : Aile arrière de glissement. 56
Figure III.7 : Fissures après le glissement. 56
Figure III.8 : Aile avant de glissement. 57
Figure IV.2 : La barre de boutons principale. 59
Figure IV.3 : La barre de boutons contextuelle "Données". 60
Figure IV.4 : La barre de boutons contextuelle "Phasage/Calculs". 60
Figure IV.5 : Exemple de tableau récapitulatif des couches de sol. 61
Figure IV.6 : Exemple de tableau récapitulatif des renforcements 61
Figure IV.7 : Gestion des phases et situations. 63
Figure IV.8 : Navigateur des phases et situations. 63
Figure IV.9 : Définition d'une nappe phréatique. 64
Figure IV.10 : Schéma de calcul. 67
Figure IV.11 : Géométrie du modèle. 69
Figure IV.12 : Cas d'un cercle de rupture à l'état initial (Prise en compte de l'eau). 70
Figure IV.13 : Cas d'un cercle de rupture à l'état initial (Sans prise en compte de l'eau). 71
Figure IV.14 Disposition de la rangée de pieux et de la tranchée drainante. 72
Figure IV.15 : Profile de traitement (phase 01). 73
Figure IV.16 : Cas d'un cercle de rupture avec la méthode de bishop (sans séisme). 73
Figure IV.17 : Cas d'un cercle de rupture avec la méthode de Fellenius. 74
Figure IV.18: Profile de traitement final (phase 02). 75
Figure IV.19 : Cas d'un cercle de rupture après confortement avec la méthode de bishop (sans séisme). 75
Figure IV.20: Cas d'un cercle de rupture après confortement avec la méthode de Fellenius (sans séisme). 75
Figure IV.21 : Cas d'un cercle de rupture après confortement avec la méthode de Fellenius (avec séisme). 76
Figure IV.22 : Cas d'un cercle de rupture après confortement avec la méthode de bishop (avec séisme). 77

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Classification selon la taille, le volume et la vitesse (O.Lateltin, 2001). 6

Tableau I.2: Classification selon la profondeur de la surface de glissement sous la surface du sol (O.Lateltin, 2001). 13

Tableau II.1: Valeurs de FS en fonction de l'importance : 28

Tableau III.1 : Les essais granulométrique des échantillons 43

Tableau III.2 : Les limites d'ATTERBERG. 45

Tableau III.3 : Caractéristiques mécaniques du sol. 45

Tableau III.4 : Caractéristiques de gonflement du sol. 46

Tableau III.5 : Résistance dynamique. 47

Tableau III.6 : Résultats des essais pressiométrique. 47

Tableau III.7 : Caractéristiques physiques du sol. 49

Tableau III.8 : Caractéristiques mécaniques du sol. 52

Tableau IV.1: Valeurs adoptées des indices physique et mécaniques. 68

Tableau IV.2: Valeurs des facteurs de sécurité calculé dans les différentes situations. 77

RÉSUMÉ

Ce travail constitue une contribution à la compréhension et à l'analyse du renforcement des talus instables en utilisant un code de calcul bidimensionnel, intitulé Talren4.Ce code permet la vérification de la stabilité des ouvrages géotechniques, avec ou sans renforcements, et qui utilise trois méthodes (Fellenius, Bishop, Perturbations), plus une méthode de calcul à la rupture.

Tout d'abord nous débuterons par la présentation d'un aperçu général sur la stabilité des pentes, et la définition du renforcement des talus instables.

Ensuite, nous avons présenté un cas réel de talus instable qui menace actuellement un tracé routiér au niveau de la section autourotiére entre Chiffa et Berrouaghuia. Ce cas vas être, par la suite, traité et analysé par le logiciel *Talren 4 v2.0.4*.

Aussi, nous avons procédé à l'application du renforcement par des pieux coté amont pour la stabilisation de ce talus.

Mots clés : Renforcement des talus, TALREN, Fellenius, Bishop, Perturbations.

الملخص :

إن مضمون هذا العمل يتركز حول كيفية معالجة المنحدرات الغير مستقرة و ذلك باستعمال برنامج التالران الثنائ الأبعاد من خلال ثلاث طرق مختلفة (فيلينيوس ، بيشوب و بارتورباسيون).

بداية قمنا بتقديم لمحة عامة حول حركة و إستقرار المنحدرات بعدها قمنا بتخصيص منحدر معين بالدراسة هذا الأخير يقع على جانب الطريق السريع بين منطقتي الشفة و البرواقية .

وقمنا أيضا بإقتراح و دراسة حل لتعزيز وتقوية المنحدر ومنعه من الإنزلاق.

كلمات مفتاحية :

المنحدرات ،التالران ،فيلينيوس ، بيشوب ،بارتورباسيون ،تعزيز المنحدر.

Abstract

This work is a contribution to the understanding and analysis of building unstable slopes using a two-dimensional code calculation, entitled Talren4.Ce code allows checking the stability of geotechnical structures with or without reinforcements, and uses three methods (Fellenius, Bishop, disturbances), plus a calculation method to rupture.

First we start by presenting an overview of slope stability, and the definition of capacity unstable slopes.

Then we presented a real case of unstable slope that currently threatens a road alignment at the section between autourotiére Chiffa and Berrouaghuia. This case are going to be, subsequently processed and analyzed by the Talren 4 v2.0.4 software.

Also, we completed the implementation of building by upstream side piles to stabilize the slope.

Keywords: Strengthening of slopes, TALREN, Fellenius, Bishop ,disturbances.

INTRODUCTION GENERALE

Les problèmes de stabilité de pente, provoquent d'importants dégâts: ils affectent les versants naturels ainsi que des talus créés de façon artificielle, et constituent une menace pour les infrastructures ou les zones habitées. Parfois, les moyens actuels ne permettent qu'un pronostic souvent imprécis. En effet, il n'est pas rare d'observer certains talus très raides qui sont stables et on se demande ce qui les fait réellement tenir. Dans le cas contraire, on assiste à certains talus qui glissent d'une façon inattendue. Les actions en cours portent donc sur l'amélioration de la prédiction, avec le développement d'outils de modélisation plus performants.

La sécurité d'un talus dépend de nombreux facteurs, notamment :

- De l'inclinaison de la pente
- De la hauteur du talus.
- De la position de la nappe aquifère.
- Des surcharges statiques et dynamiques.
- Des propriétés du terrain.
- etc.

Au nord de l'Algérie, les glissements de terrain sont comptés parmi les risques naturels les plus fréquents, dans la mesure où les facteurs géodynamiques internes des terrains instables et externes (reliefs escarpés, terrains fragiles, climat contrasté) le favorisent.

Dans la wilaya de Médéa et vu sa morphologie montagneuse (au nord de la wilaya) caractérisé par un sol instable qui a été l'objet d'énormes glissements de terrain. Dans ce fait nous avons axé notre étude selon quatre chapitres principaux et qui en feront l'objet de nos travaux :

-***Chapitre I :*** *Généralités sur les mouvements de terrain :*Dans le premie chapitre, il nous aparu util, avant tout ; nous avons présenté une définition sur les mouvements de terrain, ainsi que d'éxposer une calassification fondé sur les critères d'observation qui permettant de distingué

divers type de ces mouvements, et la derniére partié s'interessera à l'importance du phénomène, ou l'on distanguera les problème posés par les mouvements de terrain naturels de ceux qui sont la conséquence de l'activité humaine.

-***Chapitre II :*** *Analyse de stabilité des pente et méthodes de calcul :* Il s'agit d'une étude bibliographique sur les différentes techniques et méthodes d'analyse et d'évaluation de la stabilité des pentes à savoire les différentes reconnaissances du site et les principales facteurs et les causes d'instabilité, après un passage en revue des différéntes méthodes de calcul de stabilité, nous avons rtenu celles de perturbation, bishop et fellenius qui pevent etre utilisées par le calcul à l'aide de logiciel *TALREN 4*.

- ***Chapitre III :*** *Présentation d'un cas d'étude :* Ce chapitre est consacré à une présentation générale du glissement étudier, les résultats des différentes essais realiseés sont également donnés pour permetre d'extaire sont également donnés pour permetre d'éxtraire les indices physique et mécanique nécessaire pour modéliser le problème.

- ***Chapitre IV :*** *Vérification de la stabilité du site et proposition d'un procédé de confortement :* La dernière partie de ce travial est comporte la modélisation numérique de la stabilité du talus de notre cas d'étude par le code de calcul ***TALREN 4 v2.0.4***, ainsi que la vérification des solutions de confortement proposés .

Le mémoire se termine par une conclusion générale.

CHAPITRE I :

GENERALITES SUR LES MOUVEMENTS DE TERRAIN

I.1. Introduction :

Les glissements de terrain sont des mouvements qui affectent les talus et les versants naturels. Ils peuvent provoquer des dommages importants aux ouvrages et aux constructions, avec un impact économique sensible, et parfois causer des victimes. Ils surviennent à la suite d'un événement naturel (forte précipitation, érosion de berge, séisme) ou sont la conséquence plus ou moins directe d'actions de l'homme, telles que travaux de terrassements ou déforestation.

L'étude des glissements de terrain et la prévention des risques qu'ils engendrent relèvent de la géologie appliquée et de la mécanique des sols. **[1]**

Ce chapitre récolte des informations générales relatives à la définition des mouvements des terrains, leurs causes et leurs classifications afin de montrer l'importance et le danger de ce phénomène.

I.2. Définition :

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

Ces mouvements sont fréquemment provoqués ou accélérés par l'intervention humaine : terrassements, ouverture de voies de communications, exploitation de carrières, réalisation de retenues hydrauliques…

Tout changement de la forme d'un massif peut en modifier la stabilité : terrassement au pied d'une pente ou surcharge (remblais) au sommet, lorsque celle-ci est proche de la limite d'équilibre.

L'eau joue un rôle important dans le déclenchement des mouvements de terrain car elle diminue la résistance au frottement et modifie les caractéristiques de certains matériaux.

La pluie, la fonte des neiges, l'augmentation des infiltrations, la modification des circulations souterraines, liée ou non à des travaux sont donc à l'origine de nombreux glissements.Un séisme, même de faible magnitude peut parfois déclencher le phénomène.

I.3. Classification des mouvements de terrain :

I.3.1. Les principales hypothèses de classification :

Par la diversité des facteurs responsables des glissements de terrain, il existe de nombreuses classifications qui ont été proposées par des géologues, des mécaniciens de sol ou des géotechniciens.

Ces classifications nous permettent de dénommer les principaux types de mouvement de pentes, de telle façon qu'elles évoquent certaines de leurs caractéristiques essentielles ou permettent de les retrouver.

Les premières classifications étaient simples car elles s'appuyaient sur des observations. En 1846, A. COLLIN propose une classification basée sur la forme et la dimension de la masse déplacée.

K. TERZAGHI (1925) fait intervenir la mécanique des sols pour le classification des mouvements de terrains. Il distingue d'une part les mouvements qui se produisent à sec, et d'autre part, les mouvements impliquant des formations plastiques . Mais cette classification ne mentionne pas les mouvements liés à la solifluxion.**[3**]

C.F.S. SHARPE en 1938 propose une répartition assez exhaustive qui tient compte de nombreux critères :

- Type de matériau ;
- Type ou forme de mouvement ;
- Dimensions du mouvement ;
- Causes du mouvement ;
- Vitesse de mouvement ;
- Organisation du matériau à l'intérieur de la masse glissée ;
- Relation entre masse en mouvement et son substratum.

Mais cette classification reste essentiellement fondée sur trois facteurs, le mode de mouvement, la teneur en eau et le type du matériau. [**3]**

J.P. MOUGIN (1973) intègre l'existence et la forme de la surface de rupture, il s'est basé sur quelques critères observables sur le terrain tels que :

- Existence d'une surface de rupture et sa forme ;
- Le degré de relation de cette surface avec le contexte géologique ;
- Le degré de remaniement de la masse glissée ;
- La nature des terrains impliqués ;
- L'extension de la masse glissée.**[3]**

K. SASSA (1985) a proposé une classification plus géotechnique en fonction de deux critères ; l'un est relatif au matériau, l'autre est relatif au type de mouvement.

Toutefois, il faut noter que ces classifications ne doivent pas faire oublier les associations possibles de mouvements de différentes familles, soit se succédant dans le temps (fauchage aboutissant à un éboulement, par exemple), soit se juxtaposant dans l'espace (glissement d'un versant marneux et éboulement de la corniche rocheuse à l'amont, par exemple). **[3]**

I.3.2. les types de mouvements de terrain :

Selon la vitesse des mouvements et les morphologies des surfaces de rupture, on peut classifier les mouvements de terrain comme suit :

I.3.2.1 Les mouvements rapides et discontinus :

I.3.2.1.1. Les effondrements :

Résultent de la rupture des appuis ou du toit d'une cavité souterraine, rupture qui se propage jusqu'en surface de manière plus ou moins brutale, et qui 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.

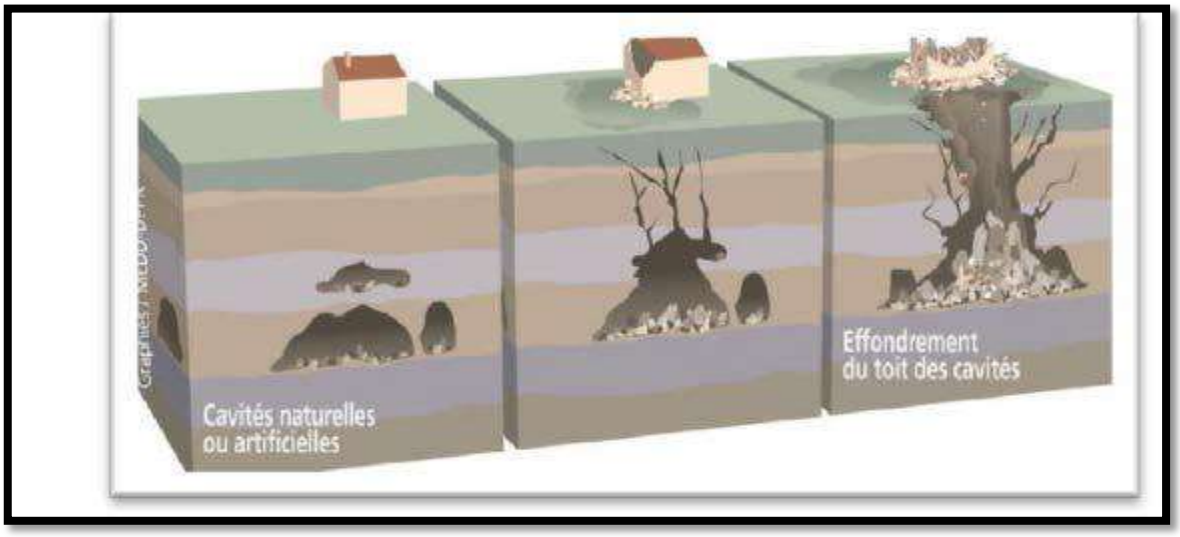


Figure I.1 : *Schéma des phénomènes : Effondrements des cavités souterraines.*

I.3.2.1.2. Les écroulements et chutes de blocs :

L'évolution naturelle des falaises et des versants rocheux engendre des chutes de pierres et de blocs ou des éboulements en masse.

Les blocs isolés rebondissent ou roulent sur le versant, tandis que dans le cas des éboulements en masse, les matériaux « s'écroulent » à grande vitesse sur une très grande distance. La forte interaction entre les éléments rend la prévision de leurs trajectoires et rebonds complexe, et donc leur modélisation difficile.

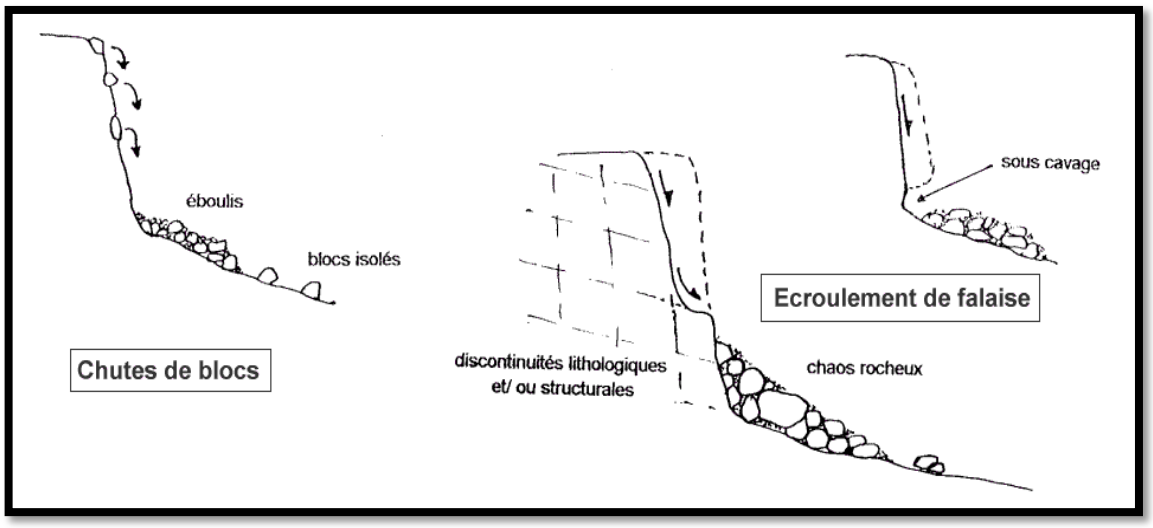


Figure I.2 : *Les chutes de blocs et les écroulements (G.Philipponnat et B.Hubert, 1997).*

Ce phénomène se caractérise par une forte désorganisation ou dislocation des matériaux mis en mouvement. Le volume de matériaux mis en jeu est extrêmement variable, de quelques dizaines à quelques milliers de m^3. **[3]**





a) Éboulement (MAI 2007, RN 11, DAMOUS, ALGÉRIE) *b) Éboulement (JANVIER 2008, RN 11, DAMOUS, ALGÉRIE)*

Figure I.3: *Exemple d'éboulements en terrains rocheux.*

Tableau I.1 : *Classification selon la taille, le volume et la vitesse (O.Lateltin, 2001).*

Chute de pierres	***Ø< 50 cm***
Chute de blocs	*Ø> 50 cm*
Eboulement ***Volume*** ***Vitesse***	*100 –100000 m^3* *10 – 40 m/s*
Ecroulement ***Volume*** ***Vitesse***	*> 1 million. m^3* *> 40 m/s*

I.3.2.1.3. Les coulées de boue :

Lorsque les matériaux meubles d'un versant sont détrempés par des pluies abondantes ou la fonte des neiges, le matériau n'adhère plus à la pente et glisse en masse. L'eau peut aussi provenir du terrain (poches d'eau non drainées) ou être apportée par un ruisseau.

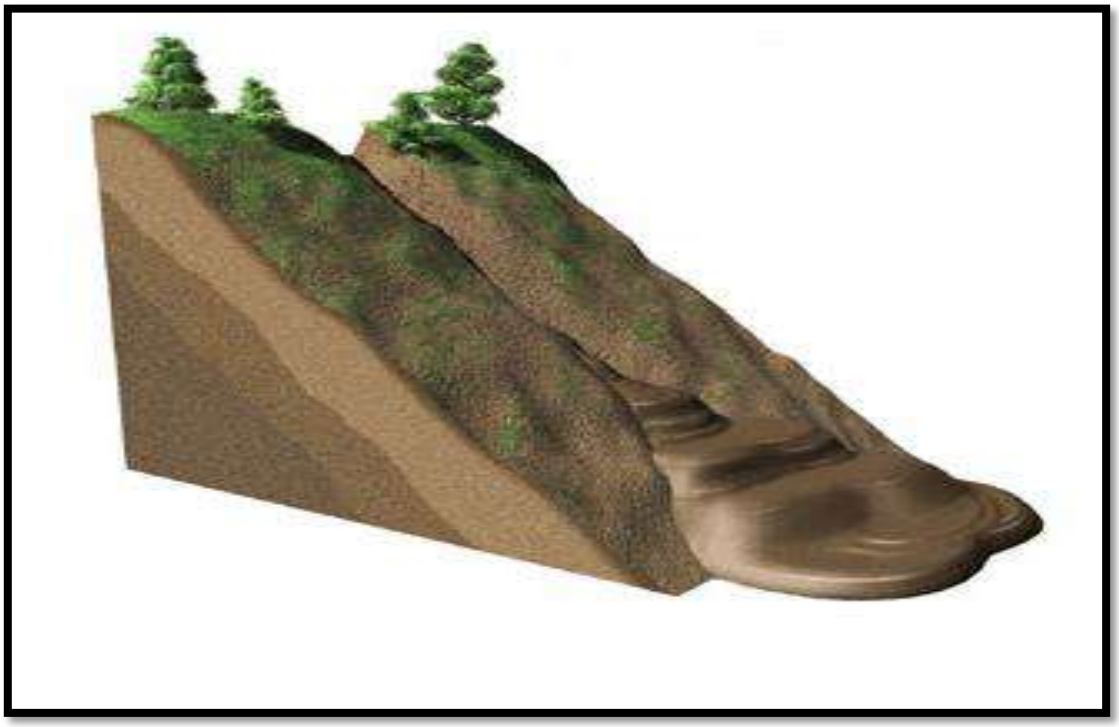


Figure I.4: *schéma représente le trajet d'une Coulée boueuse.*

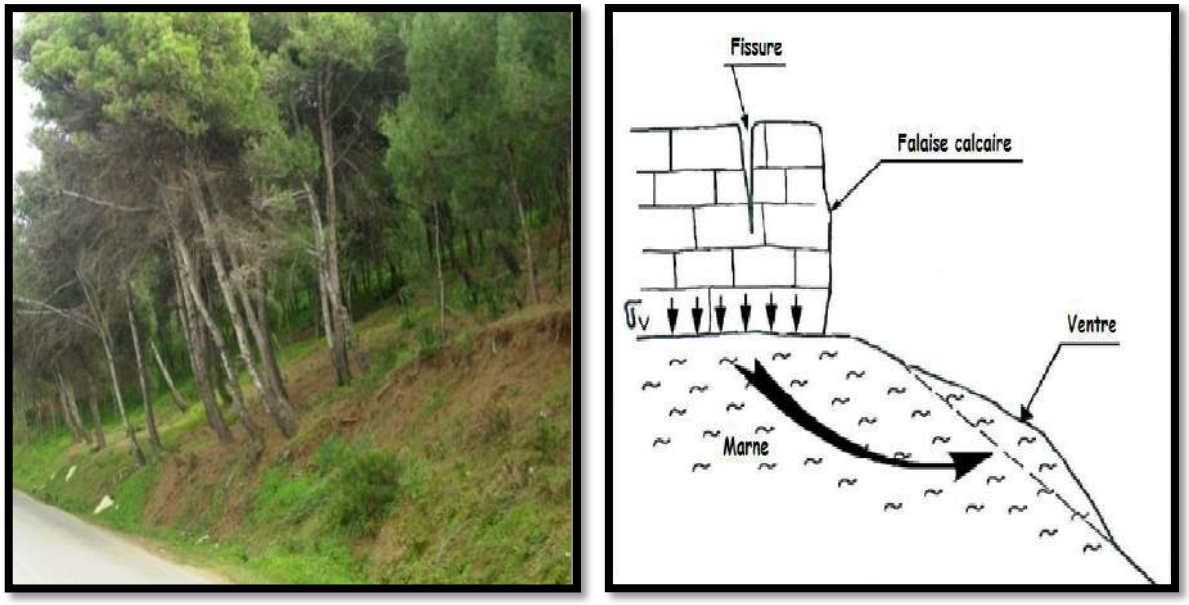
Les coulées sont caractérisées par :

- Le déclenchement du phénomène est lié à la teneur en eau critique (WL) qui rend le matériau semi-fluide ;
- Des matériaux, hétérogène à matrice argileuse ;
- Des distances de déplacement importantes et des vitesses qui peuvent être extrêmement élevées. **[5]**

I.3.2.2. Les mouvements lents et continus :

I.3.2.2.1. Fluage :

Le fluage est caractérisé par des mouvements lents et continus, mais à des vitesses faibles. Dans le cas du fluage, il est difficile de mettre en évidence une surface de rupture. Le mouvement se produit généralement sans modification des efforts appliqués (contrairement aux glissements) : en fait le matériau est sollicité à un état proche de la rupture, ce type de mouvement peut : soit se stabiliser, soit évolué vers une rupture. **[5]**



a) JANVIER 2008, RN11, CHERLCHELL, ALGÉRIE b) G.Philipponnat et B.Hubert, 1997.

Figure I.5 : *Phénomène de Fluage.*

I.3.2.2.2. Solifluxion :

La solifluxion est un phénomène d'écoulement des sols en surface sur des pentes très faibles, elle correspond à un mouvement de masse superficiel qui est déclenché lorsque la charge en eau dépasse le seuil de plasticité du matériau. Le sol peut alors fluer dans la pente sur un plan de décollement saturé d'eau. **[5]**

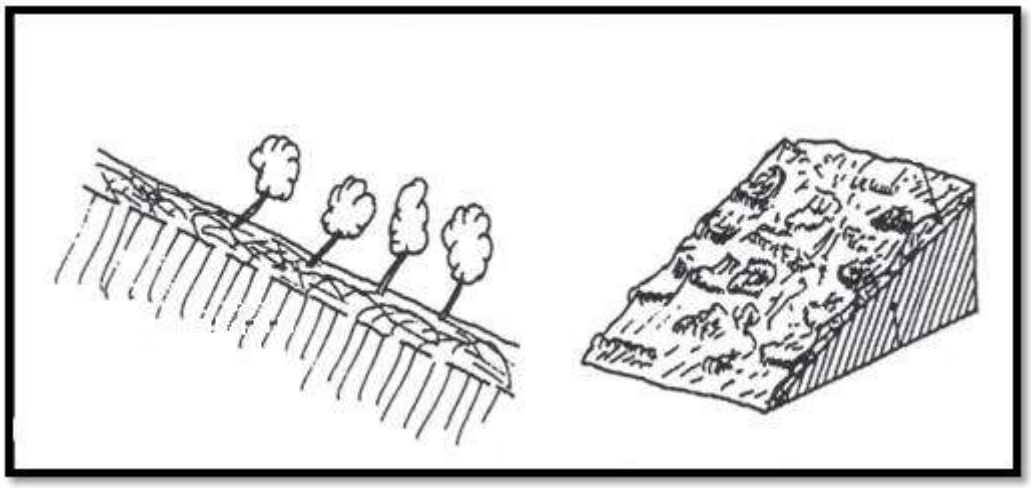


Figure I.6 : *Phénomène de solifluxion.*

I.3.2.2.3. Le fauchage :

C'est un mouvement lent qui affecte des roches stratifiées redressées à la verticale, et entraîne un basculement vers l'aval des têtes de couches sur une épaisseur très variable (quelques mètres à quelques centaines de mètres). Les matériaux se désagrègent et passent à l'état de rocher disloqué puis d'éboulis. Des ruptures brutales peuvent se produire.

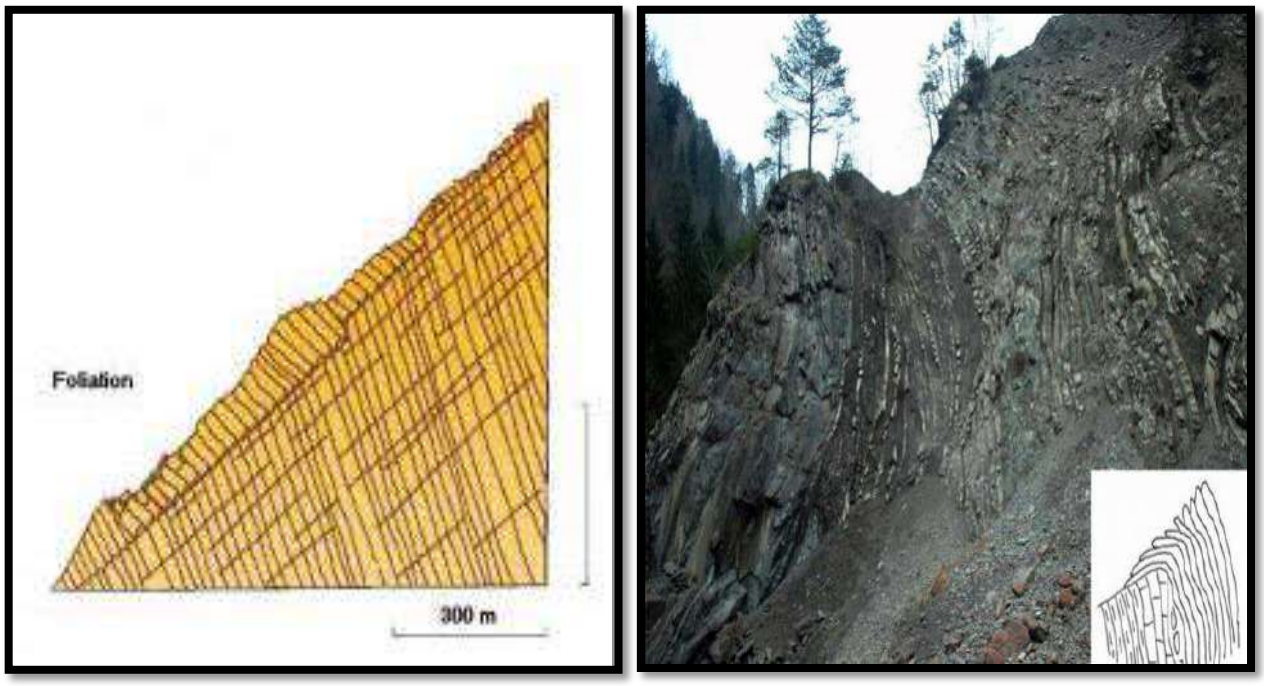


Figure I.7: *Exemple de fauchage dans des roches métamorphiques.*

I.3.2.2.4. Tassements généralisés :

Le tassement se fait par le mouvement des agrégats jusqu'à atteindre un nouveau équilibre entre la résistance qu'oppose le sol et la pression exercée, résultant une diminution de la porosité avec une augmentation de la densité du sol.**[5]**

I.3.2.2.5. Retrait – gonflement :

Il se manifeste dans les sols argileux et est lié aux variations en eau du terrain. Lors des périodes de sécheresse, le manque d'eau entraîne un tassement irrégulier du sol en surface : on parle de *retrait*. À l'inverse, un nouvel apport d'eau dans ces terrains produit un phénomène de *gonflement*. Des tassements peuvent également être observés dans d'autres types de sols (tourbe, vase, loess, sables liquéfiables, etc.) lors des variations de leur teneur en eau.

I.3.2.2.6. Les affaissements:

Sont des dépressions topographiques en forme de cuvette dues au fléchissement lent et progressif des terrains de couverture.

Les affaissements sont des mouvements lents et progressifs. S'ils ne présentent en général pas de risque pour les personnes, ils peuvent avoir des conséquences sur les ouvrages en surface, allant de la simple fissuration jusqu'à la ruine complète.



Figure I.8 : *Affaissement de terrain* (*Setif, Algerie).*

I.3.2.2.7. Les glissements de terrains :

Il s'agit du déplacement lent d'une masse de terrain cohérente le long d'une surface de rupture. Cette surface a une profondeur qui varie de l'ordre du mètre à quelques dizaines de mètres dans des cas exceptionnels, les volumes de terrain mis en jeu sont considérable, les vitesses d'avancement du terrain peuvent varier jusqu'à atteindre quelques décimètres par an.**[6]**

Un glissement de terrain se caractérise par **[5]** :

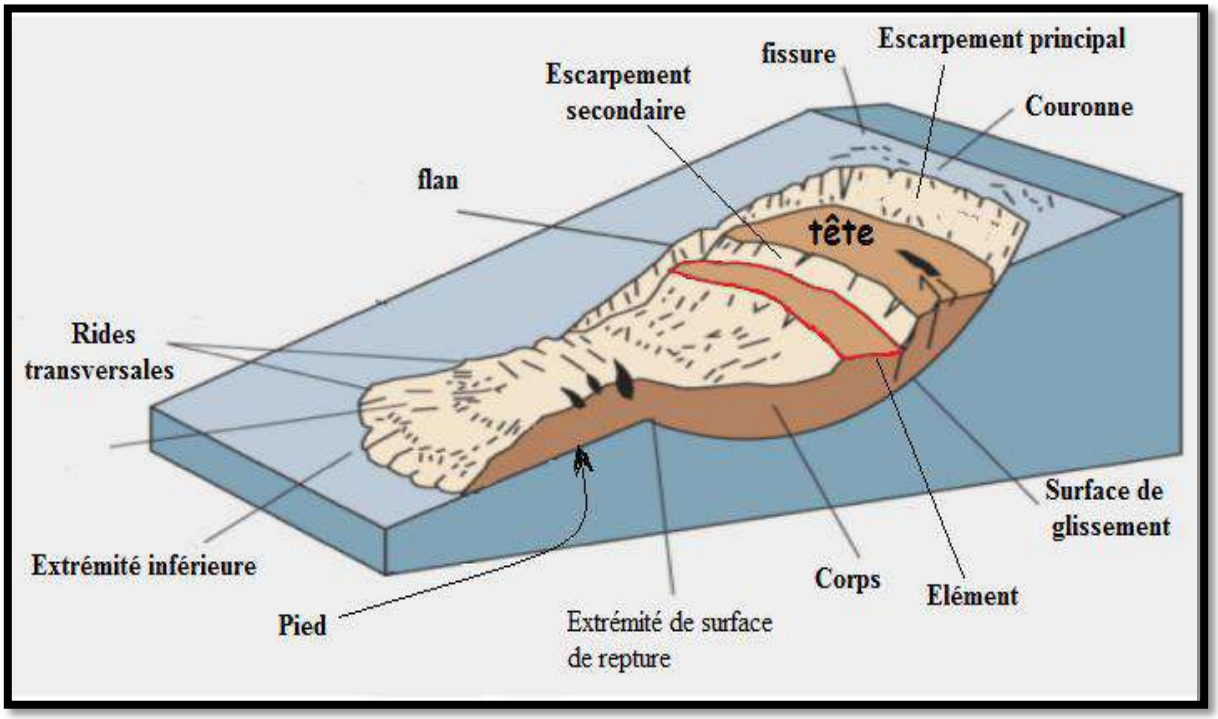


Figure I.9 : *Eléments descriptifs d`un glissement de terrain.*

- ***Un escarpement principal*** **:** surface inclinée ou verticale, souvent concave limitant le glissement à son extrémité supérieure et prolongée en profondeur par la surface de glissement.

- ***Le couronne*** **:** zone située au-dessus de l`escarpement principal souvent peu affecte par le désordre. Seules quelques fissures ou crevasses témoignant de la mise en traction des terrains dans ces zones.
- ***La tête*** **:** c`est la limite amont du glissement et plus précisément partie ou le matériau glissé se trouve en contact avec l`escarpement principal.

- ***Un escarpement secondaire*** **:** circulaire semblable à l`escarpement principal, mais visible dans la masse remaniée. Ces escarpements confèrent à la masse en mouvement une structure en escalier.

- ***L'élément*** : fraction de la masse glissée entre deux escarpements.
- ***Le flanc*** : limite latérales du glissement prolongeant l`escarpement principal.
- ***Le pied*** : correspond à l`intersection aval de la surface topographique initiale. Le pied est souvent masqué par le bourrelet.
- ***L'extrémité inférieure*** : zone aval du mouvement du terrain ou extrémité du bourrelet.
- ***Rides transversales*** : elles se forment dans le bourrelet du mouvement du terrain, témoins d`effort de compression pouvant aboutir à des chevauchements dans le matériau.
- ***La surface de glissement ou de rupture*** : c`est une surface qui sépare la masse glissée des terrains en place.
- ***Le corps*** : partie centrale du glissement recouvrant la surface de rupture.

I.3.2.2.7.1. Description des principaux types de glissement :

Selon la morphologie de la surface de glissement Il existe trois grands types de glissements :

a).Glissements plans :

En générale, la ligne de rupture suit une couche ayant de mauvaises caractéristiques mécaniques, qui est appelée « couche savon » pour les formations sus-jacentes.

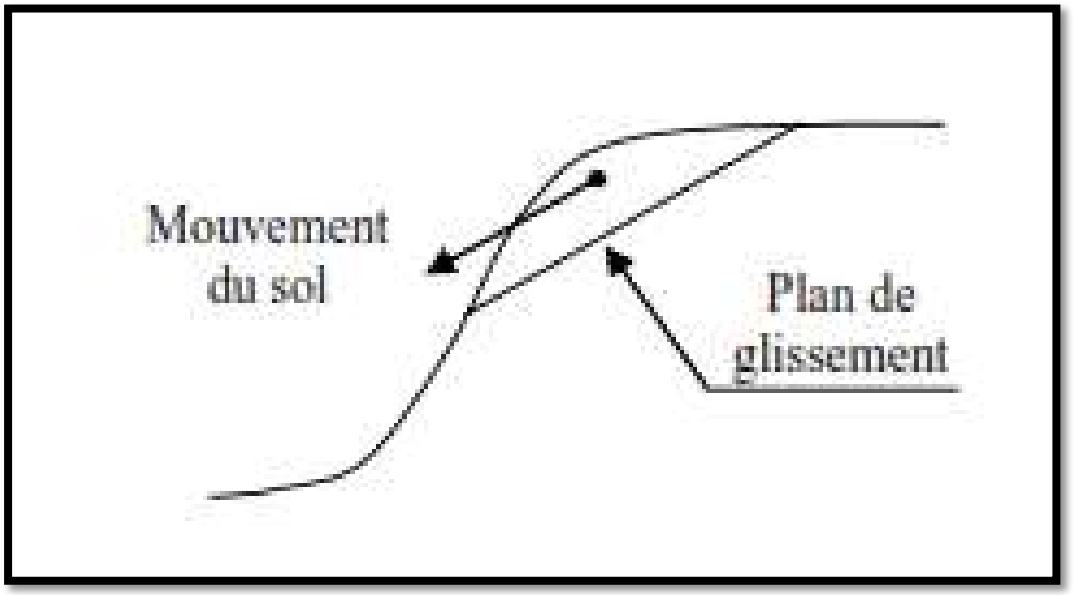


Figure I.10 : *Schéma de glissement plan*

b). Glissements rotationnels simples :

C'est le type de glissement le plus fréquent. La surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à une portion de cylindre.**[6]** Le cercle de glissement peut prendre plusieurs positions :

- Les cercles de talus : se produisent généralement dans les sols hétérogènes, la base du cercle correspondant à une couche plus résistante.
- Les cercles de pied : (sont les plus courants) .
- Les cercles profonds : ne se produisent que dans le cas où le sol situé sous le niveau du pied du talus est de mauvaise qualité.**[5]**

C) .Glissements rotationnels complexes :

Il s'agit de glissements multiples « emboîtés » les uns dans les autres. L'apparition du premier glissement, en bas de la pente, conduit à une perte de butée pour les terres situées au dessus, provoquant ainsi des glissements successifs remontant vers l'amont.**[5]**

Tableau I.2: *Classification selon la profondeur de la surface de glissement sous la surface du sol (O.Lateltin, 2001).*

Glissement	***superficiel***	***semi profond***	***profond***
Surface de glissement	*0 – 2 m*	*2 – 10 m*	*>10 m*

I.4. Importance du phénomène :

Pour bien comprendre la nécessité des études faites à propos des mouvements de terrain, il faut envisager ces derniers sous deux aspects bien distincts qui sont d'une part les accidents et catastrophes naturelles, d'autre part les conséquences de l'activité humaine.

I.4.1. *Accidents naturels :*

La longue liste des mouvements de terrain catastrophique impose à chaque personne concernée par sa sécurité ou par celle d'autrui de se prémunir entre ce genre d'accident ; il apparait donc de plus en plus indispensable que chacun puisse être renseigné sur les dangers éventuels présentés par une pente ; une falaise, etc.…;Il est cependant bien évident qu'on ne se protégera que très difficilement, sinon jamais, contre de grands catastrophe, mais il apparait cependant possible d'envisager des moyens de détection de zones supposées dangereuses, auquel les on pourra appliquer, selon la nature du problème, différentes méthodes de prévision de l'évolution du phénomène, de façon à mettre au point des mesures de prévention.

Pour l'instant, il nous apparait nécessaire de dire qu'un certain nombre d'accident qui ont causés des dégâts importants ou même couté des vies humaines, auraient pu être empêchés dans certain cas rares, mais plus souvent être prévus de façon à éviter une partie des conséquences désastreuses.

A la suite d'études que nous avons effectué pour divers organisme et que nous ne pouvons rendre publiques, nous pouvons même ajouter qu'il existe dans nos régions des catastrophes potentielle qui menacent des vies humaines ; à la suite d ces études, certains sites sont surveillés et l'on peut espérer que les conséquences n'en seront pas dramatique ; mais d'autres cas sont laissés au hasard et si par malheur l'accident se produisait, on ne pourrait pas invoquer la fatalité ou l'ignorance, mais seulement le refus d'agir des personnes responsables.**[2]**



Figure I.12: *glissement naturel (Mexique 2014).*

I.4.2. *Conséquences de l'activité humaine :*

Actuellement se développe de plus en plus une implantation humaine dans ces zones jusqu'ici restées inoccupées ou très légèrement aménagées ; les critères qui président au choix de cette implantation sont très divers et en général les problèmes de sécurité des ouvrages ou des personnes vis-à-vis de la stabilité des terrains n'apparaissent qu'en arrière plan.



Figure I.13: *Glissements dû à la déforestation(Amazone).*

On peut citer les accidents qui ont pour cause une action humaine : modification de la pente d'un talus, entaille d'une route dans un versant, modifications des circulations d'eau dans une pente, etc.….. ; la littérature spécialisée est pleine de tous ces exemples qui ont d'ailleurs souvent permis de comprendre certaines des causes des mouvements de terrain. **[2]**

I.5. Conclusion :

Beaucoup de difficultés surviennent quand il s'agit de classer les mouvements de terrain à cause de la diversité des paramètres à prendre en compte.

Nous avons montré les différents types de mouvements de terrain qui peuvent exister dans la nature, à travers cette recherche il est relevé deux types de mouvements bien distincts et qui sont les mouvements lents et rapides, Les mouvements lents provoquent des changements progressifs qui peuvent se solder par des conséquences brutales. Les mouvements rapides se distinguent par contre par leur frappe brusque et immédiate, et sont considérés comme un risque très dangereux pour l'homme.

La dernière partie de ce chapitre est consacrée à un exposé sur l'importance du phénomène, ou l'on distinguera les problèmes posés par les mouvements de terrain naturels de ceux qui sont la conséquence de l'activité humaine.

CHAPITRE II :

ANALYSE DE STABILITE DES PENTE ET METHODES DE CALCUL

II.1. INTRODUCTION :

En Algérie, deux grandes particularités font l'originalité du problème des glissements de terrain. En premier, le climat qui fait que si la saison hivernale est de plus en plus pluvieuse, l'été est caractérisé par une période très chaude pendant laquelle la dessiccation pénètre très profondément dans les sols, tarissant les nappes des talus. En second, la stratigraphie de l'*Atlas* qui borde la totalité de la façade méditerranéenne du pays, est marquée par d'épaisses séries marneuses et argileuses qui forment des dépressions topographiques propices à l'établissement des villes et des infrastructures.

L'étude de la stabilité des talus et la prévention des risques qu'ils engendrent relèvent de plusieurs disciplines dont, la géologie appliquée, la mécanique des roches et la mécanique des sols. Le géotechnicien est consulté sur un problème de stabilité de talus, qui peut être temporaire, définitif (durée de vie humaine) ou évolutif, dans diverses circonstances:

-**Talus naturel en mouvement** : dont l'état actuel résulte d'une histoire géologique : prévision d'évolution, stabilisation, adaptation d'un projet en conséquence, mise en place d'une surveillance ;

-**Glissement avec rupture** : stabilisation du site, réparation de l'ouvrage endommagé ;

-**Création de remblais ou de déblais** : dimensionnement des talus, avec renforcements éventuels; cas des barrages en terre, des routes et voies ferrées (stabilité des talus amont et aval) ; cas des remblais sur sols compressibles (évaluation de la stabilité d'ensemble, définition du mode de construction.

II.2. Reconnaissance du site :

II.2.1. Géologie et géomorphologie :

La première étape d'une étude de stabilité des talus est l'établissement de la structure géologique du site (nature des terrains du substratum, épaisseur des formations superficielles, présence défailles, etc.).

Il est important que l'étude géologique s'étende sur une zone plus large que l'emplacement précis de la zone instable .Ceci permet de mettre en évidence que le glissement

actuel n'est qu'une partie d'un glissement ancien, de rechercher une alimentation en eau souterraine extérieure à la zone étudiée ou d'utiliser l'information apportée par l'analyse d'autres glissements du même type à proximité. **[1]**

Sur un site potentiellement instable, on recherchera des indices de mouvements anciens ou actifs, tels que moutonnements de la pente, zones humides, arrachements superficiels, fissures dans les constructions rigides, etc. **[12]**

II.2.2. Hydrogéologie :

Étant donné le rôle primordial que joue l'eau dans l'instabilité de talus (on estime qu'environ 55 % des glissements ont une cause hydraulique), l'étude hydrogéologique est très importante. Elle a pour but de connaître la répartition des pressions interstitielles dans le sol, leur évolution dans le temps et, en prévision de la réalisation d'un drainage, le fonctionnement des nappes (écoulements, alimentation, etc.).

Les techniques utilisées sont la piézométrie, le repérage des niveaux d'eau dans les puits, les mesures de débits de sources, le recueil des données météorologiques. Le suivi de ces paramètres doit se faire pendant une année au minimum, afin de disposer d'une image représentative des conditions hydrogéologiques du site. **[1]**

II.2.3. Caractéristiques mécaniques :

L'étude mécanique des talus suppose l'estimation de la résistance au cisaillement mobilisée le long d'une surface de rupture. La rupture en un point est caractérisée par de grandes déformations.

Le comportement au cisaillement d'un sol fin est différent selon que l'on laisse ou non le temps aux surpressions interstitielles de se dissiper lors du cisaillement : on est donc amené à distinguer la résistance à court terme (non drainée) et la résistance à long terme (drainée). La forte perméabilité des sols grenus permet un drainage quasi instantané : la distinction entre court terme et long terme est alors sans objet.

Dans un calcul de type long terme pour les sols fin, les contraintes à considérer sont les contraintes effectives ($\sigma' = \sigma - u$), car ce sont celles qui gouvernent le comportement du squelette solide.

L'enveloppe de rupture des sols dans le plan de MOHR (σ et τ) est en général assimilée à une droite d'ordonnée à l'origine *c* (cohésion) et de pente tanϕ (angle de frottement), exprimer par la loi de COULOMB ($\tau = c - \sigma \tan\phi$). **[1]**

II.2.3.1. Sols grenus et sols fins :

Pour les sols grenus, les études de stabilité sont souvent réalisées avec les caractéristiques mécaniques mesurées à court terme en raison des fortes perméabilités. Compte tenue leur caractère pulvérulente, leur cohésion souvent est nulle.

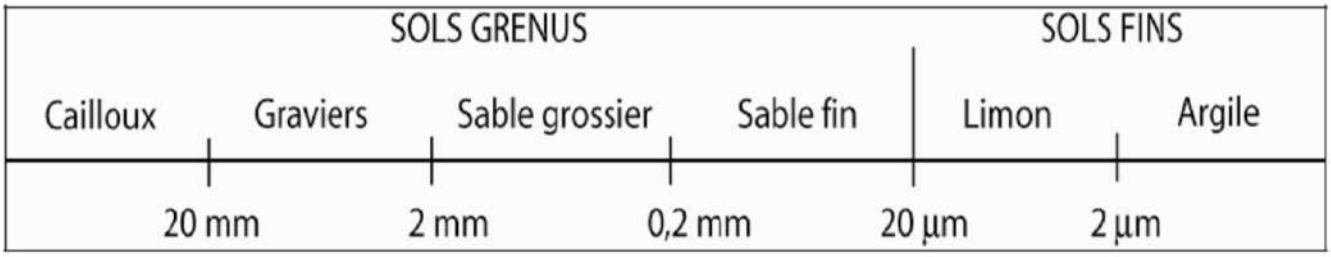


Figure II.1: *Classification en fonction de la taille des grains*.

Pour les sols fins, les études de stabilité doivent être effectuées, à court et à long terme, car la rupture d'un talus peut se produire au cours des travaux de terrassement ou après un certain temps. A court terme le calcul s'effectuera en contraintes totales et les caractéristiques mécaniques à prendre en compte sont celles issues d'un essai non consolidé non drainé (*cuu ;* ϕuu=0). A long terme le calcul s'effectuera en contraintes effectives et les caractéristiques mécaniques à prendre en compte sont celles issues d'un essai consolidé drainé ou éventuellement consolidé non drainé (*c' ;* ϕ') avec mesure de la pression interstitielle. **[12]**

II.2.4. Etude cinématique :

L'objectif de l'étude cinématique est la délimitation en plan et en profondeur du volume en mouvement. Pour cela on peut utiliser, les nivelles et les inclinomètres. Les nivelles servent à mesurer les rotations de la plaque support sur l'horizontale ; celle-ci est fixée sur un ouvrage ou sur un plot scellé dans le sol. La mesure inclinométrique, réalisée au moyen d'une sonde descendue dans un tube scellé dans un forage, fournit l'inclinaison sur la verticale du tube et par intégration sa déformation. Elle permet en particulier de déterminer la profondeur de la surface de rupture. L'étude cinématique permet aussi d'obtenir un ordre de grandeur de la vitesse de mouvement. **[1]**

II.3. Étude du phénomène :

Les problèmes de la stabilité des talus sont perçus différemment selon les caractéristiques géologiques et climatiques locales, ainsi que les causes et les mécanismes conduisant à la rupture. Plusieurs procédés sont utilisés pour mener à terme une étude de la stabilité d'un talus, à savoir **[12]**:

II.3.1. Identification des causes et facteurs d'instabilité :

Si les causes des mouvements de talus sont diverses, il existe toujours un ou plusieurs facteurs de déclenchement. Certains sont permanents et relatifs aux caractéristiques intrinsèques du matériau, d'autres sont de fréquence et d'intensité variables dans le temps et dans l'espace.

Ce sont eux qui déclenchent l'instabilité ou qui provoquent une accélération marquée mouvement conduisant à la rupture. **[3]**

II.3.1.1. Facteurs permanents :

- **La pesanteur** : Elle constitue le moteur essentiel des mouvements de talus qualifiés souvent de gravitaires ;

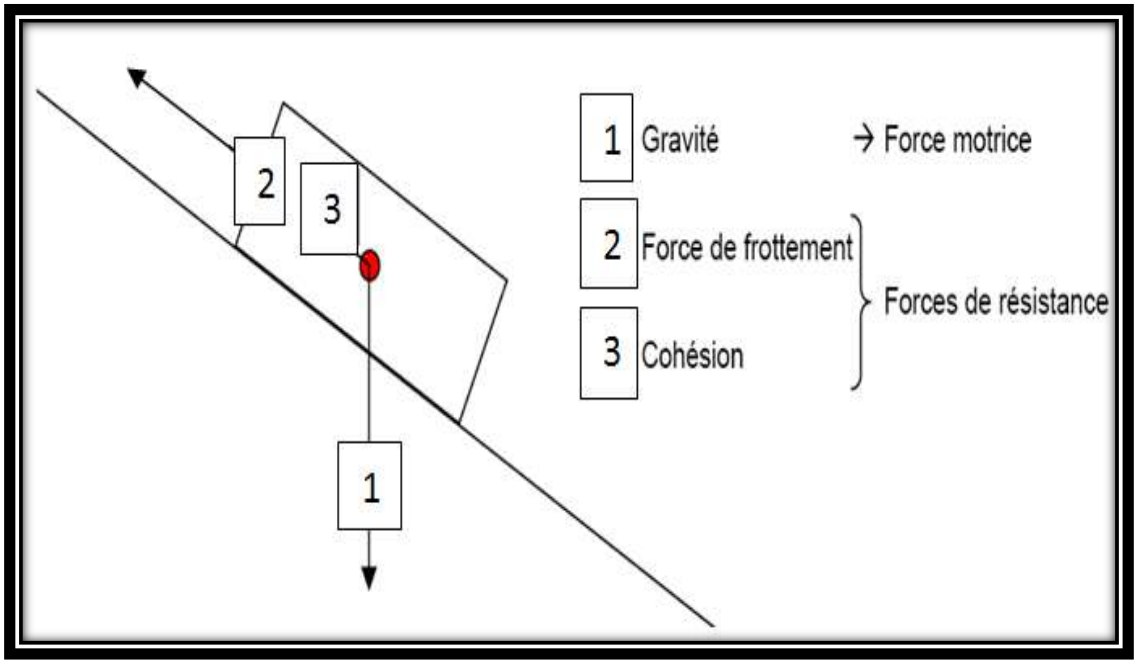


Figure II.2: *Mouvement gravitaire des terrains.*

- **La lithologie** : La nature lithologique des versants constitue la matière première des mouvements de terrain, à titre d'exemple la présence habituelle de gypse implique systématiquement une instabilité ; la direction et le pendage des couches jouent un rôle initiatique dans la formation des surfaces de rupture et conditionne le type de mouvement. Il y aura ainsi un risque de glissement quand la structure du versant est conforme à la pente.

- **La morphologie** : La dénivelée représente la hauteur et l'énergie du relief ; ses relations avec la formation des mouvements de talus ne sont pas directes du fait que certains faciès résistants, forment des reliefs montagneux sans l'apparition d'indices d'instabilités. L'aspect des versants est représenté par le profil transversal concave ou convexe et par leur longueur.

- **La géomorphologie** : L'étude géomorphologique d'un versant est indispensable pour la prévision des mouvements de talus. La plupart des glissements de terrain résulte de la réactivation partielle d'anciennes unités et présentent donc un héritage géomorphologique.

II.3.1.2. Facteurs variables :

- **Le climat** : la présence massive d'eau joue un rôle primordial dans le déclenchement des mouvements de terrain. Les actions de la température, et de l'évaporation s'ajoutent à celle de l'eau pour l'affaiblissement des propriétés mécaniques du matériau.

- **L'hydrologie** : l'eau est un agent capital de la morphologie, qu'elle s'écoule en surface ou qu'elle s'achemine en profondeur, elle peut déstabiliser les versants en érodant les berges des ravins.

- **Le couvert végétal** : la couverture végétale exerce souvent une action stabilisante sur les talus. Cette action se manifeste par l'interception de l'énergie cinétique des eaux de ruissellement et des précipitations, l'évaporation, l'amélioration de la qualité physique du sol par la structure des racines et la fixation du manteau d'altération susceptible de glisser par rapport à son substratum.

- **L'action de l'homme** : les points sur lesquels, l'action de l'homme peut déclencher ou accélérer un mouvement de terrain sont : la charge en tête du talus, le déchargement du pied de talus, les travaux de terrassement, la modification du ruissellement en surface, le déboisement.etc.

- **Le séisme et le volcanisme** : Les vibrations provoquées par les séismes sont responsables du déclanchement de mouvements de pente, l'explosion d'un volcan est souvent accompagnée d'une activité sismique qui favorise l'instabilité des talus.

II.4. Systèmes de renforcement :

Face à un problème d'instabilité, 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 adoptant un mode d'ancrage de la structure de type fondations profondes, de sorte à les dissocier du sol en mouvement.

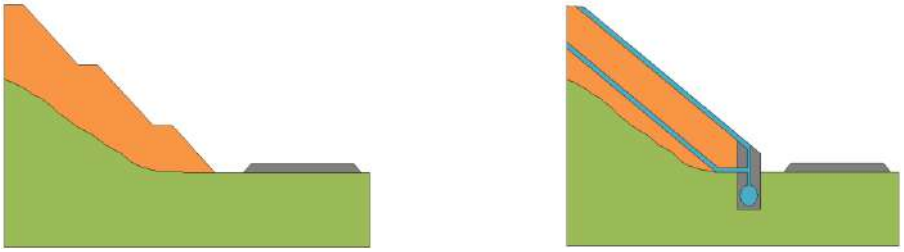
Si ce type de solution n'est pas retenu, on est amené à conforter le talus avec l'une des techniques présentées dans les paragraphes ci-après. Dans cette étude, on propose une classification des systèmes de traitement, basée sur leurs définitions, et leurs types d'approches :

- **Approche douce** : Terrassement, Drainage.
- **Approche dure** : Soutènement, Traitement du sol, Renforcement.

Lorsqu'il s'agit de dimensionner un système de stabilisation, il est recommandé de prendre un coefficient de sécurité de 1.5 pour l'ouvrage en méthode traditionnelle. Dans une intervention de répartition après glissement, si le calage des caractéristiques mécaniques parait de bonne qualité, le coefficient de sécurité demandé peut se limiter à 1.3

II.4.1. Approche douce :

Une approche douce se définie par l'utilisation de méthodes naturelles, esthétiques, et qui s'attaque directement aux facteurs d'instabilités. Les systèmes de traitement qui utilisent cette approche sont représentés sur la figure II.3



a) Terrassement *b) Drainage*

Figure II.3: *Systèmes de stabilisation par approche douce.*

- **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) et les substitutions partielles ou totales de la masse instable.

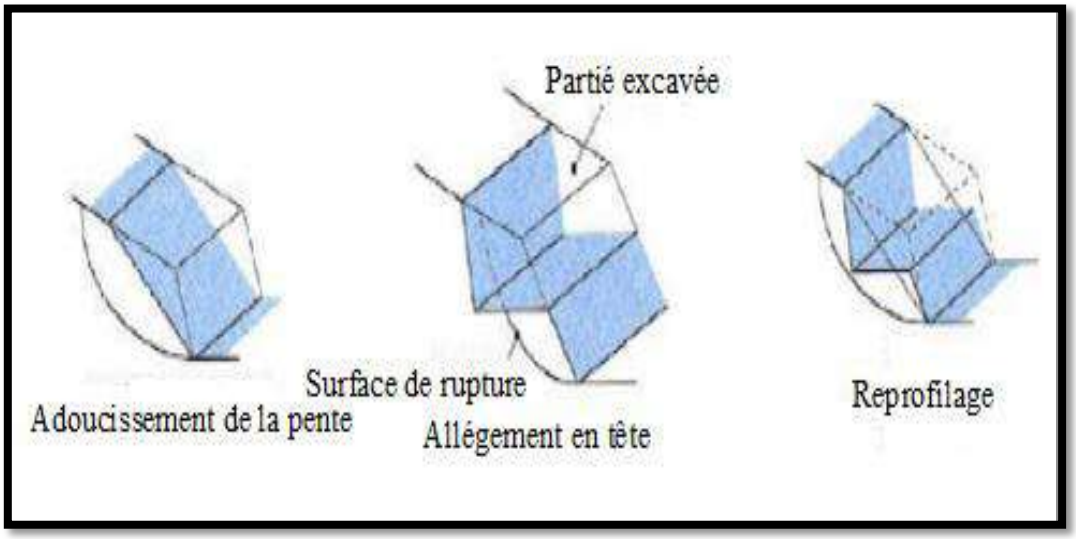


Figure II.4: *Les différents procédés de modification géométrique.*

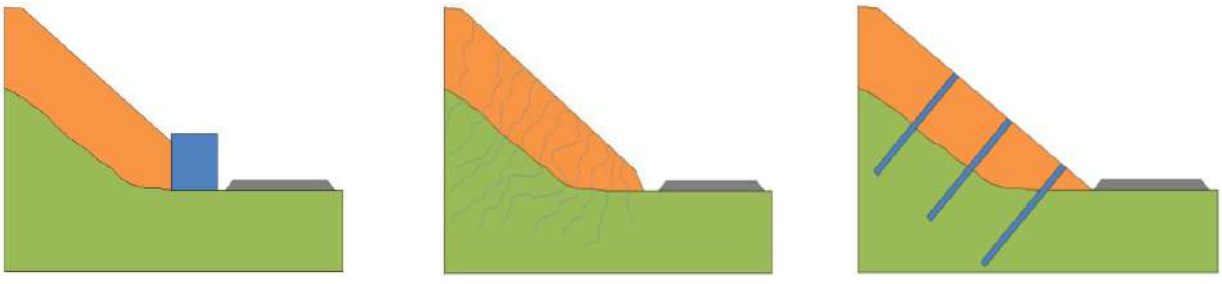
- **Drainage :**

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 profonds. Ces techniques peuvent être utilisées seules, associées, ou en complément à d'autres dispositifs de confortement.

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 ou une partie de son efficacité.

II.4.2. 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 par l'approche douce. Cette approche s'attaque au problème en modifiant, d'une manière directe, les propriétés mécaniques, physiques ou chimiques du sol. Les systèmes de stabilisation qui utilisent cette approche sont représentés par la figure II.5



(a) Soutènement *(b) Traitement* *(c) Renforcement*

Figure II.5 : *Systèmes de stabilisation par approche dure.*

- **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, ou de sol renforcé par armatures synthétiques ou métalliques, par nappes de géotextiles, par grilles métalliques ou synthétiques. Ces ouvrages fonctionnent comme des massifs poids. Pour les ouvrages on doit vérifier leur stabilité interne et 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.

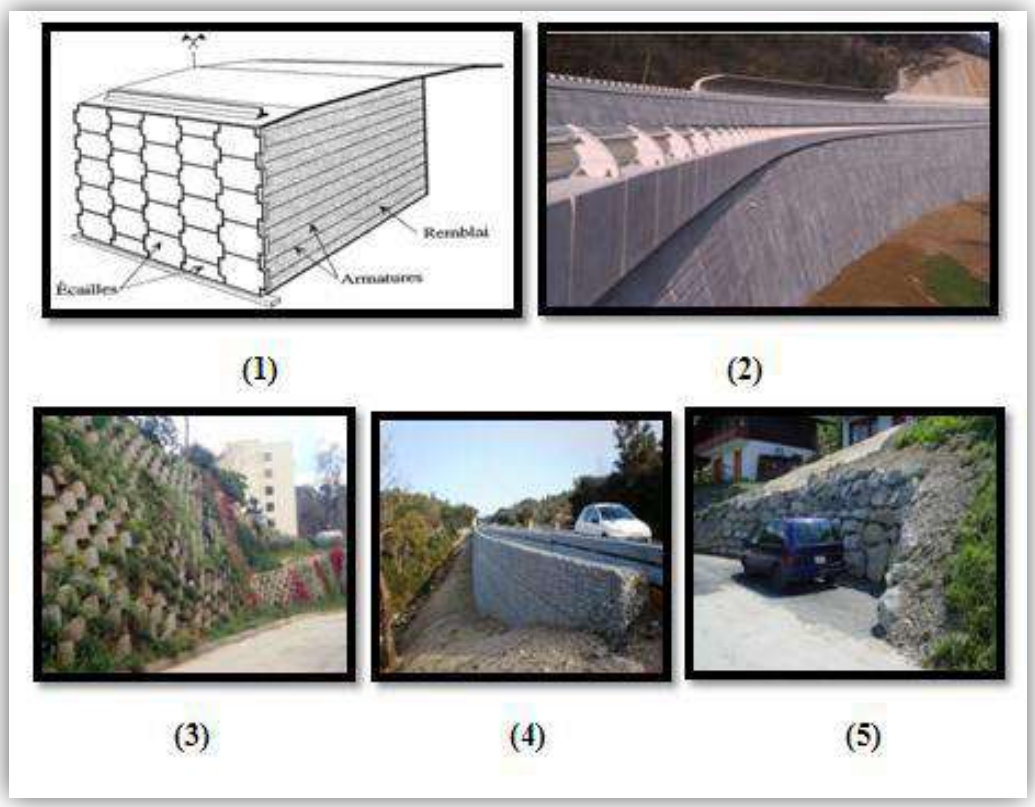


Figure II.6: *Quelques types de mur de soutènement. (1+2).mur en terre armé;(3).mur en caisson;(4).mur en gabion ; (5) mur en enrochement.*

- **Traitement du sol :**

Le traitement du sol consiste à modifier les propriétés physico-chimiques des matériaux. L'utilisation de cette dernière est très pratique, et cela dans certaines situations qui peuvent être difficiles pour l'utilisation des autres systèmes de stabilisation, ou bien comme technique de stabilisation à court terme, au cours des travaux.

- **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 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 permet 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 de montagne ou au bord des falaises). Ce type d'ouvrage, relativement flexible, peut s'adapter à tout type de sol de fondation. Aussi, la préfabrication des éléments structuraux et la rapidité de construction fond que cette solution peut présenter on avantage économique.

II.5. Méthodes de calcul de stabilité des talus :

II.5.1. Introduction :

Les méthodes habituellement utilisées sont basées sur une constatation d'expérience, à savoir que lorsqu'il y a glissement générale de terrain, il y a séparation d'une masse de sol du reste du massif et glissement suivant une surface de rupture.

L'analyse de la stabilité des talus est traitée comme un problème d'équilibre limite, Le calcul à la rupture, on suppose que le terrain se comporte comme un solide rigide plastique et obéit aux lois classiques de la rupture par cisaillement.

Il est utilisé depuis plusieurs décennies et a donné naissance, dans l'hypothèse de ruptures rotationnelles, à plusieurs méthodes de calcul, Les ruptures planes représentent un cas particulier très simple dans son principe, Pour les surfaces de rupture de forme quelconque, le calcul est beaucoup plus complexe, Pour évaluer la stabilité des talus par une méthode à l'équilibre limite, il existe des méthodes linéaires et non linéaires. Les méthodes linéaires sont des méthodes directes de calcul de *FS* et les méthodes non linéaires nécessitent un processus itératif.

II.5.2. Définition du coefficient de sécurité :

L'analyse courante de la stabilité consiste, à étudier les conditions d'équilibre de la masse de sol, supposée homogène, en se basant sur la description de la pente en coupe transversale détaillé, délimitée par une surface de rupture et soumise aux efforts suivants **[2]** :

- ***Poids propre du massif*** : qui tend à le faire glisser le long de la surface ;
- ***La poussée hydrostatique*** : sur le surface extérieure si une partie du massif es sous l'eau ;
- ***Chargements extérieurs éventuels*** : sont des surcharges diveres s'exerçant sur la surface topographique (bâtiments par exemple) ;

- ***Réactions du sol*** : sont les forces s'exerçant sur la surface de rupture qui sont de trois sortes :

  - Les forces de cohésion,
  - Les forces de frottement,
  - La pression interstitielle.

Le coefficient de sécurité est un rapport de la résistance disponible à la résistance mobilisée.

Le facteur de sécurité FS minimal à adopter dépend la nature de l'ouvrage, de son utilisation et des conséquences que pourrait entrainer sa rupture en termes de risque humain et de dommages matériels de manière classique, dans les études de stabilité de pentes **[13]**.

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

Tableau II.1: *valeurs de FS en fonction de l'importance :*

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

II.5.3. Calcul à la rupture :

II.5.3.1. Méthodes des blocs :

Les méthodes de calcul à la rupture sont des méthodes où l'analyse et le calcul sont locaux, limités sur une ligne ou une surface de rupture, réelle ou potentielle, et s'opposent donc aux méthodes volumiques.

Du fait de cette restriction, les hypothèses sont très fortes, mais les paramètres sont moins nombreux et faciles à déterminer, Ces techniques sont basées sur les hypothèses suivantes : le massif en mouvement peut être décomposé en un ensemble de blocs rigides et indéformables qui frottent les uns sur les autres, De plus, le comportement d'interface est souvent défini pour ces méthodes par la loi de Coulomb, Ces techniques sont appropriées quand on peut prévoir correctement la forme de la ligne de rupture.

Ces méthodes distinguent une partie potentiellement mobile et un massif fixe ; séparés par une surface de rupture **[7],** Plusieurs cas sont étudiés par cette méthode, on peut citer par exemple :

- Rupture plane d'un talus
- Rupture plane d'une pente infinie

En outre, d'autres cas peuvent se présenter telles que les ruptures dans les barrages en terre où la rupture se fait selon deux plans différents ou d'autres cas plus complexes (tel que équilibre de plusieurs blocs).

II.5.3.2. Méthodes des tranches :

Le découpage de la masse instable en tranches verticales a permis le développement d'un très grand nombre de méthodes, symbolisées par la méthode Suédoise de Fellenius (1927). Trois hypothèses sont rajoutées par rapport à la méthode des blocs **[7] :**

- Les bords des blocs sont devenus verticaux ;
- Le point de passage de la force à la base du bloc (de la tranche) est situé au centre de cette base ;
- Le coefficient de sécurité est unique et ne s'applique qu'à la base des tranches.

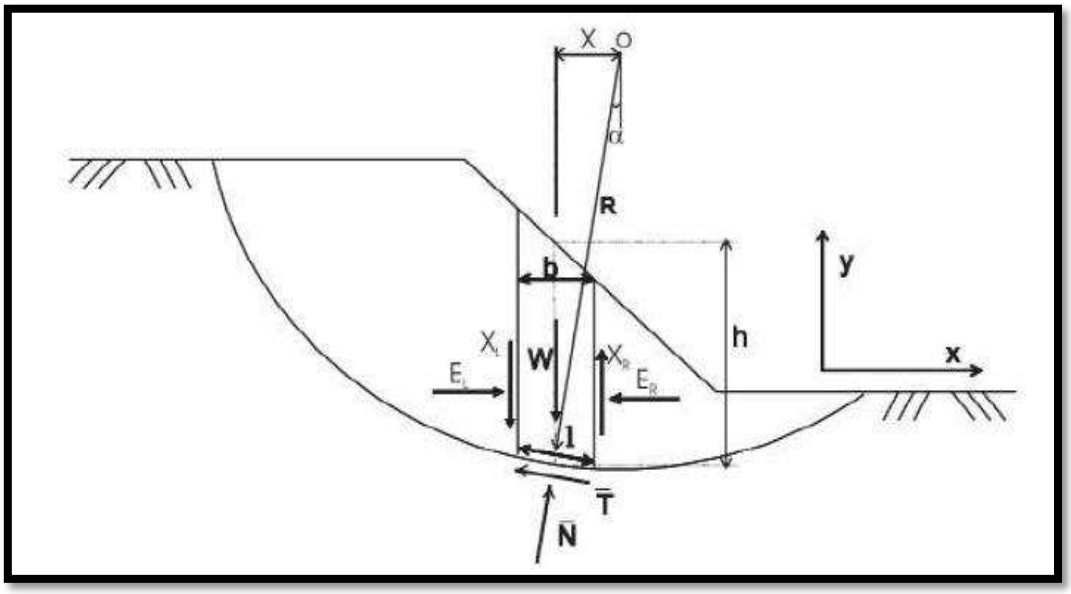


Figure II.7: *Les inconnues d'une méthode des tranches (MASEKANYA J.P., 2008).*

a) Méthode de Fellenius (1927) :

Cette méthode a été proposée par Fellenius en 1927, dans le cas d'un sol purement cohérent elle est basée sur les hypothèses suivantes :

- La méthode suppose une surface de glissement circulaire et divise le talus en tranches ;
- Elle néglige les forces entre les tranches (efforts verticaux et horizontaux).

La méthode de Fellenius vérifie l'équilibre global des moments tout en négligeant les forces entre tranches. Seuls les efforts de cisaillement le long de la courbe de rupture circulaire sont pris en compte. La résistance au glissement est alors facilement calculable sous l'expression d'un moment avec un bras de levier égal au rayon R, constant. Le coefficient de sécurité est donné par la formule suivante :

$$F = \frac{\sum C'L + (\,\mathrm{W}\cos\alpha - \mathrm{U\,L}\,)\tan\varphi'}{\sum \mathrm{W}\sin\alpha}$$

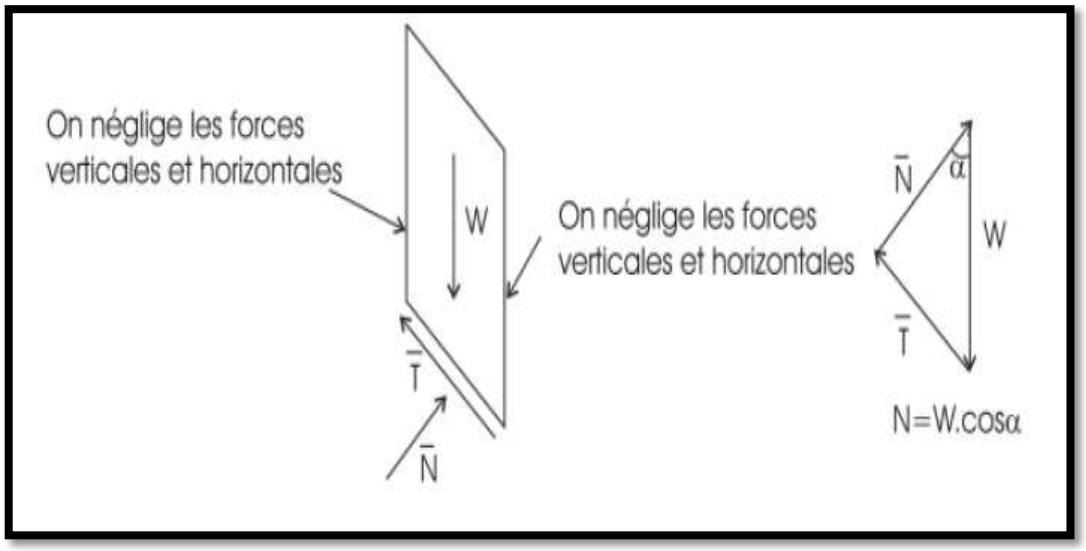


Figure II.8: *Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius (MASEKANYA J.P., 2008).*

b) Méthode de Bishop (1955) :

Bishop ne néglige pas les forces horizontales inter-tranches et obtient une formule implicite dont la programmation pose quelques problèmes **[7].**

Hypothèses :

- La méthode suppose une surface de glissement circulaire ;
- Elle néglige les forces verticales entre les tranches.

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. La formule du coefficient de sécurité donnée par Bishop est la suivante :

$$F = \frac{\sum[C'L + (W - u\,L\cos\alpha)\tan\varphi']\,m_\alpha}{\sum W\sin\alpha}$$

Avec : $m_\alpha = \cos\alpha\,(1 + \tan\alpha\,\frac{\tan\varphi'}{F})$

Le coefficient de sécurité Fs se trouve dans les deux membres de l'équation, la résolution de cette formule doit alors passer par des techniques itératives.

La valeur du coefficient obtenue avec la méthode de Fellenius est généralement prise comme point de départ de cette itération. Par ailleurs, cette méthode est plus précise que celle de Fellenius.

Cependant, quelques anomalies numériques peuvent survenir ; le programmeur doit donc introduire des testes qui maintiennent les valeurs dans des fourchettes admissibles. Pour bien maîtriser la méthode de Bishop et l'adapter au cas étudié, il faut connaitre les tests cachés dans sa programmation **[7].**

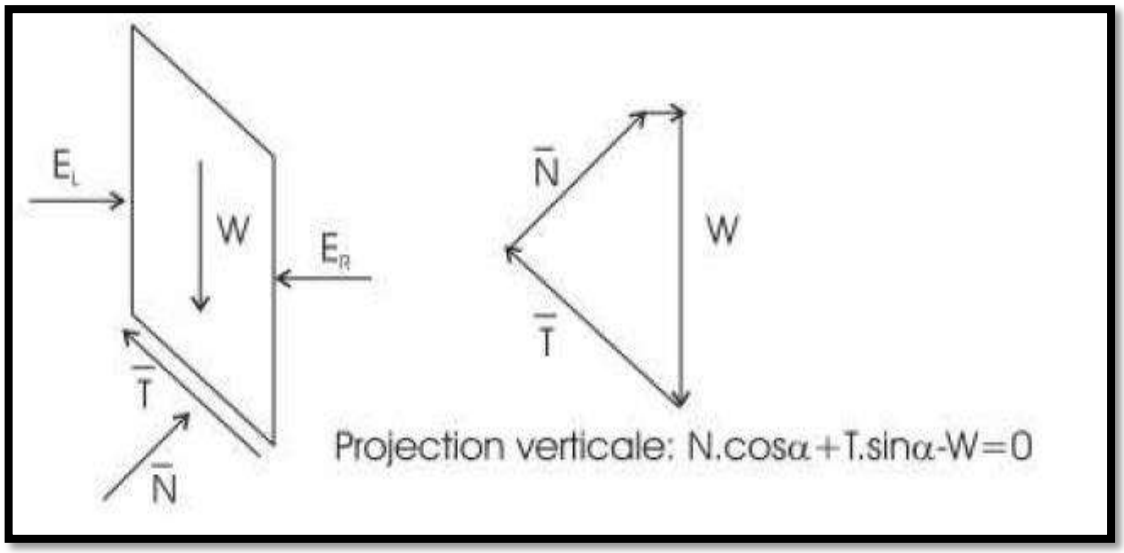


Figure II.9: *Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Bishop (MASEKANYA J.P., 2008).*

c) Méthode Suédoise :

Hypothèses :

- Cette méthode suppose une surface de glissement quelconque (non circulaire) ;
- Elle suppose que les forces entre les tranches sont inclinées parallèlement à la pente moyenne du versant (voir la Figure II.10).

Cette technique vérifie l'équilibre horizontal et vertical des forces, mais elle néglige l'équilibre des moments. Cependant, elle est moins précise qu'une solution avec l'équilibre

complet des forces et dépend de l'hypothèse faite sur l'inclinaison des forces entre les tranches **[8].**

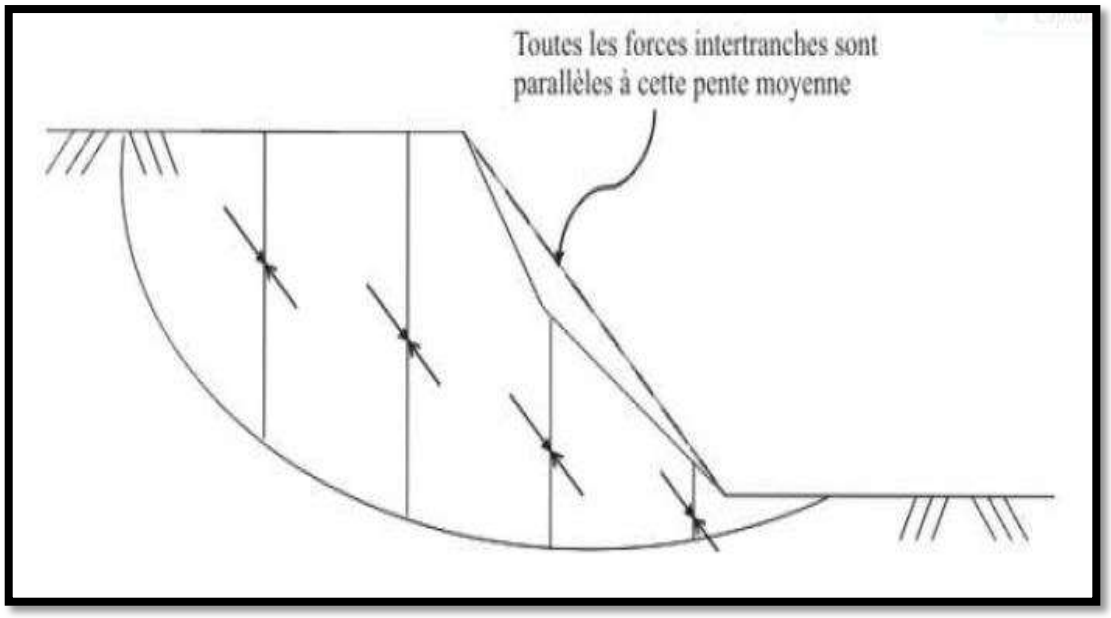


Figure II.10: *Inclinaison des forces dans la méthode Suédoise (MASEKANYA J.P. 2008).*

II.5.3.3. Méthodes globales :

Les méthodes globales (Caquot, 1954 ; Biarez, 1960) permettent une résolution graphique maintenant peu utilisée, mais l'informatique leur apporte un renouveau intéressant.

L'intégration de valeurs le long de courbes quelconques étant très simple par discrétisation.

Les hypothèses de cette méthode sont les suivantes :

- La masse en mouvement est observée dans son ensemble, elle est délimitée par la courbe de rupture ;
- Une fonction de répartition des contraintes normales est paramétrée le long de la courbe de rupture ;
- La résolution se fait avec trois équations de la statique appliquée à la masse en mouvement.

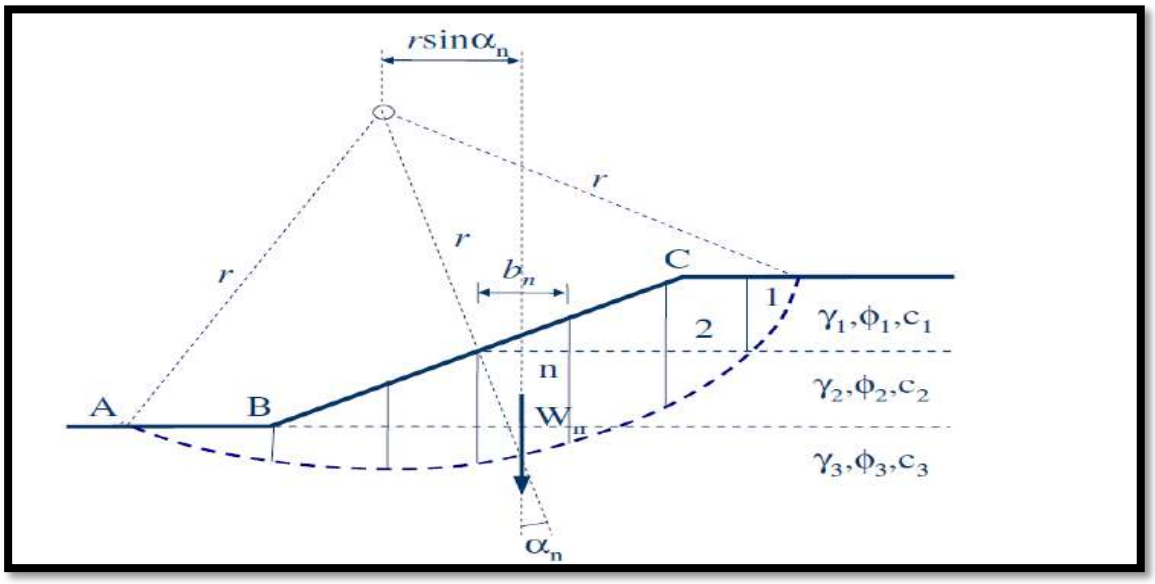


Figure II.11: *Forces appliquées sur une tranche dans la méthode globale.*

II.5.3.3.1. Les méthodes graphiques :

Taylor (1937), puis Caquot (1954) ont développé une méthode graphique permettant le calcul de ruptures circulaires dans un talus homogène cohérent et frottant, appelée méthode du cercle de frottement. Le terme de cohésion le long de l'arc de cercle (de centre O et rayon R) est du point de vue force équivalente, remplacé par une force parallèle à la corde de l'arc et de valeur c'L, L étant la longueur de l'arc. La réaction le long de la courbe de rupture, inclinée à φ', est tangente au cercle de frottement centré en O et de rayon R sinφ', et on suppose que la résultante passe par l'intersection des autres forces connues (poids, cohésion et pression interstitielle).

Biarez (1960) évalue l'erreur introduite par ces hypothèses ; il trouve qu'elle est inférieure à 15% sur le coefficient de sécurité, en majorant la fonction de répartition des contraintes normales le long de la courbe de rupture **[7].**

II.5.3.3.2. Méthode de Bell (1969) :

Bell propose de prendre une fonction de répartition de la contrainte normale le long de la courbe de rupture définie par deux paramètres λ et μ :

$$\sigma_n = \lambda\gamma h + \mu \sin\left(\frac{\pi(x-x_0)}{x1-x_0}\right)$$

Où : X, X1 et X0 sont les abscisses curvilignes du point courant et des extrémités de la courbe de rupture. Cependant, cette fonction de répartition n'a pas permis à la méthode de fournir des résultats probants **[7].**

II.5.3.3.3. Méthode des perturbations :

La méthode des perturbations est une méthode globale proposée par Raulin et al (1974) et développée par Faure (1985) **[7] ,** Cette technique permet d'effectuer des calculs en rupture circulaire ou non circulaire. Le massif de terre délimité par une courbe de rupture quelconque est alors en équilibre sous l'effet de son poids propre et de la réaction du sol sous-jacent. Dans cette méthode, on fait l'hypothèse que la contrainte normale σ sur la surface de rupture est donnée par une « perturbation » de la contrainte de Fellenius σF **[4].**

La loi de Coulomb permet d'exprimer les contraintes de cisaillement maximales. Le coefficient de sécurité est défini classiquement comme étant le rapport du cisaillement maximal disponible au cisaillement nécessaire à l'équilibre.

Le système est résolu globalement à l'aide des trois équations d'équilibre appliquées à tout le massif, ce qui fournit les valeurs des trois inconnues du problème ; qui sont le coefficient de sécurité F et les deux paramètres qui modifient la contrainte approchée (λ et μ). Par ailleurs, cette méthode peut avoir des extensions très intéressantes pour la prise en compte d'inclusions ou pour le développement de méthodes en déplacements **[3]**.

II.5.3.2. *Les méthodes numériques d'analyse de la rupture des pentes :*

Tout problème mécanique peut être décrit par un modèle physique qui se traduit souvent par une équation différentielle, une équation intégrale ou une équation aux dérivées partielles. Ces équations relient entre elles les grandeurs intervenant dans le problème étudié. La résolution analytique du système se traduit par l'obtention des valeurs des inconnues du problème (déplacements, vitesses, efforts,…) en fonction d'une ou plusieurs variables pouvant prendre une infinité de valeurs possibles **[10].**

La résolution numérique des problèmes consiste à approximer la solution continue grâce au découpage spatial et temporel des équations. Plusieurs méthodes de discrétisation peuvent être utilisées telles : la méthode des éléments finis, la méthode des différences finies, la méthode des volumes finis En mécanique des sols, l'utilisation de la méthode des éléments finis est très répondue. Elle s'adapte très bien à un grand nombre de problèmes de sol **[9].**

II.5.3.2.1. *La méthode des éléments finis :*

La modélisation par éléments finis d'un ouvrage est donc constituée par un ensemble d'hypothèses, toujours simplificatrices, et la mise en œuvre d'une suite de modèles, chacun plus ou moins approché :

- modèle géométrique (maillage, limites entre les couches, discontinuités, etc.) ;
- modèle de charge (estimation des forces et des pressions, des déplacements imposés, définition du phasage des travaux, conditions aux limites, décomposition en incréments pour la résolution en comportement non linéaire, etc.) ;
- modèle hydraulique (sol saturé, état initial, écoulement permanent ou transitoire, position la surface libre, etc.) ;
- modèles de matériaux (élasticité, élastoplasticité, viscoplasticité, etc.) ;
- modèle d'évolution (choix des pas de temps à considérer, historique des charges) ;
- modèles de structures (poutres, coques, plaques, élasticité, élastoplasticité, etc.) ;
- modèles d'interaction sol-structures (lois d'interface, modules de réaction, etc.).

Ces hypothèses ne sont pas fondamentalement différentes de celles de toutes les études géotechniques, mais la complexité plus grande car ces modèles de calcul obligent à fixer plus de conditions et à déterminer plus de paramètres que dans les calculs courants **[3]**.

II.6. CONCLUSION :

A la fin de ce chapitre on constate que les reconnaissances et la structure géologique du site sont très importantes pour entamer une étude de stabilité d'un glissement de terrain.

Par la suite nous avons montré quelque techniques de confortement qui sont très nombreuse ainsi les différents types de calcul qui nous permettent de calculer et d'analyser la stabilité des talus.

CHAPITRE III:

PRESENTATION D'UN CAS D'ETUDE

III.1. Généralité :

Le cas de notre étude consiste à étudier un glissement de terrain sur un tronçon d'autoroute de la RN01 situé au nord de la ville de Médéa. Ce tronçon est instable et soumis à des glissements de terrain qui posent un problème de stabilité du talus. (Figure III.1)



Figure III.1 : *Zone du cas de glissement étudié*

Le tronçon vers la droite produit une déformation de glissement sur le talus, selon une enquête in site et une reconnaissance géotechnique a été faite pour déterminer le périmètre et l'épaisseur des glissements.

Le glissement se trouve de l'autoroute Nord-Sud au PK21 + 000, l'autoroute passe par l'aile avant de glissement, il produit une influence directe au tronçon, avant l'apparition de ce glissement la zone a fait l'objet du terrassement en redan pour construire les remblais de l'autoroute, c'est un profil mixe.

Pour le corps de glissement, la longueur est d'environ 75m et la largeur est de 65m, selon le sondage GSO3, l'épaisseur de corps de glissement est de 6.60m, largeur des fissures après le glissement est de 3m, le volume du corps de glissement est de 16000m3, mais la longueur du sol où se trouvent des fissures est de 500m. Il est jugé qu'il y a un glissement potentiel.



Figure III.2 : *Zone du cas de glissement étudié.*

III.2. Présentation géographique et géologique du site :

III.2.1. Cadre géographique :

Le cas d'étude est situé au nord de la ville de Médéa qui est géographiquement limitée au nord par l'atlas littoral et elle-même fait partie de la dépression sub-littorale.

La ville de Médéa distante de 80 km au Sud-ouest de la capitale algérienne Alger, appartient à cette dépression sub-littorale et constitue un des bassins néogènes qui s'allongent parallèlement à l'atlas littoral depuis le méridien d'Alger jusqu'à la frontière Marocain.

L'Atlas littoral correspond à la partie de l'Atlas tellien septentrional situé entre la côte et le chapelet de dépressions Est-Ouest du Cheliff-Médéa –béni Slimane. Il est constitué de reliefs imposants dont l'altitude moyenne dépasse les 1600 m qui surplombent la plaine de la Mitidja vers le Nord. Dans sa partie méridionale cet atlas se noie sous le bassin de Médéa constituant ainsi son substratum pour ressurgir plus au sud dans la région de *Berrouaghia*.

Les reliefs de la dépression sont de moindre envergure que ceux de l'atlas littoral et culminent à 1000 m dans les environs de Médéa.

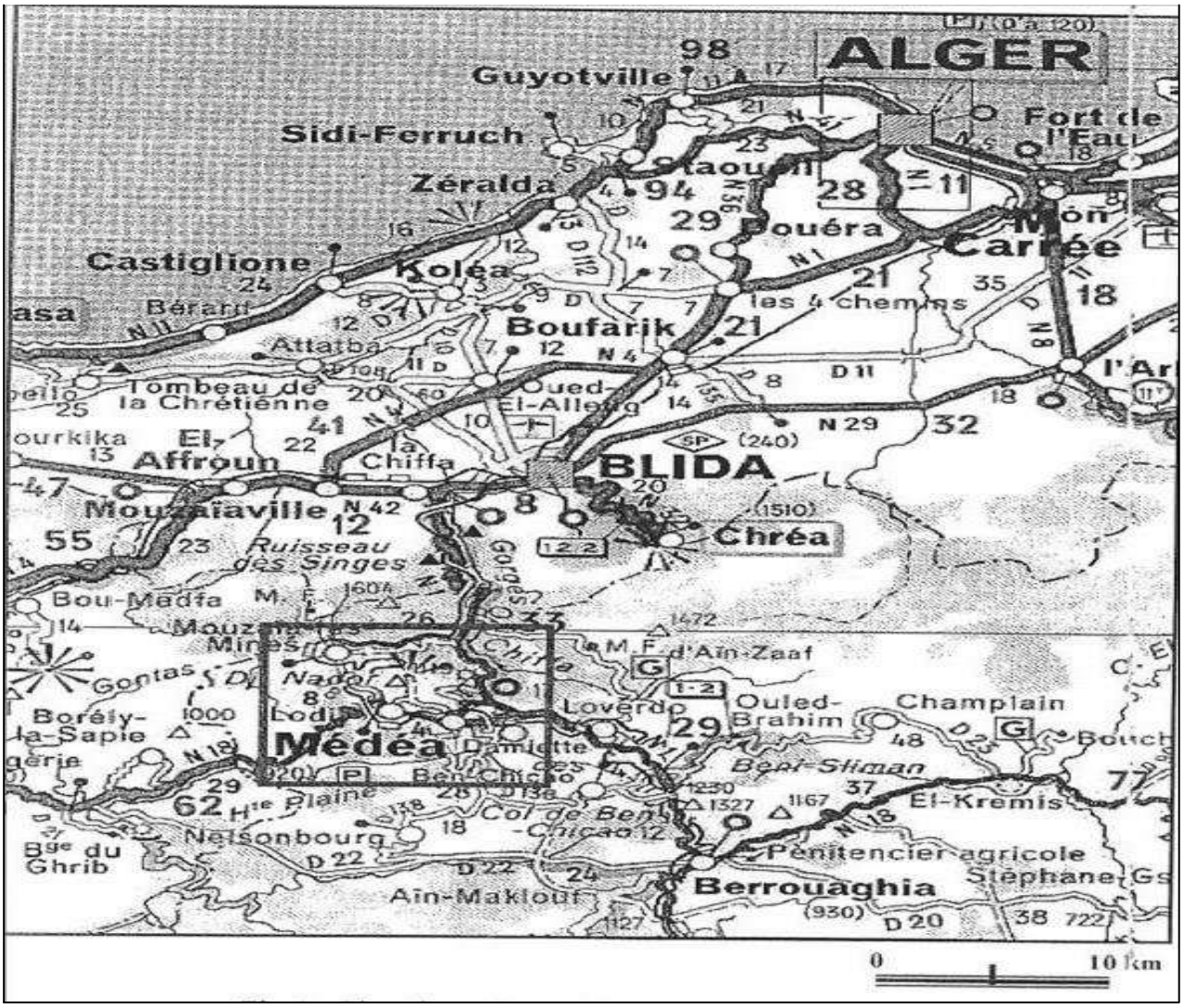


Figure III.3 : *Situation géographique de la zone d'étude*

III.2.2. Cadre géologique :

Le bassin néogène de Médéa (figure 2.3) long d'environ 80km selon la direction ENE-WSW sur 15 km selon sa plus grande largeur est un bassin intra-montagneux constitué de terrains essentiellement miocènes.

La marne méridionale de ce bassin est adossée à la terminaison occidentale de la chaine des bilans constituée de terrains appartenant aux unités bas telliennes enracinées Au nord ce bassin est cerné par des unités mi-telliennes et des unités telliennes indifférenciées et diverticules.

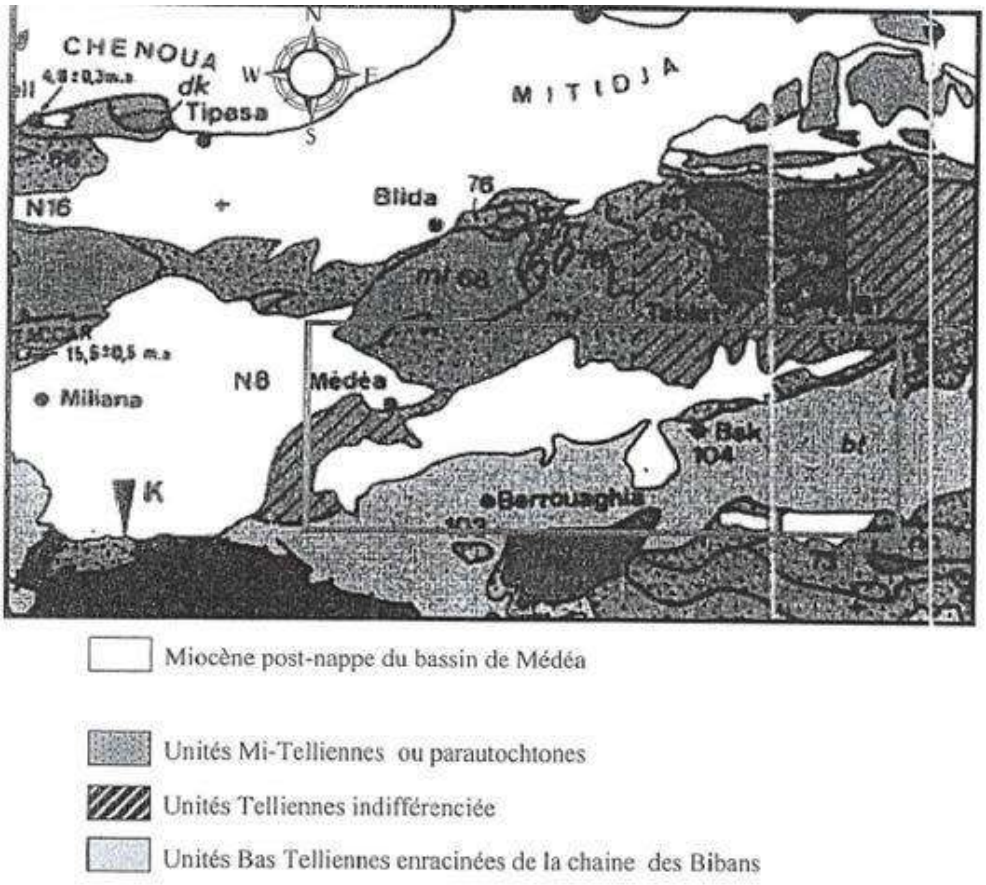


Figure III.4: *Bassin néogène de Médéa*

III.2.3. Compagne géotechnique réalisée sur site :

Pour identifier la nature du sol de glissement et la localisation de la surface, l'entreprise de réalisation chinoise a procédé à la reconnaissance géotechnique sur terrain à ce niveau. Elle a réalisée 04 puits, 5 sondages profonds, 1 sondage de continuité dynamique géologique sur une profondeur totale de 114.1m, un essai pressiométrique sur GS01 et 17 échantillons sont été prélevés.

Pour arrêter le glissement, elle a déposé avec urgence un grand bloc des roches très résistantes avec le but de réaliser un contrepoids au corps principal du glissement. Le placement du « barrage » a permit d'arrêter l'avancement du matériau déplacé et permettant aussi le drainage de l'eau. On a obtenu un remblai particulier avec fonction de barrage au glissement, de drainage et de base très solide pour la construction du remblai final pour l'autoroute.

Avec les échantillons prélevés par le forage, elle a effectuée des essais au laboratoire, tels que l'essai d'identification et l'essai de cisaillement.

III.2.4. Lithologie des formations :

D'après les analyses fondées sur l'investigation géotechnique, le sondage et l'excavation parait que la structure du sol autour du sondage est simple. A partir de la surface les successions sont présentées comme suit :

(1) ***Argile très plastique:*** gris brunâtre, jaune brunâtre, noir brunâtre ; hétérogène, très ferme, développement d'un grand nombre de fissures dans le sol, la structure lâche, des fortes perturbations, c'est le corps de glissement. L'épaisseur de cette couche est de 6.60m.

(2) ***Argile très plastique：*** gris brunâtre, jaune brunâtre, homogène, ferme, c'est la surface de la rupture.

(3) ***Argile très plastique：*** gris brunâtre, jaune brunâtre, homogène, très ferme. L'épaisseur de cette couche est de 5.20-6.10m.

(4) ***Argile très plastique :*** jaune brunâtre, hétérogène, en contenant des cailloux sableux et dure. L'épaisseur de cette couche est de 7.40-12.80m.

(5) ***Marne (RM) :*** en couleur livide, molle, c'est facile de désagréger les roches en présence d'eau et ainsi l'apparition des fissures après séchage. Cette couche n'est pas exposée.

III.2.5. Analyse des caractéristiques géotechniques :

III.2.5.1. Analyse des résultats des essais au laboratoire :

- **Analyse granulométrique :**

Les résultats de l'essai granulométrique des échantillons (conformément à NF P94-041/NF P94-056/ NF P94-057) sont comme suit :

N° de sondage	Profondeur d'échantillonnage (m)	Symbole Lithologique	Pourcentage de masse tamisée (%) (mm)								
			50	20.0	5.0	2.0	0.4	0.2	0.08	0.02	0.002
GS02	**4.70-4.90**	**At**	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	98.1		
GS02	**9.80-10.00**	**Ap**	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	94.5		
GS02	**18.80-19.00**	**Ap**	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	95.4		
GS03	1.40-2.30	At	**100.0**	**100.0**	**100.0**	**100.0**	**100.0**	**100.0**	**95.5**		
GS03	4.50-5.10	**At**	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	97.1		
GS03	7.60-8.20	**AG**	87.5	68.2	62.2	59.8	57.2	54.9	50.7	40.3	18.3
GS03	12.00-12.30	**At**	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	97.5		
GS03	16.00-16.30	**Ap**	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	95.2		
GS04	1.40-2.00	**Ap**	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	96.9		
GS04	4.50-5.10	**At**	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	95.6		
GS04	6.00-6.90	**Ap**	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	95.8		

Tableau III.1 : *les essais granulométrique des échantillons*

➢ **Limites d'ATTERBERG :**

Les échantillons ont été prélevés afin de déterminer les limites d'Atterberg (spécifications de référence : NF P94-050 / NF P94-051), et les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

sondage	Profondeur (m)	Symbole Lithologique	e_0	Teneur en eau, limite					GTR
				W (%)	WL (%)	WP (%)	IP (%)	IC	
GS02	4.70-4.90	At	0.947	31.0	59.3	24.7	34.6	0.82	**A3h**
GS02	9.80-10.00	Ap	0.576	18.6	45.9	20.3	25.6	1.07	**A3m**
GS02	14.90-15.10	Ap	0.624	19.9	46.8	20.9	25.9	1.04	**A3m**
GS02	18.80-19.00	Ap	0.552	17.4	46.0	18.2	27.8	1.03	**A3m**
GS03	1.40-2.30	At	0.679	22.1	57.0	21.0	36.1	0.97	**A3h**
GS03	3.00-3.60	At	0.664	21.6	50.7	20.0	30.7	0.95	**A3h**
GS03	4.50-5.10	At	0.680	24.0	50.5	22.6	28.0	0.95	**A3h**
GS03	6.00-6.60	At	0.746	29.5	51.6	21.1	30.6	0.72	**A3th**
GS03	7.60-8.20	AG		18.9	43.5	18.2	25.3	0.97	**A3h**
GS03	9.60-10.20	Ap	0.600	19.3	45.8	19.4	26.4	1.00	**A3m**
GS03	12.00-12.30	At	0.673	22.9	51.2	22.9	28.2	1.00	**A3m**
GS03	14.00-14.30	At	0.654	20.9	51.6	21.4	30.2	1.02	**A3m**
GS03	16.00-16.30	Ap	0.616	18.7	44.3	18.7	25.6	1.00	**A3m**
GS04	1.40-2.00	Ap	0.586	19.4	47.9	18.8	29.1	0.98	**A3h**
GS04	3.00-3.60	At	0.703	22.6	56.4	21.1	35.4	0.96	**A3h**
GS04	4.50-5.10	At	0.619	20.7	55.6	19.5	36.2	0.97	**A3h**
GS04	6.00-6.90	Ap	0.544	16.1	39.5	18.7	20.8	1.13	**A2m**

Tableau III.2 : *les limites d'ATTERBERG.*

➢ **Essai mécanique :**

Afin de déterminer les caractéristiques mécaniques du sol de fondation, les échantillons du sol ont été compactées (spécification de référence : NF P94-090-1/NF P94-071-1). Les résultats sont détaillés ci-après:

sondage	Profondeur (m)	Type du sol	ρd (g/cm^3)	C'P (KPa)	Φ'P (°)	C'f (KPa)	Φ'f (°)	C_{uu} (KPa)	Φ_{uu} (°)	C_{cd} (KPa)	Φ_{cd} (°)
GS02	4.7-4.9	At	1.41					46	5.2	40	**12.2**
GS02	9.8-10.0	Ap	1.75					61	25.4	53	**23.6**
GS02	470~4.90	Atp	1.41					46	5.2	40	**12.2**
GS02	9.8~10.0	Ap	1.75					61	25.4	53	**23.6**
GS02	14.9~15.1	RM	1.69					89	19.6	59	**17.4**
GS03	1.4-2.3	At	1.64					87	11.05		
GS03	3.0-3.6	At	1.65							58.0	**12.39**
GS03	4.5-5.1	At	1.64					40	9.56		
GS03	6.0-6.6	At	1.58	45	12.4	5	11.9				
GS03	9.6-10.2	Ap	1.72							57.0	**25**
GS03	12.0-12.3	At	1.64					80	10.62		
GS04	1.40-2.00	Ap	1.73					82	27.2	68	**18.8**
GS04	3.00-3.60	At	1.62							44	**19.7**
GS04	4.50-5.10	At	1.70	68	19.7	27	10.1	86	21.2		
GS04	**6.00-6.90**	Ap	1.77							66	25.5

Tableau III.3 : *Caractéristiques mécaniques du sol.*

Afin de déterminer les caractéristiques de gonflement du sol de fondation, les échantillons du sol ont été faits l'objet de l'essai dégonflement (spécification de référence : NF P94-090-1/NF P94-071)Les résultats sont détaillés ci-après :

Sondage	Profondeur (am)	Symbole Lithologique	Rapport de gonflement Rg(10^{-2})	Action de Gonflement δg	Observation
GS02	4.7-4.9	At	1.72	250	**Gonflement moyen**
GS02	**9.8-10.0**	**Ap**	**5.34**	**325**	**Gonflement fort**

Tableau III.4 : *caractéristiques de gonflement du sol.*

III.2.5.2 Analyse des résultats d'essais en place :

- **Essai au pénétromètre dynamique lourd :**

L'essai consiste à enfoncer dans le sol par battage un train de tiges terminé par une pointe métallique.

Le pénétromètre dynamique type 《TYPE B》selon la référence : NF P94-115. Les pénétrogammes obtenus indiquent une variation de la résistance qui augmente avec la profondeur.

N° de couche	Symbole Lithologique	Résistance dynamique		
		Rd min (MPa)	Rd max (MPa)	Rd moy (MPa)
02	At	1.2	7.2	2.9
03	At	0.5	7.5	3.3
04	At	2.8	13.9	8.5
05	RM	10.1	12.7	11.4

Tableau III.5 : *Résistance dynamique.*

➢ **Essai Pressiometrique :**

L'essai Pressiometrique Ménard est un essai de chargement du sol In-situ. Il consiste dilater radialement au sein du sol une sonde cylindrique et à déterminer la relation entre la pression appliqué sur le sol selon un programme de chargement imposé et le déplacement de la paroi de la sonde, pour calculer la portance de la fondation.
L'essai pressiométrique selon la référence : NF P94-110.

Selon les résultats des essais pressiométrique peuvent obtenir:

N^0 de couche	**Symbole du sol**	**PI(MPa)**	**E(MPa)**	**Catégorie**	**Sols**
3	At	**0.370-0.428**	1.410-4.956	I	**Argiles plastiques**
4	At	**0.594-1.711**	17.102-40.412	II	**Argiles raides**
5	RM	**1.768-4.770**	33.218-114.921	II	**Marnes**

Tableau III.6 : *résultats des essais pressiométrique.*

III.2.6. Caractéristiques géotechniques :

III.2.6.1. Caractéristiques physiques et mécanique :

- ***Caractéristiques physiques :***

N^0 de couche	Symbole du sol	Paramètre	Nombre de valeurs	Valeur min	Valeur max	Valeur moyenne
01	At gris brunâtre.etc	ρd (g/cm^3)	3	1.64	1.65	**1.64**
		ρh (g/cm^3)	3	2.00	2.03	**2.01**
		e0	3	0.664	0.680	**0.674**
		W (%)	3	21.6	24.0	**22.6**
		WL (%)	3	50.54	57.03	**52.76**
		WP (%)	3	19.99	22.59	**21.18**
		Ip (%)	3	27.95	36.08	**31.59**
		Ic	3	0.95	0.97	**0.96**
02	At gris brunâtre.etc	ρd (g/cm^3)	1	1.58	1.58	**1.58**
		ρh (g/cm^3)	1	2.04	2.04	**2.04**
		e0	1	0.746	0.746	**0.746**
		W (%)	1	29.5	29.5	**29.5**
		WL (%)	1	51.6	51.6	**51.6**
		WP (%)	1	21.1	21.1	**21.1**
		Ip (%)	1	30.6	30.6	**30.6**
		Ic	1	0.72	0.72	**0.72**
03	At gris brunâtre.etc	ρd (g/cm^3)	4	1.41	1.73	**1.61**
		ρh (g/cm^3)	4	1.85	2.07	**1.99**
		e0	4	0.586	0.947	**0.714**
		W (%)	4	19.4	31.0	**23.4**
		WL (%)	4	47.94	59.31	54.84

N^0 de couche	**Symbole du sol**	**Paramètre**	**Nombre de valeurs**	**Valeur min**	**Valeur max**	**Valeur moyenne**
		WP (%)	4	18.80	24.69	**21.01**
		Ip (%)	4	29.15	36.15	**33.83**
		Ic	4	0.82	0.98	**0.93**
04	At jaune brunâtre	ρd (g/cm^3)	3	1.64	1.75	**1.70**
		ρh (g/cm^3)	3	2.02	2.07	**2.05**
		e0	3	0.576	0.673	**0.616**
		W (%)	4	18.6	22.9	**19.9**
		WL (%)	4	43.45	51.17	**46.57**
		WP (%)	4	18.20	22.94	**20.22**
		Ip (%)	4	25.25	28.22	**26.35**
		Ic	4	0.97	1.07	**1.01**
05	RM en couleur livide	ρd (g/cm^3)	5	1.66	1.77	**1.72**
		ρh (g/cm^3)	5	2.01	2.08	**2.04**
		e0	5	0.544	0.654	**0.598**
		W (%)	5	16.1	20.9	**18.6**
		WL (%)	5	39.52	51.55	**45.64**
		WP (%)	5	18.18	21.37	**19.58**
		Ip (%)	5	20.79	30.18	**26.07**
		Ic	**5**	**1.00**	**1.13**	**1.04**

Tableau III.7 : *Caractéristiques physiques du sol.*

- ***Caractéristiques mécanique** :*

N de couche	Symbole du sol	Paramètre	Nombre de valeurs	Valeur min	Valeur max	Valeur moyenne	Ecart type, s	Valeur caractéristique	
								x 5% (-)	**x 5% (+)**
01	At	C_{uu}(KPa)	2	15.00	15.00	15.00	33.02	25.37	101.95
		Φ_{uu}(°)	2	5.00	5.00	5.00	1.05	9.08	11.52
		C_{CD}(KPa)	1	45.00	45.00	45.00	-	-	-
		Φ_{CD}(°)	1	12.39	12.39	12.39	-	-	-
02	At	C'p(KPa)	1	45	45	45	-	-	-
		Φ'p (°)	1	12.4	12.4	12.4	-	-	-
		C'f (KPa)	1	5	5	5	-	-	-
		Φ'f (°)	1	11.9	11.9	11.9	-	-	-
03	At	Pc	2	100.0	180.0	140.00	56.57	74.40	205.6
		Cc	2	0.14	0.16	0.15	0.02	0.13	**0.17**
		Cg	2	0.045	0.048	0.047	0.002	0.044	**0.049**
		Cv(10^{-2} cm^2/s)	2	1.5	1.7	1.6	0.1	1.4	**1.8**
		C'p(KPa)	1	68	68	68	-	-	-
		Φ'p (°)	1	19.7	19.7	19.7	-	-	-
		C'f (KPa)	1	27	27	27	-	-	-
		Φ'f (°)	1	10.1	10.1	10.1	-	-	-
		C_{uu}(KPa)	3	46.3	86.0	71.4	21.8	50.8	**92.1**
		Φ_{uu}(°)	3	5.16	27.2	17.9	11.4	7.1	**28.6**
		C_{CD}(KPa)	4	40	68	54.4	14.5	42.6	**66.4**
		Φ_{CD}(°)	4	25.5	12.2	19.1	5.4	14.6	**23.5**
		Rg (10^{-2})	1	1.717	1.717	1.717			
		δg (kPa)	1	250	250	250			
04	At	C_{uu}(KPa)	2	61.2	80.0	70.6	13.3	55.2	**86.0**
		Φ_{uu}(°)	2	10.6	25.4	18.0	10.4	5.9	**30.1**
		C_{CD}(KPa)	2	57.0	52.6	54.8	3.1	51. 1	58.4

N° de couche	Symbole du sol	Paramètre	Nombe de valeurs	Valeur min	Valeur max	Valeur moyenne	Ecart type, s	Valeur caractéristique	
								x 5% (-)	**x 5% (+)**
		Φ_{CD}(°)	2	23.6	25.0	24.3	1.0	23.1	**25.5**
		Rg (10^{-2})	1	5.34	5.34	5.34	-	-	-
		δg (kPa)	1	325	325	325	-	-	-
05	RM	C_{uu}(KPa)	1	89.0	89.0	89.0	-	-	-
		Φ_{uu}(°)	1	19.6	19.6	19.6	-	-	-
		C_{CD}(KPa)	1	59.0	59.0	59.0	-	-	-
		Φ_{CD}(°)	1	17.4	17.4	17.4	-	-	-

Tableau III.8 *: Caractéristiques mécaniques du sol.*

- ***Caractéristiques géotechniques :***

(1) ***Argile très plastique (terrain glissent)（At）:*** épaisseur de 6.6 m, homogène, très ferme, ρd=1.64 g/cm3, sol est dense ; Ip=31.95 %， argile très plastique；Ic=0.96, très ferme ; Cuu=15 kPa, Φuu=5°, C_{CD}=45 kPa, Φ_{CD}=12.39°, nature de cisaillement est faible, développement d'un grand nombre de fissures dans le sol, la structure lâche, des fortes perturbations, est le corps de glissement.

- ✓ selon GTR, classé en A3h, la plasticité de la couche est élevée, pour remblais, il y a le risque de glissement et la possibilité d'augmentation de remblai, elles sont des déchets, ne peuvent pas être utilisées comme des matériaux de remblais.

(2) ***Argile très plastique（At）:*** épaisseur de 10 cm, homogène, dur, surface de la rupture, ρd= 1.58 g/cm3, sol est légèrement humide；Ip=30.6%， argile très plastique；Ic=0.72，dur ；C'p=45 kPa，Φ'p=12.4°，C'f=5 kPa，Φ'f=11.9°，nature de cisaillement est faible.

- ✓ selon GTR, classé en A3h, la plasticité de la couche est élevée, pour remblais, il y a le risque de glissement et la possibilité d'augmentation de remblai, elles sont des déchets, ne peuvent pas être utilisées comme des matériaux de remblais.

(3) ***Argile très plastique:*** **（*At*）：** épaisseur de 5.2～6.1 m homogène, dur, ρd=1.61g/cm3，sol est dense；Ip=33.83%，argile très plastique；Ic=0.93，dur；Pc=100~180，les sols ultra consolidés；Cc=0.15，e_0=0.714，Cc/(1+e0)=0.09 ，une compression moyenne；δg=250kPa，un gonflement moyenne；C'p= 68 kPa，Φ'p=19.7°，C'f=27 kPa，Φ'f=10.1°，Cuu=70.6 kPa，Φuu=18°，CCD=54.8 kPa，ΦCD=24.3°，nature de cisaillement est faible

- ✓ Selon GTR, classé en A3h, la plasticité de la couche est élevée, pour remblais, il y a le risque de glissement et la possibilité d'augmentation de remblai, elles sont des déchets, ne peuvent pas être utilisées comme des matériaux de remblais.

(4) ***Argile très plastique*** **（*At*）：** épaisseur de 7.4～12 m hétérogène, en contenant des cailloux gréseux,d ur, ρd= 1.70g/cm3，sol est dense；Ip=26.35%，argile très plastique Ic=1.01 dur；δg =325kPa，un gonflement fort ;Cuu=70.6kPa, Φuu=18.0° , C_{CD}=54.8 kPa Φ_{CD}=24.3°, nature de cisaillement est faible；

- ✓ Selon GTR, classé en A3h、A3m, la plasticité de la couche est élevée, pour remblais, il y a le risque de glissement et la possibilité d'augmentation de remblai, elles sont des déchets, ne peuvent pas être utilisées comme des matériaux de remblais.

(5) Marne（RM）：Cette couche n'est pas exposée. Molle, c'est facile de désagréger les roches en présence d'eau et ainsi l'apparition des fissures après séchage, dur, ρd= 1.72g/cm3, sol est dense Ip=26.07%，argile très plastique；Ic=1.04

III.2.7. Caractères de la déformation du glissement :



Figure III.5 : *Vue générale du glissement.*

La déformation du glissement est significative, l'aile arrière est déplacée de haut en bas atteint 1.0-1.2m， voir 3 ~ 4m au maximum horizontalement, il y a encore un développement de déformation de glissement de terrain, glisser fissures du corps nuages. Le corps de glissement après le glissement s'est produit en même temps deux fissures, il y a le risque du glissement avance en arrière.



Figure III.6 : *Aile arrière de glissement.*



Figure III.7 : *Fissures après le glissement.*

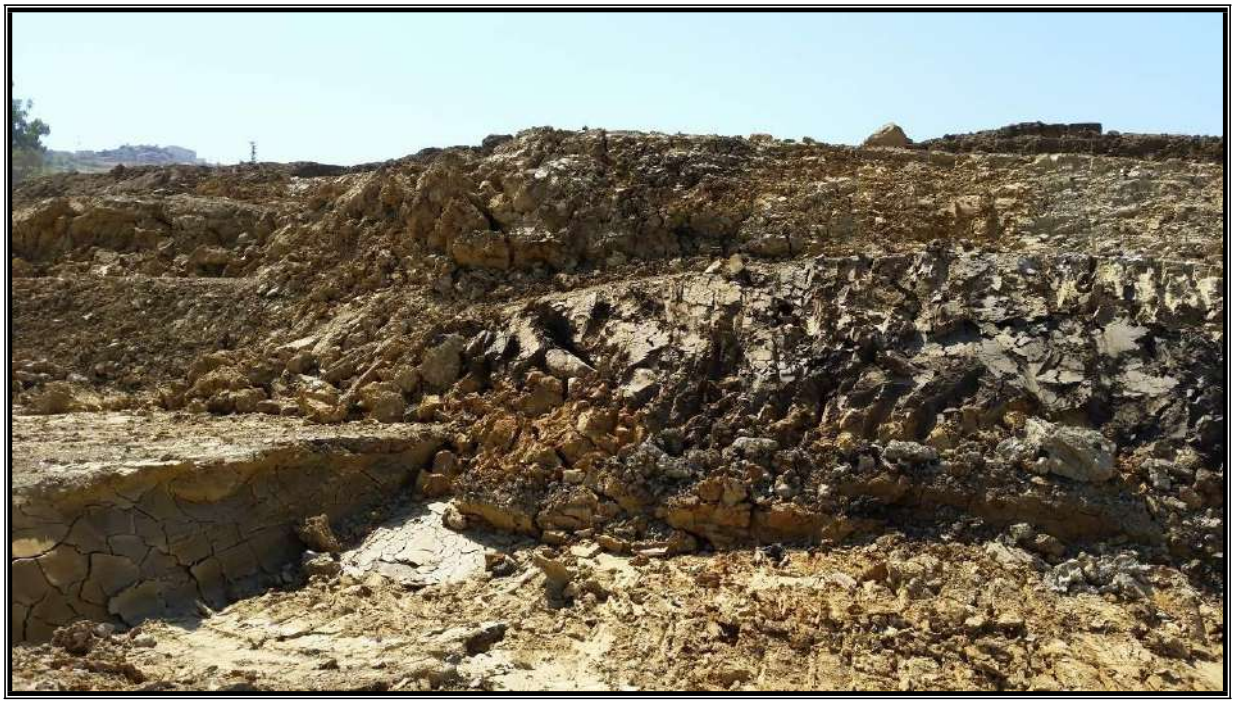


Figure III.8 : *Aile avant de glissement.*

III.3. CONCLUSION:

Ce chapitre nous a permis d'une part d'extraire toutes les informations nécessaires ; caractéristiques physiques et mécaniques, les épaisseurs des différentes couches et ses descriptions lithologiques…..etc. qui sont très importantes dans le chapitre suivant.

Et d'autre part de connaitre les différentes causes et les différents paramètres qui influencent ce glissement :

- ***Eau souterraine***

Au cours de reconnaissance de cinq sondages profonds, ils ont constaté les eaux souterraines, dont GP01 profondeur est de 1.0 m, GP05 profondeur est de 2.0 m

- ***Causes du glissement***

Zone de glissement est située au nord de l'échangeur de Médéa , terrain de pente est unique, l'ouest en haut et l'est en bas, la pente naturelle de la surface est de 10-15 °, couvrant la structure de la lithologie est l'argile très plastique, la fondation est la marne, l'épaisseur d'argile très plastique est 14.80-16.60 m, selon la nature physique et mécaniques et les résultats d'essai in situ, diviser les couches en couche supérieure et en couche inférieure (voir ci-dessus 03, 04),pour la troisième couche est l'argile très plastique, la teneur en eau naturel est de 23,4%, la valeur maximale est de 31,0%, la valeur moyenne de limite nette pressiomérique est de 0.34MPa , la valeur moyenne de nombre de coups de l'essai SPT est 7.7, la valeur moyenne de la teneur en eau est de 19.9%, la valeur maximale est de 22.9%, la valeur moyenne de limite nette pressiométrique est de 0.96 MPa ; la valeur moyenne de nombre de coups de l'essai SPT est 21.1

Etant donné que la portance de la fondation n'est pas suffisante, le traitement d'excavation, substitution et drainage doit être effectué. Il n'a pas trouvé d'eau souterraine au cours d'excavation, et la condition géologique globale est stable. Mais il est constaté l'affleurement de l'eau souterraine dans la zone, le glissement du talus est provoqué par la nappe d'eau qu'on retrouve de 1 à 5 m selon la position en plan et les travaux de terrassemt.

CHAPITRE IV:

VERIFICATION DE LA STABILITE DU SITE ET PROPOSITION D'UN PROCEDE DE CONFORTEMENT

IV.1. INRODUCTION :

La vérification de la stabilité de glissement a été réalisé par des calculs de stabilité à l'aide du logiciel de calcul « **TALREN4 v2.0.4** ». Les analyses de stabilité ont été réalisées en considérant le profil passant par l'axe du glissement probable, ainsi que la nature et les propriétés mécaniques et physique des sols en places.

La surface de glissement la plus critique a été obtenue en déterminant la surface dotée du coefficient de sécurité minimal parmi une série de surfaces de glissement probables.

IV.2. Présentation du logiciel de calcul (*TALREN 4 v2.0.4*) :

Il s'agit d'un logiciel permettant la vérification de la stabilité des ouvrages géotechniques, avec ou sans renforcements. Le code permet d'étudier les pentes naturelles, les talus en déblais/remblais, les ouvrages en terre et les digues, en prenant en compte différents types de renforcements (tirants précontraints, clous, pieux et micro pieux, géotextiles, géogrilles, terre armée et bandes en polymères).

IV.2.1. Les principales caractéristiques de *TALREN 4* :

IV.2.1.1 L'interface graphique interactive :

L'interface de TALREN 4 est une interface graphique interactive, développée en fonction des principes suivants :

• la plupart des manipulations, en particulier le dessin de la coupe, peuvent être effectuées à l'aide de la souris. Il est également possible de visualiser et de modifier les propriétés des différents éléments (données et résultats) à l'aide du bouton droit de la souris.

• le logiciel TALREN 4 propose une visualisation graphique chaque fois que c'est possible : les courbes d'anisotropie, ou les contraintes le long de la surface de rupture sont 2 exemples d'affichage graphique proposés.

• Les données non nécessaires ne sont pas affichées : par exemple, si aucun clou n'est défini, la saisie de qs clous n'est pas nécessaire : cette donnée est donc "cachée" dans ce cas.

• Chaque donnée n'est saisie qu'une et une seule fois, pour garantir une grande fiabilité et limiter les manipulations nécessaires en cas de modification des données.

• De nombreux assistants (jeux de pondérations/sécurité partiels) et bases de données (Sol, renforcements) sont disponibles.

Les différentes manières d'utiliser cette interface graphique sont détaillées dans la partie suivante.

IV.2.1.1.1. Les différentes options pour la manipulation de l'interface :

- ***Le menu, les barres de boutons et le navigateur :***

Le menu, dont l'arborescence complète est illustrée sur la Figure 8, comporte les rubriques principales suivantes :

- Fichier
- Edition
- Affichage
- Données
- Phases et situations
- Calcul et résultats
- Options
- Aide

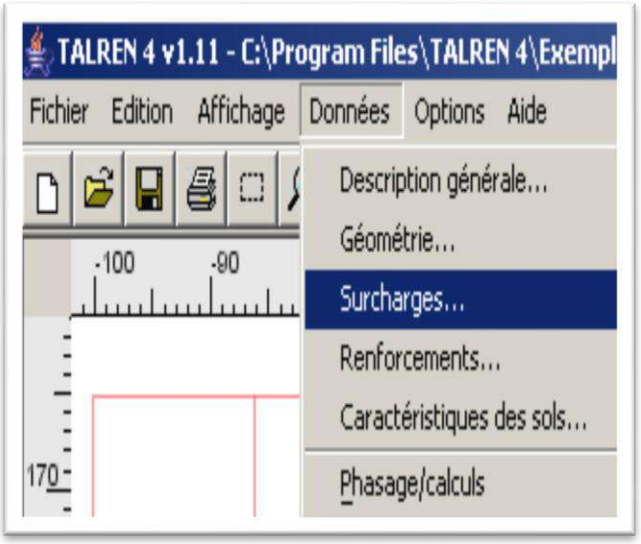


Figure VI.1 : *exemple du menu Données.*

- ***La barre de boutons principale :***

Les boutons ci-dessus correspondent dans l'ordre aux fonctions suivantes :

- Nouveau fichier ;
- Ouvrir un fichier ;
- Enregistrer un fichier ;
- Imprimer ;
- Zoom sur une fenêtre définie par l'utilisateur ;
- Zoom avant ;
- Zoom arrière ;
- Copier dans le presse-papier l'élément sélectionné ;
- Capture d'écran ;
- Commentaires généraux.

Les boutons comportent chacun une légende, qui s'affiche lorsque la souris passe dessus.



Figure IV.2 : *la barre de boutons principale.*

- ***Les barres de boutons contextuelles :***

Les barres de boutons contextuelles "Données" d'une part, et "Phasage/Calculs" d'autre part, ne sont pas affichées simultanément. Est affichée celle qui correspond au mode "actif" du logiciel.

Dans tous les cas, les boutons comportent chacun une légende qui s'affiche lorsque la souris passe dessus.



Figure IV.3 : *la barre de boutons contextuelle "Données".*

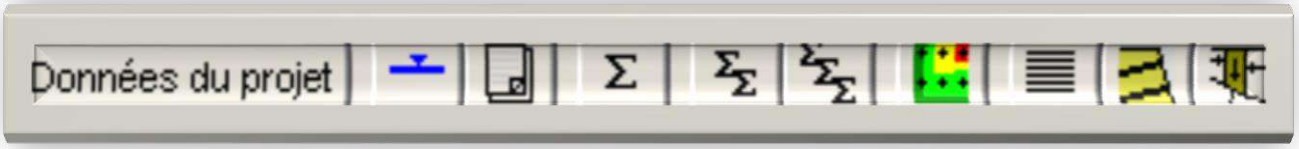


Figure IV.4 : *la barre de boutons contextuelle "Phasage/Calculs".*

Les boutons ci-dessus correspondent dans l'ordre aux fonctions suivantes :

- Basculement en mode "Données" ;
- Définition des conditions hydrauliques (ouverture d'une boîte de dialogue) ;
- Propriétés de la situation sélectionnée (ouverture d'une boîte de dialogue) ;
- Calcul de la situation sélectionnée ;
- Calcul de toutes les situations de la phase sélectionnée ;
- Calcul de toutes les situations pour toutes les phases ;
- Configuration de l'affichage graphique des résultats (ouverture d'une boîte de dialogue, accessible seulement si des résultats sont disponibles pour la situation affichée).
- Résultats détaillés par surface (ouverture d'une boîte de dialogue, accessible seulement si des résultats sont disponibles pour la situation affichée) ;
- Efforts dans les renforcements (ouverture d'une boîte de dialogue, accessible seulement si des résultats sont disponibles pour la situation affichée) ;
- Résultats détaillés par tranches (ouverture d'une boîte de dialogue, accessible seulement si des résultats sont disponibles pour la situation affichée).

- ***Tableau récapitulatif des caractéristiques de sol :***

Cette option ouvre une fenêtre dans laquelle est affiché un tableau récapitulatif de tous les jeux de caractéristiques définis. Toutes les caractéristiques figurent dans le tableau, excepté les caractéristiques "complexes" du type anisotropie de cohésion et d'angle de frottement, pour lesquelles il est simplement indiqué qu'elles sont définies par plusieurs valeurs.

Le tableau peut être déplacé, et peut être conservé à l'écran pendant que l'utilisateur continue à travailler dans Talren 4.

L'utilisateur ne peut modifier aucune donnée dans le tableau. S'il souhaite le faire, il doit passer par "Données" et "Caractéristiques de sol" (menu ou bouton).

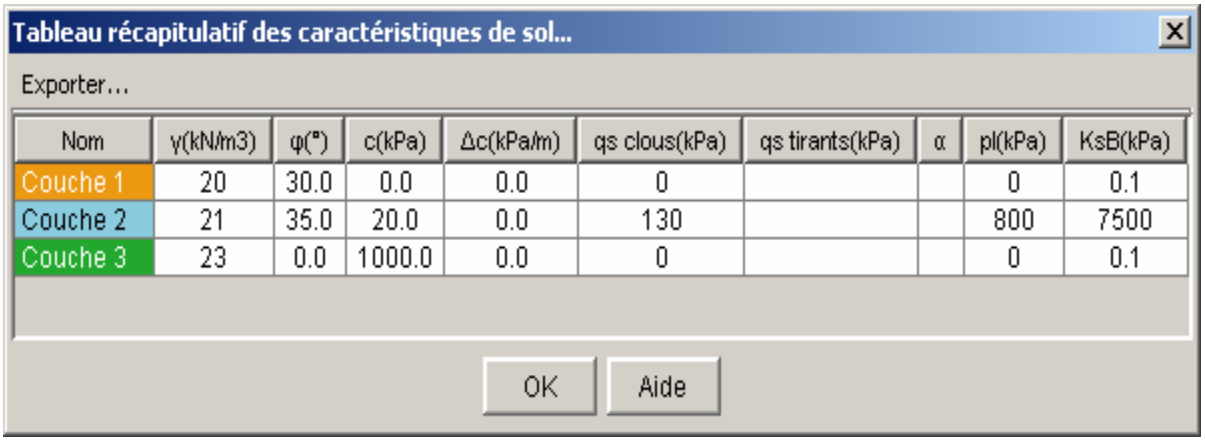


Figure IV.5 : *exemple de tableau récapitulatif des couches de sol.*

- ***Tableau récapitulatif des renforcements :***

Cette option ouvre une fenêtre dans laquelle sont affichés 4 tableaux récapitulatifs de tous les renforcements définis, accessible par des onglets (un tableau par type de renforcement : clous, tirants, bandes et butons), Seuls les types de renforcements pour lesquels des éléments ont été définis dans le projet sont présentés.

Si aucun renforcement n'est défini dans le projet, l'option "Tableau récapitulatif des renforcements" est grisée dans le menu "Affichage".

Le tableau peut être déplacé, et peut être conservé à l'écran pendant que l'utilisateur continue à travailler dans Talren 4.

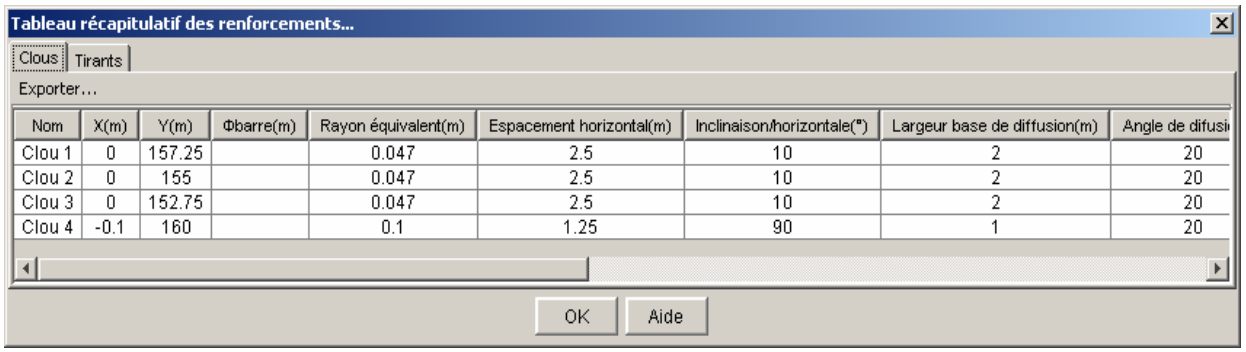


Figure IV.6 : *exemple de tableau récapitulatif des renforcements.*

Une case à cocher dans la fenêtre permet à l'utilisateur de choisir s'il souhaite afficher tous les renforcements définis, ou seulement ceux qui sont actifs dans la phase courante. En mode "Données", l'utilisateur n'a pas le choix : tous les renforcements définis sont affichés.

L'utilisateur ne peut modifier aucune donnée dans les tableaux. S'il souhaite le faire, il doit passer par "Données" et "Renforcements" (menu ou boutons).

IV.2.1.2. Gestion du phasage :

TALREN 4 permet d'étudier des projets, et non plus seulement des coupes, c'est-à-dire que la gestion du phasage d'exécution est intégrée au logiciel : à partir d'une coupe initiale (qui doit comporter tous les éléments qui seront utilisés dans le phasage : lignes géométriques, caractéristiques des sols, surcharges, renforcements), il est possible de définir dans le même fichier plusieurs phases d'exécution successives (chaque phase correspondant à une coupe du projet) :

- activation/désactivation d'éléments de sols, surcharges, ou renforcements,
- modification de certaines caractéristiques de sols,
- modification des conditions hydrauliques.

Il n'est donc plus nécessaire de créer plusieurs fichiers pour étudier les phases successives d'un même projet.

D'autre part, il est possible de définir plusieurs situations de calcul pour une même phase. Les situations peuvent se distinguer les unes des autres principalement par :

- une méthode de calcul différente,
- un jeu de coefficients de sécurité/pondération partiels différent,
- des conditions sismiques différentes,
- une définition des surfaces de rupture différente.

Il est ainsi possible, par exemple, pour une même phase de calcul (donc une même coupe) de vérifier la stabilité de plusieurs types de surfaces de rupture (plusieurs points de passage pour des cercles par exemple), ou de comparer la situation fondamentale et la situation avec séisme.

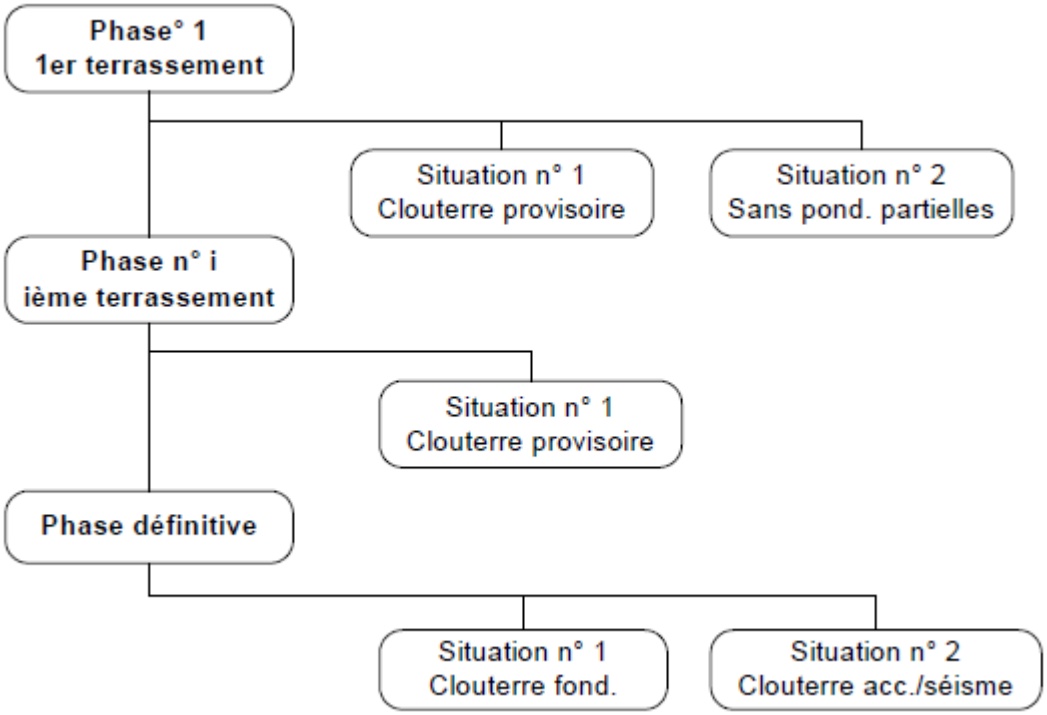


Figure IV.7 : *gestion des phases et situations.*

Chaque calcul porte sur une situation de calcul d'une phase d'exécution, Les calculs pour chaque situation de chaque phase sont indépendants des calculs des autres situations et autres phases. Par exemple, le résultat du calcul pour la situation m de la phase n ne dépend ni des résultats de la phase n-1 ni des résultats de la situation m-1 ni d'aucun autre résultat.

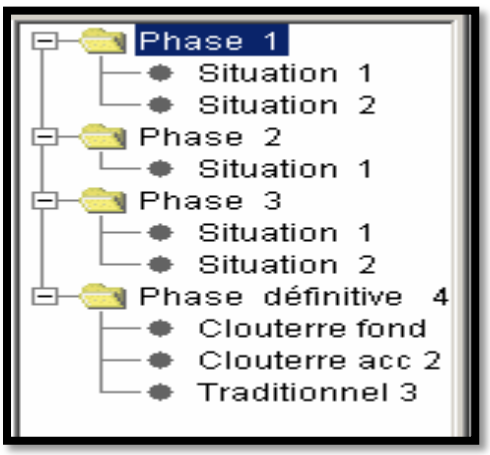


Figure IV.8 : *navigateur des phases et situations.*

Il faudra donc lancer autant de calculs pour un fichier projet que de situations définies pour toutes les phases du fichier projet.

IV.2.1.3. Les conditions hydrauliques :

On accède à la définition des conditions hydrauliques par le menu "Phases et situations" puis l'option "Conditions hydrauliques pour la phase sélectionnée", soit par la même option dans le menu contextuel (clic droit sur le libellé d'une phase),

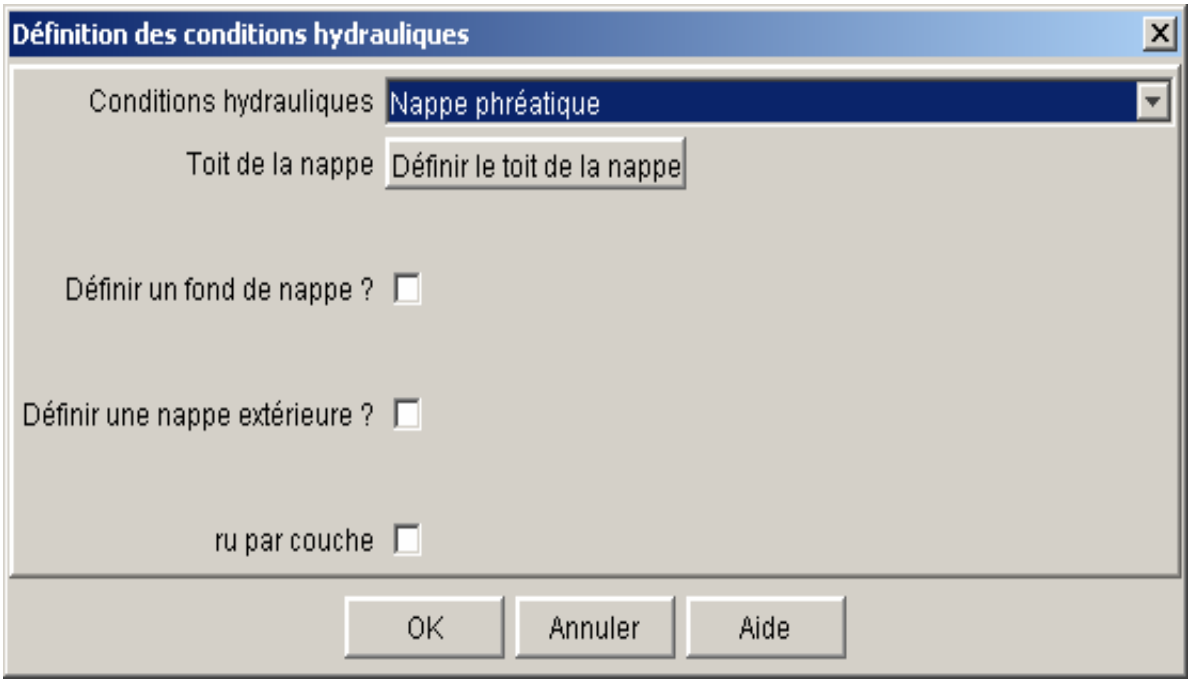


Figure IV.9 : *définition d'une nappe phréatique.*

Il suffit de choisir l'option "Nappe phréatique" puis de cliquer sur le bouton "Définir le toit de la nappe". Une nouvelle boîte de dialogue s'ouvre alors et permet de saisir les points définissant la surface de la nappe.

IV.2.1.4. Méthode de calcul de la stabilité des pentes *(TALREN 4) :*

- *Méthode de Fellenius :*

La méthode de Fellenius a été appliquée, à l'origine, aux surfaces de rupture circulaire. A l'origine, la méthode ne sépare pas l'effet de l'eau dans les relations inter tranches, et ne considère pas de forces extérieures (Σ Next = 0).

Exprimée sous la forme habituelle d'une sommation sur des tranches discrètes, de largeur bi :

$$F_{Fel} = \frac{\sum_{i=1}^{n}\left(\frac{C_i}{F_{ci}} + \left[F_{s1}.\gamma_i.h_i.cos^2.\alpha_i - u_i + \frac{dU_i}{b_i}.sin\alpha_i.cos\alpha_i\right].\frac{tan\emptyset_i}{F_{\emptyset i}}\right).\frac{b_i}{cos\alpha_i}}{F_{s3}.\left(\sum_{i=1}^{n}[F_{s1}.\gamma_i h_i.b_i.sin\alpha_i] + \sum\frac{M_{ext}}{R}\right)}$$

- *Méthode de Bishop simplifiée :*

La méthode de Bishop simplifiée pose comme hypothèse : dT = 0. Elle s'applique initialement à des surfaces de rupture circulaires, et de la même façon que pour Fellenius, le coefficient de sécurité s'exprime aussi sous la forme :

$$F_{Bish} = \frac{Moment\ résistant}{F_{s3}.Moment\ moteur}$$

La solution du système est obtenue en éliminant σ et en introduisant l'expression de τ ainsi calculée (sachant que, comme pour Fellenius, le moment de σ est nul par rapport au centre du cercle). Il vient :

$$F_{Bish} = \frac{\int\left(\frac{\frac{c}{F_c} + (F_{s1}.\gamma.h - u).\frac{tan\emptyset}{F_\emptyset}}{1 + \frac{tan\ \alpha.\ tan\emptyset}{F_{Bish}.\ F_{s3}.\ F_\emptyset}}\right)}{F_{s3}.\left(\int F_{.s1}.\gamma.h.sin\alpha.dx + \sum\frac{M_{est}}{R}\right)}$$

Où Σ Mext est le moment résultant des forces extérieures.

- ***Méthode des perturbations :***

La méthode dite des "perturbations" mise au point par Raulin, Rouques, Toubol (1974) est une méthode de calcul en rupture non circulaire de forme quelconque. L'hypothèse complémentaire qui la caractérise porte sur la valeur de la contrainte normale effective. Celle-ci est exprimée en fonction de la contrainte normale effective déduite de la méthode de Fellenius, par la relation :

$$\sigma'_{pert} = \sigma_{pert} - u = (\sigma_{Fel} - u).(\lambda + u.tan^{n}.\alpha)$$

Le développement des équations conduit à :

$$\int \left([\sigma'_{Fel.}(\lambda + u.tan^{n}.\alpha) + u].\left(\tan\alpha - \frac{\tan\emptyset}{F\emptyset^{*}}\right) - \left(\frac{c}{F_c^{*}} + \frac{u.\tan\emptyset}{F\emptyset^{*}}\right)\right).dx - (E'_1 - E'_0) - (U_1 - U_0) = 0$$

Cette méthode donne des résultats très proches de ceux de la méthode de Bishop lorsqu'elles sont comparées sur des cas de rupture circulaire, et La méthode n'est pas applicable au cas d'une rupture plane (ou rupture par "coin de glissement"),

IV.3. Analyse de la stabilité de talus :

IV.3.1. Données géotechniques :

Un calcul à rebours de stabilité du talus est fait en prenant un profil représentatif du PK21+000, et la position du glissement est définie selon l'enquête et les reconnaissances géologiques.

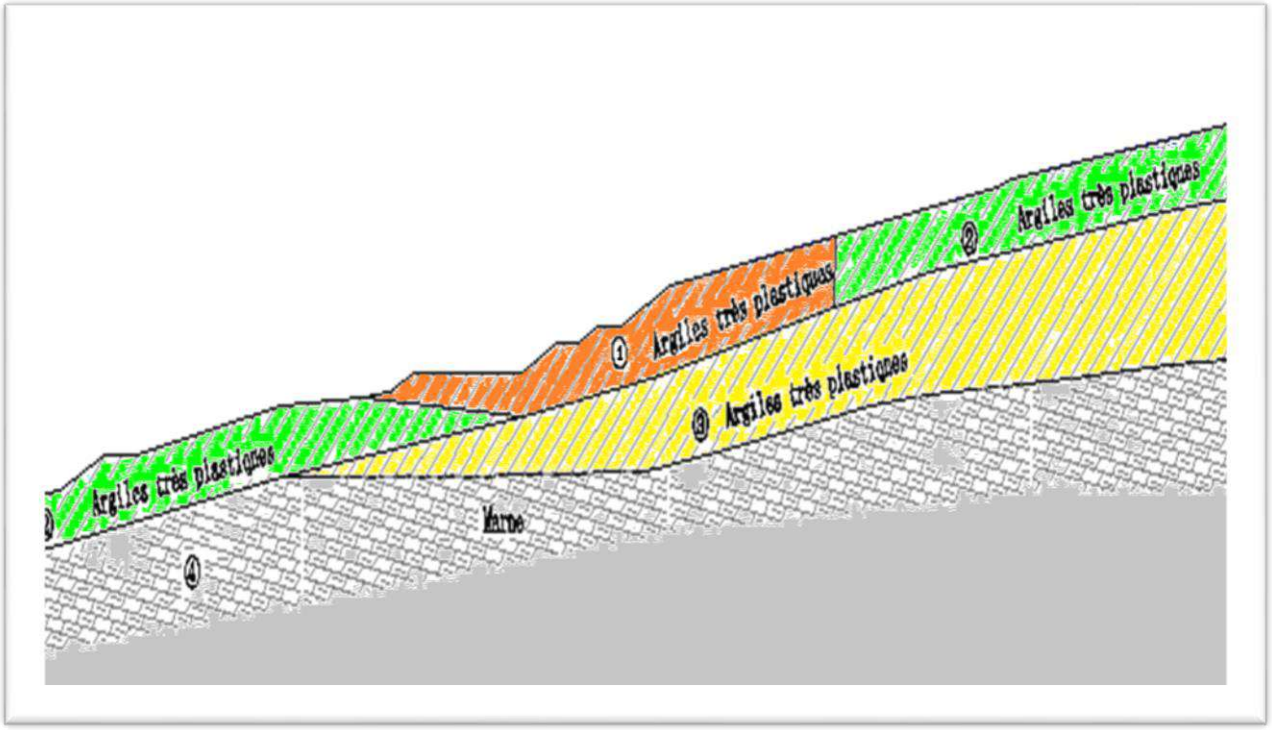


Figure IV.10 : *schéma de calcul.*

(0) T.V – épaisseur = 0.6 m

(1) Couche d'argile brune : épaisseur = 1- 1.9 m

(2) Couche d'argile brunâtre renfermant des blocs de grès : épaisseur = 1.7 – 3.4 m

(3) Couche d'argile jaune renfermant des blocs de grès : épaisseur $>$ 1.5 m

(4) Marnes.

Sur la base de l'enquête, de reconnaissance, de test sur site et des essais au laboratoire, les indices physiques et mécaniques adoptées des différentes couches définis par les règles de classification des terrains, les expériences des travaux et les résultats de calcul inverse de la stabilité du talus sont résumées comme suit :

Tableau IV.1: *valeurs adoptées des indices physique et mécaniques.*

N°	Symbole lithologique	γ (g/cm^3)	C (KPa)	φ (°)	Remarque
1	Argiles très plastiques (terrain glissé)	1.90	15	5	At
2	Argiles très plastiques	1.95	15	5	At
3	Argiles très plastiques	2.05	36	10	At
4	Marne	2.10	60	22	RM

- **Méthode d'analyse de calcul :**

Bishop : Quand la surface de rupture est en forme d'arc, on adopte la méthode de Bishop.
Perturbations : De plus, quand le talus se glisse vers une certaine interface, on adopte la méthode de perturbations.

- **Coefficient de sécurité :**

Pour les glissements, dans le cas normal (stable à long terme durant le service), le coefficient de sécurité doit prendre F ≥ 1.50 ; dans le cas anormal (sous l'effet sismique), on demande un coefficient de sécurité F ≥ 1.30.

- **Séisme :**

Le coefficient d'accélération de la valeur de pic sismique de la zone du projet : *A=0.25g*. Lors de l'analyse de stabilité générale de talus, le coefficient sismique horizontal est pris égale à *Kh=0.5A=0.125g*, le coefficient sismique vertical est pris égale à *Kv = ± 0.3 Kh=0.038g*.

IV.3.2. Vérification de la stabilité avant confortement :

Géométrie du modèle :

La définition géométrique retenue pour cette étude est représentée sur la figure IV.11 pour le sol non renforcé.

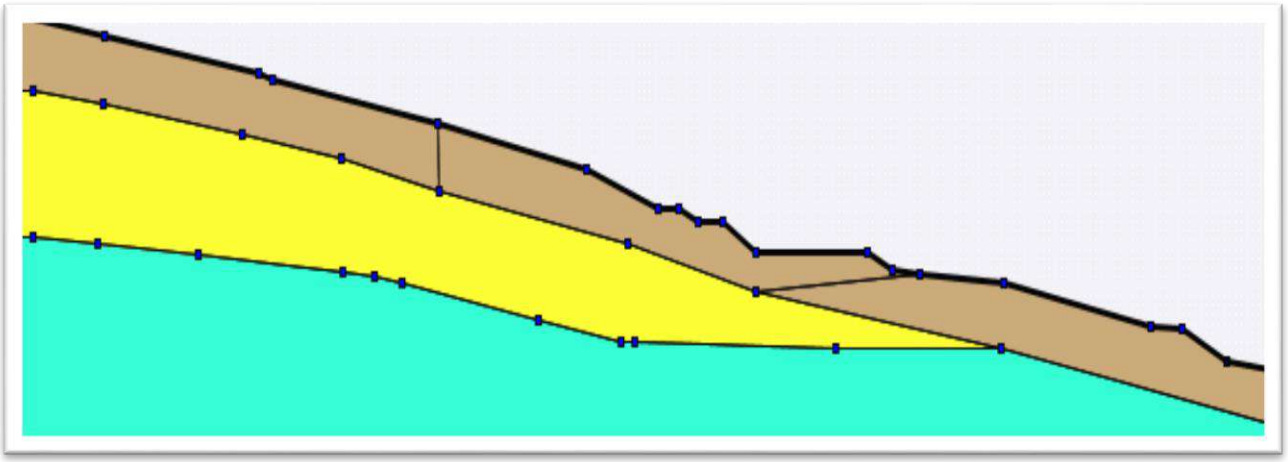


Figure IV.11 : *géométrie du modèle.*

Comme la surface du glissement de forme quelconque (poly-lignes), on a choisi la méthode de perturbation comme méthode de calcul.



Figure IV.12 : *Zone du cas de glissement étudié*

- **Présentation des résultats de calcul :**

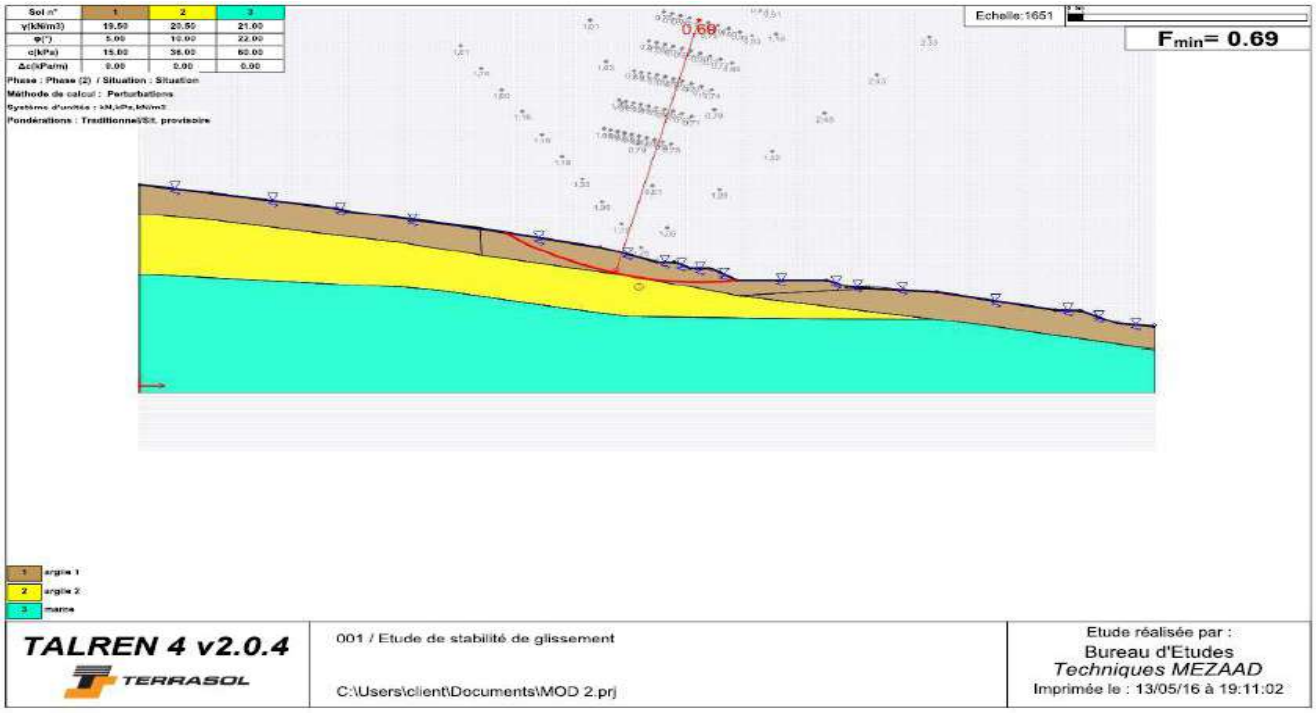


Figure IV.13 : *Cas d'un cercle de rupture à l'état initial (Prise en compte de l'eau).*

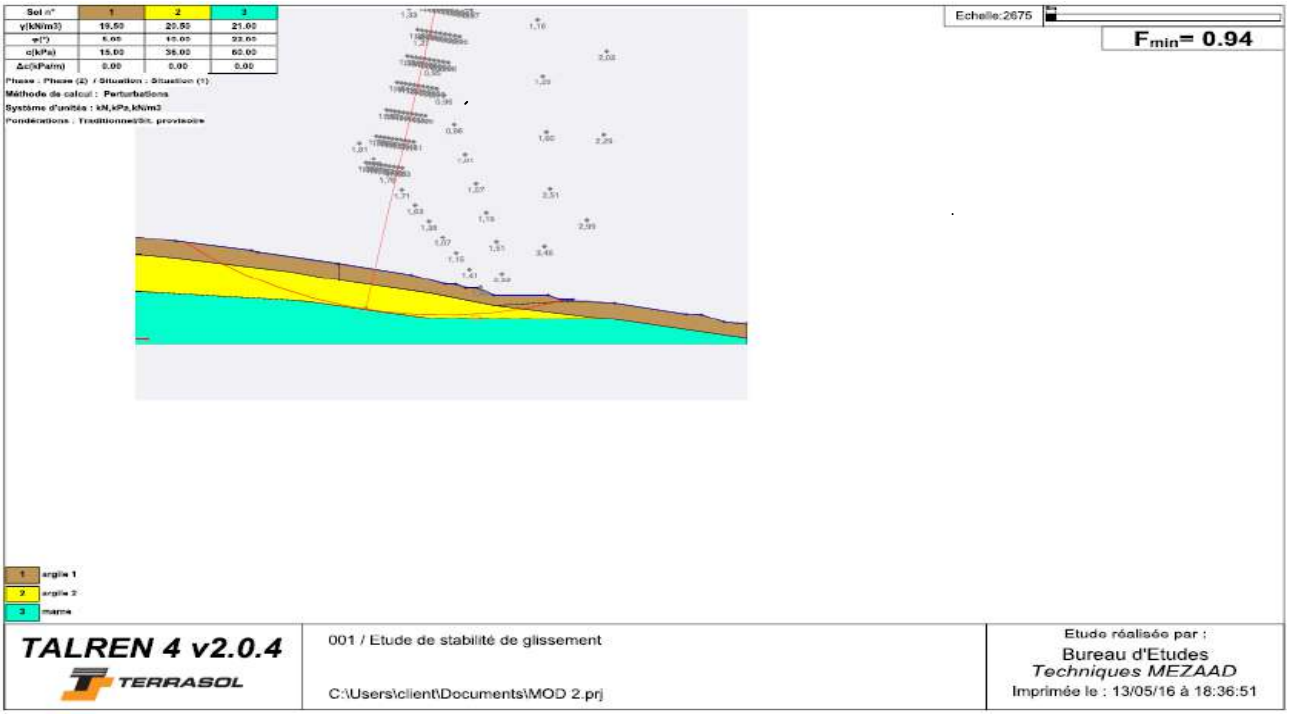


Figure IV.14 : *Cas d'un cercle de rupture à l'état initial (Sans prise en compte de l'eau).*

- **Interprétation des résultats :**

Le coefficient de sécurité (Fs) du talus avant confortement, calculé sans prise en compte de la nappe phréatique, est de 0.94 Alors qu'après la prise en compte de la nappe phréatique, le coefficient de sécurité diminue à une valeur de 0.63

Dans les deux cas on remarque que le coefficient de sécurité est inférieur à 1, ce qui montre que le talus est instable. Par conséquent, nous allons proposer une solution de confortement pour stabiliser ce talus et résoudre le problème du glissement rencontré.

IV.3.3. Vérification de la stabilité après le confortement :

IV.3.3.1. Définition du confortement choisi :

Pour remédier à ce problème, il a été étudié un système de renforcement, qui consiste en la mise en œuvre d'une rangée de pieux anti-glissements, avec un diamètre de 1,2 m et un espacement de 3,0 m, avec une poutre au sommet des pieux, plus les gabions et le remblai avant le remplacement de la masse de glissement. Notre avis, cela est une solution de compromis, qui est flexible et drainante, ce qui augmente la stabilité du talus naturel en aval de l'autoroute.

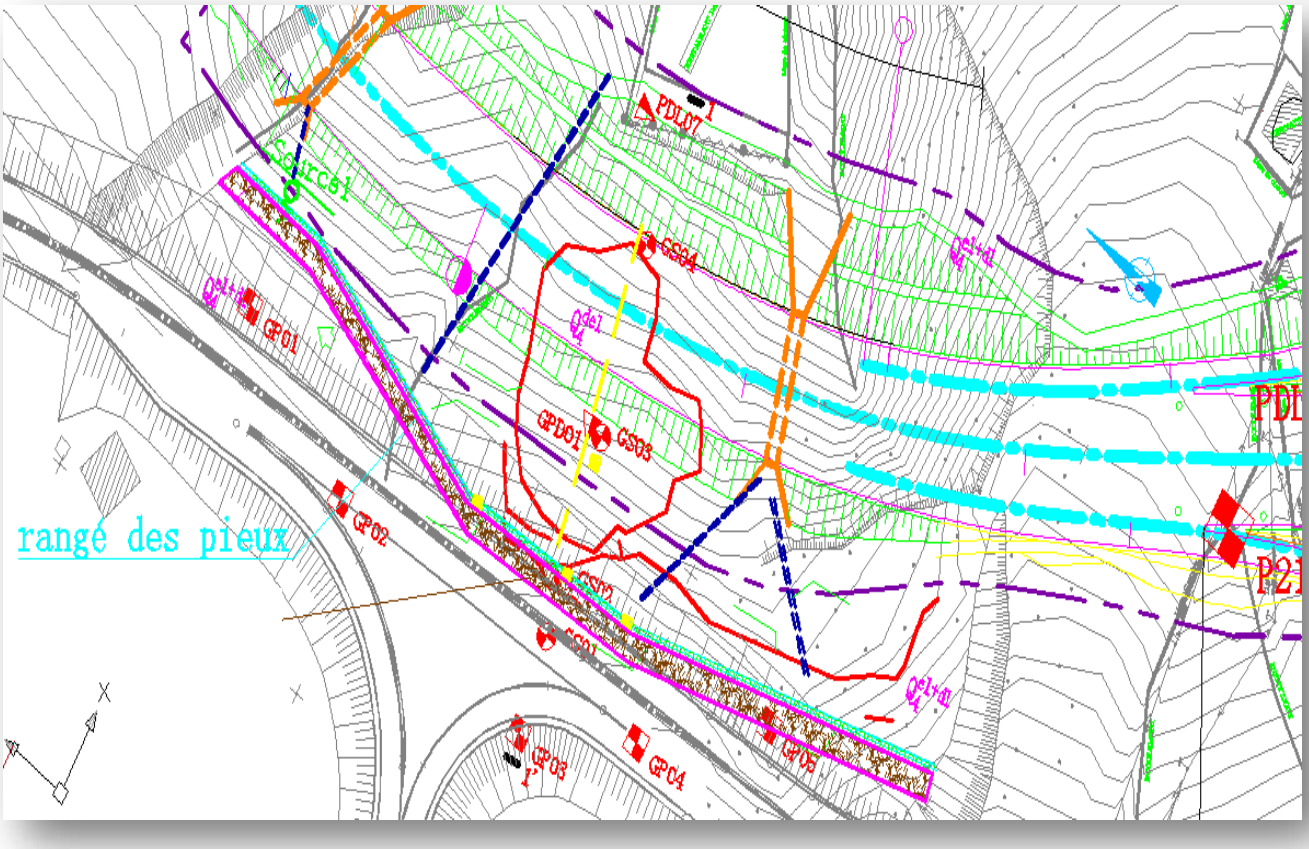


Figure IV.15 *disposition de la rangée de pieux et de la tranchée drainante.*

Présentation des résultats de calcul :

Phase 01 : L'exécution des pieux anti-glissements et purger la masse glissante

Le décapage du corps de glissement sera fait après l'exécution des pieux anti-glissements.

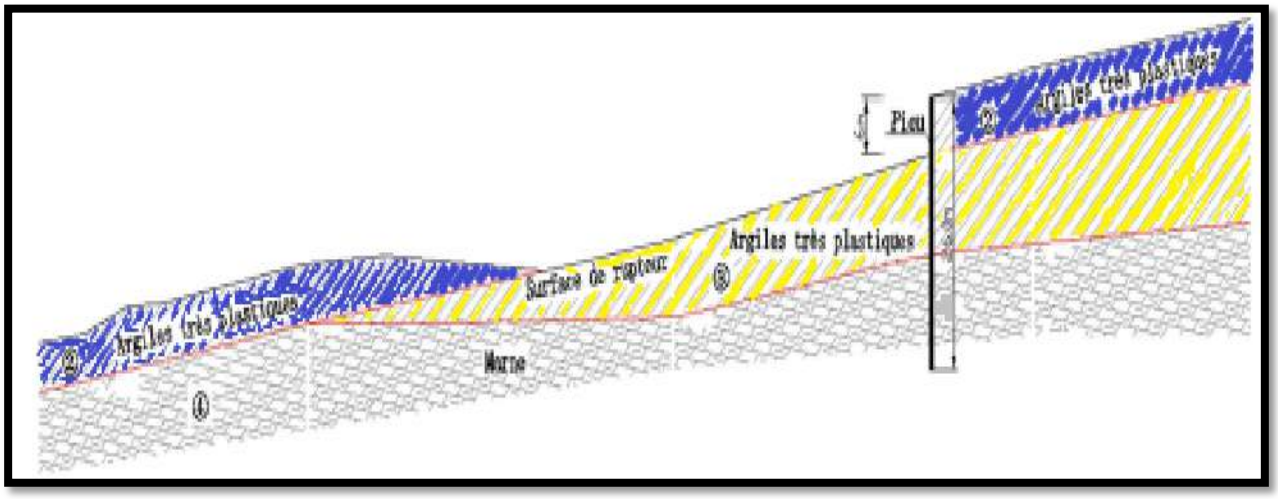


Figure IV.16 : profile de traitement (phase 01).

Les résultats de calcul :

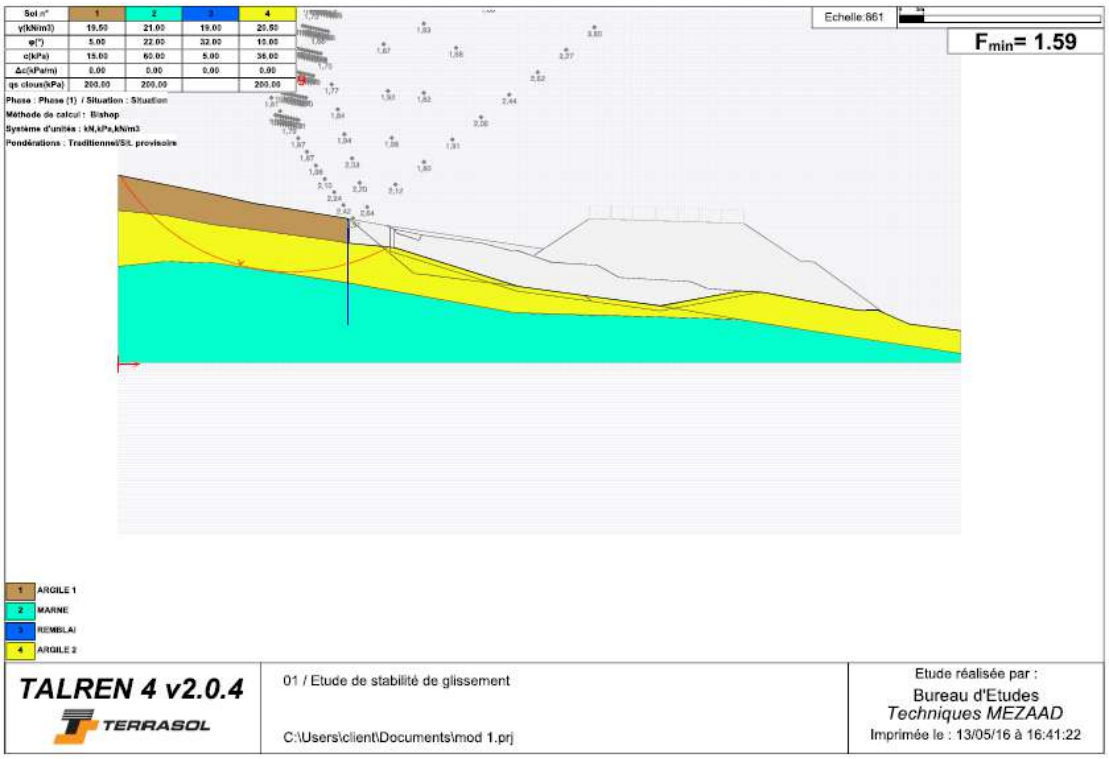


Figure IV.17 : *Cas d'un cercle de rupture avec la méthode de bishop (sans séisme).*

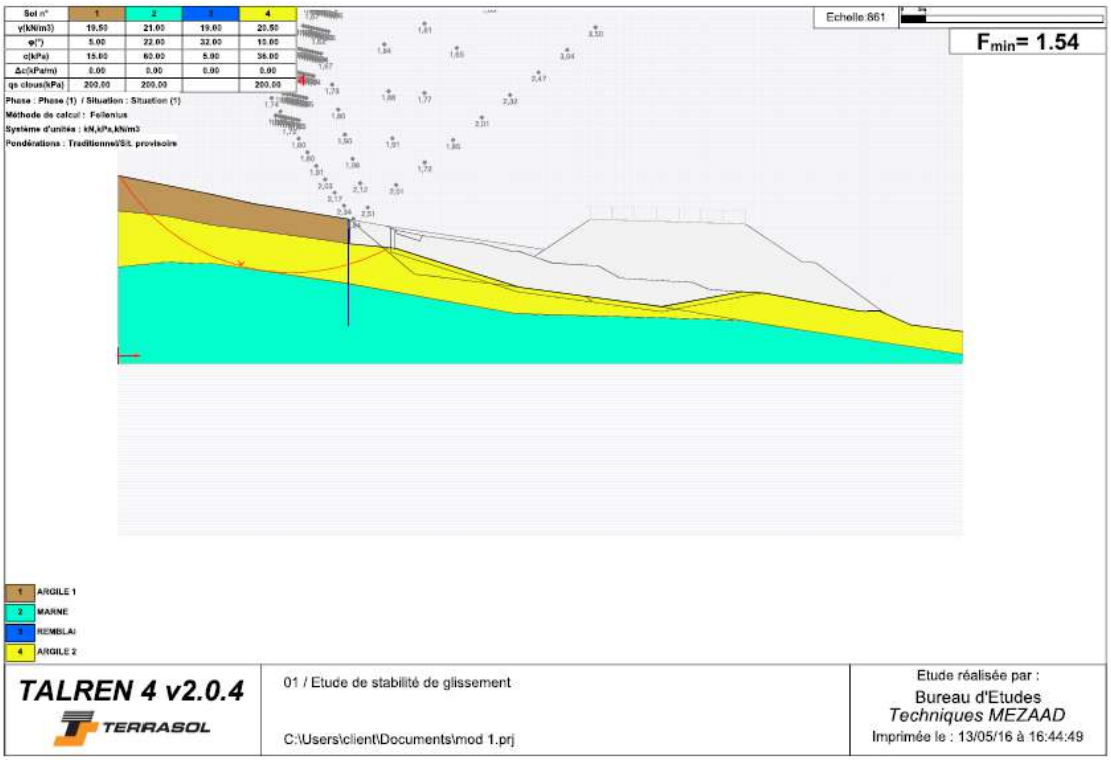


Figure IV.18 : *Cas d'un cercle de rupture avec la méthode de Fellenius.*

Phase 02 : ***L'exécution du mur en gabions et remblaiement le site***

Après le décapage du corps de glissement, on exécute le mur de soutènement en gabion, et enfin on fait le remblaiement et l'exécution de la plate forme.

Gabions ne supportent pas la poussée de terre, à cet effet, la justification de calcul des gabions n'est pas nécessaire. Les gabions ont la fonction de drainer l'eau.

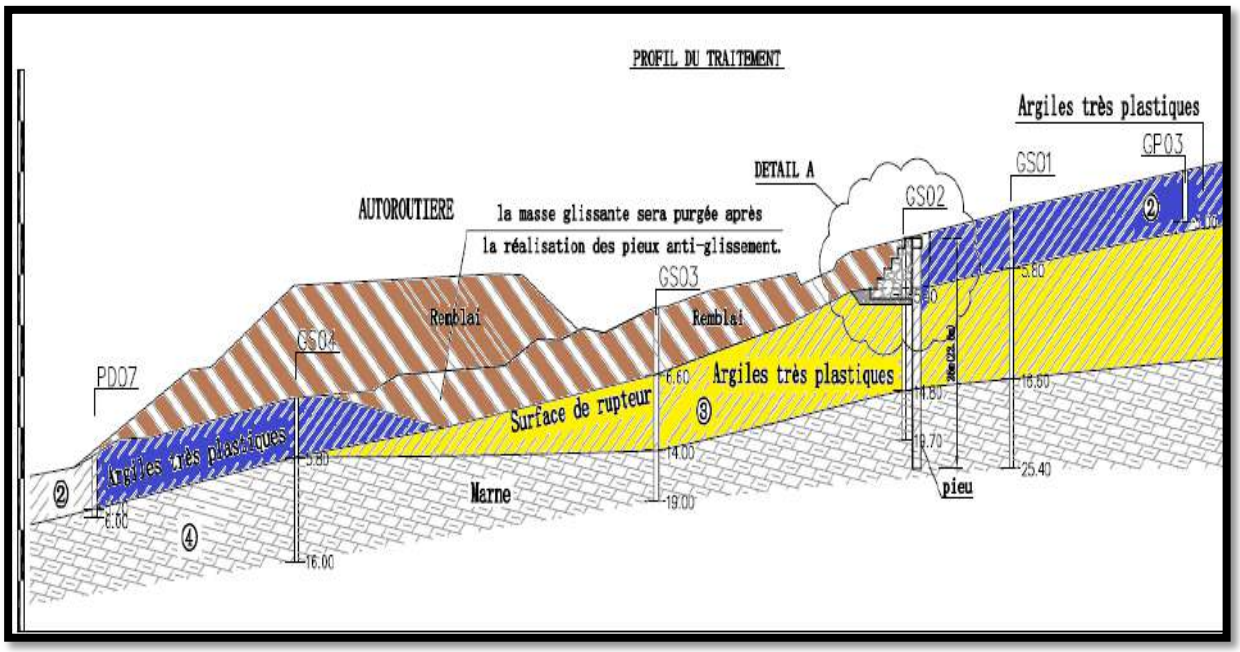


Figure IV.19: *profile de traitement final (phase 02).*

Les résultats de calcul :

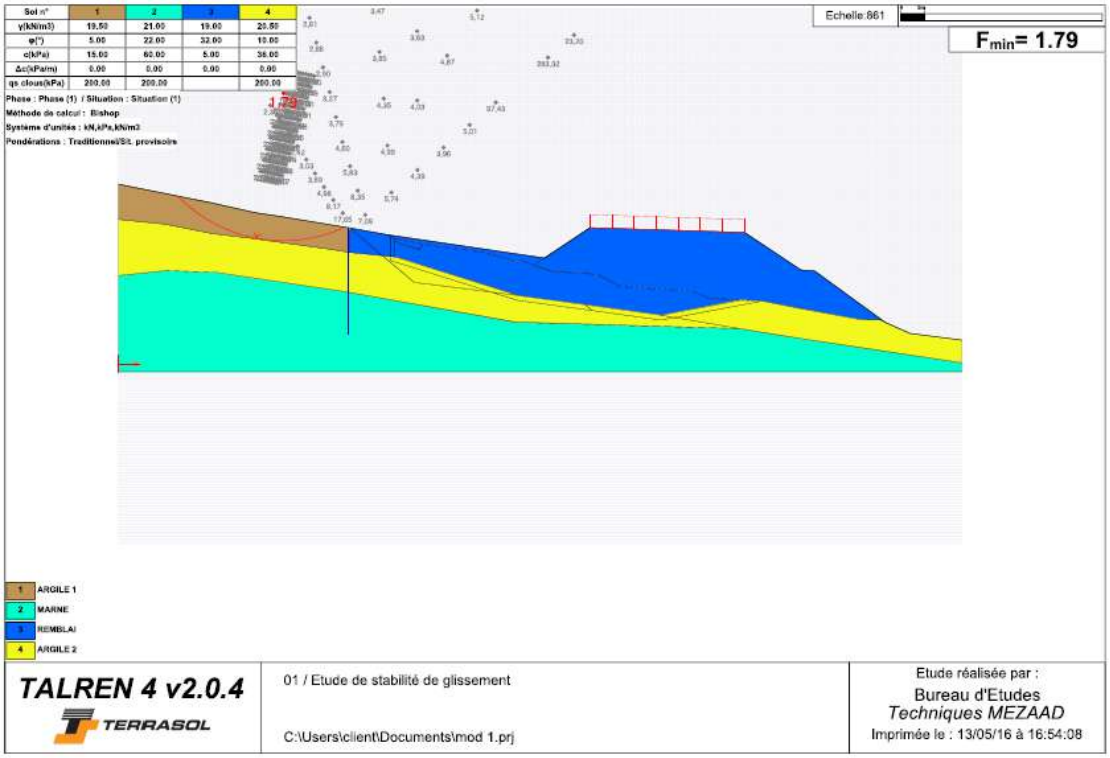


Figure IV.20 : *Cas d'un cercle de rupture après confortement avec la méthode de bishop (sans séisme).*

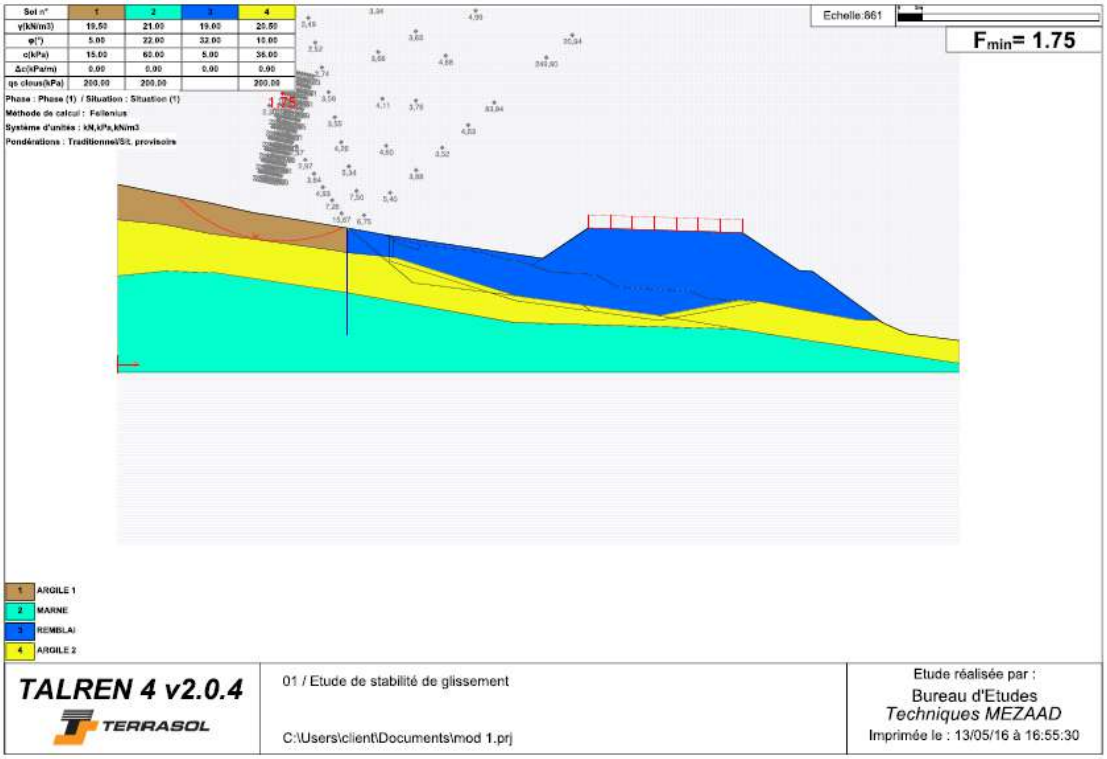


Figure IV.21: *Cas d'un cercle de rupture après confortement avec la méthode de Fellenius (sans séisme).*

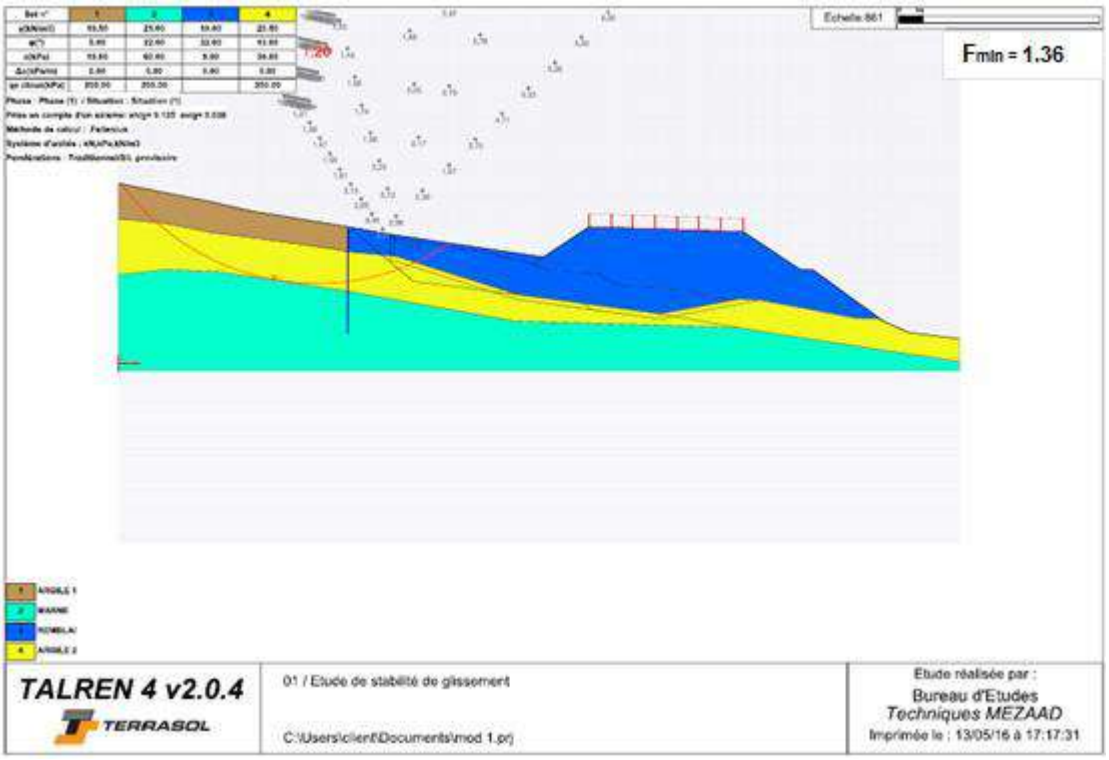


Figure IV.22 : *Cas d'un cercle de rupture après confortement avec la méthode de Fellenius (avec séisme).*

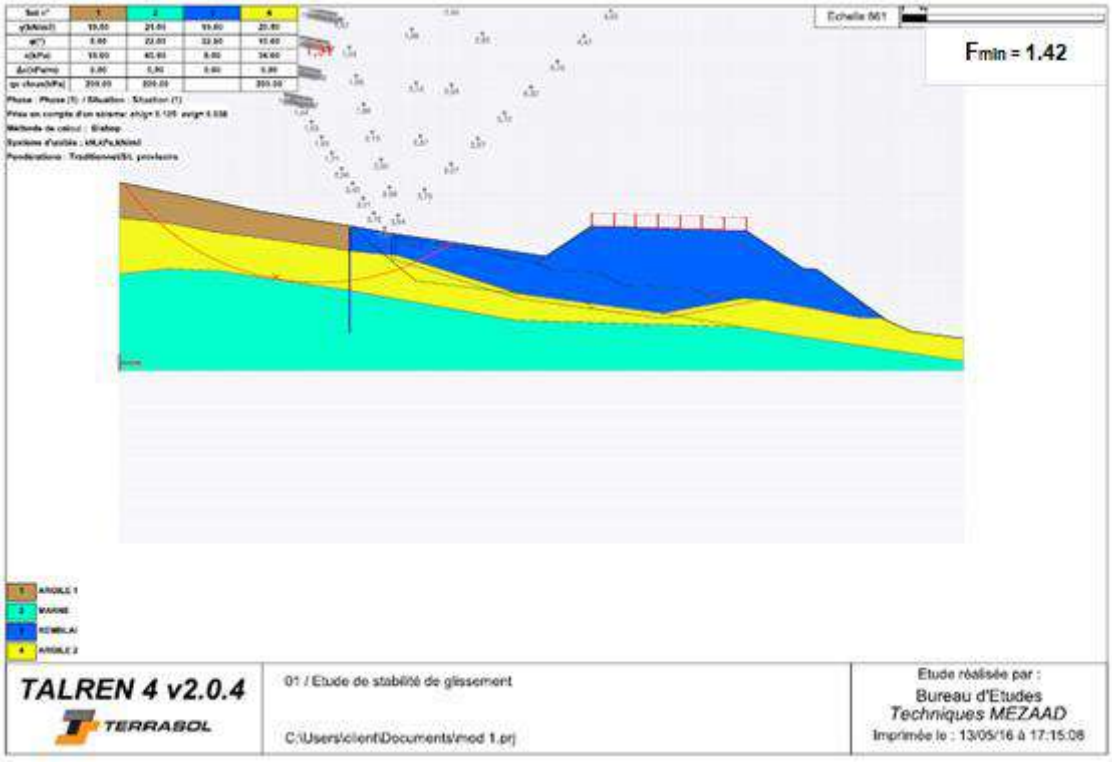


Figure IV.23 : *Cas d'un cercle de rupture après confortement avec la méthode de bishop (avec séisme).*

- **Interprétation des résultats des calculs :**

A- sans prise en compte des surcharges et du remblai de la route :

Les résultats de calcul dans ce cas sont très satisfaisants et montrent une stabilité du talus, du fait que les coefficients de sécurités obtenus sont supérieurs à la valeur 1.5.

Lorsqu'il n'y a pas l'effet de séisme le coefficient de sécurité correspondant à ce calcul par la méthode de bishop est : $F_b = 1.59$

Avec les mêmes conditions on applique la méthode de Fellenius, le coefficient de sécurité descend à ; $F_f = 1.54$

Cette petite variation au niveau de la valeur de coefficient de sécurité implique que le choix de méthode de calcul n'est pas important pour cette modélisation, mais tous ça confirme qu'on a toujours sur la marge de sécurité.

*B- **prise en compte des surcharges et du remblai de la route :***

Le coefficient de sécurité calculé après la mise en place des rangées de pieux anti glissement et après le remblaiement de l'assiette, atteint des valeurs raisonnables et devient plus stable tel que ; $F_b = 1.79$ et $F_f = 1.75$

Dans le cas d'un calcul accidentel (prise en compte du séisme), on remarque qu'il y a une influence considérable sur la valeur de coefficient de sécurité tel que ; $F_b = 1.42$ et $F_f = 1.36$

Ces calculs on confirmés que la stabilité de talus était assurée $F_s > 1.3$.

IV.4. CONCLUSION :

Les résultats de calculs montrent clairement que la solution de confortement proposée pour le glissement situé dans la section autoroutiére entre CHIFFA et BERROUAGUIA au PK 21+000 donne un gain de sécurité appréciable.

Tableau IV.2: *valeurs des facteurs de sécurité calculé dans les différentes situations.*

Situation	Méthode	Description de la situation Prise en compte	Coefficient de sécurité Fs
Avant le confortement	Perturbation	Nappe phréatique : oui	0.69
	Perturbation	Nappe phréatique : non	0.94
Après le confortement par pieux	Bishop	Nappe phréatique : oui Remblai : non Séisme : non Surcharge : non	1.59
	Fellenius	Nappe phréatique : oui Remblai : non Séisme : non Surcharge : non	1.54
	Bishop	Nappe phréatique : oui Remblai : oui Séisme : non Surcharge : oui	1.79
	Fellenius	Nappe phréatique : oui Remblai : oui Séisme : non Surcharge : oui	1.75
	Bishop	Nappe phréatique : oui Remblai : oui Séisme : oui Surcharge : oui	1.42
	Fellenius	Nappe phréatique : oui Remblai : oui Séisme : oui Surcharge : oui	1.36

CONCLUSION GENERALE

La stabilité des talus et leur potentiel de rupture deviennent un souci lorsque les mouvements engendrés menacent dangereusement une population. Afin de remédier à ce type de problème, beaucoup de méthodes de calcul permettent de vérifier la stabilité en suivant une procédure générale proposée dans le premier chapitre de ce mémoire.

L'autoroute de la RN01 (Sud-Nord) présente plusieurs cas de glissements, dont le plus important a fait l'objet de notre choix d'étude pour ce travail. Ce glissement présente des problèmes complexes d'instabilité et préoccupe les autorités locales par son importance et sa position. Les mouvements des talus formant ce site ont causé des désordres affectant l'emprise de la route qui traverse cette zone.

Afin d'essayer de comprendre l'évolution cinématique du mouvement du talus en question durant les différentes phases (talus à l'état initial, après travaux de terrassement et après confortement), une analyse numérique du problème a été menée à l'aide des codes de calcul TARLEN 4, pour la vérification de la stabilité. L'analyse de ce glissement a été effectuée en se basant sur les rapports géotechniques, élaborés par l'entreprise de réalisation chinoise **CSCEC**

En effet, on constate pour le profil étudié, que le talus est plus ou moins stable dans le cas initial dans le cas à court terme, par contre, dès que les travaux de terrassement son mis en œuvre les coefficients chutent et ne sont plus suffisants, une instabilité est déclenchée. Cela permet de constater que les caractéristiques mécaniques du sol sont médiocres dans les couches argiles plastiques.

L'analyse quantitative réalisée avec ce code de calcul nous a permis de confirmer les instabilités constatées, dont les principales causes sont à notre avis liées à plusieurs phénomènes ; à savoir :

Les caractéristiques médiocres des couches d'argile plastique et des argiles très plastiques, la présence d'une nappe phréatique dont le niveau piézométrique est très élevé, la forme de la zone où se produit le glissement, qui favorise la stagnation des eaux superficielles, les travaux de terrassement qui ont modifié l'état initial des contraintes dans le sol.

Après ces analyses, une réflexion concernant un système de stabilisation de ce glissement, s'est avérée indispensable. Il a donc été proposé un système de renforcement par pieux équipés de profilés métalliques sur le côté amont du talus, associé à un dispositif de drainage pour abaisser le niveau piézométrique.

Les résultats obtenus après calcul, montrent que le talus présente des coefficients de sécurité satisfaisants.

En fin de ce travail qui nous a permis de traiter un cas réel de glissement de terrain, de proposer une stabilisation par un système de renforcement en utilisant une simulation numérique et de donner une estimation du coût de la réalisation de ce renforcement, nous avons pu atteindre trois objectifs principaux, à savoir :

- Arriver à une meilleure compréhension du phénomène (glissement) affectant la zone d'étude ; les causes et les effets aggravants,
- Maitriser des outils de calcul numérique.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE :

[1] DURVILLE.J-L et SEVE.G (1996), Stabilité des pentes, Glissement en terrain meuble, éditions Techniques de l'ingénieur.

[2] MOUGIN Jean Piere (1973) :'LES MOUVEMENTS DE TERRAIN RECHERCHE SUR LES APPORTS NATURELS DES ETUDES GEOLOGIQUE ET MECANIQUE A L'ESTIMATION DE LA STABILITE DES PENTES' ;thèse pour l'obtenire le garde Docteur ingénieur de l'Université Scientifique et Médical de Grenoble.

[3] YAHIAOUI Mohammed :' Contribution à l'analyse dynamique des terrains en pentes sous séisme par logiciel PLAXIS'mémoire présenté pour l'obtention du diplôme de Magistère de l'Université Abou bekre belkaid de Tlemcen.

[4] DJERBAL Lynda (2013) :'Analyse des mécanisme de déformation et de la rupture progressive du versant instable d'Ain EL Hammem'; thése doctorat de l'Université de Mouloud Mammri de Tzi-Ouzou.

[5] CHIKHI Adem (2015) :'Contribution à l'analyse de stabilité des terrains marneux en pente de la region d'Alger par plaxis :Cas de Parc Dounya-Dely Brahim' ; mémoire du diplôme de master, Université Djillali BOUNAAMA de Khmis Miliana.

[6] BOUGUERRA Amine (2015) :'Analyse d'un glissement de terrain par la méthode des élement finis'; mémoire pour l'obtention de diplom de mester en genie civil, université DR YAHIA FARES de Medea.

[7] Faure R. M. (2000) – L'évolution des méthodes de calcul en stabilité de pentes. Partie I :Méthodes à la rupture – Revue Française de Géotechnique n° 92, p. 3-16.

[8] Masekanya J. P. (2008) – Stabilité des pentes et saturation partielle: étude expérimentale et modélisation numérique – thèse de l'université de Liège, Belgique, 283p.

[9] Rafiee A., (2008) – Contribution à l'étude de la stabilité des massifs rocheux fracturés :caractérisation de la fracturation in situ, géostatistique et mécanique des milieux discrets –Thèse de doctorat, Université Montpellier II, France. 271p.

[10] Goodman R.E., (1995) – Block theory and its application – Géotechnique. Vol. 45(3): pp. 383-423.

[11] Entreprise CSCEC, rapport d'investigation géotechnique du glissement de terrain au pk21, septembre 2015.

[12]. Djamila ZAOUI. Etude et analyse d'un glissement de terrain sur la RN 35 . Thèse, Ecole National Supérieur des Travaux Publics Kouba-Algérie.

[13] BENYEKHLEF Besma (2013) :'ANALYSE NUMÉRIQUE D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN (APPLICATION A UN CAS RÉEL)' mémoire pour l'obtention de diplom de mester en genie civil, université DR YAHIA FARES de Medea.

[14] XP ENV 1997-1(NF P 94-250-1) Eurocode 7 Calcul géotechnique Parti 1 : Règles générales Règles Parasismiques Applicables Au Domaine Des Ouvrages D'art（RPOA 2008) , Le risque sismique en Algérie (C.G.S Algérie).

[15] XP ENV 1998-5 (NF P 06-035) Eurocode 8 Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes et Document d'Application Nationale

Partie5: Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques, Stabilisation des glissements de terrain.