REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

Thème : TRAITEMENT ET CONFORTEMENT D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN SUR CW 18 AU PK 12+000 (Ouamri - Médéa)

Présenté par

1- BOUDJEMA SAID

2- HATCHANE AMINE

Proposé et Dirigé par

D_r :LAZAZI MENAA

Promotion Juin 2019

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 modeste travail.

Ensuite, nous remercions nos parents qui nous ont soutenus beaucoup pendant toute la vie et qui continuerons à nous aider dans tous les projets de l'avenir.

Nos plus sincères remerciements à notre promoteur :
D_r lazazi menaa. *pour son précieux temps qu'elle a consacré à notre écoute, à notre orientation et correction tout au long de notre projet.*
Nous tenons à remercier : le président et les membres de jury pour avoir accepter de juger notre travail.

Nos sincères remerciements vont également à touts les enseignants du département de Génie civil de l'université de Médéa.
Nous tenons à remercier :

Enfin, nous remercions tous ceux qui ont contribué de loin ou de prés à la réalisation de ce modeste travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

Après mon DIEU pour leurs sacrifices

A Mes chers parents qui ont sacrifié leur vie Pour moi et qui ont été mon repère, Mon point de départ et ma locomotive Durant toute ma vie.

Mes frères : Azzedine .Yaakoub .

Mes sœurs

A tous Mes amis intimes.

A tous ceux qui me sont chers.

SAID

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

Après mon DIEU pour leurs sacrifices

A Mes chers parents qui ont sacrifié leur vie Pour moi et qui ont été mon repère, Mon point de départ et ma locomotive Durant toute ma vie.

Mes frères : Ahmed .Riyadh

Mes sœurs.

A tous Mes amis intimes.

A tous ceux qui me sont chers.

AMINE

ملخص:

إنزلاقات التربة من الظواهر الطبيعية الخطيرة والمعقدة تحكمها أسباب وعوامل شتى، وهي منتشرة وشائعة في ولاية المدية. وقد تسبب انزلاق التربة المتمركز شمال مدينة وامري غرب المدية بإتلاف جزء من الطريق .(CWN°18/ PK 12 + 000).

نهدف من خلال عملنا هذا إلى إجراء فحص ودراسة جيوتقنية لظاهرة، لهذا بدأنا بعموميات حول حركة التربة وبالضبط إنزلاق التربة، مميزاتها، أنواعها، أسبابها، والحلول المقترحة والطرق حسابها.

بعد ذلك قمنا بتحليل رقمي لهذا المنحدر بواسطة برنامج طلرن الثنائي الأبعاد من خلال طريقة (بيشوب). بهدف حساب معامل الأمان ،أخيرا حللنا تدعيم المنحدر باستعمال التكسية الأرضية و الأعمدة الأثقال و جدار حجري

كلمات مفتاحية: إنزلاق التربة، تعزيز المنحدر، التكسية الأرضية الأعمدة الأثقال و جدار حجري .

Résumé :

Les glissements de terrains sont des phénomènes très dangereux et très complexes qui dépendent de plusieurs paramètres et critères, répandu à la wilaya de Médéa .

Ce phénomène survenu au nord l'ouest MEDEA (OUAMRI) a fait beaucoup de dommage sur la route (CW N°18/ PK 12 + 000).

Notre travail a pour objectif de faire une étude géotechnique du phénomène. A cette fin, on a débuté notre étude par des généralités sur le glissement de terrains, les types, les propriétés, les causes et les méthodes adoptées pour le calcul de ce type de problème .

L'analyse numérique du talus a été faite avec un code de calcul bidimensionnel, intitulé Talren4 qui utilise un méthode (Bishop), dans le but de déterminer le coefficient de sécurité. Le renforcement du talus a ensuite été analysé en introduisant trois methodes de confortement

Géotextiles et gabion et colonnes ballastées .

Mots clés : Glissement de terrain, TALREN, Bishop , Renforcement des talus .

Abstract :

Landslides are very dangerous and very complicated phenomena that depend on several parameters and criteria, widespread in the wilaya of Medea.

This phenomenon observed at the north west of the city medea (ouamri) a lot of damage on the road (CW N°18/ PK 12 + 000).

This work is designed to perform a geotechnical study investigation of the phenomenon. To this end, we started our study with generalities on the landslides, types, properties, causes and methods adopted for the calculation of this type of problem.

Numerical analysis of the slope was made with a two-dimensional code calculation, entitled Talren4, uses methods (Bishop) to determine the factor of safety.

Then, the slope strengthening was analyzed by introducing :

Géotextiles and gabion and colonnes ballastées.

Key words: Landslide, Talren 4, Bishop, disturbances, strengthening of slopes, geotextiles gabion, ballasted columns.

SOMMAIRE

Introduction générale 1

Chapitre I : Généralité sur les mouvements de terrain

I .1 .Introduction 2

I.1.1. Définition des mouvements de terrain 3

I.1.1.1. Les mouvements lents et continus 3

I.1.1.2. Les mouvements rapides et discontinus 3

I.1.2. Description des principaux types de mouvement 3

I.2. Classification des glissements 7

I.3. Caractérisation d'un glissement de terrain 7

I.4. Diffèrent types de glissements 9

I.4.1. les glissements plans 9

I.4.2. les glissements rotationnels simples et complexes 10

I.5.Origine et causes des glissements de terrain 11

I.5.1. Les causes naturelles 11

I.5.2. Les causes humaines 13

I.6. Facteurs influençant la stabilité des talus 15

I.6.1. Les facteurs d'origine naturelle 16

I.6.2. Les facteurs d'origine anthropique 16

I.7. Phases des glissements 16

I.7.1. Glissements de terrain actif 17

I.7.2 . Glissements de terrain réactivés 17

I.7.3. Glissements de terrain inactifs 17

I.8. Méthodologie de l'étude d'un glissement 17

I.9. Reconnaissance du site 19

I.9.1. Reconnaissance géotechnique 19

I.9.1.1Essai in-situ 19

I .9.1.2. Essais en laboratoire 21

I .9.1.2. 1. les essais d'identification et classification de sol 21

I .9.1.2. 2. les essais de détermination des caractéristiques mécaniques des sols 23

I.10. Méthode de calcul du coefficient de sécurité 24

I.10.1. Notion du facteur de sécurité 24

I.10.2 .Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité 25

I.10.3. Méthodes de calcul de stabilité des talus 26

I.10.3.1. Méthodes de calcul à la rupture 26

I.10.3.2 . Méthodes issues de l'analyse de l'équilibre d'une tranche 28

I.10.4. Méthodes des tranches 28

I.10.4.1 . Méthode de Fellenius (1927) 28

I.10.4.2. Méthode simplifiée de Bishop (1955) 29

I.10.4.3 . Méthode Suédoise modifier (U.S. Army Corps Of Engineers) 30

I.10.4.4. Méthode de Janbu simplifiée 31

I.10.4.5. Méthode de Morgenstern et Price (1965) 32

I.10.4.6.Méthode de Spencer (1967) 32

I.10.5.Méthodes globales 35

I.10.5.1. Méthodes graphiques 35

I.10.5.2. Méthode de BeII (1969) 36

I.10.5.3. Méthode des perturbations.....36

I.11.Conclusion 37

Chapitre II : les méthodes des confortements

II.1. Introduction 38

II .2. Classification des méthodes de confortement 38

II .2.1 . Aspect préventif 38

II .2.2 . Aspect curatif 39

II. 3.Technique de confortement 39

II.3.1. système de parade 39

II. 3.2. Approche douce 40

II .3.2.1. Terrassement 40

II 3.2.2. Drainage 42

II .3.2.3. Végétation 44

II .3.3 . Approche dure 45

II. 3.3.1. Les renforcements 45

II .3.3. 2. Eléments résistants 50

II. 3.3.2.1. Ouvrages rigides 50

II .3.3.2.2. Ouvrages souples 52

II.4. Choix d'un système de parade 53

II .4.1 . Contraintes économiques 54

II.4.2. les Techniques 54

II.4.3. Contraintes sociopolitiques 54

II .4.4. Environnement et esthétique 55

II .4.5 .Technique de surveillance 55

II.5. Conclusion 56

Chapitre III:presentaion du projet et synthèse géotechnique

III.1.Introduction.....57

III. 2.Situation géographique du site 57

III .3. Géologie et géomorphologie du site 58

III. 4 .Observation des désordres 60

III .5 .Programme d'investigation 61

III 5.1.Essai in-situ 61

III 5.2.Essais de laboratoire 61

III 6.Résultats des essais 62

III 6.1 .Essai de laboratoire 62

III 6.2. Les essais in-situ 63

III.7 .Conclusion 66

Chapitre IV : Vérification de la stabilité du site et proposition d'un Procédé de confortement

IV 1. Inroduction 67

IV.2. Présentation du logiciel de calcul (TALREN 4 v2.0.4) 67

IV.2.1.Les principales caractéristiques de TALREN 4 67

IV.2.1.1. L'interface graphique interactive. 67

IV.2. 1.1.1 .Les différentes options pour la manipulation de l'interfaces. 68

IV.2.1.2.Gestion du phasage. 72

IV.2.1.3.Les conditions hydrauliques. 74

IV.2.1.4. Méthode de calcul de la stabilité des pentes (TALREN 4). 75

IV.3.Analyse de la stabilité de talus.....77

IV.3.1.Données géotechnique 77

IV.4. Vérification de la stabilité avant confortement 78

IV.5 .Vérification de la stabilité après le confortement 80

IV.5.1. Proposition des solutions des confortements.....80

IV.5.2 .Calcul la stabilité après le confortement 81

IV.6.Concluions 84

Concluions générale 85

Liste des figure

Chapitre I. Généralité sur les mouvements de terrain

Fig I. 1. mouvements de terrain…….....02
Fig I.02. Ecroulement d'Aokas (2015)……..04
Fig I .03 . écroulement et chutes de blocs (SOURCE USGS)…….……..05
Fig I. 04 . Schéma général du mécanisme de fluage (Colas & Pilot,1976)……..…….....05
Fig I. 05 . Schéma type de coulée d'éboulis (Colas & Pilot,1976)…….....06
Fig I .06 . photo réel de la zone de glissement…….....06
Fig I .07 . Eléments descriptifs d'un glissement (Colas & Pilot,1976)…….....…08
Fig I.08 . Glissement plan……..09
Fig I .09 . Schéma d'un glissement circulaire (Colas & Pilot,1976)…….10
Fig I .10 . Schéma représentant les différentes forces s'exerçant sur un massif de sol (Christian chapeau & Jean-Louis)……..……..11
Fig I.11 . Exemple schématique d'une processus d'infiltration de l'eau dans le sol(Christian chapeau & Jean-Louis)……..….....12
Fig I .12. Glissement de terrain lors du séisme Taïwan le 26/04/2010(site web) ……....13
Fig I. 13. Exemple schématique d'un surcharge au sommet de talus(site web)……...14
Fig I .14 . Schéma d'un déblai (site web)……..…...….14
Fig I. 15 . Un glissement de terrain causé par une explosion (Afghanistan)…….15
Fig I.16. Différent phases de l'activité d'un glissement de terrain (Masekanya.J.P,2008)……...16
Fig I.17 . Réalisation d'un sondage carotté sur site……...19
Fig I. 18 . Réalisation d'un sondage pénétromètrique sur site…….……..…20
Fig I .19 . Appareillages pour mesure teneur en eau naturelle et le poids volumique……..…..21
Fig I. 20 . Essai de limites d'Atterberg.....22
Fig I .21 . Appareillages d'Analyse granulométrique par tamisa…….22
Fig I .22 . L'odomètre pour essai de compressibilité……....23
Fig I. 23 . Cisaillement à la boîte…….....24
Fig I. 24 . Les inconnues d'une méthode des tranches (Masekanya.J.P,2008)……..……..27
Fig I.25. Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius(masekanya.JP,2008).29

Fig I .26 . Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Bishop simplifiée (Masekanya.J.P,2008)……..…….29
Fig I. 27. Inclinaison des forces dans la méthode Suédoise modifiée (Masekanya.J.P,2008)…..31
Fig I. 28. Représentation des forces sur une tranche selon la méthode simplifiée de Morgenstern et Price (Masekanya.J.P,2008)…….....32

Chapitre II : les méthodes des confortements

Fig II.1. Organigramme montre les types d'approche des systèmes de parade (Bedr S.,2008)…….…...40
Fig II.2. Processus de terrassement. (Bedr S.,2008)…….....41
Fig II.3. Les techniques de terrassement (DSPR.,2008)……...42
Fig II.4 . Eperons drainants(Bedr.S.M,2008)……....43
Fig II.5 . Les drains subhorizontaux(Bedr.S.M,2008)……..…44
Fig II.6 . L'implantation des plantes dans un talus……..45
Fig II.7 . Renforcement par géogrilles. (Bedr S., 2008)……..…46
Fig II.8 . Renforcement par Pneu sol. (Bedr S.,2008)…….…46
Fig II.9. Renforcement par géotextile……....47
Fig II.10. Mise en œuvre des colonnes ballastées ……47
Fig II.11 . Tirants d'ancrage……..48
Fig II.12. Exemple de clouage d'un glissement……49
Fig II.13. Renforcement d'une pente instable par pieux……50
Fig II.14 . Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode De reprise de la poussée…….…51
Fig II.15 . Réalisation d'un mur en gabion……...52
Fig II.16 . Chantier en cours de réalisation utilisent le technique géotextile……53
Fig II.17 . Condition et contraintes choix d'un systéme de parade (Bedr.S.M,2008)…….…53

Chapitre III .presentaion du projet et synthèse géotechnique

Fig. III. 1 . Photo satellitaire de cw18…….....57
Fig. III. 2. Photo satellitaire et photo réel de la zone de glissement……58
Fig III. 3. Carte géologique de la région (Extrait de la carte géologique de l'Algérie, 2ème édition…….....59
Fig III. 4. Légende de la Carte géologique de la région d'étude……..59

Fig III.5 . Carte sismique de l'algerie……...….60
Fig III.6. Lève topographique ……..…63
Fig III.7. Coupe lithologique du sondage carotté SC 01…….….64
Fig III.8. Coupe lithologique du sondage carotté SC 02……...65

Chapitre IV : Vérification de la stabilité du site et proposition d'un Procédé de confortement

Fig IV.1. exemple du menu Données……68
Fig IV.2. la barre de boutons principales……..……69
Fig IV.3. La barre de bouton contextuelle "Donnée"……...….69
Fig IV.4. La barre de boutons contextuelle "Phasage/Calcules"……...……70
Fig IV.5. exemple de tableau récapitulatif des couches de sol……..71
Fig IV.6.exemple de tableau récapitulatif des renforcements…….. 71
Fig IV.7. gestion des phases et situations……..73
Fig IV.8. navigateur des phases et situations……74
Fig IV.9. définition d'une nappe phréatique……..74
Fig IV.10. schéma de calcul……..77
Fig IV.11. géométrie du modèle……79
Fig IV.12. Zone du cas de glissement étudié……79
Fig IV.13 . Le résultat Avec la méthode de Bishop……..80
Fig IV.14 . calcul la stabilité du remblai renforce par géotextile……...82
Fig IV.15 . calcul la stabilité par butée de gabion…….……..83
Fig IV.16 . calcul la stabilité par colonne ballastées avec butée gabion…….84

Liste des tableaux

Tableau I.1. Classification selon la profondeur de la surface de glissement……..07

Tableau I.2. Classification selon la vitesse de glissement……..07

Tableau I.3 . Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité..……..25

Tableau I.4 . Les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage……..…25

Tableau I 5 . Les hypothèses, les équations et les inconnus dans les méthodes des tranches…….33

Tableau III.1 . les résultats essais physiques……..…62

Tableau III.2 . les résultats Essais mécanique……...…62

Tableau III.3. résultats Essais Sondage carotté…….63

Tableau IV.1. valeurs adoptées des indices physique et mécaniques……78

Tableau IV.1. les valeur des indice physique et mécanique……...85

Liste de symboles

C : Cohésion.

τ : Contraintes de cisaillement ou Contrainte tangentielle **.**

σ : Contrainte.

σ' : Contrainte effective ($\sigma' = \sigma - u$)

σ_3 : Contrainte principale mineur

σ_1 : Contrainte principale majeur

φ : Angle de frottement interne du sol

ψ : Angle de dilatance du sol

ε : Déformation longitudinale

ν : Coefficient de Poisson

γ_{sat} : Poids volumique du sol saturé

γ_w : Poids volumique de l'eau (environ9,8)

γ_h : Poids volumique humide du sol

γ_s : Poids volumique des grains

γ_d : Poids volumique sec du sol**.**

e : L'indice des vides.

n : La porosité.

w : Teneur en eau.

Cu : Coefficient d'uniformité de Hazen.

Cc : Coefficient de courbure.

D30 : Diamètre de la maille laissant passer 30 % du matériau.

D60 : Diamètre de la maille laissant passer 60 % du matériau.

D10 : Diamètre de la maille laissant passer 10 % du matériau.

Wp : La limite de plasticité.

WL: la limite de liquidité.

Ip : L'indice de plasticité.

IL : L'indice de liquidité.

Ic : L'indice de consistance.

Sr: Degré de saturation.

σ : Contrainte normale appliquée (charge appliquée).

Cg : L'indice de gonflement.

Cc : L'indice de compression.

Pc : Pression de consolidation.

Pl : La pression limite pressiométrique.

Pl* : La pression limite nette.

R.P.A: Règles Parasismiques Algériennes.

A : section droite de la pointe.

e : pénétration moyenne par coup .

g : accélération de la pesanteur .

H : hauteur de chute .

M : masse du mouton .

M’ : somme des masses du train de tiges, de l’enclume et de la tige guide.

Rp: Résistance de pointe.

Fs: coefficient de sécurité.

Hc : Hauteur critique.

PDL: Pénétration dynamique lourds.

SC: Sondages carottés.

Introduction générale :

Les glissements de terrain sont des phénomènes géodynamiques qui se produisent dans toutes les régions du monde et souvent les plus graves sur la surface de la terre. Ils provoquent des modifications sur le paysage et peuvent détruire des édifices et des constructions et causent parfois des décès. Ces phénomènes se développent dans un massif de sols meubles ou de roches argileuses tendres et se produisent dans des circonstances très variées.

Ces mouvements se produisent lors des tremblements de terre (séismes, explosions souterraines ou sous-marines, etc.), et/ou lors des périodes pluvieuses intenses avec des précipitations prolongées, de l'action conjuguée de facteurs géologiques et géomorphologiques divers. Ces phénomènes naturels souvent catastrophiques engendrent des instabilités de terrains et parfois des effondrements de structures se trouvant dans le voisinage immédiat.

Ce problème constitue actuellement l'une des préoccupations majeure des ingénieurs chargés de la conception des ouvrages. L'objectif de ce travail présenté dans ce mémoire est d'analyser la stabilité d'un glissement de terrain situé sur la cheman wilaya 18 évitement de la ville de ouamri Médéa .De ce fait notre travail se divise en trois parties, qui sont les suivantes :

Chapitre I :l'étude bibliographique, qui est une étude théorique, sur les mouvements de terrain (leurs circonstances, leurs caractéristiques, leurs types et leurs différentes causes) ainsi, les différentes méthodes d'analyse et de calcul de la stabilité .

Chapitre II : les différents systèmes de confortements.

Chapitre III : Présentation du projet et synthèse géotechnique .Ce chapitre est consacré à une présentation générale du glissement étudier, les résultats des différentes essais réalisées sont également donnés pour permettre d'extaire sont également donnés pour permettre 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 travail 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. Généralité 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.



Fig I.1. mouvements de terrain .

I.1.1. Définition des mouvements de terrain :

Les mouvements de terrain regroupent un ensemble de déplacements, plus ou moins Brutaux, du sol ou du sous-sol, d'origine naturelle ou anthropique.

Les déplacements peuvent être lents (quelques millimètres par ans) ou très rapides (Quelques centaine de mètres par jour) [2].

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

I.1.1.1. Les mouvements lents et continus :

- Les tassements et les affaissements de sols.
- Les glissements de terrain le long d'un plan rectiligne et à surface de rupture circulaire : se produit généralement dans des matériaux homogènes.

I.1.1.2. Les mouvements rapides et discontinus :

- L'effondrement du toit des cavités souterraines, L'évolution des cavités souterraines naturelles (dissolution de gypse) ou artificielles (carrières et ouvrages souterrains marnières) peut entraîner l'effondrement du toit de la cavité et provoquer en surface une dépression généralement de forme circulaire.
- les écroulements et les chutes des pierres ou des blocs.
- Retrait-gonflement des argiles : est un Phénomène caractéristique des sols argileux, aussi appelé mouvement de terrain différentiel, lié aux variations en eau du terrain. Le sol se comporte parfois comme une éponge : il se gonfle en présence d'eau et se rétracte en son absence.
- Les coulées boueuses et torrentielles [2].

I.1.2. Description des principaux types de mouvement :

Ils sont divisés en quatre catégories, définies par Colas et Pilot en 1976 et repris d'une manière universelle [3] :

- Les écroulements.
- Les fluages.
- Les coulées.
- Les glissements.

a) Les écroulements :

Les écroulements sont des chutes soudaines de masses rocheuses importantes. L'écroulement type est représenté par l'effondrement d'un pan de falaise vertical. Ces mouvements se produisent rarement mais peuvent être catastrophiques.

Ils sont divisés en 3 types :

- ✓ Ecroulements rocheux de falaise.
- ✓ Ecroulements par fluage ou glissement d'une couche tendre .
- ✓ Ecroulements ou effondrements.



Fig I.02 : Ecroulement d'Aokas (2015).

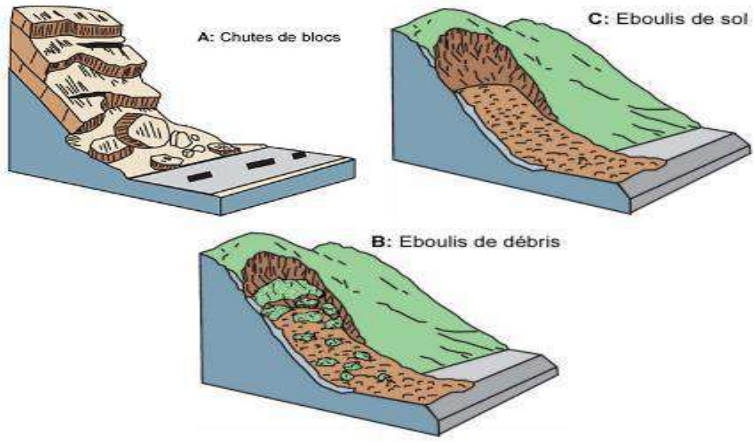


Fig I.03. écroulement et chutes de blocs (SOURCE USGS) .

b) fluage :

Le mouvement se produit lentement sans modification des efforts appliqués. En fait ces efforts conduisent à une sollicitation de la structure proche du sol de la rupture, l'état ultime pouvant être soit la stabilisation, soit la rupture :

- les déplacements dans le massif en mouvement sont continus mais les vitesses faibles.
- on ne peut mettre en évidence de surface de rupture. Ces mouvements affectent principalement des versants naturels divers [3].

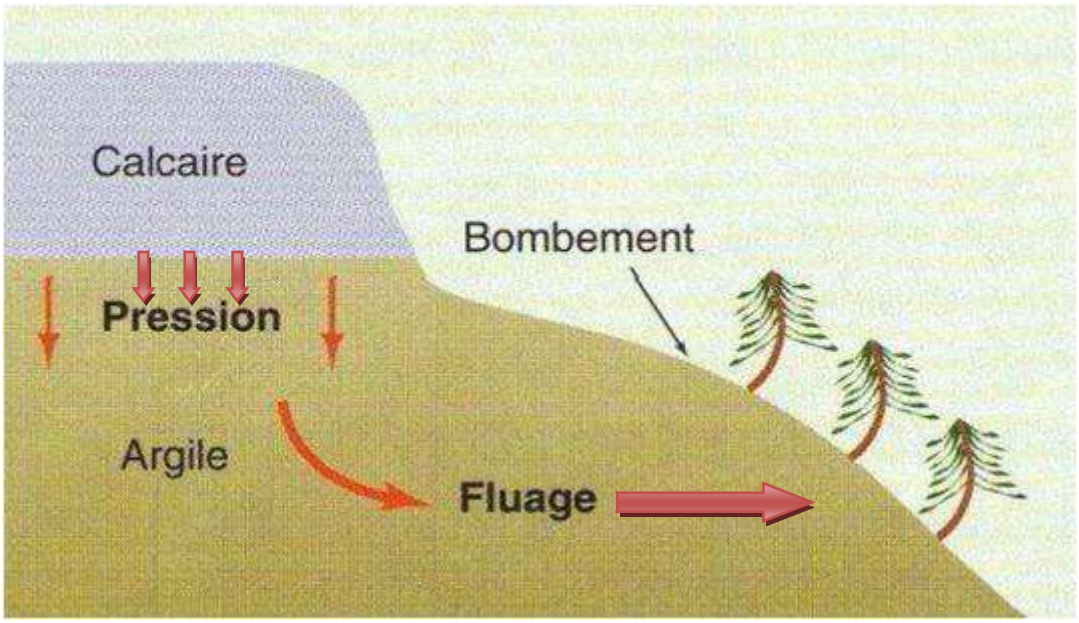


Fig I.04 . Schéma général du mécanisme de fluage [3]

c) Les coulées boueuses :

Les coulées constituent des mouvements de terrain qui s'assimilent largement autant à des problèmes de transport de matériaux par l'eau, qu'à des problèmes de glissement. Cependant, ce sont souvent des matériaux issus de glissements qui alimentent les coulées, ces matériaux étant alors repris par un torrent.

Les coulées peuvent intéresser des matériaux très sensibles (argiles sensibles de Scandinavie qui se liquéfient dès qu'elles sont déformées) et donner des coulées de boue.

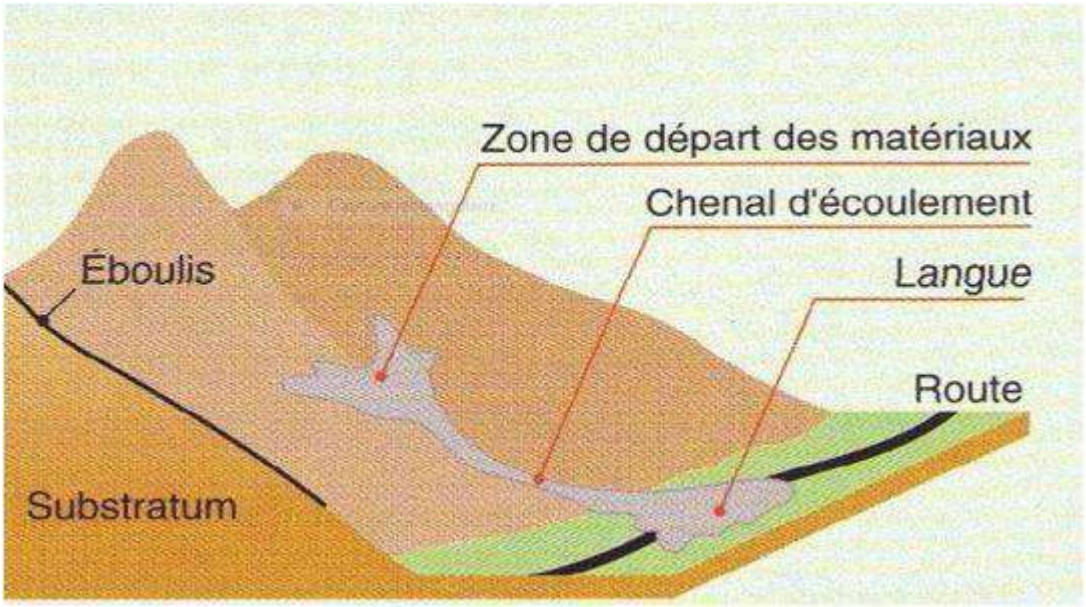


Fig. I. 05 : Schéma type de coulée d'éboulis [3]

d) Les glissements :

Ces mouvements se produisent généralement dans des matériaux beaucoup plus meubles que ceux affectés par les écroulements. Ils sont également à une échelle beaucoup plus grande, généralement celle du chantier, et intéressent les ingénieurs. Leur étude relève essentiellement de la mécanique des sols.



Fig I .06 . photo réel de la zone de glissement [11].

I.2. Classification des glissements :

Les glissements peuvent être classés selon la profondeur estimée de la surface de glissement et selon la vitesse moyenne à long terme des mouvements [4].

Tableau I.1. Classification selon la profondeur de la surface de glissement.

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

Tableau I.2. Classification selon la vitesse de glissement.

Glissement	Vitesse de glissement
substabilisé, très lent	0 – 2cm/an
peu actif, lent	2- 10 cm/an
actif (ou lent avec phases rapides)	> 10 cm/an

I.3. Caractérisation d'un glissement de terrain :

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

- **Tête :** limite amont du glissement et plus précisément partie où le matériau glissé se trouve en contact avec l'escarpement principal.
- **Escarpement secondaire** : cicatrice semblable à l'escarpement principal mais visible dans la masse remaniée. Ces escarpements confèrent à la masse en mouvement une structure en escalier.
- **Elément** : fraction de la masse glissée située entre deux escarpements.
- **Flanc** : limite latérale du glissement prolongeant l'escarpement principal.
- **Pied :** correspond à l'intersection aval de la surface topographique initiale. Le pied est souvent masqué par le bourrelet.
- **Extrémité inférieure ou pouce :** zone aval du mouvement de terrain ou extrémité du bourrelet.
- **Rides transversales :** elles se forment dans le bourrelet du mouvement de terrain, témoins d'efforts de compression pouvant aboutir à des chevauchements dans le matériau.
- **Surface de rupture ou de glissement :** surface séparant la masse glissée des terrains en place.
- **Corps :** partie centrale du glissement recouvrant a surface de rupture. [3]

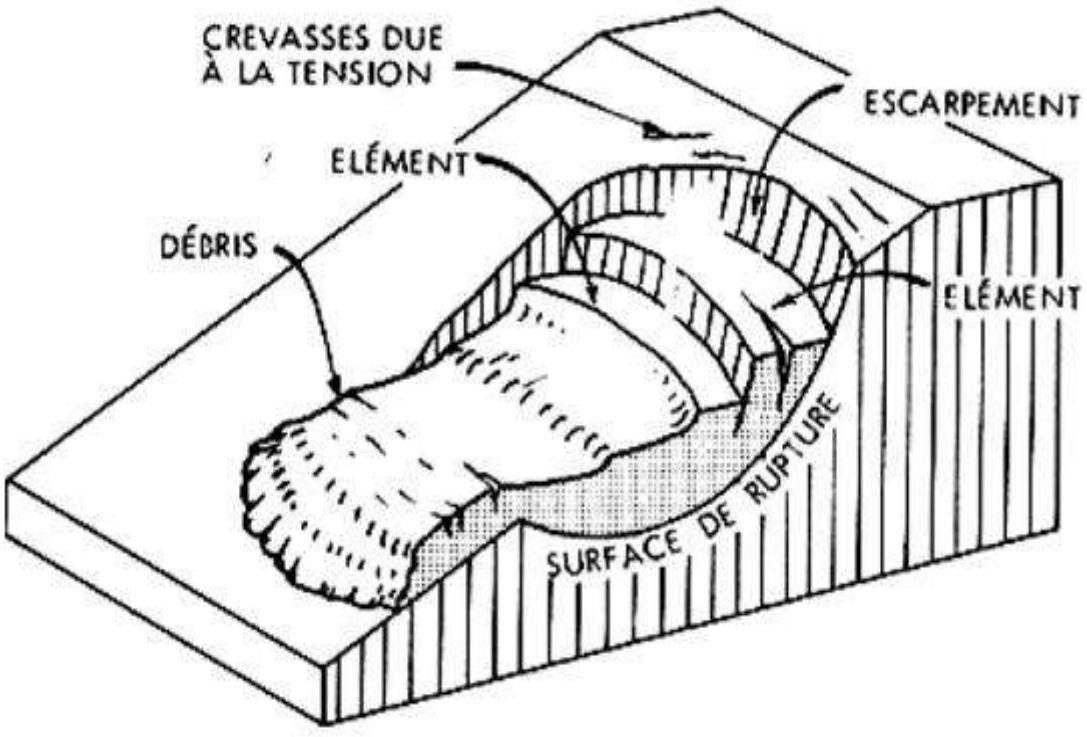


Fig I .07. Eléments descriptifs d'un glissement (Colas & Pilot, 1976).

I.4. Diffèrent types de glissements :

Colas et Pilot (1976) distinguent deux types de mouvements, qui diffèrent par la géométrie et la surface de rupture :

- les glissements plans.
- les glissements rotationnels simples et complexes.

I.4.1. les glissements plans :

Les glissements plans se produisent suivant un schéma type alors que les causes peuvent être diverses :

- glissement d'une couche mince de caractéristiques médiocres sur un substratum.
- glissement d'un matériau d'altération ou sur un niveau (limons argile par exemple).
- glissement par extension d'une couche peu résistante.

Ces glissements se produisent souvent lors de la réalisation de travaux d'importance mineure par suppression de la butée de pied ,cette dernière peut être causée par une érosion de pied (affouillement d'un cours d'eau).

Ces mouvements peuvent être liés aux mouvements de la nappe, et, dans ce cas, la limite entre le glissement plan et le fluage peut être mal défini [3] .

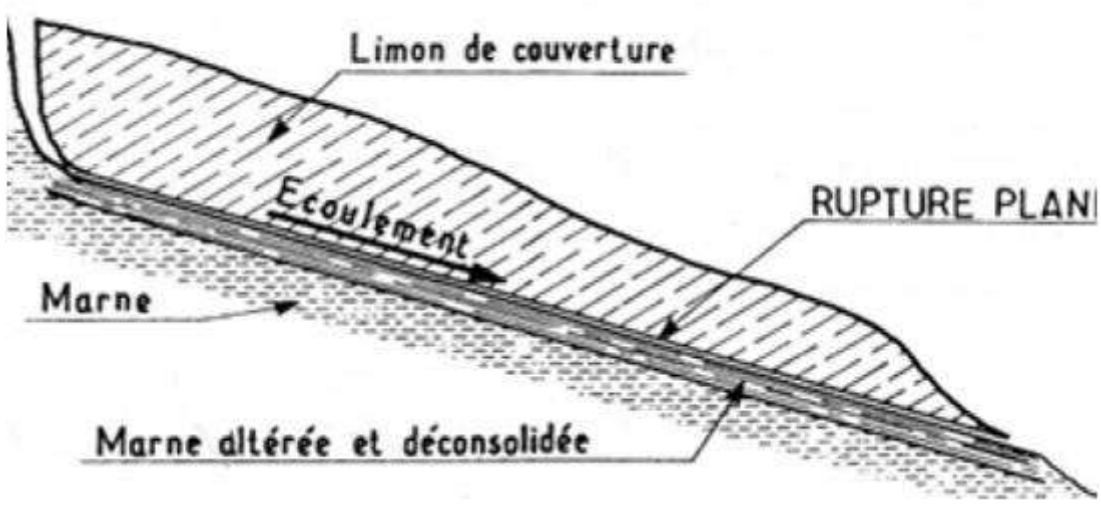


Fig I.08 . Glissement plan.

I.4.2. les glissements rotationnels simples et complexes :

Dans ce type de mouvement, il se produit un basculement de la masse glissée le long d'une surface courbe plus ou moins circulaire , c'est dans ce type de mouvements que l'on identifie le mieux les différentes figures caractéristiques précédemment décrites : escarpements, bourrelet de pied, etc.

Ces mouvements peuvent être simples ou complexes. Les mouvements simples ont une surface de rupture proche ou assimilable à un cercle et leur étude fait appel aux méthodes d'analyses classiques de la mécanique des sols.

a) Les glissements simples peuvent être superficiels ou profonds :

- Glissements superficiels.
- Glissements profonds.

b) Les glissements complexes:

Ont souvent une surface de rupture non circulaire. Les ruptures non circulaires peuvent avoir différentes causes :

- anisotropie de structure.
- anisotropie mécanique.
- caractéristiques mécaniques variant en profondeur.
- suppression d'une butée de pied entraînant une rupture régressive ou un effondrement.

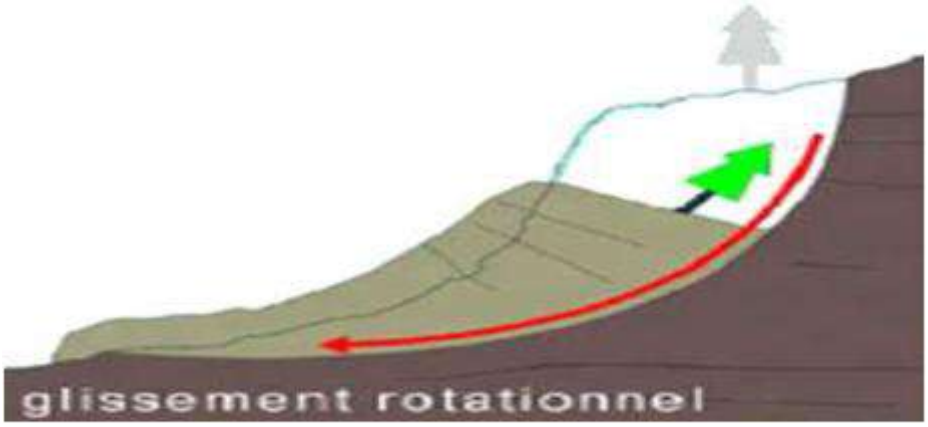


Fig I .09 . Schéma d'un glissement circulaire (Colas & Pilot,1976).

I.5.Origine et causes des glissements de terrain :

On rappellera ici rapidement que les causes de glissement de terrain sont de deux Sortes. [4] .

I.5.1. Les causes naturelles :

- **L'inclinaison de la pente (la géométrie) :**

La pente de la surface du terrain constitue un facteur essentiel de stabilité ou d'instabilité. La pente critique dépend de la nature des sols ou des roches et de la présence d'eau dans le massif.

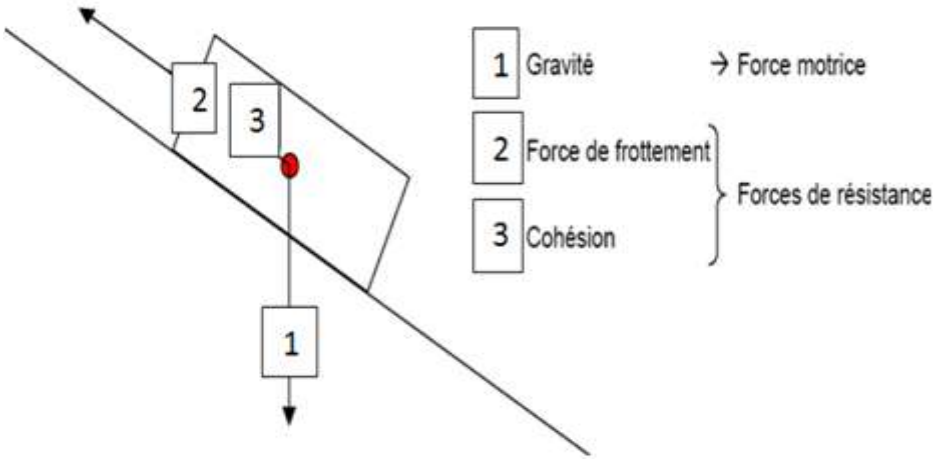


Fig I .10 . Schéma représentant les différentes forces s'exerçant sur un massif de Sol (Christian chapeau & Jean-Louis).

Tant que les forces stabilisatrices FS (force de frottement et de cohésion) sont plus fortes que la force motrice FM (gravité), la stabilité du versant est assurée, Si l'équilibre des forces change et la force motrice devient plus importante que les forces de résistance, un glissement de terrain se déclenche. Se produit alors une rupture entre deux couches de roche ou de sol, et une masse se met à glisser plus ou moins rapidement vers l'aval. Il peut arriver que celle-ci se décompose et finisse sa course sous forme de coulée de boue.

- **Les conditions hydrauliques (eau souterraine) :**

Les épisodes de très fortes pluies ou de fonte massive et rapide des neiges, engendrent de multiples instabilités superficielles et glissements de terrains. Ainsi, une pluie brève de très forte intensité entraînera de nombreux glissements superficiels et des coulées, alors que des pluies d'intensité modérée mais persistant plusieurs semaines, sont susceptibles de provoquer des glissements de grande ampleur.

Une période de sécheresse provoque des fissurations par retrait des sols argileux, ce qui facilite l'infiltration de l'eau dans les fissures lors d'épisodes pluvieux, L'eau souterraine est un facteur majeur de localisation des glissements, de déclenchement ou d'accélération des mouvements.

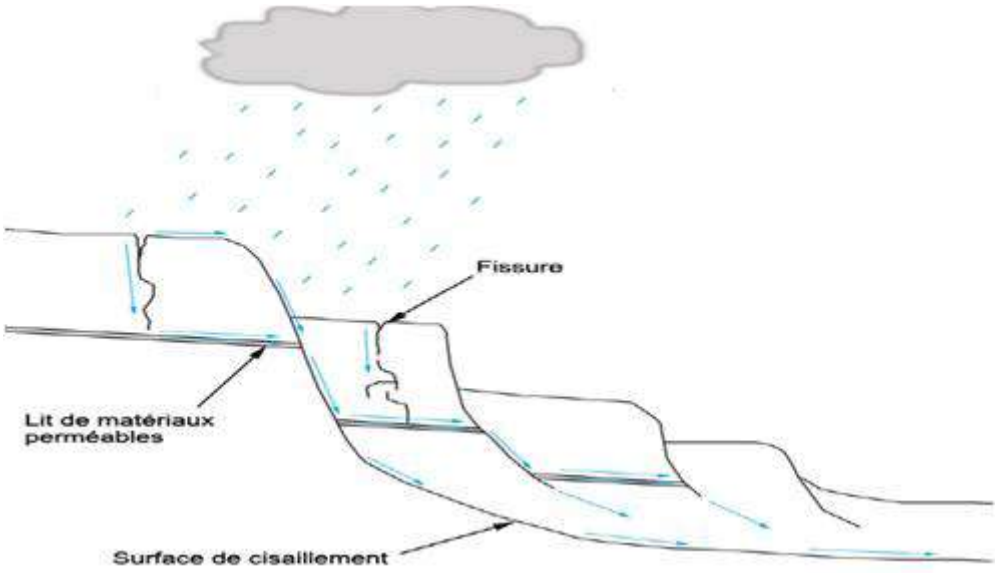


Fig I .11. Exemple schématique d'un processus d'infiltration de l'eau Dans le sol (Christian chapeau & Jean-Louis).

- **Séisme:**

Il a pour l'effet de transmettre aux couches superficielles du sol une énergie venue des Profondeurs (de l'hypocentre) sous forme d'ondes de compression et de cisaillement qui tendent à diminuer la stabilité du sol et donc à favoriser les glissements de terrain.



Fig I .12 . Glissement de terrain lors du séisme Taïwan le 26/04/2010.

- **La stabilité des couches des sols aux vibrations :**

(Thixotropie des sols cohérents, potentiel de liquéfaction de sols pulvérulents)

- **Modifications chimiques de sols cohérents:**

Les argiles et les marnes sont des corps chimiques dont la nature peut être modifiée par le contact d'autres corps chimiques, en particulier les sels minéraux transportés par les eaux d'infiltration, et l'argile ou la marne modifiée peut être moins résistante que le sol d'origine (passage de l'argile Ca à l'argile Na ou inversement / problème des argiles norvégiennes d'origine maritime).

I.5.2. Les causes humaines :

- **Surcharges au somment du talus :**

L'action de surcharger un talus au sommet par la construction d'un remblai et L'entreposage temporaire ou permanent de matériaux divers tels que terre d'excavation, rebuts, neige, bois, ...etc., peut nuire à sa stabilité.

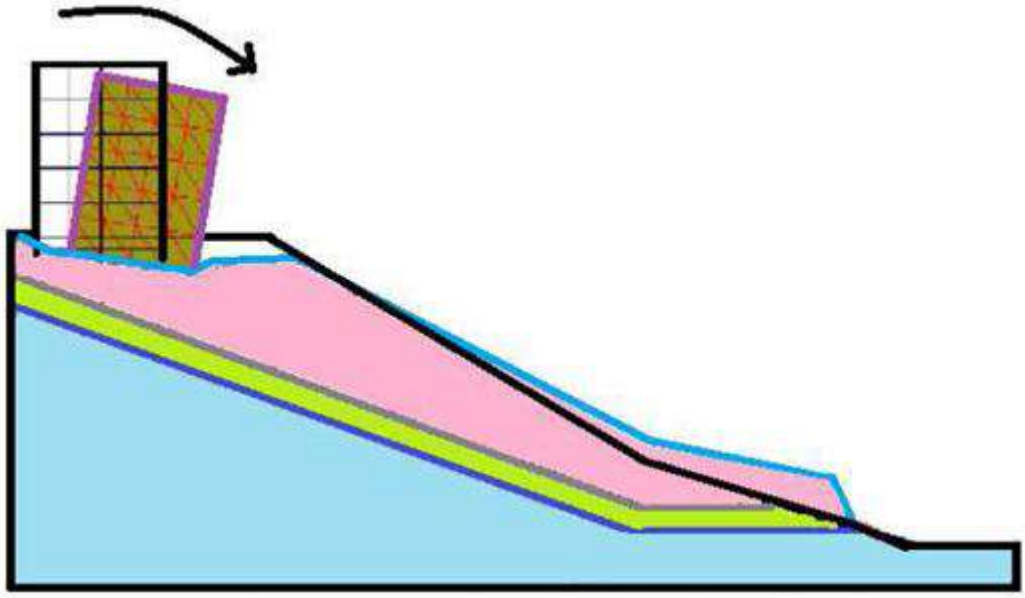


Fig I. 13 . Exemple schématique d'une surcharge au sommet de talus .

- **La suppression par déblai :**

La suppression par déblai en général de la butée de pied qui réduit les forces Résistances. Il arrive parfois que, suite à un glissement qui, par exemple, coupe une route, l'intervention consiste à déblayer la partie du glissement gênante (celle qui est sur la route), ce qui provoque inévitablement un nouveau glissement et ainsi de suite.

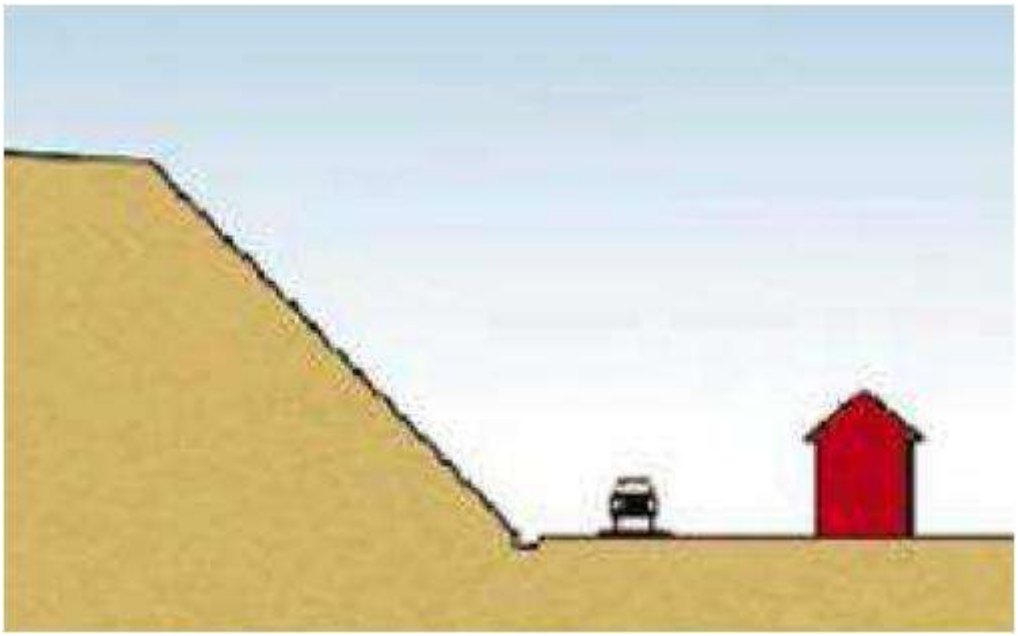


Fig I .14 : Schéma d'un déblai .

- **La modification des conditions de circulation de l'eau :**

La modification des conditions de circulation de l'eau dans le sol par suite de travaux ou par suite de fuites de conduites AEP/Eaux usées (à remarquer ici le fait que les fuites des conduites peuvent être les causes on les conséquences des mouvements de terrain /dans ce dernier cas elles vont accentuer l'instabilité).

- **Les explosions :**

Au cours des travaux de démolition, de carrières, de réalisation de routes et de tunnels, des explosifs sont souvent utilisés pour la destruction des matériaux durs qui présentent des obstacles pour l'avancement des travaux. Les explosions ainsi effectuées, engendrent des surcharges et des secousses importantes et rapides (vibrations). Les pressions interstitielles augmentent en déclenchant des glissements de terrains ou/et les secousses provoquent des chutes de blocs à vitesse très rapide.



Fig I. 15 . Un glissement de terrain causé par une explosion (Afghanistan).

I.6. Facteurs influençant la stabilité des talus :

Le déclenchement est en effet le résultat de la combinaison des actions de conditions défavorables permanentes (topographie, géologie, présence d'une nappe, caractéristiques mécaniques médiocres des terrains, etc.) et d'un ou de plusieurs facteurs déclenchant, susceptibles de rompre l'état d'équilibre initial de la pente. Ces facteurs peuvent être d'origine naturelle ou anthropique.

I.6.1. Les facteurs d'origine naturelle :

• Elévation du niveau de la nappe en relation avec la pluviométrie.

• Affouillement

• Souvent l'eau est le principal facteur (Pressions interstitielles- ravinement- érosion).

• Une diminution des résistances du sol ; le cas le plus fréquent est la diminution de l'angle de frottement interne des argiles sous l'effet de l'eau. Dans quelques rares cas, cette dernière est vaporisée (du fait des énergies libérées par les très grandes masses en jeu), son effet est alors multiplié.

I.6.2. Les facteurs d'origine anthropique :

• Modification de la géométrie de la pente.

• Suppression de la butée en pied.

• Modification du régime hydrologique naturel de la pente.

• Modification de l'utilisation des sols.

• Une augmentation des charges en amont, comme la construction d'un ouvrage.

• Une diminution des appuis en pied de pente, comme un terrassement mal pensé et trop raide, ou à une échelle différente le retrait d'un glacier.

• plus rarement, un facteur déclenchant peut intervenir telle qu'une vibration de machine, une explosion ou un séisme (à noter que les séismes peuvent être des facteurs indirects, en organisant les écoulements d'eau souterrains) séisme.

I.7. Phases des glissements :

Les glissements de terrain se caractérisent par des phases d'activité variables : des périodes de vitesse de glissement plus élevée avec des phases de calme apparent.

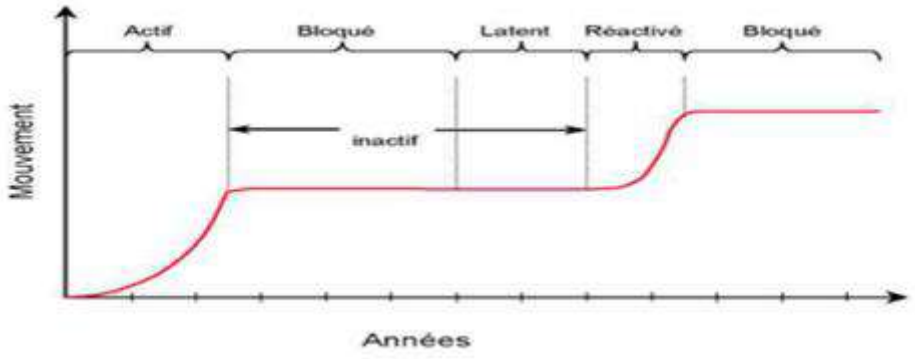


Fig I .16: Différent phases de l'activité d'un glissement de terrain (Masekanya.J.P, 2008)[12].

I.7.1. Glissements de terrain actif :

Un glissement de terrain est considéré comme actif si un mouvement peut être constaté Le déplacement peut être minime, les déformations de moins d'un millimètre étant toute fois difficilement détectables.

Les glissements actifs comprennent les glissements présentant des vitesses plus ou moins constantes à long terme tout comme les glissements avec des phases successives d'accélérations.

I.7.2 . Glissements de terrain réactivés :

Désigne les glissements de terrain qui quittent une phase inactive pour entrer dans une Phase active. Habituellement, les glissements de terrain réactivés se déplacent le long d'une surface de glissement existante.

I.7.3. Glissements de terrain inactifs :

Désigne les glissements de terrain restés immobiles pendant plusieurs années. Ceux-ci se subdivision en quatre catégories[5].

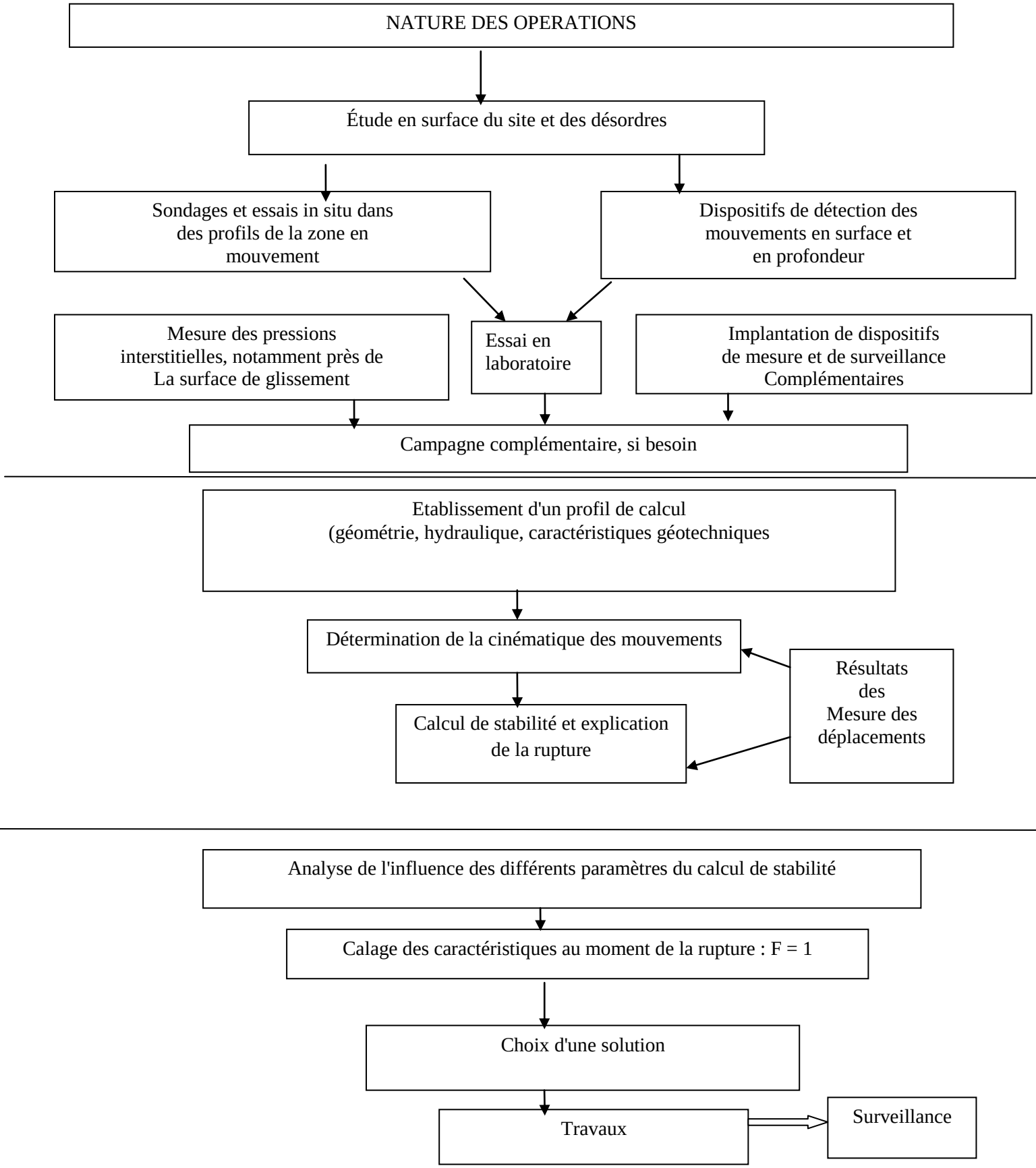
- Glissements bloqués.
- Glissements latents.
- Glissements abandonnés.
- Glissements stabilisés.

I.8. Méthodologie de l'étude d'un glissement :

Les différentes étapes qui permettent de déterminer les paramètres nécessaires à l'analyse de stabilité (paramètres géométriques, hydrauliques et mécaniques) constituent la première phase de l'étude d'un glissement, c'est la phase de la reconnaissance préliminaire et les investigations géotechniques.

Cette première étape se traduit par la modélisation du versant, On peut alors passer à la deuxième phase de l'étude qui est l'analyse de stabilité et qui permet d'expliquer les causes des glissements ou de quantifier un degré de stabilité. La dernière phase de l'étude consiste alors à définir le principe d'un confortement et d'analyser et suivre son efficacité sur le terrain [5].

Organigramme. Méthodologie de l'étude des glissements de terrains (BLPC115pp15-24 cartier).



I.9. Reconnaissance du site :

A ce stade de l'étude il s'agit d'utiliser au mieux les différentes disciplines qui peuvent Permettre d'avoir une bonne connaissance des conditions ayant provoqué le glissement: géophysique, géologie, hydrogéologie et géotechnique.

I.9.1. Reconnaissance géotechnique :

I.9.1.1Essai in-situ :

a) Sondages :

Le sondage carotté permet d'extraire des échantillons du sol en profondeur. Ces échantillons, remaniés ou intacts, permettent d'une part de reconnaître de visu la nature géologique des terrains, et donc de compléter les informations géologiques locales recueillies, dans l'étude préliminaire, et d'autre part de mener la campagne d'essais de laboratoire pour aboutir aux caractéristiques d'identification physique et mécanique du sol. Celles-ci sont utilisées, entre autres, pour étudier la résistance au cisaillement du sol ainsi que sa prédisposition à tasser.



Fig I. 17. réalisation d'un sondage carotté sur site [11].

b) Pénétromètre dynamique lourd (pdl) :

L'essai au pénétromètre dynamique lourd consiste à faire pénétrer dans le sol par le sol par battage un train de tiges lisses, muni à son extrémité d'une pointe, à l'aide d'un mouton tombant d'une hauteur donnée. On compte le nombre de coups N correspondant à chaque enfoncement de 20 cm de la tige dans le sol.

L'enfoncement en profondeur de la tige est fonction de la compacité du sol. Dans un sol homogène, l'enfoncement es proportionnel au nombre de coups .On dit que le "refus" est atteint lorsque le nombre de coups N, pour une pénétration inférieure ou égale à 20 cm, devient très élevé (plus de 100 coups).

Les résultats des essais sont représentés par des diagrammes donnant, en fonction de la profondeur, la résistance en pointe au battage Rp déduite de la formule des Hollandais. Celle-ci est donnée par :

$$q = \frac{\mathrm{M}}{\mathrm{e(M + M')}}\ \mathrm{MgH/A}$$

A : section droite de la pointe.

e : pénétration moyenne par coup.

g : accélération de la pesanteur.

H : hauteur de chute.

M : masse du mouton.

M' : somme des masses du train de tiges, de l'enclume et de la tige guide.



Fig I. 18 . Réalisation d'un sondage pénétromètrique sur site [11].

I .9.1.2. Essais en laboratoire :

Les essais de laboratoire peuvent être subdivisés en deux (02) grandes catégories.

- les essais d'identification et classification de sol.
- les essais de détermination des caractéristiques mécaniques des sols.

I .9.1.2. 1. les essais d'identification et classification de sol :

a) Teneur en eau naturelle (W) :

Rapport de la masse d'eau évaporée lors de l'étuvage M_W sur la masse des particules Solide Ms, exprimé en pourcentage.

W (%) =M_w / M_s .

b) Poids volumique :

Le poids volumique d'un sol est le rapport du poids total d'une certaine quantité de sol, au volume de cette même quantité. On le not $\gamma = P/V$ et on, l'exprime généralement en kN /m3.



Fig I .19. Appareillages Pour mesure Teneur en eau naturelle et le Poids volumique.

c) Le degré de saturation Sr est le rapport du volume d'eau à celui des vides :

$$Sr = Vw / Vv$$

Sr = 0 correspond à un sol sec .

Sr = 100% correspond à un sol saturer Sr et en pratique exprimée en pourcentage.

d) Limites d'Atterberg :

Les limites d'Atterberg sont des constantes physiques conventionnelles qui marquent les seuils entre :

- Le passage d'un sol de l'état liquide a l'état plastique (limite de liquidité : WL).
- Le passage d'un sol de l'état plastique a l'état solide (limite de plasticité : WP).

Ces limites ont pour valeur la teneur en eau du sol à l'état de transition considéré, Exprimée en pourcentage du poids du matériau sec.



Fig I. 20. Essai de limites d'Atterberg.

e) Analyse granulométrique :

L'analyse de la granulométrie est la recherche de la distribution en poids des particules solides d'un sol suivant leurs dimensions.

L'analyse granulométrique permet de déterminer la grosseur et les pourcentages Pondéraux respectifs des différentes familles de grains constituant l'échantillon.

- Par tamisage (tamis à maille carrée) pour les grains de diamètre supérieur à 80µm .
- Par sédimentométrie pour les grains plus fins.



Fig I .21 . Appareillages d'Analyse granulométrique par tamisage.

I .9.1.2. 2. les essais de détermination des caractéristiques mécaniques des sols :

a) Essais de compressibilité :

Un les essais les plus importants réalisés en mécanique des sols est l'essai de Compressibilité à l'oedomètre. Il permet d'étudier la compressibilité du sol et d'en déduire certaines caractéristiques pour évaluer l'amplitude des tassements des ouvrages construits sur ce sol.

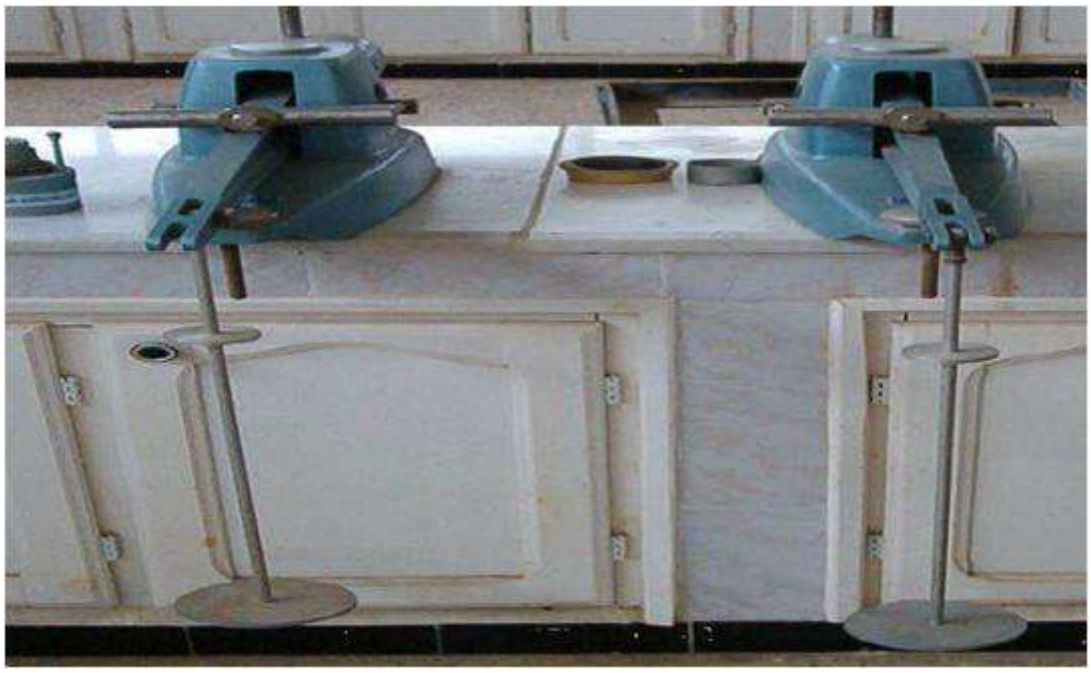


Fig I .22 . L'oedomètre pour essai de compressibilité.

b) Essais de résistance au cisaillement :

Ces essais permettent de déterminer la résistance au cisaillement des sols caractérisée par la cohésion (**C)** et l'angle de frottement (φ). Parmi les essais nous distinguons :

1. Essai de cisaillement à la boîte :

L'essai de cisaillement direct permet à la détermination des paramètres de résistance du sol:

L'angle de frottement interne (φ) et la cohésion(**C**).

La boîte de Casagrande est constituée de deux demi-coquilles sur lesquelles on exerce Perpendiculairement au plan de jonction des deux demi-coquilles, une pression. L'échantillon, comprimé subit une compaction, c'est à dire qu'il perd une certaine proportion d'eau.

L'une des deux coquilles étant fixe, on exerce alors une pression latérale, tendant à faire glisser l'autre parallèlement à leur séparation. En augmentant progressivement cette contrainte, on constate que la résistance de l'échantillon croît, passe par un maximum, puis décroît jusqu'au moment où se produit la rupture. L'usage de cet essai est notamment approprié pour l'étude des glissements de terrain.

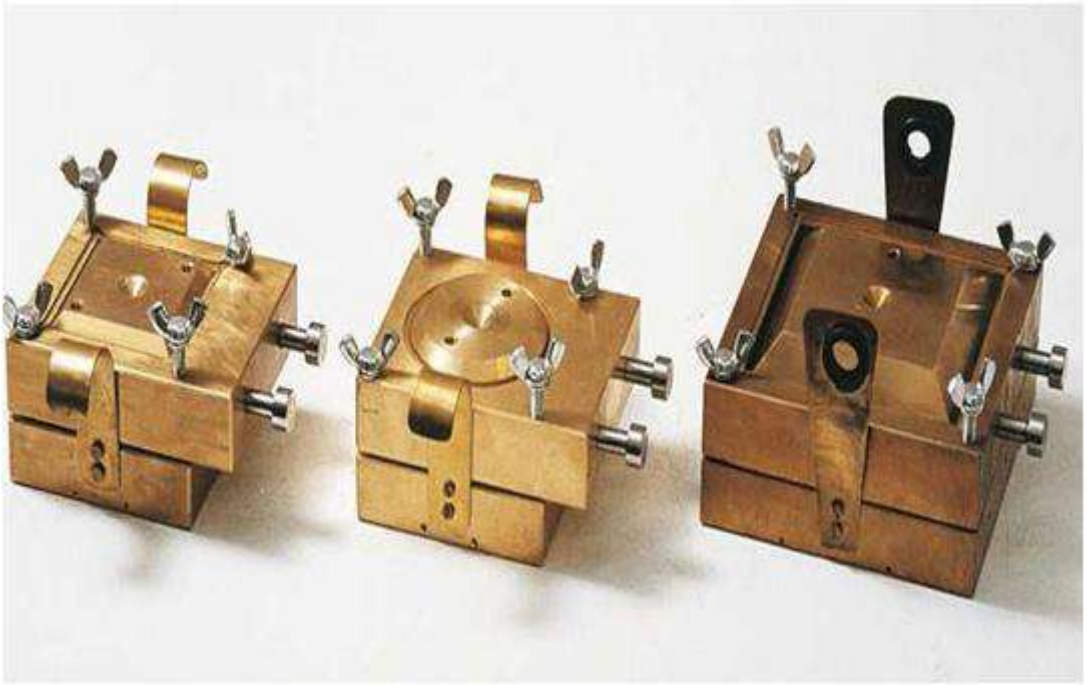


Fig I. 23 . Cisaillement à la boîte.

I.10. Méthode de calcul du coefficient de sécurité :

I.10.1. Notion du facteur de sécurité :

La notion du coefficient de sécurité est très importante , à travers elle, on cherche à couvrir toutes les sources d'erreurs et à traduire par un seul nombre de quelle façon la pente est stable. La définition du coefficient de sécurité d'une pente à l'égard de la rupture est une des questions les plus controversées de la mécanique des sols. Pour évaluer la stabilité des pentes, l'ingénieur doit choisir entre plusieurs définitions du coefficient de sécurité , Ce dernier peut être un rapport des forces, des moments, de grandeur par rapport à une grandeur limite [6].

Tableau 3 : Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité.

Définition	Formule
Rapport de contraintes	F=τmax/τ
Rapport de forces	F=Erésist/Emoteur
Rapport de moments	F=M resist/M moteur
Rapport de grandeurs	Par ex: H/Hmax

I.10.2 .Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité :

Le facteur de sécurité minimal FS adopté est assez rarement inférieur à 1,5. Il peut quelque fois être égal à 2, voire à 2,5 pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix (grand risque pour les personnes, site exceptionnel), ou pour des méthodes dont l'incertitude est grande (analyse en contrainte totale avec risque d'erreur sur la valeur de la cohésion drainé Cu).

Pour certains sites peu importants ou pour certains ouvrages courants, et lorsqu'il n'y a pas de risque pour la vie humaine, on peut accepter des valeurs plus faibles pendant un moment très court ou pour des fréquences faible : 1,2 voire 1,1. Mais pour pouvoir se rapprocher ainsi de 1, c'est-à dire de la rupture, il faut être sûr de la validité des hypothèses et des paramètres adoptés, ce qui souvent est difficile en géotechnique. 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 4 . Les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage.

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

- La définition des seuils des facteurs de sécurité dépend de l'approche adoptée, des fréquences de sollicitations de l'ouvrage en question et du risque créé par la rupture. En condition normale, Fellenius propose un seuil égale à 1,25, alors que FS = 1,5 pour Bishop (l'approche de Fellenius est plus conservatoire que celui de Bishop) [6].

I.10.3. Méthodes de calcul de stabilité des talus :

Les chercheurs géotechniciens proposent plusieurs méthodes d'évaluation et de prédiction des catastrophes naturelles engendrés par les glissements de terrain. Parmi ces méthodes on trouve essentiellement. [6]

a) les méthodes de calcul à la rupture :

Lorsqu'une masse rigide peut se déplacer le long d'une surface de géométrie bien définie, le comportement est contrôlé par la loi de Mohr- Coulomb, qui donne la résistance au cisaillement τf. Les méthodes dites d'équilibre limite sont très appropriées car on peut écrire facilement les équations qui relient les variables mais, sauf pour les cas les plus simples, le nombre des variables est bien supérieur au nombre d'équations. Pour pouvoir résoudre les équations, il faut alors introduire des hypothèses supplémentaires et simplificatrices, de manière à égaliser le nombre d'inconnues et le nombre d'équations.

b) Les méthodes volumiques ou méthodes sans hypothèse sur la surface de rupture :

Avant la rupture, au stade de la pré-rupture, le massif de sol ou de roche est continu et son comportement ne peut être analysé par des méthodes d'équilibre limite, car on ne peut pas mettre en évidence une surface de rupture. Les phénomènes à décrire sont nombreux et complexes (éslasto-plasticité, fluage, rupture progressive). Il est alors nécessaire de considérer des méthodes volumiques prenant en compte l'ensemble du volume pour analyser les mouvements ainsi que leur évolution dans le temps.

c) Les méthodes énergétiques:

L'amplitude et la vitesse des mouvements dépendent essentiellement de la redistribution de l'énergie potentielle devenant disponible au moment de la rupture. Pour les grandes vitesses et les grands déplacements, il faut alors considérer des approches énergétiques. Les méthodes d'équilibre limite sont largement utilisées pour leurs formes simples et leurs résultats qui se rapprochent aux méthodes rigoureuses.

I.10.3.1. Méthodes de calcul à la rupture :

a) Méthodes des blocs :

Les méthodes de calcul à la rupture sont des méthodes ou 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 plus faciles à déterminer. Ces techniques sont basées sur les hypothèses suivantes : le massif en mouvement peut être décomposé en un ensemble de blocs rigides indéformables qui frottent les uns sur les autres. Le comportement de l'interface est presque toujours défini par la loi de Coulomb. Dans ce cas :

- le calcul d'équilibre est fait à la rupture .
- les équations résolvantes sont les équations de la statique .
- le coefficient de sécurité F est spatialement bien déterminé (on peut considérer par exemple F constant partout).

b) Méthodes des tranches :

Le découpage de la masse en mouvement en tranches verticales permis le développement d'un très grand nombre de méthodes. Trois hypothèses sont ajoutées par rapport à la méthode des blocs :

- les bords des blocs sont devenus verticaux.
- le point de passage de la force à la base 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.

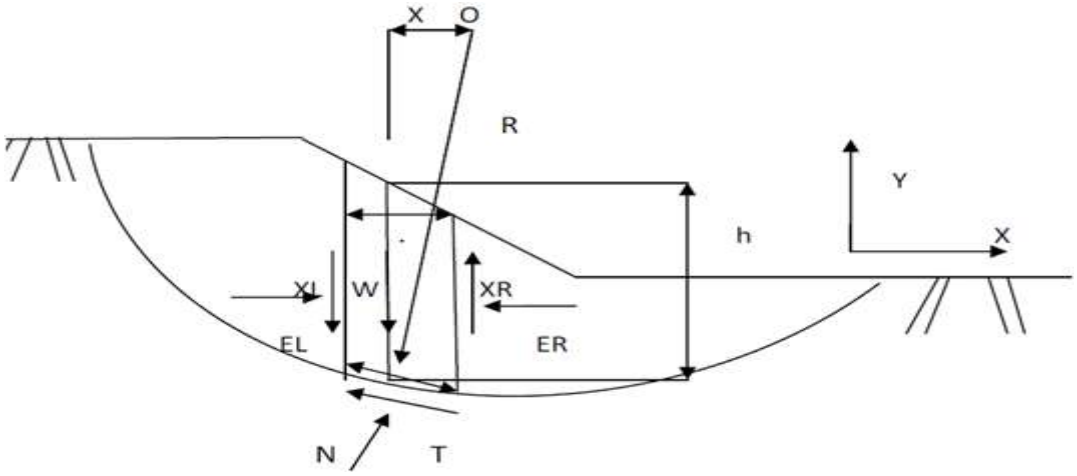


Fig I. 24 . Les inconnues d'une méthode des tranches (Masekanya.J.P, 2008)[12].

I.10.3.2 . Méthodes issues de l'analyse de l'équilibre d'une tranche :

Le dénombrement des inconnues et des équations du problème permet de comparer facilement les méthodes. Par tranche, il y a les forces situées à droite et à gauche (deux forces et leurs points de passage, soit 6n inconnues, n est le nombre des tranches), les forces à la base 2n inconnues, et le coefficient de sécurité qui est pris constant le long de la courbe de rupture, ce qui fait au total 8n+1 inconnues. Le principe d'action et de réaction entre tranches fournit 3(n-1) équations, l'équilibre de chaque tranche 3n équations ; on a aussi n équations de type Coulomb à la base des tranches et les 6 équations correspondant à des forces nulles aux extrémités du glissement, ce qui fait au total 7n+3 équations. Il manque (n-2) équations pour résoudre. Le choix de ces (n-2) équations différencie les méthodes.

I.10.4. Méthodes des tranches :

Il existe plusieurs méthodes des tranches, on définit parmi les plus utilisées, les suivantes :

I.10.4.1 . Méthode de Fellenius (1927) :

Cette méthode a été proposée par Fellenius (1927), dans le cas d'un sol purement cohérent elle est basée sur les Hypothèses suivante :

- méthode suppose une surface de glissement circulaire et divise le talus en tranches.
- elle néglige les forces entre les tranches (efforts verticales et horizontales).

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, le coefficient de sécurité est donné par la formule suivante:

$$\mathbf{F} = \frac{\sum C' L + \left(W \cos \alpha - u L \right) \tan \varphi'}{\sum W \sin \alpha}$$

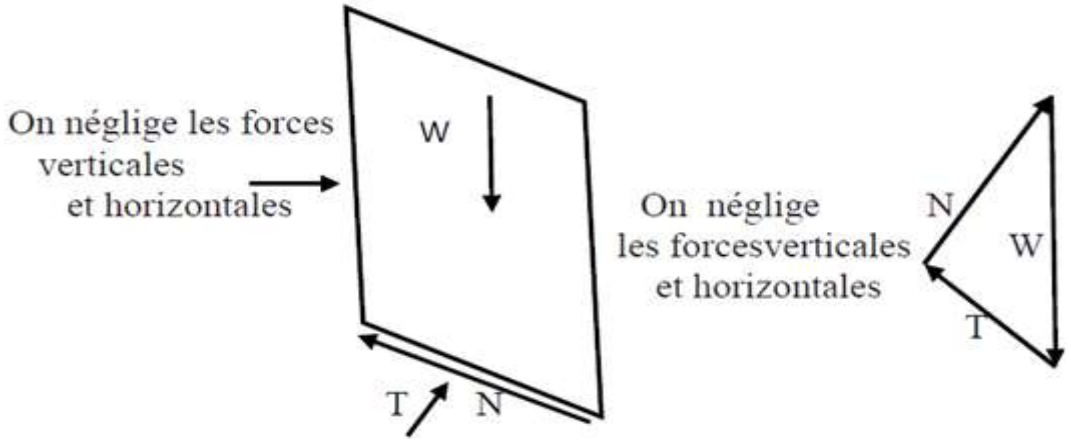


Fig I. 25 . Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius (Masekanya.J.P, 2008).

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

I.10.4.2. Méthode simplifiée de Bishop (1955) :

Hypothèses:

- la méthode suppose une surface de glissement circulaire.
- elle néglige les forces verticales entre les tranches.

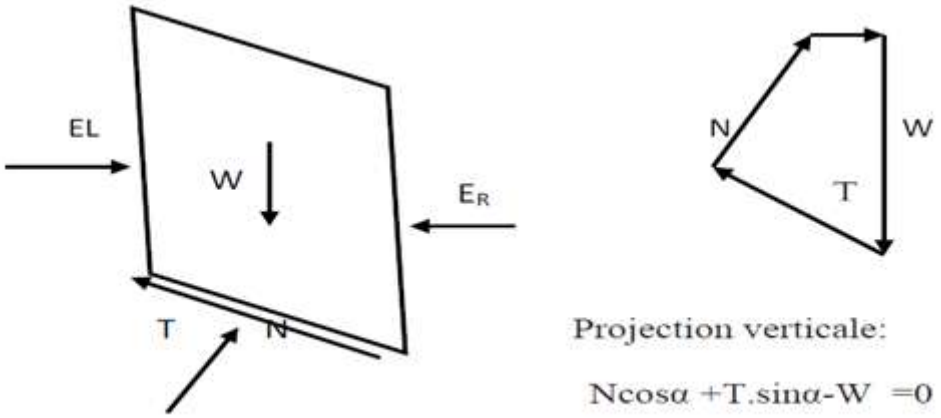


Fig I. 26. Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Bishop simplifiée (Masekanya.J.P, 2008).

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.
d'après l'hypothèse faite sur les forces entre les tranches ($X_R - X_L = 0$), nous aurons

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

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

Nous constatons que le coefficient de sécurité Fm (dû à l'équilibre moment) se retrouve dans les deux membres de l'équation, et donc, la résolution passe par des techniques itératives. Généralement, on prend la valeur du coefficient obtenue avec la méthode de Fellenius comme point de départ de cette itération. Cette méthode est plus précise que celle de Fellenius et le calcul se prête particulièrement bien au traitement par ordinateur.

I.10.4.3 . Méthode Suédoise modifier (U.S. Army Corps Of Engineers) :

Hypothèses:

- la méthode suppose également une surface de glissement quelconque (non circulaire).
- contrairement à la méthode de Janbu, elle suppose que les forces entre les tranches sont inclinées parallèlement à la pente moyenne.

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

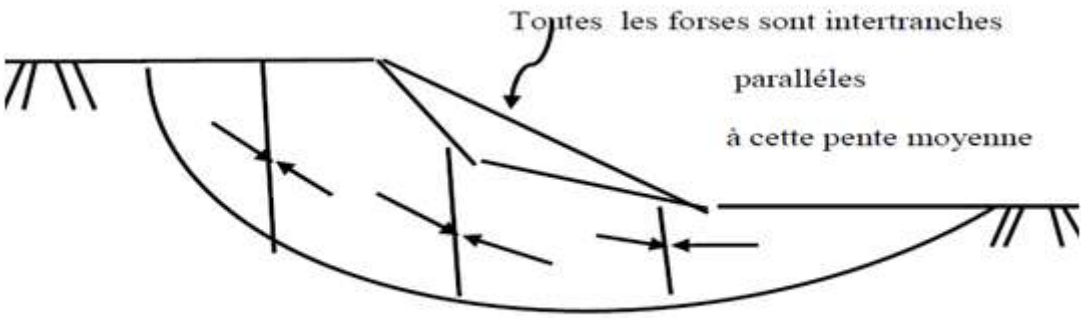


Fig I. 27. Inclinaison des forces dans la méthode Suédoise modifiée (Masekanya.J.P, 2008).

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

I.10.4.4. Méthode de Janbu simplifiée :

Hypothèses :

- la méthode suppose une surface de glissement quelconque (non circulaire).
- elle suppose que les forces entre les tranches sont horizontales. La méthode de Janbu vérifie l'équilibre des forces horizontales et verticales tout en négligeant l'équilibre des moments, il obtient la formule du coefficient de sécurité suivante :

$$Ff = \frac{Ff = \sum \frac{[C'L + (N - uL)tan\,\varphi']}{cos\,\alpha}}{\sum W\,sin\,\alpha}$$

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

$$Ff' = f_0 . Ff$$

I.10.4.5. Méthode de Morgenstern et Price (1965) :

Hypothèses:

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

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

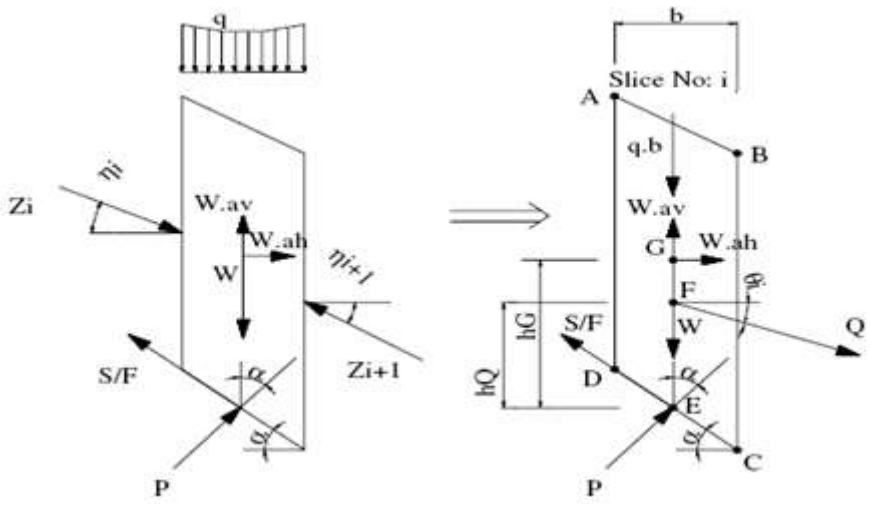


Fig I. 28. Représentation des forces sur une tranche selon la méthode simplifiée de Morgenstern et Price (Masekanya.J.P, 2008).

I.10.4.6.Méthode de Spencer (1967) :

Cette méthode a le même principe de calcul que la méthode de Morgenstern and Price, la différence réside dans la fonction de variation qui est constante (f(x)=1), et que l'angle d'inclinaison (θ) est constant dans toutes les tranches, Spencer a présenté cette méthode pour une surface de rupture circulaire.

Tableau 5 . Les hypothèses, les équations et les inconnus dans les méthodes des tranches **.**

La méthode	**Les hypothèses**	**Les équations d'équilibres**	**Les inconnus Recherchés**
Fellenius	• La surface de rupture est circulaire. • Les forces sur les côtés des tranches sont négligées. • Respecterl'équilibre de Moment	Σ moments par rapport au centre du cercle de glissement.	• Le coefficient de sécurité.
Bishop Simplifi	•La surface de rupture est circulaire; Négliger les forces verticales entre les tranches. •Respecter l'équilibre de moment ainsi que l'équilibre vertical pour chaque tranche, mais,négliger, l'équilibre horizontal des forces	Σ moments par rapport au centre du cercle de glissement. Σ des forces dans le sens vertical.	• Le coefficient de sécurité. • La force normale (N) à la base de la surface de rupture.
JANBU **1956**	•La surface de rupture est arbitraire Forces entre les tranches sont horizontal Respecter l'équilibre des forces horizontales et verticales Négliger l'équilibre dMoment	Σ Moments de n'importe qu'elle point sélectionné. Σ des forces dans le sens vertical. Σ des forces dans le sens horizontal	• Le coefficient de sécurité. • La force normale (N) à la base de la surface de rupture.

Spencer	• La surface de rupture est circulaire; •Les forces inter-tranches sont parallèles, (c'est-à dire, toutes ont la même inclinaison). • La force normale (N) agit au centre de la base de la tranche.	Σ Moments de n'importe qu'elle point sélectionné. Σ des forces dans le sens vertical. Σ des forces dans le sens horizontal..	• Le coefficient de sécurité. •La force normale (N) à la base. •L'inclinaison des force sinter tranches(\). •Résultante des forces inter tranches (Z). •Emplacement des forces latérales (ligne de poussée).
Morgenstern et Price	•La surface de rupture est circulaire; Négliger les forces verticales entre les tranches •Respecter l'équilibre de moment ainsi que l'équilibre vertical pour chaque tranche, mais négliger, l'équilibre horizontal des forces	Σ Moments de n'importe qu'elle point sélectionné. Σ des forces dans le sens vertical. Σ des forces dans le sens horizontal.	• Le coefficient de sécurité. • La force normale (N) à la base. • Le coefficient (λ). • Les forces inter tranche horizontales. • Emplacement des forces latérales (ligne de poussée)..
Sarma	• Les forces inter tranche de cisaillement dépend aux caractéristiques de cisaillement, la pression interstitielle de l'eau Et la composante horizontale de la force inter tranche. •La force normale (N) agit au centre de la base de la tranche	Σ Moments de n'importe qu'elle point sélectionné. Σ des forces dans le sens vertical. Σ des forces dans le sens horizontal.	• Le coefficient de sismicité (k). • La force normale (N) à la base. • Le coefficient (λ). • Les forces inter tranche horizontales. • Emplacement des forces latérales (ligne de poussée).

I.10.5.Méthodes globales :

Les méthodes globales 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 utilisées sont les suivantes :

- La masse en mouvement est observée dans son, 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 les trois équations de la statique appliquée à la masse en mouvement. Il existe plusieurs méthodes des (Méthodes globales), parmi les plus utilisées, les suivantes :

I.10.5.1.Méthodes graphiques :

Taylor (1937), puis Caquot (1954) ont développé une méthode graphique permettant lent calcul de ruptures circulaires dans un talus homogène cohérent et frottant, appelée méthode du cercle de frottement. Le terme de cohésion le iong 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'1, I étant la longueur de i'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 Rsin q', et on suppose que la résultante l'est aussi. Cette résultante passe par l'intersection des autres forces connues (poids, cohésion, et pression interstitielle). Biarez (1960) évalue l'erreur induite par ces hypothèses ; 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.

Tavenas et Le roueil (1980, 1982) discutent dans le cadre de cette approche la signification du coefficient F relativement à la distribution des contraintes normales. Ils montrent quelques non-sens et proposent une approche qui considère que la rupture est la fin d'un chemin de contraintes particulier en chaque point de la courbe de rupture ; ils introduisent la notion de marge de sécurité, évaluée en termes de pression interstitielle. Cette approche est donc une mise en forme différente des paramètres intervenant dans un calcul de stabilité, en gardant le souci d'une interprétation physi simple du coefficient de sécurité.

I.10.5.2.Méthode de BeII (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 :

$$\sigma_n : \lambda\gamma h + \mu \sin (rc\ (x - x_0/(x_1 - xo))$$

Où : X, X_1et Xo sont les abscisses curvilignes du point courant et des extrémités de la courbe de rupture. Cette fonction de répartition n'a pas permis à la méthode de fournir des résultats probants.

I.10.5.3Méthode des perturbations :

La méthode des perturbations est une méthode globale proposée par Raulin et al. (1974) et développée par Faure (1985). Le massif de terre délimité par une courbe de rupture quelconque. Il est en équilibre sous son propre poids et la réaction du sol sous-jacent. La distribution des contraintes normales ainsi que les valeurs de pression interstitielle en tout point le long de la courbe de rupture est définie à l'aide d'une contrainte approchée connue, modifiée ou perturbée par deux paramètres.

La loi de Coulomb permet d'exprimer les contraintes de cisaillement maximales. Le coefficient de sécurité est défini classiquement comme 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 et les deux paramètres 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.

Conclusion :

La stabilisation d'un glissement de terrain est une opération complexe et délicate, et pour cela, il existe plusieurs méthodes précieuses qui ont été proposées par différents auteurs pour le calcul de la stabilité et du coefficient de sécurité d'un glissement, et qui restent encore des approches.

Les systèmes de protection et de prévention doivent être déterminés et dimensionnés par une étude spécifique de l'aléa. Chaque cas à sa solution spécifique, et pour son diagnostic on est toujours amené à le rechercher suivant des manières régulières qui possèdent des compétences importantes sur le plan technique surtout vu la variabilité et l'hétérogénéité des sols, ainsi pour sa performance qui reste toujours inquiétante dans le cadre de la prévention et de soutènement notamment les terrains pentes.

Chapitre II : Les méthodes des confortements

II.1. INTRODUCTION :

Les confortements des talus au glissement sont l'ensemble des méthodes qui servent à stabiliser la masse de terrain a stabilité préjudiciable, les dispositifs utilisés pour le confortement des pentes instables, ou susceptibles de le devenir à cause variées sont nombreux et diversifié géométriques, hydrauliques .

D'autres techniques peuvent aussi être utilisées comme le boisement, la recharge en pied du talus (berges), le clouage à l'aide de pieux ou barrettes et le soutènement par murs en gabions ou en béton etc …

Le choix de l'une de ces solutions dépendra de la nature du talus à conforter (versant naturel ou artificiel), de sa géométrie (pendage, longueur et profondeur), du massif de terrain constitutif (sol meuble ou compact) et du régime hydraulique existant (niveau de la nappe). Parmi les solutions techniquement possibles, on retiendra la moins coûteuse et la plus facile à mettre en œuvre dans ce chapitre on présentera sommairement différentes méthodes de confortement. [7]

II .2. Classification des méthodes de confortement :

Les méthodes de confortement peuvent être clasées selon deux aspects :
préventif et curatif.

II .2.1 . Aspect préventif :

Les risques d'instabilité des sols, qu'ils résultent de phénomènes naturels ou des activités humaines, font l'objet de travaux de confortement préventif.

Ceux-ci sont effectués avec des méthodes de renforcement, de soutènement, développées par le génie civil, mais mettent aussi en oeuvre plusieurs procédés spécifiques comme :

- Soutènements et traitements des talus en déblai ou en remblai devant être réalisés pour le passage des chaussées des routes et autoroutes et des formes d'assise des bâtiments de nature diverses.
- Protections et confortements de site situé géomorphologiquement en zones dites sensibles ou fragiles et contenant un ou plusieurs ouvrages ou installations stratégiques.

- Soutènement et étaiements à mettre en place, en phase provisoire de travaux de terrassement importants ou excavations en sous-sol assez profondes[7].

II .2.2 . Aspect curatif :

C'est le Cas de glissement déjà produit et qui s'est immobilisé et dont il y a lieu de prévoir le soutènement et protections nécessaires vis-à-vis d'éventuels mouvements d'instabilité récurrents. glissements amorcés (à partir de signes apparents) et soumis encore à un mouvement actif à vitesse lente ou moyenne présente aussi en faire traite.

En effet l'un ou l'autre aspect (préventif ou curatif) suivant le cas posé, ces deux types d'approche sont généralement reconnus à l'emploi, à savoir : l'approche douce et l'approche dure. L'approche douce faisant appel à l'utilisation.

II. 3.Technique de confortement :

II.3.1. système de parade :

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

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

Si ce type de solution n'est pas retenu, on est amené à conforter le talus avec l'une des technique présentées dans les paragraphes ci-après. Dans cette étude, on propose une classification des systèmes de parads, basée sur leurs définition et leurs types d'approches : Douce et dure [8].

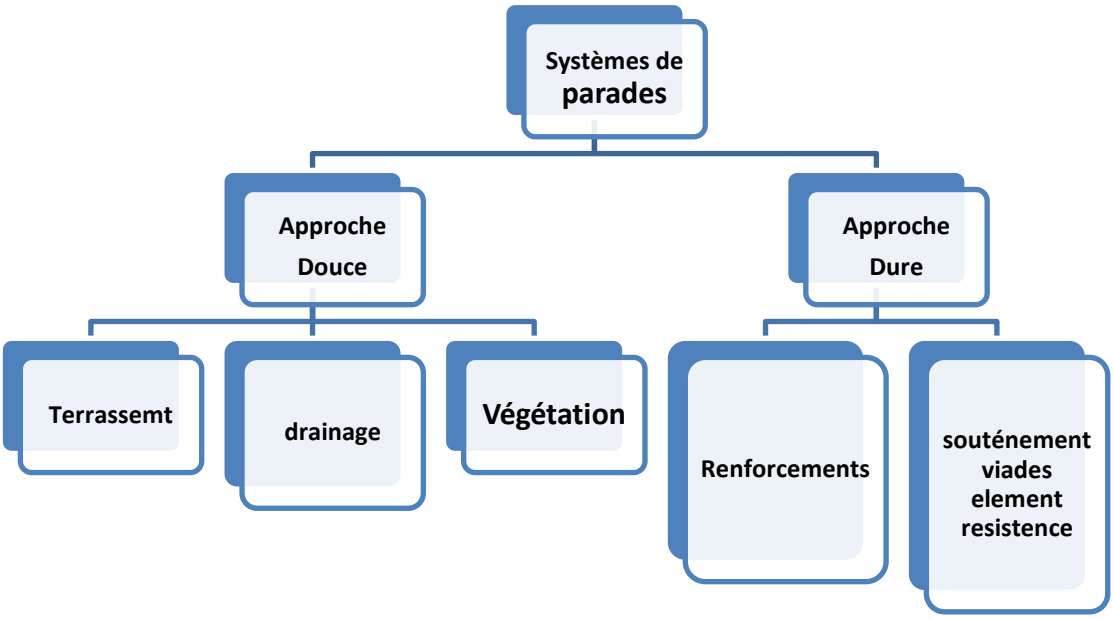


Fig II.1 . Organigramme montre les types d'approche des systèmes de parade. (Bedr S, 2008)

II. 3.2. Approche douce :

Une approche douce se définit par l'utilisation de méthode naturelle, esthétique, et qui s'attaque directement aux facteurs d'instabilités. Les systèmes de parades qui utilisent cette approche sont les suivantes :

II .3.2.1. Terrassement :

La stabilité du talus dépend : directement de la géométrie du versant, le terrassement reste le moyen d'action le plus naturel. On peut distinguer trois groupes de méthodes de stabilisation par terrassement :

- ✓ Les actions sur l'équilibre des masses : allégement en tête, remblai en pied.
- ✓ Les actions sur la géométrie de la pente : purge et reprofilage.
- ✓ Les substitutions partielles ou totales de la masse instable[8].

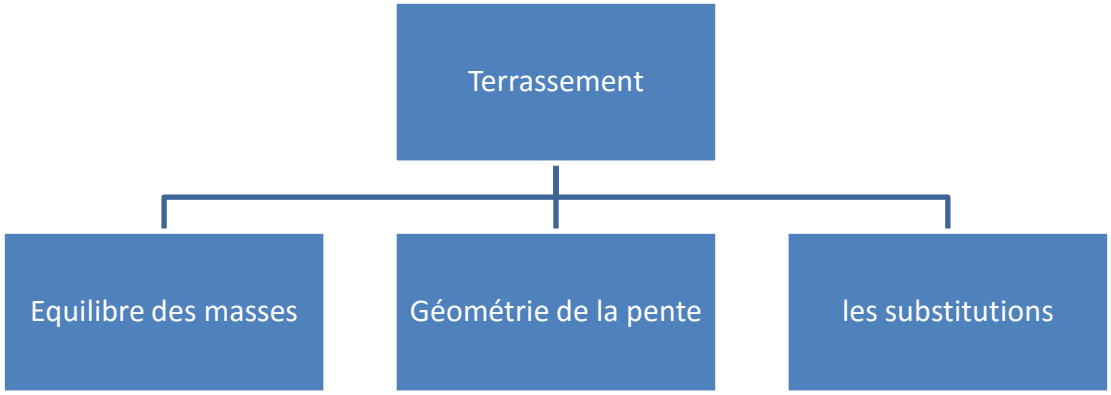


Fig II.2 . Processus de terrassement. (Bedr S, 2008).

a) Remblai de pied :

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

b) Allégement en tête :

L'allégement en tête de glissement consiste à venir terrasser dans la partie supérieure. Il en résulte une diminution du poids moteur et par conséquent, une augmentation du coefficient de sécurité. La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de géométrie en tête. On peut également substituer le matériau terrassé par un matériau léger (polystyrène, matériau à structure alvéolaire, etc.).

c) Reprofilage :

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

l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport à une pente unique et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou des travaux complémentaires.

d) Purge :

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

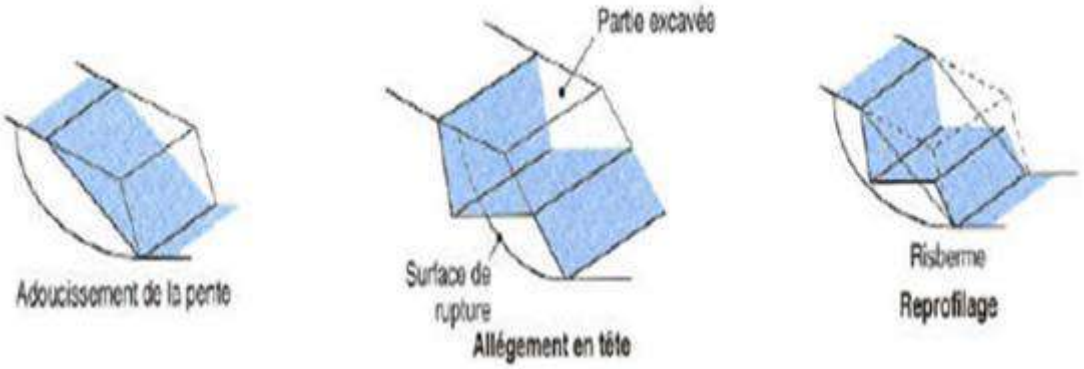


Fig II.3 . Les techniques de terrassement (DSPR.,2008**).**

II 3.2.2. Drainage :

Différentes techniques qui peuvent être mises en oeuvre pour atteindre cet objectif relèvent de deux options fondamentales.

- éviter l'alimentation en eau du site .
- expulser l'eau présente dans le massif instable.

On distingue:

- Le drainage superficiel (fossés, descentes d'eau…) qui a pour effet recueillir les eaux de ruissellement et d'empêcher l'érosion superficielle et l'infiltration de ces eaux.
- Le drainage profond qui a pour but de rabattre la nappe, donc de l'éloigner de la surface du talus et orienter les lignes de courant d'une façon plus favorable.

Les différents systèmes de drainage des versants glissants sont:[8]

a) Les tranchées drainantes :

Les tranchées drainantes sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les

filets d'eau (lignes de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles, etc.).

b) Les éperons drainants :

Sont des ouvrages en matériaux granulaires grossiers mis en place en parement de talus, leur rôle est d'annuler la pression interstitielle dans la portion correspondante de terrain, mais leurs caractéristiques très frottâtes apportent également un gain de stabilité. Cette méthode est utilisée quand la nappe est trop.

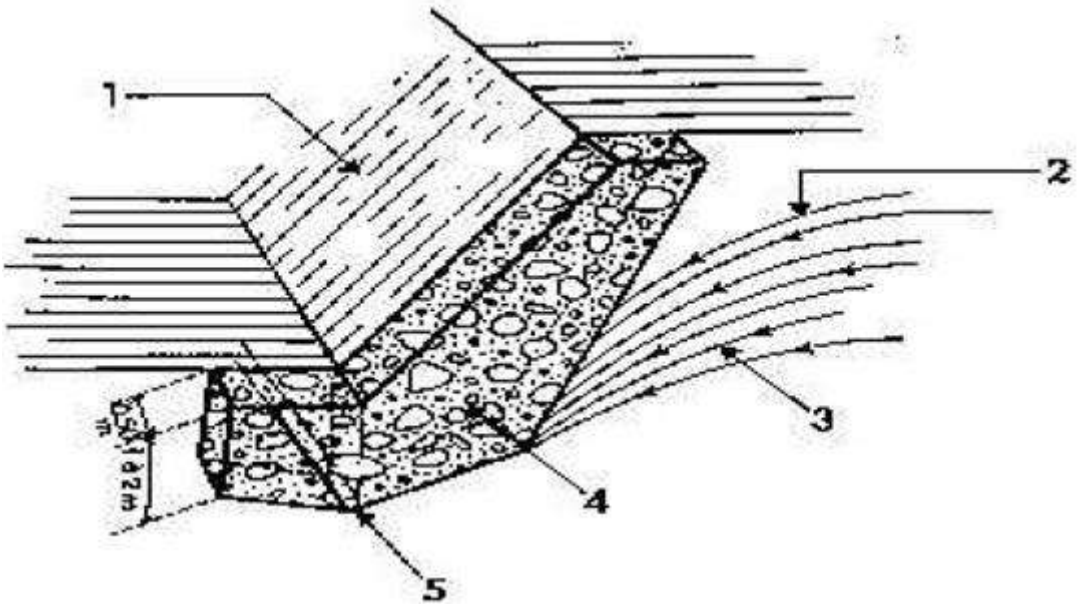


Fig II.4 . Eperons drainants (Bedr.S.M,2008).

(1) talus.

(2) surface piézométrique de nappe rabattue.

(3) filets liquide.

(4) squelette rocheux ou tout-venant.

(5) drain longitudinal de pied perforé dans sa moitié supérieur.

c) Les drains subhorizontaux :

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

La méthode est souvent inefficace dans des formations argileuses (trop faible perméabilité, circulation trop diffuse).

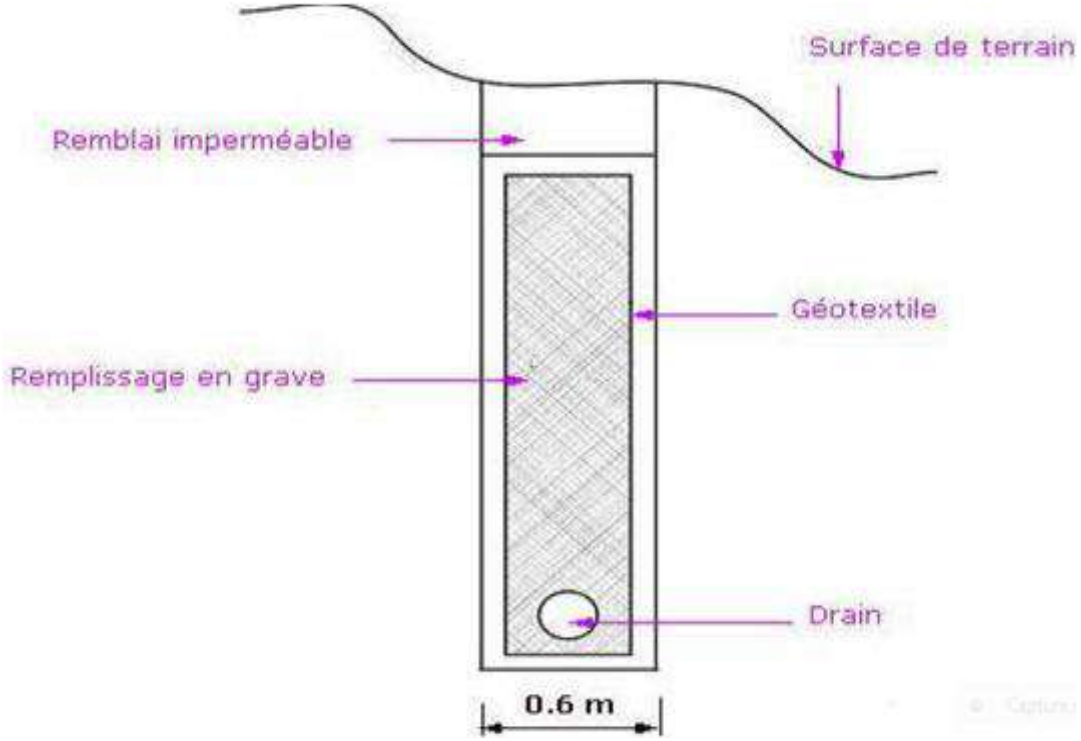


Fig II.5 . Les drains subhorizontaux (Bedr.S.M, 2008).

II .3.2.3. Végétation :

La végétation possède un rôle stabilisateur mécanique par enracinement dans le sol. C'est une méthode écologique et économique qui consiste à stabiliser le sol avec des plantations appropriées au terrain et à l'environnement. L'utilisation de la végétation arboricole et herbacée a de tout temps donné des résultats positifs dans la prévention de l'érosion et le renforcement de la stabilité des pentes. D'ailleurs, ces dix dernières années, l'approche "douce" par l'utilisation de la végétation pour la stabilisation des pentes l'emporte sur l'approche "dure" qui utilise des dispositifs de stabilité mécanique. Ainsi à ce souci pour l'environnement s'ajoutent une meilleure connaissance et la disponibilité de plus d'informations relatives à la végétation dans les travaux d'ingénierie. (Louis C.1984).



Fig II.6 . L'implantation des plantes dans un talus.

II .3.3 . Approche dure :

Ces techniques ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais visent à réduire ou à arrêter les déformations. Elles sont intéressantes dans les cas où les solutions curatives (terrassements et drainages) ne peuvent pas être techniquement ou économiquement mises en œuvre.

On peut également introduire des éléments résistants à titre préventif, de façon à éviter les déplacements, dont une conséquence serait de diminuer la résistance au cisaillement des sols. La compatibilité des déplacements du sol et des structures doit être prise en compte lors du choix de ce type de technique.

Ces éléments sont caractérisés par un ou plusieurs des paramètres suivants :

- Résistance à la traction.
- Résistance à la flexion.
- Résistance au cisaillement.

Les systèmes de parades qui utilisent cette approche sont les suivantes :

II. 3.3.1. Les renforcements :

Le renforcement est un domaine récent et particulier. Il recouvre toute technique permettant d'améliorer le comportement géotechnique d'un massif de sol.

En général, on renforce un massif de sol pour deux raisons principales :

- Soit pour limiter ses déformations à chargement fixé.
- Soit pour augmenter la capacité du sol à supporter des déformations élevées.

Parmi les différents procédés décrits dans la norme (NF P 94-210 qui est spécifique aux méthodes de renforcement des sols) on peut retenir quelques techniques valables au confortement des talus.

a)Le renforcement par géogrilles :

Les géogrilles sont classées parmi les produits géosynthétiques. Elles se présentent sous la forme de grilles monolithiques, tissées ou à fils soudés dont la maille peut avoir des formes diverses. On distingue, en particulier, les géogrilles uni-axiales ayant une résistance à la traction plus élevée dans une direction que dans la direction perpendiculaire et dont la maille est allongée, et les géogrilles biaxiales ayant la même résistance dans les deux directions du maillage qui, dans ce cas, est carré la figure qui suit présente un exemple de géogrille uniaxiale.



Fig II.7 . Renforcement par géogrilles. (Bedr S, 2008).

b) La technique pneu sol :

Cette technique diffère du procédé géogrilles par le fait que le renforcement n'est plus assuré par des nappes géotextiles mais par des niveaux de pneumatiques usagés de véhicules légers, reliés entre eux par sangles en polyester ou attaches métalliques et dont les flancs sont entièrement découpés.



Fig II.8 . Renforcement par Pneu sol. (Bedr S, 2008).

c) Le renforcement par géotextiles :

Les géotextiles sont des produits textiles à bases de fibres polymères utilisés au contact du sol dans le cadre d'applications dans le domaine de la géotechnique et du génie civil. Leurs domaines d'utilisation sont très vastes et concernent aussi bien la géotechnique routière, les centres de stockage de déchets, les aménagements hydrauliques étanchéité , la stabilisation des sols et le renforcement des fondations.



Fig II.9. Renforcement par géotextile.

d) Colonnes ballastées :

Les colonnes ballastées constituent une méthode de renforcement des sols par l'incorporation des colonnes de gravier compactées dans le sol. Ce procédé convient sur des sols argileux ou limoneux contenant plus de 10% à 15% de limons et d'argiles ; Les colonnes peuvent être réalisées en maillages, en alignement ou même de manière isolée ; Leur dimensionnement, dépend du type d'ouvrage à réaliser, des charges à reprendre, des prescriptions relatives aux tassements absolus et différentiels ainsi de la nature du sol à traiter .

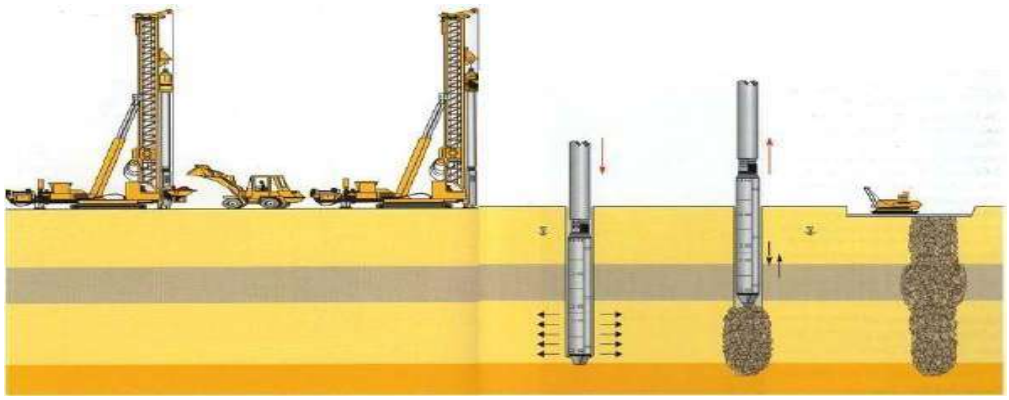


Fig II.10. Mise en œuvre des colonnes ballastées .

d) Tirants d'ancrage :

Cette technique a pour but de réduire les forces actives du glissement et augmenter les contraintes normales à la surface de rupture, pour cela on utilise des câbles d'acier (Multitorons) dans le terrain stable situé sous la surface de rupture, puis on applique on tête un effort de traction. Ce dernier peut être réparti sur la surface de terrain par l'intermédiaire de plaques ou de petits massifs en béton armé. Généralement les tirants sont combinés à un mur ou à des longrines[9].



Fig II.11. Tirants d'ancrage.

e) d'éléments souples ou rigides :

Le renforcement par inclusions a été largement employé durant les dernières années comme une technique de stabilisation des pentes instables.la raison est qu'il est facile et rapide à mettre en oeuvre et qu'il n'affecte pas la géométrie du site.

On distingue habituellement deux catégories d'inclusions, en fonction de l'inertie des armatures utilisées :

- les clous et micro-pieux, constitués d'une armature de faible inertie (barres ou profilés métalliques par exemple) et d'un coulis d'injection, et placés obliquement ou verticalement.
- Les pieux et barrettes (futs de béton armé, viroles en acier remplies de béton), qui sont des éléments de grande rigidité, mis en place verticalement.

➢ **Clous et micro-pieux :**

La stabilisation par clouage consiste à transférer les efforts stabilisateurs vers la partie stable du sol par un mécanisme d'accrochage. Une masse solidaire est importante du sol est créée assurant ainsi la stabilité du massif. Deux types de clouage existent, le clouage passif où la présence seule du clou assure le transfert des efforts, et le clouage

actif où le clou est préalablement mis en tension. La mise en place des inclusions est en général préalable au creusement

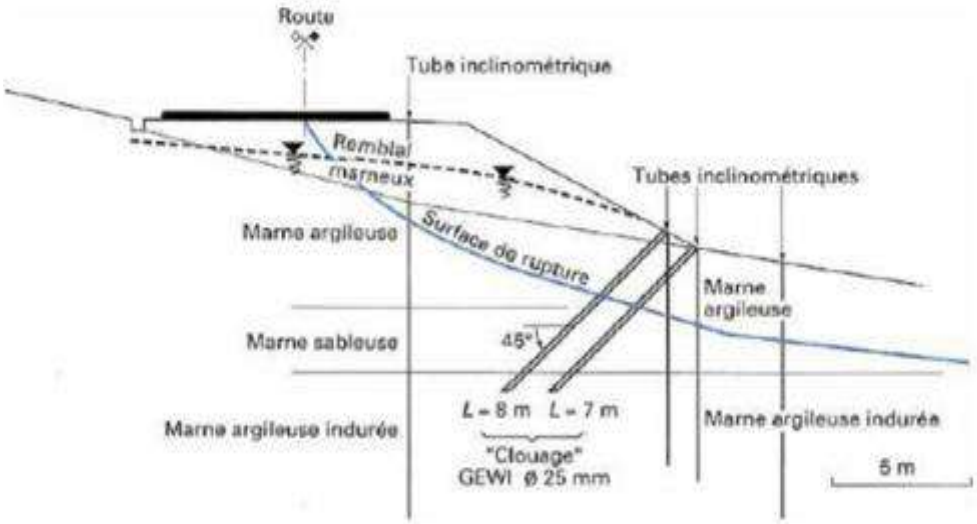


Fig II.12 . Exemple de clouage d'un glissement.

Les pieux forés sont réalisés par le creusement d'un trou dans lequel on introduit une cage d'armature que l'on remplit de béton, et s'il existe un risque d'éboulement on utilise les pieux forés tubés, ou on utilise la bentonite pour maintenir la paroi du forage. On augmente ainsi la cohésion du sol en place[10].

- **Pieux et barrettes :**

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

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

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

- dans le pieu par flexion/cisaillement .
- au contact sol/pieu, en sollicitation latérale du sol par le fût du pieu (plastification du sol) .
- dans le sol, le long de la surface de rupture, par insuffisance d'efforts apportés par les pieux .

- dans le sol, si un glissement se produit en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des pieux), en aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant.

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

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

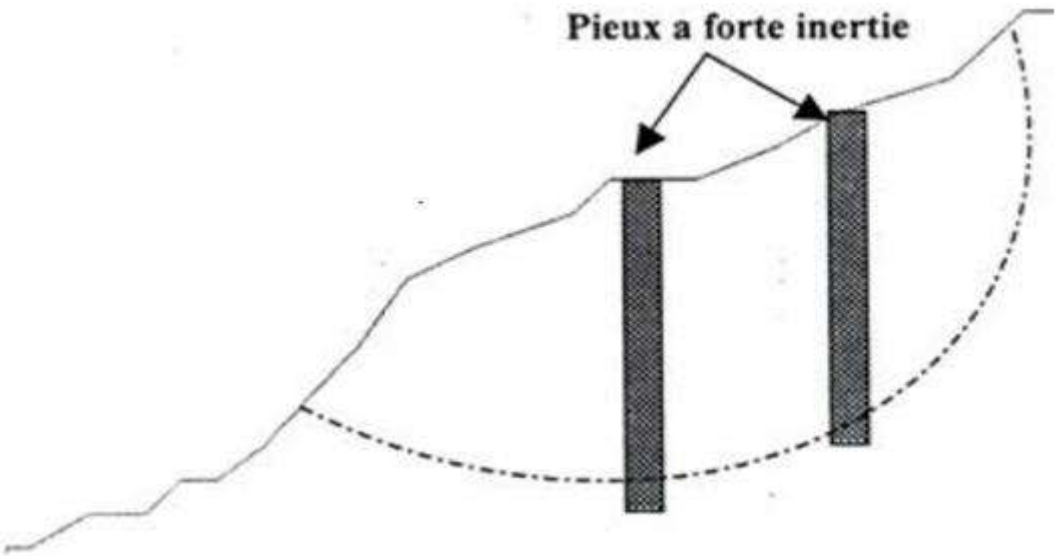


Fig II.13. Renforcement d'une pente instable par pieux.

II .3.3. 2. Eléments résistants :

Ce sont des techniques et structures destinées à réduire ou à arrêter les déformations.

II. 3.3.2.1. Ouvrages rigides :

Ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain, du fait de leur incompatibilité avec toute déformation ; en outre, le dimensionnement doit prendre en compte les efforts très importants engendrés par le glissement. La pratique est de dimensionner l'ouvrage en prenant en compte un effort limite de butée du sol

en amont, qui est l'effort maximal apporté par les masses en mouvement (la déformation du sol étant une compression).

a)Mur de soutènement :

Un ouvrage de soutènement peut retenir soit des terres en remblai, c'est-à-dire rapportées, soit le terrain en place. On dit, dans ce dernier cas, qu'il s'agit d'un ouvrage de soutènement en déblai.

L'effort de poussée exercé par le massif de terre retenu peut être repris de diverses manières. Trois modes principaux peuvent être distingués :

- la poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement (mur poids en béton ou en maçonnerie et les murs en terre armée).
- la poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement (le mur cantilever en béton armé et les murs en parois moulées).
- la poussée est reprise par des ancrages.

La figure ci-après donne la classification de ces ouvrages d'après le mode de reprise de la poussée.

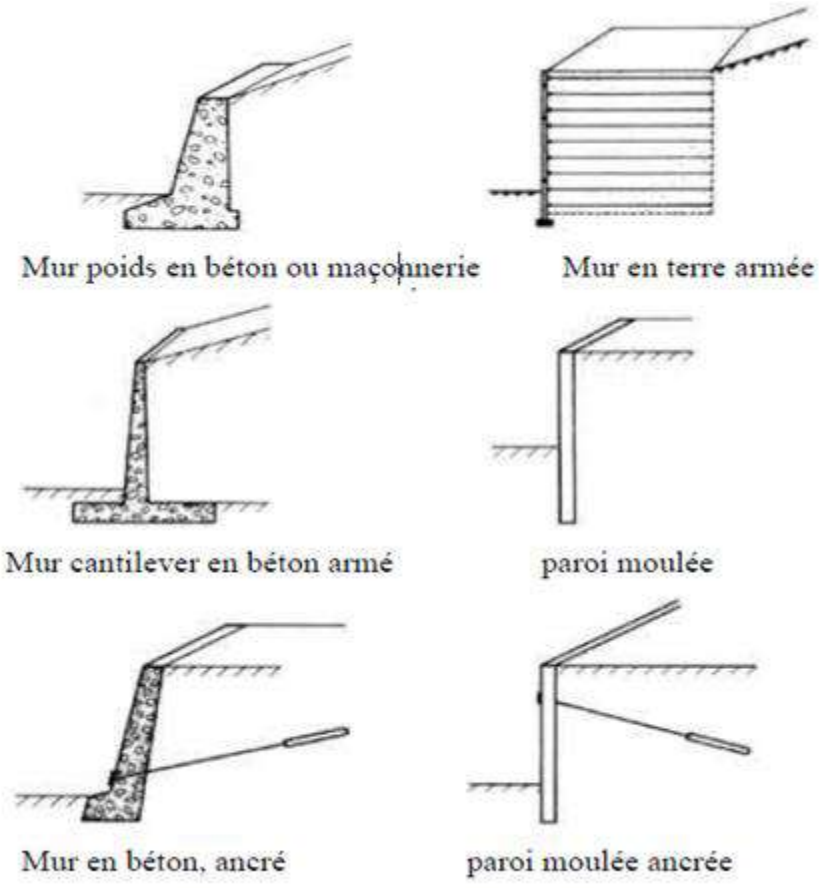


Fig II.14 . Classification des ouvrages de soutènement d'après le mode De reprise de la poussée.

II .3.3.2.2. Ouvrages souples :

Ce sont des structures obtenues à partir de gabions, de murs cellulaires, ou de sol renforcé par fils, par armatures synthétiques ou métalliques, par nappes de géotextiles, par grilles métalliques ou synthétiques. Ces ouvrages fonctionnent comme les massifs poids décrits ci-dessus .

On les dimensionne en deux phases : vis-à-vis de la stabilité interne selon une méthode propre à chacune des techniques, et vis-à-vis de la stabilité externe ainsi que décrit précédemment. Ces techniques, qui admettent les déformations du sol, sont utilisées nettement plus couramment que les murs rigides.

a)Murs en gabions (mur poids) :

Le principe du mur poids est d'opposer le poids de la maçonnerie du soutènement, à la poussée des terres qui tend à le renverser.

La poussée des terre est minimal au sommet du mur et croit avec la profonde en arrière du mur : c'est pourquoi les murs poids s'épaississent vers la base.

Les matériaux de base utilisés pour ce type de mur peuvent être la pierre ou le béton armé.



Fig II.15 . Réalisation d'un mur en gabion.

b) Murs en géotextiles :

Les géotextiles sont des textiles techniques perméables fabriqués de fibres synthétiques, utilisés dans les travaux de génie civil, d'environnement et d'architecture du paysage afin de séparer, filtrer, améliorer le drainage, renforcer et répartir plus efficacement les charges imposées aux sols et surfaces.

Ils sont permanents et insensibles aux acides que l'on retrouve à l'état naturel dans les sols, ce qui leur confère une durée de vie excédant celle des ouvrages qu'ils protègent.



Fig II.16 . Chantier en cours de réalisation utilisent le technique géotextile.

II.4. Choix d'un système de parade :

Le choix d'une méthode de stabilisation résulte de la prise en compte des condition techniques (paramètres technique du site et maitrise de la mise en oeuvre) ; ainsi que des Contraintes économiques, sociopolitique, environnementales et esthétique[8].

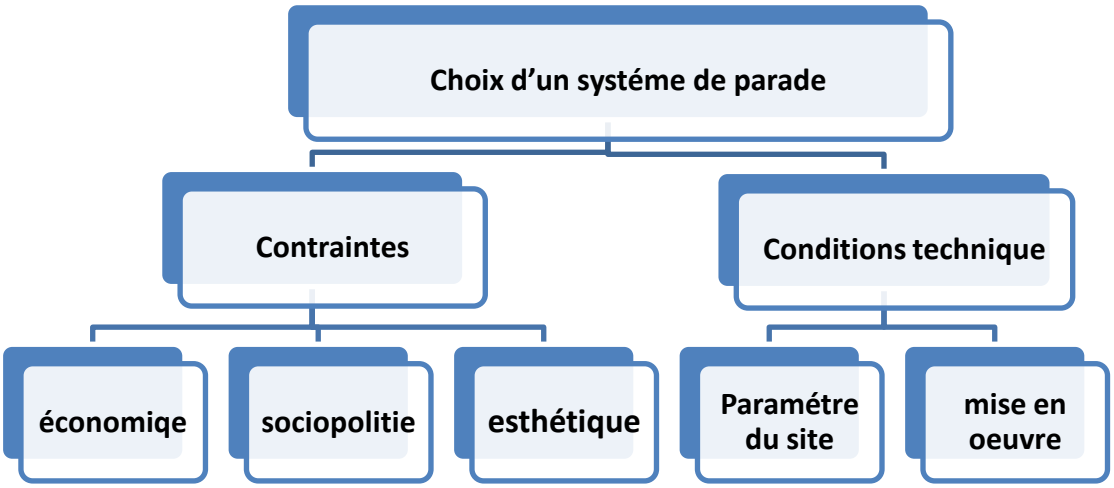


Fig II.17 . Condition et contraintes choix d'un système de parade (Bedr.S ,2008).

II .4.1 . Contraintes économiques :

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

II.4.2. les Techniques :

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

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

II.4.3. Contraintes sociopolitiques :

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

Les techniciens doivent gérer des situations et conversations d'une manière plus diplomatique que technique. Il faut par exemple s'attendre, et cela arrive dans de nombreux cas, à ce que des décideurs s'opposent aux solutions présentées, en essayant d'en proposer une autre qui, selon eux, était efficace dans d'autres cas et circonstances.

II .4.4. Environnement et esthétique :

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

II .4.5 .Technique de surveillance :

L'objectif principal du système de surveillance est de fournir des informations sur L'évolution du phénomène de façon à pouvoir prendre les mesures nécessaires : on redoute soit l'accélération plus ou moins brutale du phénomène (la rupture), pouvant mettre en danger des vues humaines, soit le dépassement du seuil de déformation admissible sur un ouvrage.

Les disposions incluses dans une surveillance comprennent donc essentiellement un contrôle (visuel ou par des instruments de mesure) de l'évolution, auquel succèdent un dépouillement et une interprétation qui amènent éventuellement à prendre des dispositions de sécurité [5].

La mise en place d'un système de surveillance suppose de définir:

- ❖ les paramètres mesurés :
- Cinématiques: en surface (topométrie, extensomètre) ou en profondeur (inclinomètre).
- Piézométriques (en particulier, pression interstitielle au niveau de la surface de rupture) et hydrauliques.
- Météorologiques (pluviométrie, nivomètre) .
- ❖ La position et le nombre des points de mesure , dans les sites à risque grave, un redondance des systèmes de mesure s'impose.
- ❖ La fréquence d'acquisition : mensuelle, hebdomadaire, quotidienne ou plus fréquente.
- ❖ Le mode de transmission et de dépouillement des informations ;
- ❖ Leur exploitation, notamment en ce qui concerne les alértes (définition des seuils, des mesures à prendre).

Un système de surveillance peut être automatisé à un degré plus ou moins poussé; dans certains cas, des systèmes entièrement automatiques (depuis l'aquisition des mesures, réalisée toutes les dix secondes, jusqu'au déclenchement d'un feu rouge) sont recommandés, mais il ne faut pas négliger l'intérêt de l'avis de l'expert, après visite éventuelle du site, pour évaluer une situation critique

CONCLUSION :

Les ruptures des talus sont de plus en plus fréquentes, ce problème devient dangereux pour la population, afin d'y remédier, on a définit plusieurs types de confortement possibles en fonction des contraintes des sites étudiés et de la faisabilité des travaux de confortement.

Les résultats obtenus pourront orienter l'ingénieur pour faire le choix le plus judicieux, soit en attaquant directement les facteurs (Approche douce), soit par le changement des caractéristiques du sol dans le cas où la première approche n'est pas efficace (Approche dure).

Actuellement dans le domaine de géotechnique, la science et la technologie mettent à la disposition de l'ingénieur des moyens de calcul très développés pour l'analyse de la stabilité afin de trouver une solution confortative appropriée et judicieuse .

Chapitre III: présentation du projet et synthèse géotechnique

III 1.Introduction :

Le cas de notre étude consiste à étudier un glissement de terrain sur un tronçon chemin wilaya CW18 situé au l'ouest de la ville de Médéa. Ce tronçon est instable et soumis à des glissements de terrain qui posent un problème de stabilité du talus.

III.2. Situation géographique du site :

Le tronçon objet d'étude de 150 mètre de longueur est sité au Pk 12 +000 sur le chemin de wilaya N^0 18, qui se trouve dans la commune d'OUAMRI, à l'ouest de la wilaya de Médéa. Ce chemin prend origine au Pk0+000 à l'intersection avec la route nationale, Dans l'ensemble, cette section est en profil mixte avec des sinuosités dénivelées moyennes qui nous permettent une vitesse de référence de 60 Km / h. La route est bidirectionnelle d'une chaussée en moyenne de 5.00à6.00 m de largeur avec des accotements de 0.50 à 1.00 de part d'autre (Fig.1 et Fig .2).[12]



Fig III.1. Photo Satellitaire de CW18.



Fig III.2. Photo satellitaire et photo réel de la zone de glissement.

III 3. Géologie et géomorphologie du site :

Sur le plan géologique, la région de Médéa appartient à la chaîne montagneuse de l' atlas tellien et à l'extrémité nord des hauts plateaux . Les formations du crétacé sont généralement développées dans la partie nord de wilaya et les dépôts des cénozoïques dans sa partie sud.

Localement la zone d'étude se situe dans la chaine de l'atlas tellien de Médéa caractérisée par la prédominance d'affleurement du crétacé inférieur marine qui correspond à une série compacte et monotone de marnes schisteuse de couleur grises et d'argile marneuses .

Les terrains quaternaires sont assez réduits et cratérisés par quelques placages d'éboulis sur les pentes , qui sont le produit sur de désagrégions des rouché crétacés , ainsi que par des remplissages d'alluvions dans les lits des oueds (affluents de oued isser).

Sur le plan géomorphologique, tout le tracé étudié se développe dans un terrain montagneux très accidenté, faisant partie de la chaine de l'atlas tellien de Médéa.[12]

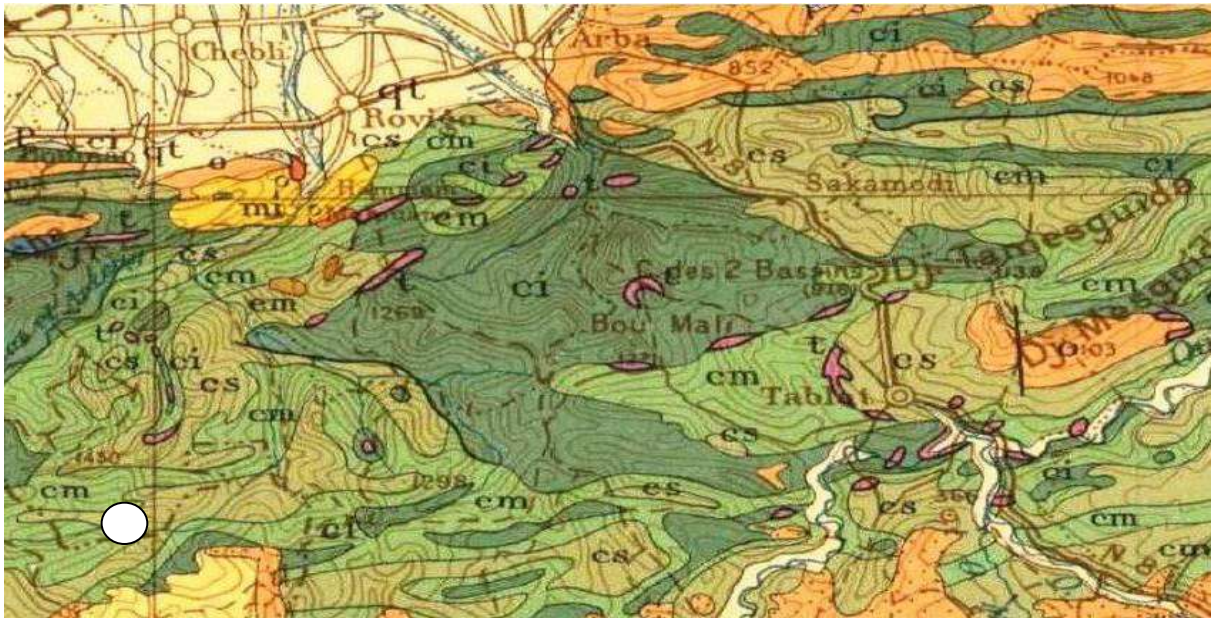


Fig III.3 . Carte géologique de la région (Extrait de la carte géologique de l'Algérie, 2ème édition.

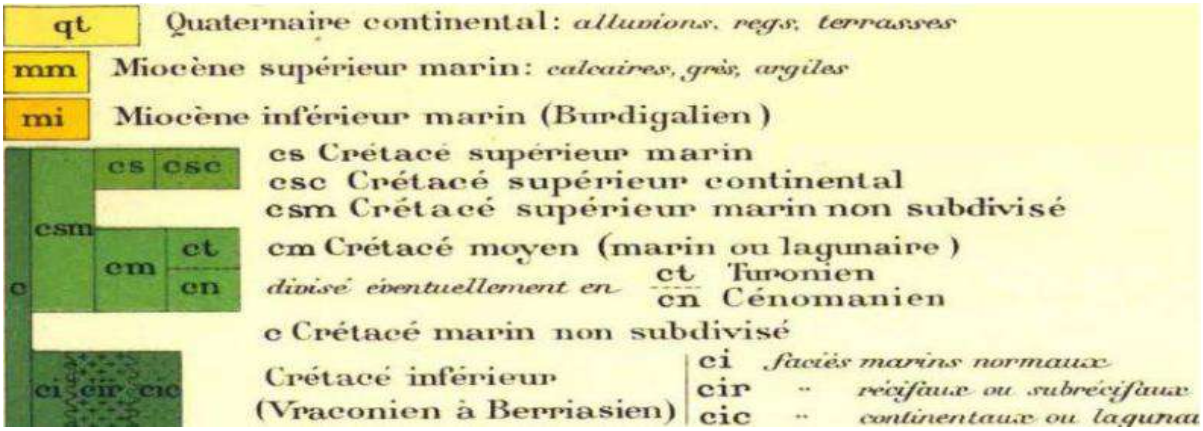


Fig III.4 . Légende de la Carte géologique de la région d'étude.

Selon la classification RPA 2003 des zone sismiques du territoire algérien , 05 zones de séismicité croissante sont définies .[13]

Zone O : sismicité négligeable.

Zone I : sismicité faible.

Zone IIa IIb : sismicité moyenne.

Zone III : sismicité élevée.

Le site étudié se trouve dans la zone IIb de : sismicité moyenne selon classification RPA2003 des zone sismiques du territoire algérien .[13]

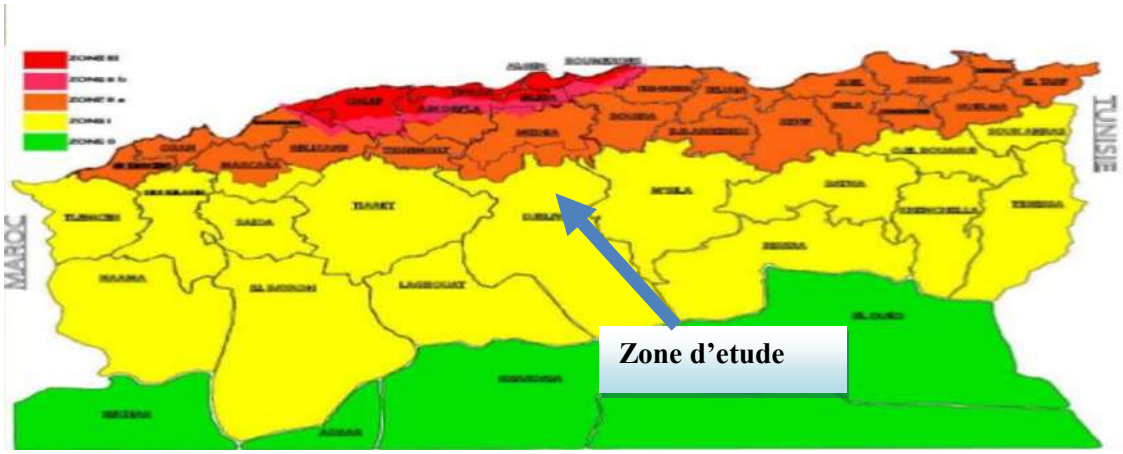


Fig III.5. Carte sismique de l'algerie.

III 4 .Observation des désordres :

Plusieurs visites des sites ont été effectuées ce-ci à permis de diagnostiquer les premières dégradations observées et d'apprécier leurs évolutions dans le temps, Et les observations ont permis de mettre en évidence les constatations suivants.

Aussi de relever la présence d'eau et de suintements qui sont généralement principales les causes des désordres.[12]

- Affaissement de la route au droit des demis chaussés coté droit en allant vers Oumari.
- Les fissures observées sont dues à la géomorphologie très défavorable du versant sur lequel repose la route.

La route traverse un site accidenté, coup par plusieurs talwegs dont le régime hydraulique, la forte pluviomètre et les mauvaises conditions de drainage des eaux de ruissellement et des eaux souterraines se dirigeant vers l'aval favorisent les mouvements des sols supportant le remblai.

- Absence un système de drainage.
- Absence d'une buté coté remblai.
- Ouvrage busé dissocier.

III 5 .Programme d'investigation :

Après in site est constatation faits sur le lieu de glissement, il a été arrêté un programme de reconnaissance d'investigation géotechnique renforcé par des levés topographique de l'étendue de zone concernée .[12]

III 5.1.Essai in-situ :

Les essais in-situ ainsi réalisés sont mentionnés comme suite :

- Neuf (9) essais au pénétromètre dynamique lourd noté PDL ; poussés aux différentes profondeurs selon nature du terrain rencontré et répartis sur la zone de glissement
- Deux (2) sondage carottés notés SC, de 12 m de profondeur chaqu'un, au droit de glissement et sur un linéaire de (150) m d'environ ils doivent permettre la connaissance de lithologie du terrain et de prélèvement d'échantillons intacts ou remaniés de carottes pour les essais ou laboratoire.
- Essais prèssiomètrique notés SP, de dix-huit (18) m mètre de profondeur.

III 5.2.Essais de laboratoire :

Sur les échantillons intact et remanias récupérés des différents sondages carottés, des essais en laboratoire seront réalisés, ces essais sont les suivants :

- **Essais d'identification :**

✓ Mesure des teneurs en eau naturelles.

✓ Granulométrie.

✓ Sèdimentométrie.

✓ Limites d'Atterberg.

- **Essais mécaniques :**

✓ Essais de cisaillement rapide à la boite de Casagrande.

III 6.Résultats des essais:

III 6.1 .essai de laboratoire :

Tableau III 1 .Les résultats des essais physiques.

Sondage		01			02	
Profondeur (m)		1.50 -1.80	6.50 -6.80	9.0 – 9.50	5.20 - 5.50	13 – 13.50
Teneur en eau naturelle(w%)		23.14	22.50	21.70	19.80	19.62
Densité humide : γ_h (t /m^3)		1.94	1.91	1.94	1.79	1.59
Densité sèche : γ_d (t /m^3)		1.58	1.57	1.62	1.50	1.59
Degré de saturation : Sr (%)		90.55	86.68	90.44	68.44	77.99
Granulométrie (% de passant)	5.0 mm	99	99	99	99	100
	2.0 mm	99	99	99	99	100
	80 µm	92	95	98	90	99
	2 µm	64	74	72	72	56
Limites d'Atterberg	W_l(%)	49.04	48.22	45.66	47	45.03
	W_p(%)	23.19	21.61	21.38	21.47	20.0
	I_p(%)	25.85	26.61	24.28	25.53	25.03

2. Essais mécanique :

Tableau III 2 . Essais mécanique.

N° Sondage	Profondeur(m)	cohésion (bar)	Angle de frottement (Φ°)
01	2.0 – 2.50	-	-
	4.0 – 4.50	0.1	8
	6.50 – 6.70	0.17	8.5
	9.50- 9.70	0.33	8.7
02	6.50 – 6.70	-	-
	11.5 – 12.00	0.85	12.7

III 6.2. Les essais in-situ :

- **lève topographique :**

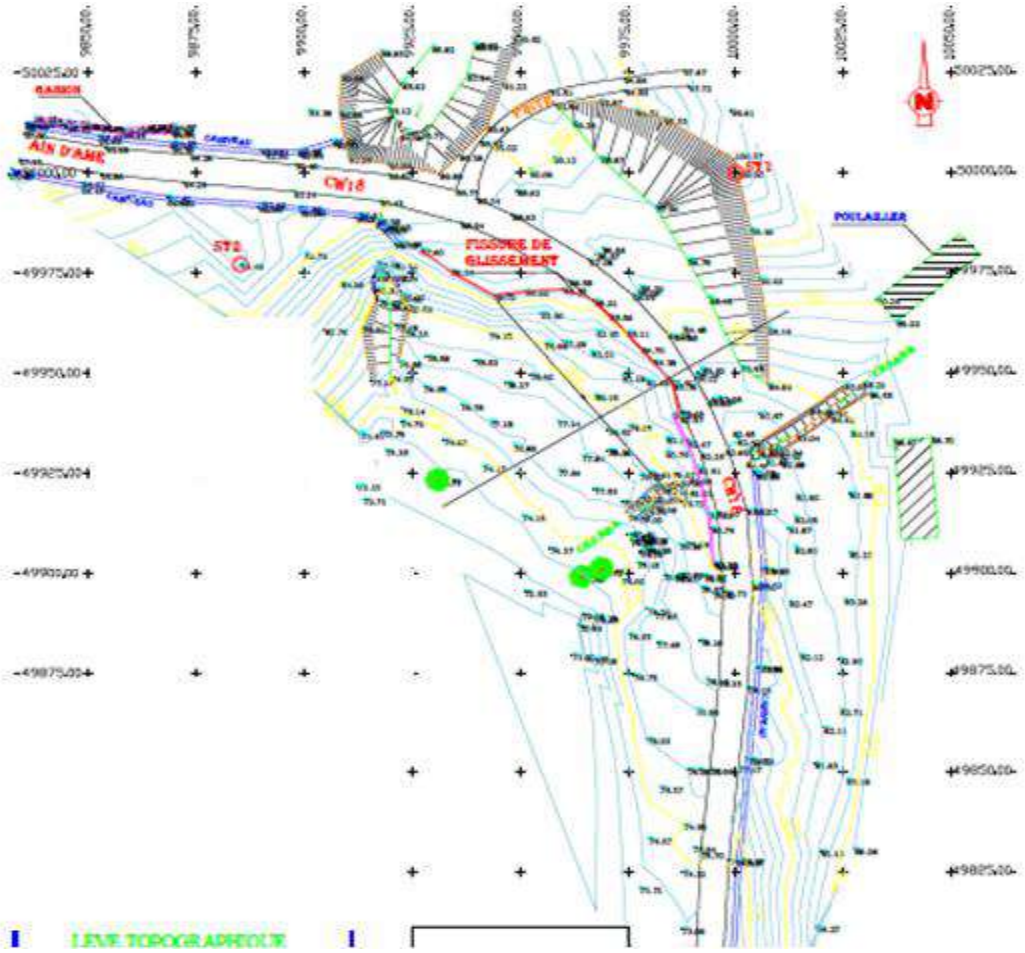


Fig III.6. Lève topographique .

- Essais Sondage carotté :

Tableau III.3: Essais Sondage carotté.

Sondage N° 01	Sondage N° 02
00.00 – 0.5 m :terre végétale 00.50 – 07.00 m : argile 07,00 – 12.00 m : argile marneuse	00.00 – 02.00 m : argile 02.00 – 05.00 m : argile marneuse 05.00 – 12.00 m : marne grise

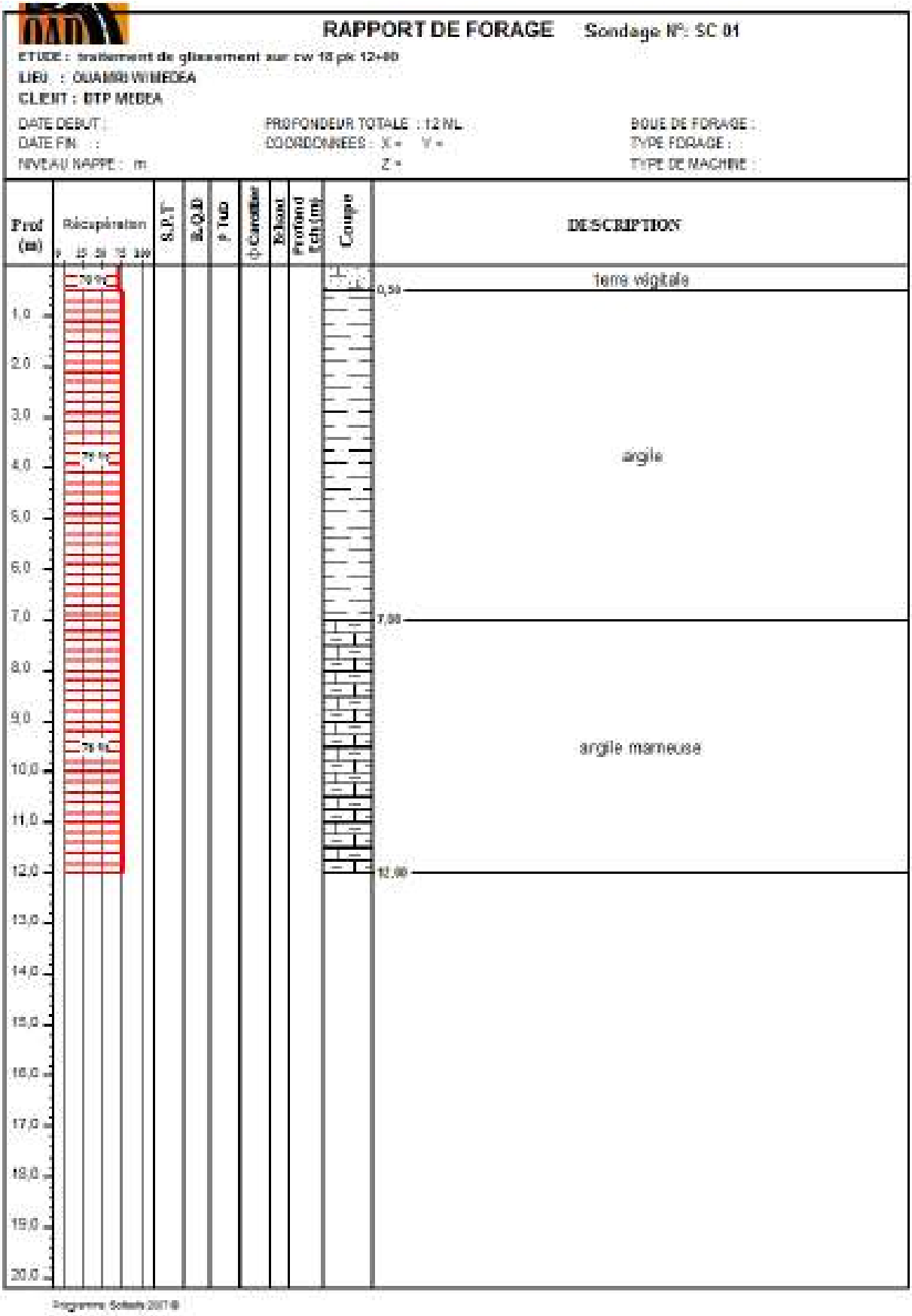

RAPPORT DE FORAGE
Sondage N°: SC 01
ETUDE : traitement de glissement sur cw 18 pk 12+80
LIEU : OUAMRI W/MEDEA
CLIENT : BTP MEDEA
DATE DEBUT :
DATE FIN :
NIVEAU NAPPE : m
PROFONDEUR TOTALE : 12 ML
COORDONNEES : X = Y =
Z =
BOUE DE FORAGE :
TYPE FORAGE :
TYPE DE MACHINE :
Prof (m)
Récupération
S.P.T
E.Q.D
Tub
Carottier
Echant
Profond Echt(m)
Coupe
DESCRIPTION
terre végétale
0,50
argile
7,00
argile marneuse
12,00
Programme Sol/soft 2007 ®

Fig III.7. Coupe lithologique du sondage carotté SC 01.

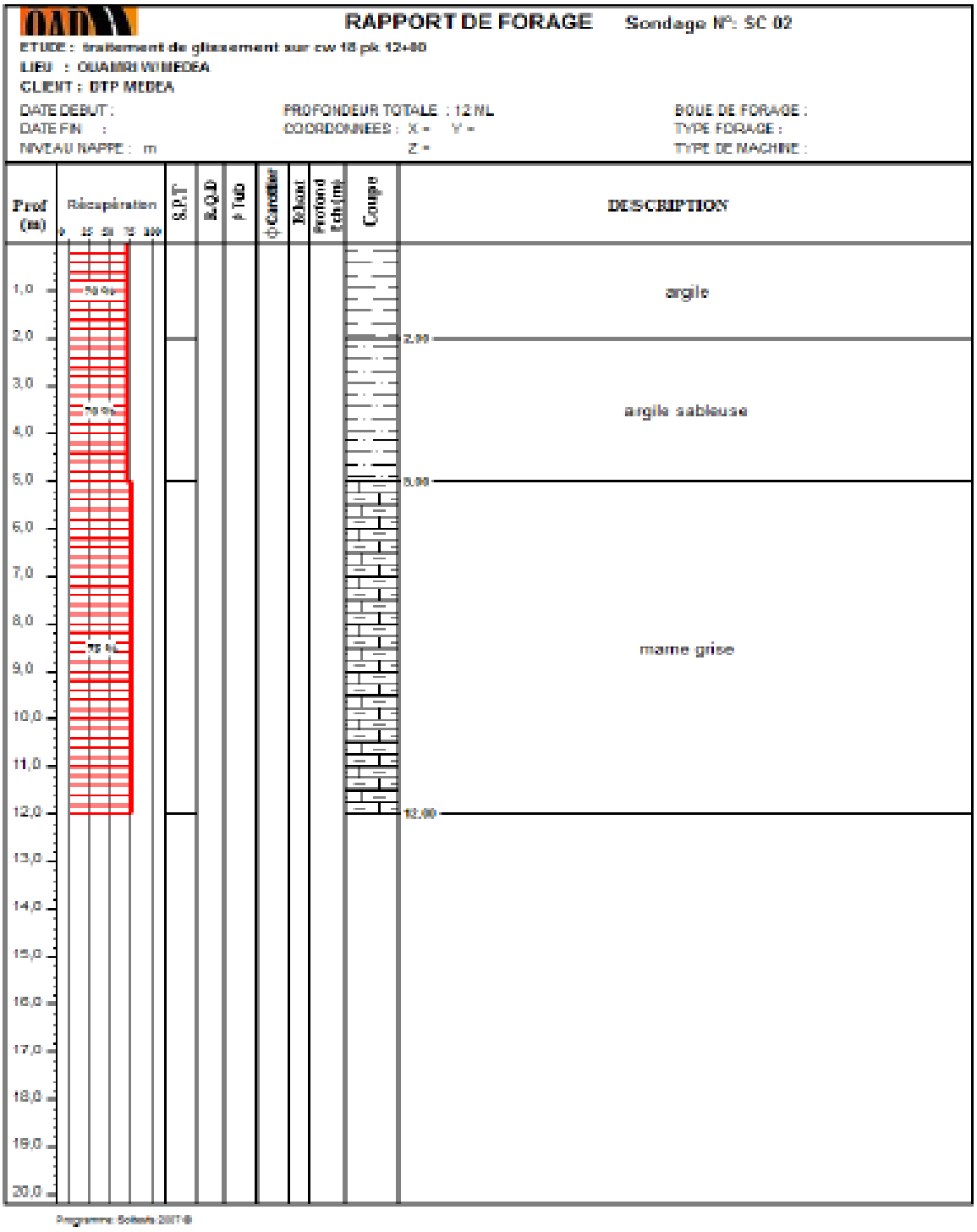


Fig III .8. Coupe lithologique du sondage carotté SC 02.

Conclusion :

Ce glissement de terrain dans la chemin wilaya 18 , il se caractérise par des fissures , une pente et un escarpement importants Plusieurs causes ont contribué au déclanchement de ce glissement, a savoir les différent déformation du sol et en plus des facteurs naturels.

Des solutions de traitement appropriées seront fournies pour le site de l'étude au chapitre IV, qui prend en compte les conditions défavorables qui ont été la cause potentielle du glissement de terrain.

Chapitre IV :Vérification de la stabilité du site et proposition d'un procédé 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.[14]

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).[14]

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 aucune clou n'est défini, la saisie de quelques clous n'est pas nécessaire : cette donnée est donc "cachée" dans ce cas.

- Chaque donnée n'est saisie qu'une et 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 différents 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'interfaces:

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

Le menu, dont l'arborescence complète est illustrée sur la figure 1, comporte les rubriques principales suivantes:

- Fichier
- Edition
- Affichage
- Données
- Options
- Aide

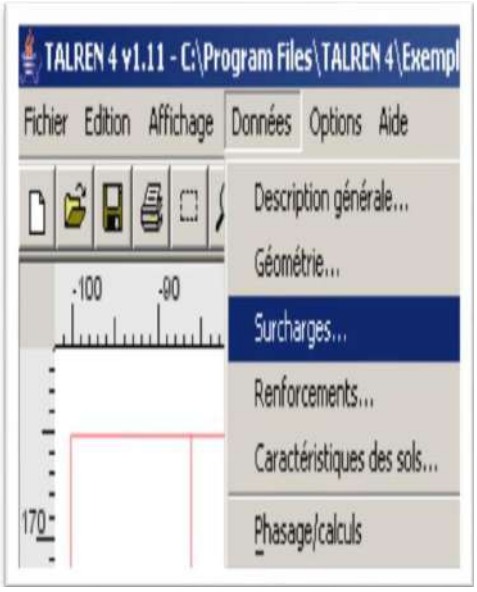


Fig IV.1: exemple du menu Données.

- **La barre de boutons principales:**

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

- Nouveau fichier.
- ouvrir un fichier.

- Enregistrer un fichier.
- Imprimer.
- Zoom sur un fenêtre définie par l'utilisateur.
- Zoom avant.
- Zoom arrière.
- Copier dans le papier l'élément sélectionner.
- Capture d'écran.
- Commentaires généraux.

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



Fig IV.2: la barre de boutons principales.

- **Les barres de boutons contextuelles:**
- Les boutons ci-dessous correspondent dans l'ordre aux fonctions suivantes:
- Outil "Sélection".
- Description générales du projet.
- Dessin de lignes géométriques.
- Dessin de surcharge (surcharges répartie puis torseurs).
- Dessin de renforcement (clous, tirants, bandes et boutons).
- Définition des jeux de caractéristiques de sol (ouverture d'une boite de dialogue).
- basculement en mode "Phasage/Calculs".



Fig IV.3: La barre de bouton contextuelle "Donnée".

Barre de boutons contextuelle "Phasage/Calcules":

Celle-ci comporte principalement les boutons et objets équivalents aux fonctions des menus "Phases et situations" et "Calculs et résultats":



Fig IV.4: La barre de boutons contextuelle "Phasage/Calcules".

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

- Basculement en mode "Données".
- Définition des conditions hydrauliques (ouvertures d'une boite de dialogue).
- Propriétés de la situation sélectionnée (ouverture d'une boite 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 boite de dialogue, accessible seulement si des résultats sont disponibles pour la situation affichée).
- Résultats détaillés par surfaces (ouverture d'une boite de dialogue, accessible seulement si des résultats sont disponibles pour la situation affichée).
- Efforts dans les renforcements (ouverture d'une boite de dialogue, accessible seulement si des résultats sont disponibles pour la situation affichée).
- Résultats détailles par tranches (ouverture d'une boite 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).

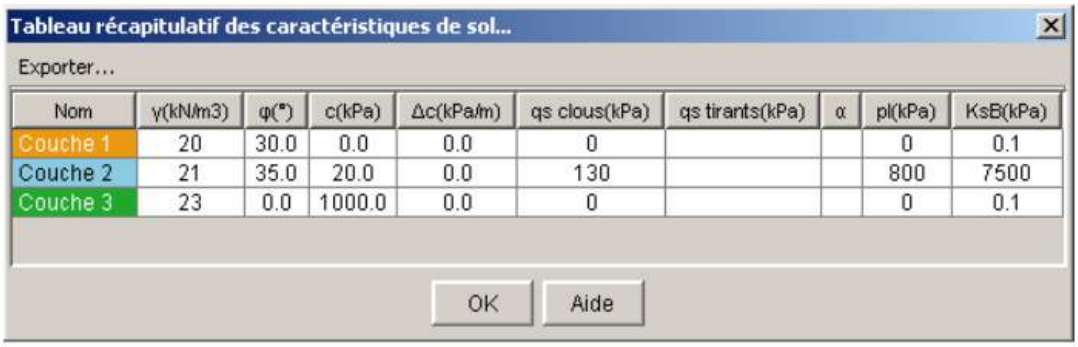


Fig IV.5: exemple de tableau récapitulatif des couches de sol.

- Tableau récapitulatif des renforcements:

Cette option ouvre une fenêtre dans laquelle sont affichés 4 tableaux récapitulatif de tous les renforcements définis, accessible par des onglets (un tableau par type de renforcement: clous, tirants, bandes et boutons), seuls les types de renforcements pour lesquels des éléments ont été définis dans le projets sont présentés.[14]

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 .

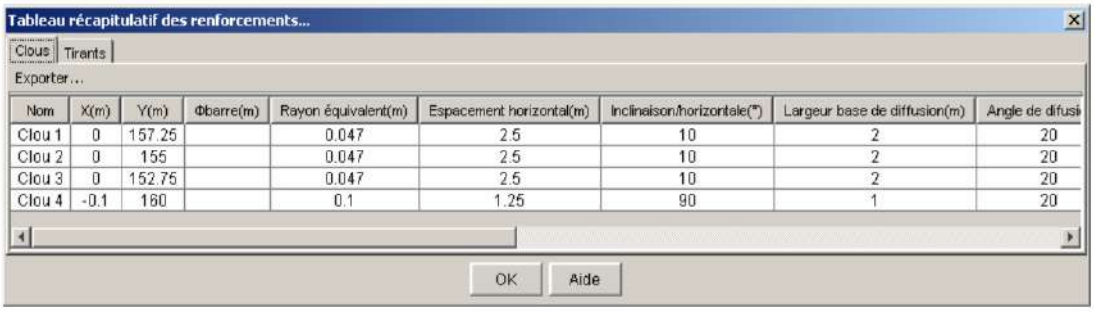


Fig IV.6:exemple de tableau récapitulatif des renforcements.

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 "Donnée" et " Renforcements" (menu ou boutons).

IV.2.1.2.Gestion du phasage:

TALREN 4 permet d'étudier des projets, et non plus des coups, c'est-à-dire que la gestion du phasage d'exécution est intégrée au logiciel: à partir d'une coup initial (qui doit comporter tous les éléments qui seront utilisés dans le phasage : ligne 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, surcharge, 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 phase 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 différents.
- Des conditions sismiques différentes.
- Une définition des surfaces de rupture différents.

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. [14]

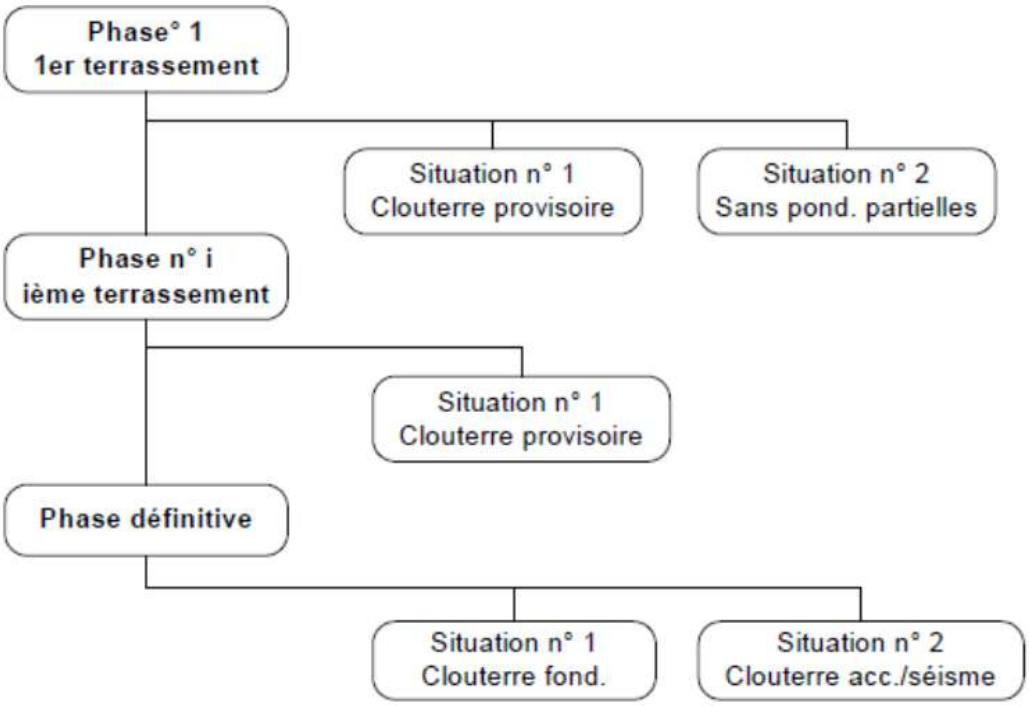


Fig IV.7: gestion des phases et situations.

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 de calcul pour la situation **m** de la phases **n** ne dépend ni des résultats de la phase **n-1** ni des résultats de la situation **m-1** ni d'aucun autre résultat.

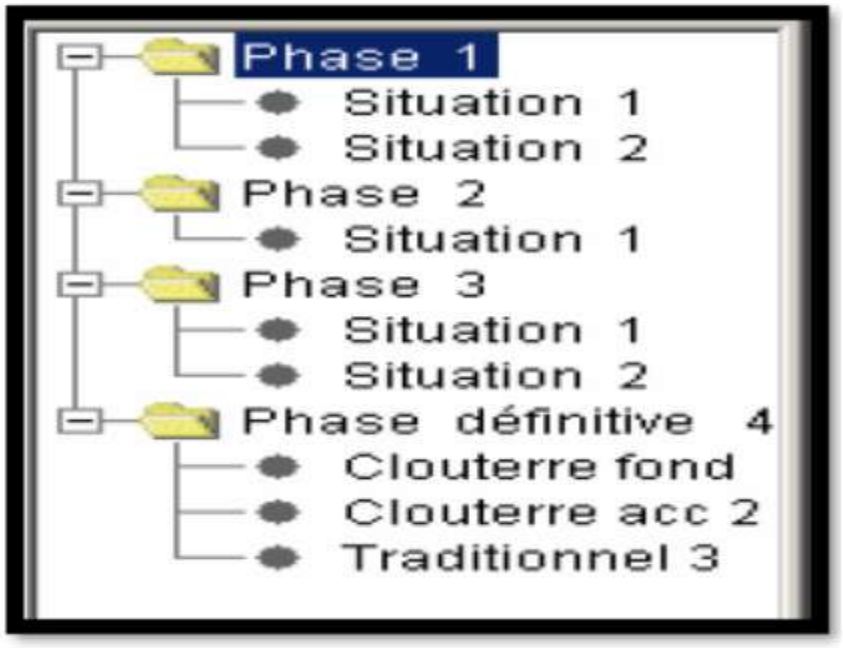


Fig IV.8: navigateur des phases et situations.

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).

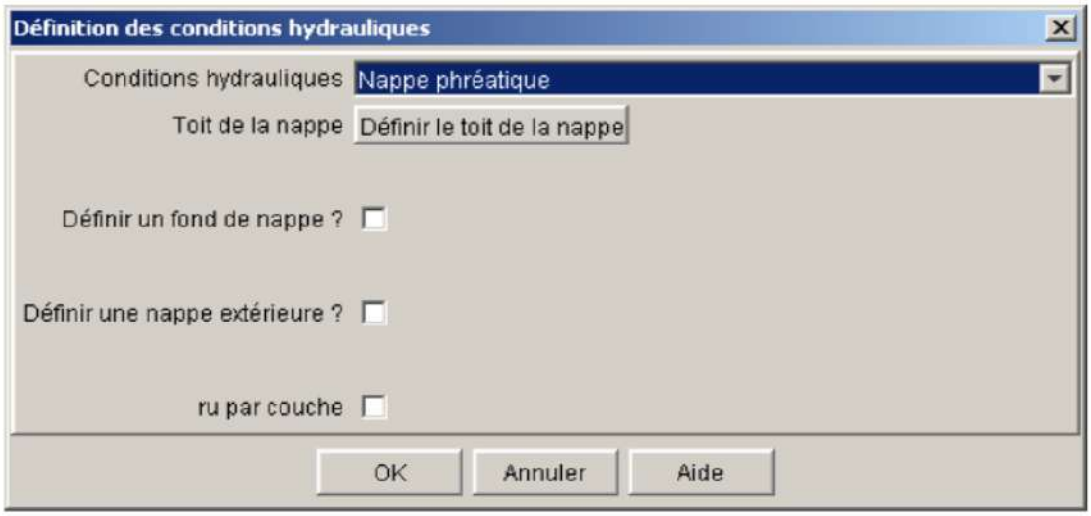


Fig IV.9: définition d'une nappe phréatique.

Il suffit de choisir l'option "Nappe phréatique puis de cliquer le bouton "Définir le toit de la nappe". Une nouvelle boite 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 des 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 extérieurs (Σ Mext=0).

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

$$F_{Fel} = \frac{\Sigma_{i=1}^{n}\left(\frac{C_i}{F_{ci}} + \left[F_{s1}.\gamma_i.h_i.cos^2.\alpha_i - u_i + \frac{dU_i}{b_i}.sina_i.cos\alpha_i\right].\frac{tan\phi_i}{F_{\phi i}}\right).\frac{b_i}{cos\alpha_i}}{F_{s3}.\left(\Sigma_{i=1}^{n}[F_{s1}.\gamma_i.h_o.b_i.sin\alpha_i] + \Sigma\frac{M_{ext}}{R}\right)}$$

- **Méthode de bishop simplifiée :**

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

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

La solution du système est obtenue en éliminant σet 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:

$$F_{Bish} = \frac{\int\left(\frac{\frac{c}{F_c} + (F_{s1}.\gamma.h - u).\frac{tan\emptyset}{F_\emptyset}}{1 + \frac{tan\alpha.tan\emptyset}{F_{Bish}.F_{s3}.F_\emptyset}}\right)}{F_{S3}.\left(\int F_{s1}.\gamma.h.sin\alpha.dx + \Sigma\frac{M_{ext}}{R}\right)}$$

Ou Σ M_{ext} est le moment résultant des forces extérieurs.

- **Méthode des perturbations:**

La méthode dite des "perturbations" mise en 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 de la contrainte normale effective déduite de la méthode de Fellenius, par la relation :

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

Le développement des équations conduit à :

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

Cette méthode donne des résultats très proche 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 "cois de glissement").

IV.3.Analyse de la stabilité de talus :

IV.3.1.Données géotechnique :

Nous allons effectuer une analyse quantitative du cas de glissement situé à la route CW N°18/ PK 12+000, Ouamri, wilaya de Médéa, avec le code de calcul TALREN 4V (la méthode utilisée est de (Bishop), nous souhaitons quantifier la stabilité en terme de coefficient de sécurité, et de comprendre la cinématique du problème (Fig IV.10).

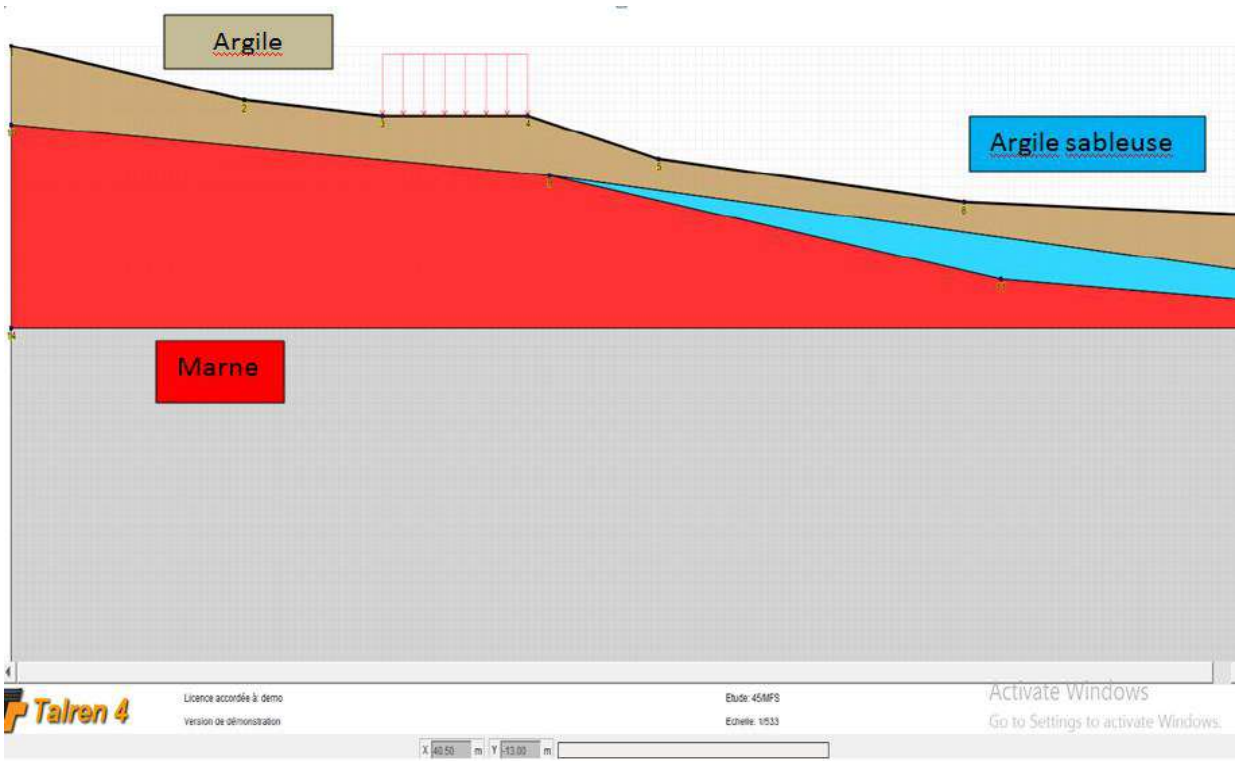


Fig IV.10. schéma de calcul.

- Argile : épaisseur = 2 m .
- Argile marneuse : épaisseur = 2.00 – 5.00 m.
- Marne : épaisseur = 5.00 m- 12 m.

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°couche	Densité(kN/m3)	Cohésion (kPa)	Angle frottement (°)
Argile	19	10	8
Argile marneuse	18	33	8.7
Marne	16	85	12.7

- **Méthode d'analyse de calcul :**

Bishop : Quand la surface de rupture est en forme d'arc, on adopte la méthode de Bishop.

- **Coefficient de sécurité :**

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

IV.4. Vérification de la stabilité avant confortement :

- **Géométrie du modèle :**

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

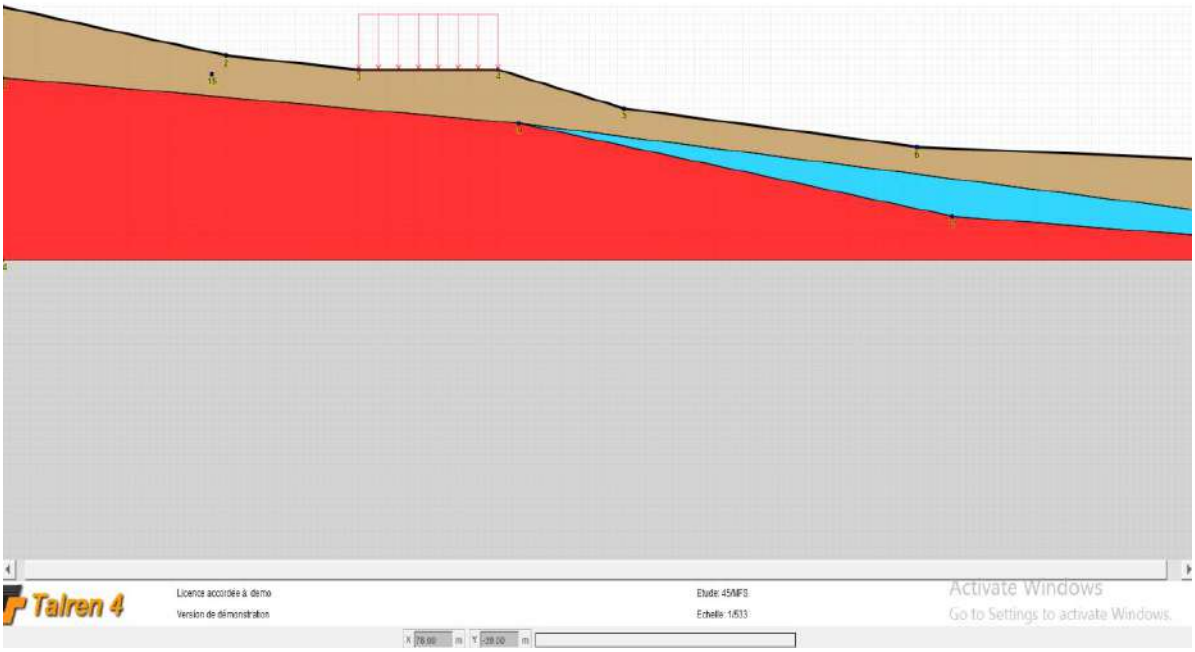


Fig IV.11 : géométrie du modèle.



Fig IV.12: Zone du cas de glissement étudié.

- **Calcul a la stabilité avant confortement (Fig IV.13).**

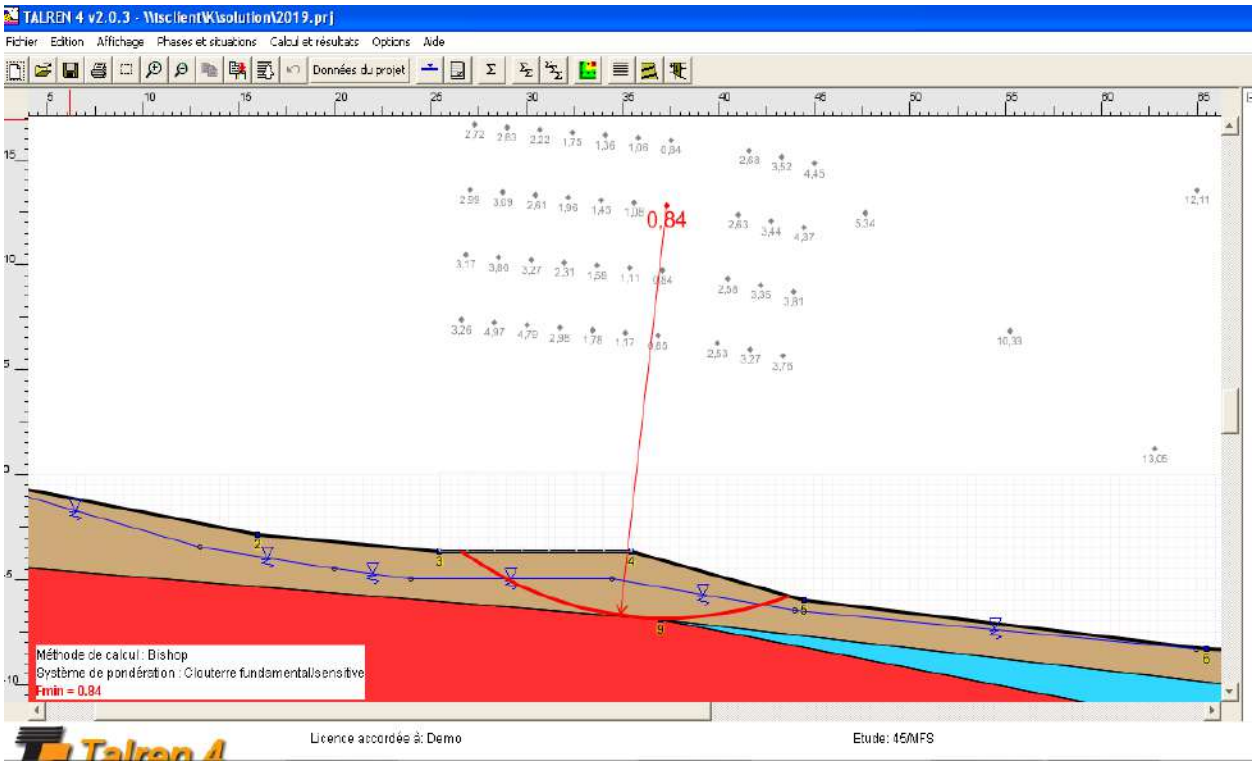


Fig IV.13 : Le résultat Avec la méthode de Bishop.

- **Interprétation des résultats :**

Le coefficient de sécurité (Fs) du glissement avant confortement, obtenir aprè calcul est de :

Fs = 0.84.

Dans le cas on remarque que le coefficient de sécurité est inférieur à 1.5, ce qui montre que le glissement est instable. Par conséquent, nous allons proposer une solution de confortement pour stabiliser ce glissement et résoudre le problème du glissement rencontré.

IV.5 .Vérification de la stabilité après le confortement :

IV.5.1. Proposition des solutions des confortements :

Les solutions des confortements proposées ci-dessous permettent d'éviter la destruction totale ou partielle du tronçon affectée par le glissement. A cet effet, on propose les trois solutions de confortement suivantes :

- **Remblais renforces par géotextiles.**

Elle consiste le confortement de glissement par un remblai renforce par géotextiles , elle est réalisée tenant compte des paramètre suivent :

- ✓ La résistance à la traction minimale est de 150Kn/m.
- ✓ Espacement vertical entre deux bondes est de 0.7m.
- ✓ Hauteur de 4.2 m.
- ✓ La réalisation du corps de chaussée de 70 cm au-dessus de la couche de TVO .

Un drainage derrière ce mur est indispensable pour la bonne tenue de l'ouvrage par un géocomposite de drainage (Fig IV.14 **).**

- **Bute en gabion**

Elle consiste le confortement de glissement par un butée en gabion .elle est réalisée tenant compte des paramètres suivent :

gabion dimensionner 4*4 sous forme escalier et ancre a 1.00 m dans la marne (Fig IV.15 **).**

- **Renforcements par colonnes ballastées et butée gabion.**

Elle consiste le confortement de glissement par un renforcement par colonnes ballastées et butée en gabion. elle est réalisée tenant compte des paramètre suivent :

- ✓ Colonne ballastées de 0.5 m de diamètre, repose sur la marne saine de 2.5 m de profondeur espacée de 3 m horizontalement.
- ✓ Un butée en gabion dimensionner 3*3 sous forme escalier .

IV.5.2 .calculer la stabilité après le confortement :

- **Remblais renforces par géotextiles.**

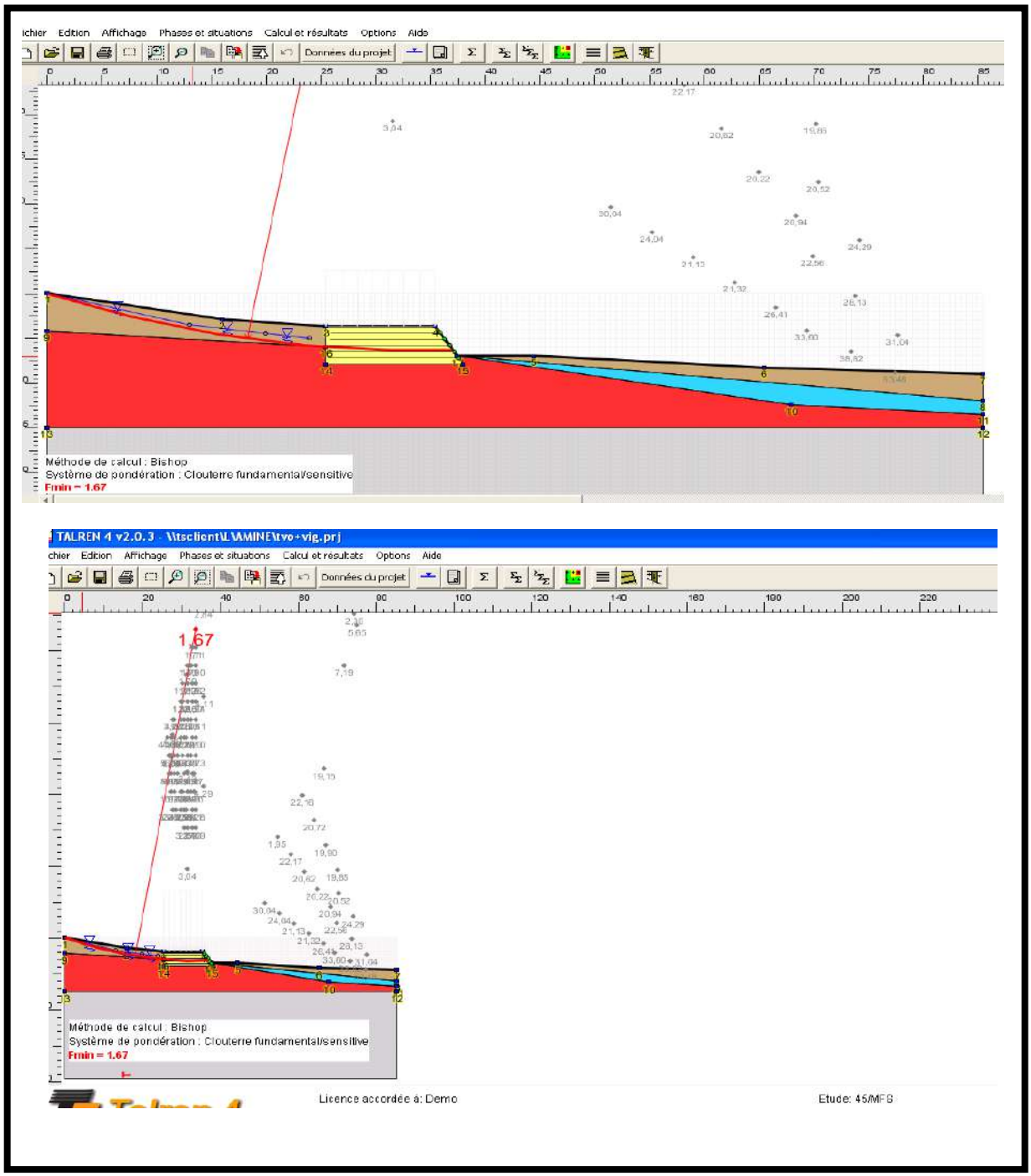


Fig IV.14 : calcul la stabilité du remblai renforce par géotextile.

Apre la modélisation on a obtenez une valeur de coefficient de sécurité Fs =1.67, donc ce qui traduire la réussite de la solution.

- **Bute en gabion .**

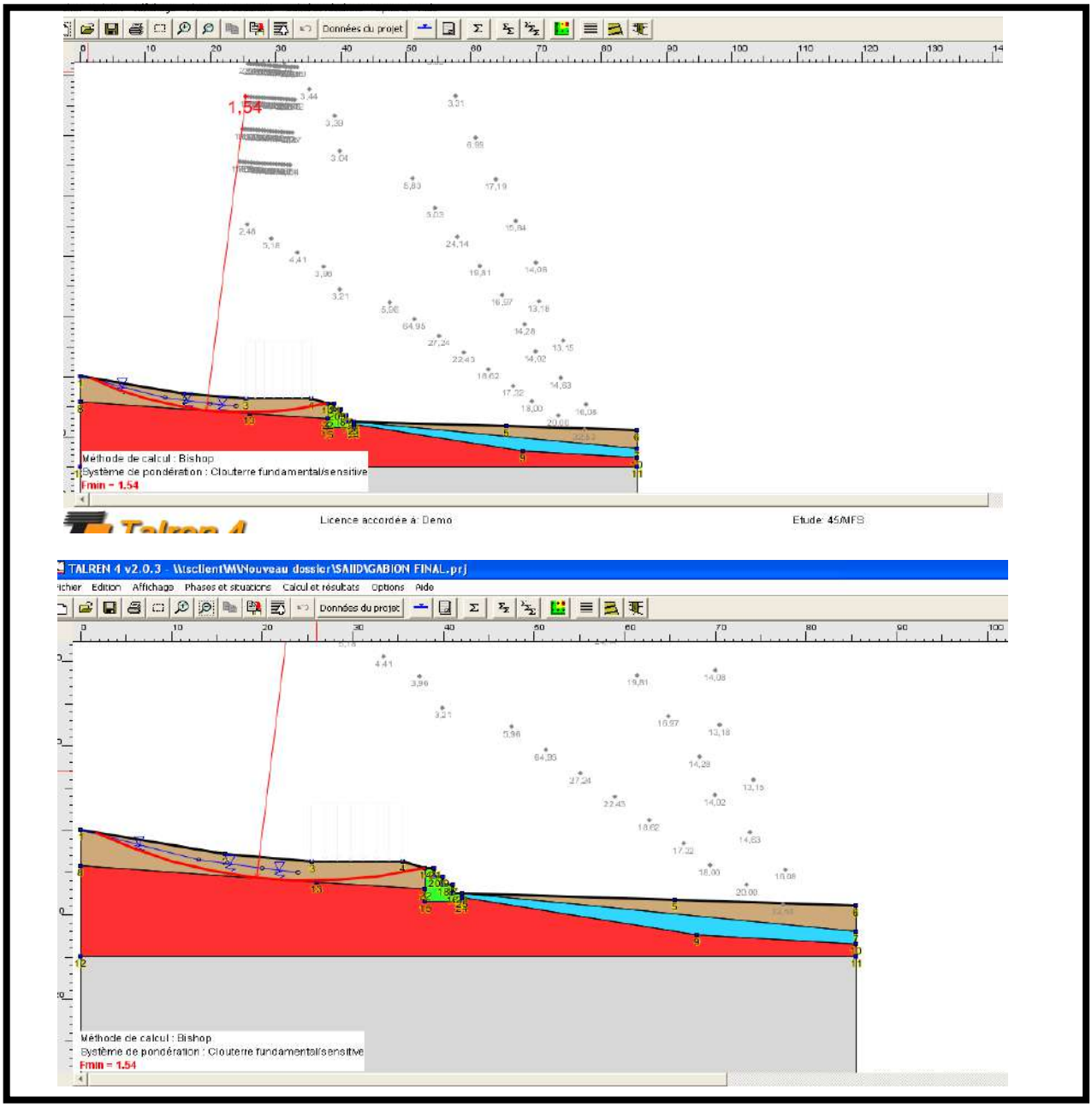
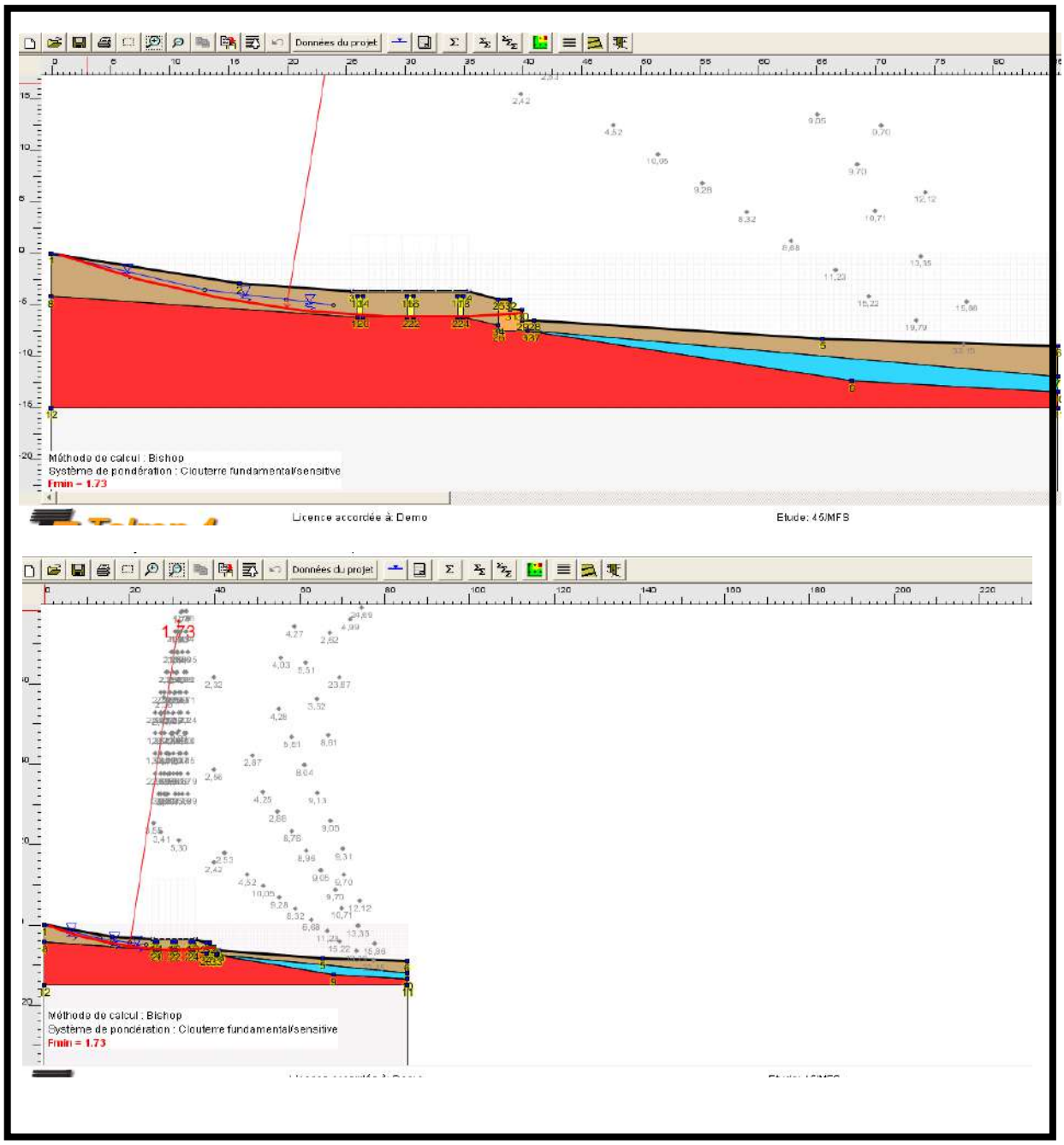


Fig IV.15 : calcul la stabilité par butée de gabion

Apre la modélisation on a obtenez une valeur de coefficient de sécurité Fs =1.54, donc ce qui traduire la réussite de la solution

- **Renforcements par colonnes ballastées et butée gabion.**



IV.16 : calcul la stabilité par colonne ballastées avec butée en gabion.

Apre la modélisation on a obtenez un valeur de de coefficient de sécurité $F_s = 1.73$, donc ce qui traduire la réussite de la solutions .

Tableau IV.1. les valeur des indice physique et mécanique

Matériau	Densité(kN/m3)	Cohésion (kPa)	Angle frottement (°)
Gabion	22	2	45
Colonne ballastée	19	3	40
TVO	21	7	30

Les trois solutions doivent être associées par un système de drainage constitué de ce qui suit :

- Une tranchée drainante, pour la collecte des eaux souterraines.
- Un fossé légèrement bétonné, pour la collecte des eaux de ruissellement.
- Un ouvrage busé qui doit être suffisamment prolongé sur les talus avals de la route.

IV.6.Concluions :

Les résultats de calculs montrent clairement que la solution de confortement proposée pour le glissement situé dans la section de chemin wilaya ouamri (MEDEA) au PK 12+000 donne un gain de sécurité appréciable, compare avec l'etat de l'ouvrage avant confortement .(0.84)

Apre exploitation et analyse des résultats, obtenir par la différente simulation et pour les trois technique propose pour le confortement de ce glissement objet de notre étude on résume qui le confortement a l'étude de géotextiles est une solution innovante par rapport aux autres techniques de renforcement, elle est fréquemment choisie pour plusieurs raisons telles que le coût et la flexibilité et la rapidité de réalisation .

Conclusion générale :

Les glissements de terrain dans constituent un véritable problèmes aux gestionnaires des ouvrages publics et au privé, vu les désordres qui peuvent être causés par ce phénomène allant d'un simple mouvement de terrain qui nécessite un simple soutènement à un vrai glissement spectaculaire qui cause des désordres importants et désagréments non souhaitables aux habitants et porte atteinte à l'économie nationale par les coûts de traitements trop élevés mais inévitables.

Le confortement d'un glissement de terrain passe, d'abord par la localisation de la surface de rupture dans le sol afin de connaître ses dimensions en particulier sa profondeur. En plus de cette donnée, il est de la plus grande importance d'avoir une idée sur son origine : surcharges, écoulements d'eau, altération des sols ou simplement ruissellement exceptionnel. Le choix de la méthode de confortement en dépend.

L'ensemble des observations et analyses effectuées sur site de glissement confirment que ce mouvement est dû à une diminution des caractéristiques mécaniques du sol en place.

Enfin, cette étude du glissement a approfondie énormément nos connaissances concernant le traitement des glissements de terrains et des talus d'une façon générale qui est un phénomène difficile à gérer et qui demande des connaissances profondes dans plusieurs domaines, géotechnique, géologique, hydrogéologique et hydraulique.

Références Bibliographiques :

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

[2] FLAGEOLET.J.C.Les mouvements de terrain et leur prévention.224p, Masson, Paris.

[3] COLAS G. & PILOT G. (1976). Description et classification des glissements de terrain.

Bull. Liaison Labo. Ponts et Chaussées, «Sp. «Stabilité des talus», p .21-30., Paris.

[4] CHRISTIAN CHAPEAU & JEAN-LOUIS Durville « L'eau et les risques de glissement de terrain ».

[5] Stabilisation des glissements de terrain (guide technique) LCPC (Février 1998).

[6] FAURE.R.M.L'évolution des méthodes de calcul en stabilité des pentes. Partie I : Méthodes à la rupture, Revue Française de Géotechnique, N°92, 2000.

[7]. KHEMISSA M., RAHMOUNI Z. (2003) Analyse de stabilité et stabilisation par pieux du versant instable de Sidi-Ahmed (Béjaïa, Algérie).Actes du 13ème Congrès régional de mécanique des sols, Marrakech, 8-11 décembre 2003, pp-pp.

[8] BEDR.S. ,2008 Modélisation et interaction renforcement-sol pour les talus instables.

[9] : CFMS. (1995). – Tirants d'ancrage : recommandations TA 95. 150 p., Eyrolles.

[10] : SCHLOSSER (F.) et UNTERREINER (Ph.), (1994). Renforcement des sols par inclusions. Techniques de l'Ingénieur, traité Construction, article C24.

[11] :Rapport d'investigation géotechnique du glissement de terrain au pk12+00 CW18.

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

[13] : (Source : RPA 99).

[14] : Benyekhlef Besma (2013) :analyse numérique d'un glissement de terrain (application a un cas réel)' mémoire pour l'obtention de diplôme de master en génie civil, université de yahia fares de Médéa.

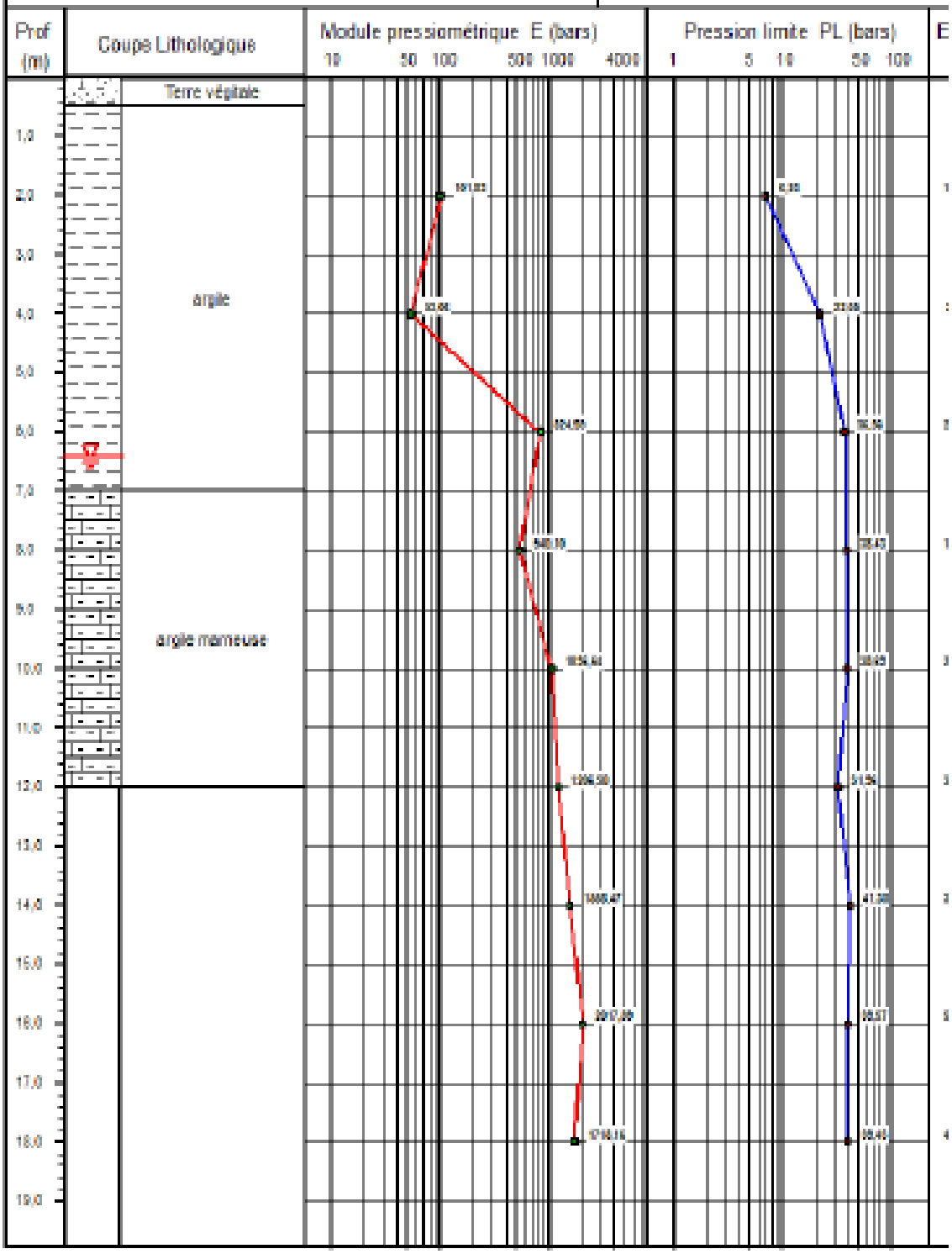
annex

SONDAGE PRESSIOMETRIQUE

Norme : N° P 94-110

Projet : Traitement de glissement sur cw 18
N°Dossier :
Lieu : OUAMRI WILEDEA
Client : DTP MEDEA
Sondage N°: SP 01 Type d'appareil:

Date essai:
Volume de la sonde <Vo> (cm3) : 535
Hauteur CPV/Terrain naturel (m) : 1,5
Profondeur nappe / TN (m) : -6,4

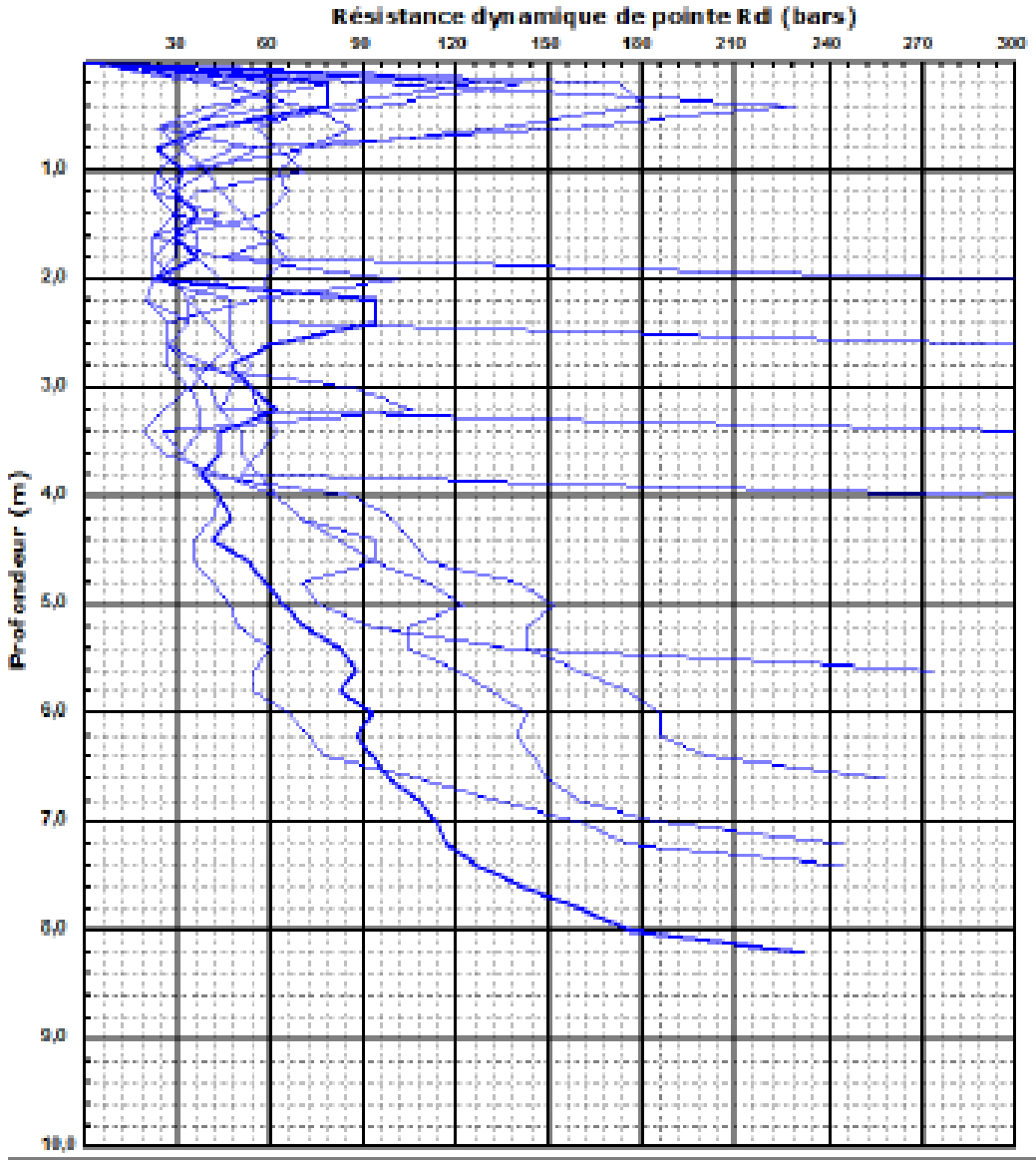


INTITULE : traitement de glissement sur ow 18 pk 12+00
N°DOSSIER :
LIEU : OUANRI WMEDEA
CLIENT : DTP MEDEA
DATE ESSAIS :

PENETROMETRE DYNAMIQUE PDB

Norme : NF P94 - 114

Essai N°: PDL 01...09



Caractéristiques du pénétromètre dynamique PDB

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 25 kg
Masse du Mouton (m) : 64 kg
Hauteur de chute (H) : 0.75 m
Aire de la section droite de la pointe (A) : 20 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 8,5 kg
Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

$$Rd = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times (m + \sum m')}$$