REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de Technologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Géni Civil
Spécialité : Géotechnique

THEME:

Etude de glissement de terrain sur RN1 PK 83+000

Présenté par :

KHOUKHI MOURAD

RAHAL TOUFIQ

Proposé et Dirigé par :

Dr.BENSAADA ABDELHALIM

Année universitaire: 2022

Remerciements

En premier lieu, je tiens à remercier Dieu de m'avoir donné le courage,

la force et la volonté pour ce projet élaborer ce travail

J'adresse mes sincères et respectueux remerciements

À toutes personnes ayant contribués, de loin ou de près, à la réalisation

de ce P.F.E, particulièrement à mon promoteur Mr BEN SAADA Abd

elhalim pour son aide, ses conseils et ses remarques qui m'ont permet de

faciliter à accomplir mon travail de fin d'étude.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A vous très chère mère, mon grand regret est que vous soyez parti très tôt avant d'avoir bénéficié des fruits de vos efforts investis en nous.

A vous cher papa, pour votre souci de nous avoir formés, pour tant des privations, d'amour et des sacrifices.

A ma femme bien – aiméequi m'a aidé et a été patiente avec moi

A mes filles,Ritadj, Aridj et Alaa la lumière de mes yeux

A mes chers frères et soursA toute la famille khoukhi.

A tous mes amis, mes collègues de l'université.

Ainsi, à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin, à la Réalisation de ce travail.

Khoukhi mourad

Dédicaces

A ma très chère mère que je ne remercierais jamais assez pour les sacrifices et encouragements qu'elle a consentis pour moi, mon cher père pour son soutien infini.
A ma très chère épouse
A ma très chère fille Ines
A mes frères et sœurs.
A Toute ma famille.
A mon binôme ainsi qu'à toute sa famille.
A tous mes amis (es).
A toute la promotion Géotechnique 2021 et 2022.

Rahal toufik

ملخص

احركات الأرض هي ظواهر طبيعية يمكن ان تسبب خسائر معتبرة ، كما يمكن أن تسبب خسائر بشرية في بعض الأحيان هذه المذكرة تمثل دراسة تتعلق بالتدعيم ضد انزلاق التربة الواقع بالمدخل الشمالي لمدينة المدية عند نقطة التقاطع الطريق الوطني RN1A بالاعتماد علي المعطيات المقدمة من طرف مديرية الإشغال العمومية لولاية المدية

تحليل ظاهرة الانزلاق هذه تمت بواسطة برنامج Taleren 04 من اجل تحديد السطوح المحتمل انزلاقها

و بناءا على هذا التحليل تم تحديد نوع التعزيز وفقا لتحليل تقني اقتصادي.

الكلمات المفتاحية: انزلاق التربة، دراسة , حركة التربة, ضبط انزلاق التربة , نظام تالور

Résumé

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

Le présent mémoire consiste à faire une étude et un confortement d'un glissement de terrain situe a l'entrée de la ville de Médéa Nord, au niveau de l' intersection de RN1A.

Cette étude réaliser a partir des données de la direction des travaux publics de la wilaya de Médéa

L'analyse de ce glissement est menée par un logiciel : Talren 04 afin de matérialiserlessurfaces de rupture potentielles .A partir de cette analyse on détermine la solution deconfortement adoptée basée sur une étude technico-économique.

Mots clés :

Glissements de terrain, étude, mouvements de terrain, stabilité glissements de terrain Programme Talern 4

Abstract

Landslides are natural phenomena that can be large magnitudes and cause considerable damage. In some cases they can cause loss of life.

This thesis consists in making a study and a reinforcement of a landslide located at the entrance of the city of Médéa Nord, at the level of the intersection of RN1A

The analysis of this shift is driven by the program: Talren 04 and to materialize the potential failure surfaces. On this analysis, the solution of reinforcement has been defined, according to a techno-economic analysis.

Key words

Landslides, study, landslides, landslide stability Talern 4 program

SOMMAIRE

Sommaire

Remerciement

Dédicace 1

Dédicace 2

Résumé

Liste des tableaux

Liste des figures

Symboles et abréviation

CHAPITRE I. MOUVEMENT DE TERRAIN

Introduction General 01
I.2.Définition de mouvement de terrain 03
I.3. La Classification des mouvements de terrain 04
I.3.1. Vitesse de déplacement : 04
I.4. Les types des mouvements de terrain 05
I.4.1. Mouvements verticaux 05
14.1.1. Les mouvements lents: 06
1.4.2 Les mouvements rapides 07
I.4.2.1- Les effondrements 07
I.4.2 Les mouvements de pente 08
I.4.2.1. Les Mouvements rapide 09
I.4.2.1.1*Les écroulements* *09*
I.4.2.1.2.*Les coulées* *10*
I.4.2.2 Mouvements lents et continus 11
I.3.2.2.1. *Reptation* *11*
I.3.2.2.2*Fluage* *12*

CHAPITRE II. GLISSEMENT DE TERRAIN

II.1. Glissement de terrain 14
II.2 Types de glissement 14
II.3. Classification des glissements 18
II.4. Causes de glissements 18
II.5. Les phases de glissements de terrain 22

CHAPITRE III. METHODE DE CONFORTEMENT

III.1.Méthodes de calcul de stabilité 23
III.1.1.Définition du coefficient de sécurité 23
III.1-2. *Méthode d'équilibres limites* *24*
III-1.2.1. *Méthode globale* *24*
III.1.2.2. *Méthode des tranches* *25*
III.1.2-2.1. Méthode des tanches de Fellenius (rupture circulaire) 25
III.1-2-2-2.*Méthodes des tranches de Bishop* *27*
III.1.2.3 . *Méthodes éléments finis* *28*
III.2. Méthode de confortement des glissements des terrains 29

III-2.1 Drainage 29
III.2.1.1 Collecte et canalisation des eaux de surface 29
III-2.1-2 Masques et éperons drainants 29
III-2.1-3 Tranchées drainantes 29
III-2.1-4 Drains subhorizontaux 30
III-2.2. Renforcement 31
III.2.2.1. Les ouvrages de soutènements 31
III.2.2.1.1. Les ouvrages rigides 32
III-2.2-1-2 Ouvrages de soutènements souples 32
III-2.2-2 Confortement par système de parois 34
III-2.2-3 Renforcement par inclusions 34
III-2.2-3-1. Les clous et micro pieux 34
III-2.2-3-1. Pieux et barrettes 35
III-2.3. Modifications géométriques (terrassement 35
III2.3.1. Allègement en tête 35
III-2.3.2 Butée de pied 36
III-2.3.3 Reprofilage 36
III-2.3.4. Purge 37
III-2.3.5 Substitutions totales ou partielles 38
III-3 Conclusion 38

CHAPITRE IV RECONNAISSANCE ET ETUDGEOTECHNIQUE DE SITE

IV.1 Introduction 39
IV.2 Localisation General 39
IV.3 Aperçu Géologique Régional 39
IV.4 -Aperçu géomorphologique régional 41
IV.5 Les principaux désordres relevés sont 42
IV.5.1. Illustration des désordres 42
IV.6- Résultat de la compagne de reconnaissance géotechnique 44
IV.6.1- Essais de pénétration dynamique 45
IV.6.2 Sondage carotte 46
IV.6.3 Essais de laboratoire 48
IV.6.4. Exploitation et interprétation des résultats 49
IV.7. Conclusion 50

CHAPITRE.V. CALCUL DE STABILITE

V.1. Introduction 51
V.2.Généralité sur talerent 51
V.3. Données géotechniques du talus 52
V.5. Variantes de confortements proposes 53
V.6.variante retenue 53
V.6.1. Description des travaux à réaliser 53

V.6.Vérification de confortement 55

V.6.1. Phase initiale avant confortement 55

V.6.2. Phase initiale avant confortement 56

V.6. 3. Phases de calcule après confortement 57

V-6-4-Phases de calcule après confortement : 57

V.7. Interprétation des résultats 58

V.8. Avant métré 59

V.9. Conclusion : 61

Conclusion General 62

Référence bibliographique 63

Les Annexes 64

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I. MOVEMENT DE TERRAIN

Figure I. 1	Classification des mouvements de terrain	05
Figure I.2	Une cuvette d'affaissement	06
Figure I.3	Effondrement du toit des cavités	08
Figure 1.4.	Les écoulements	10
Figure I.5	Les morphologies de coulées	11
Figure I. 6	Reptation	12
Figure I.7.	Fluage	13

CHAPITRE II. GLISSEMENT DE TERRAIN

Figure II.1:	le glissement plan.	15
Figure II.2.	Glissement rotationnel.	16
Figure II.3	Glissement rotationnel simple**.**	17
Figure II.4.	Glissement rotationnel complexe. (En escalier).	17
Figure II.5.	Les phases de glissement de terrains.	22

CHAPITRE.III. METHODE DE CONFORTEMENT

Figure III.1	Détail des tranches	25
Figure III.2	Forces agissantes sur une tranche d'après l'hypothèse de FELLENIUS	26
Figure III.3	Type d'une tranchée drainante	30
Figure III. 4	Drains subhorizontaux	31
Figure. III.5.	Mur de soutènement	32
Figure III.6	Réalisation d'un mur en gabion	33
Figure. III.7	Chantier en cours de réalisation utilisent le technique géotextile	33
Figure III.8.	Exemple de clouage d'un glissement	35
Figure III.9.	Allègement en tête	36
Figure III.10	Réalisation d'une butée de pied	36
Figure III.11	Reprofilage	37
Figure III.12.	**P**urge	37

CHAPITRE IV. CALCUL DE STABILITE

Figure 1	Photo satellite ‘‘Google’’**.**	39
Figure 2	Extrait de la carte géologique N°86**.**	41
Figure 3	Evolution de la fissure colmatée, suivie d'affaissement de chaussé	43
Figure 4 :	Ouverture de la fissure	43

Figure 5 Vue sur les gabions longeant de RN01 44
Figure 6 Réalisation du sondage SC1. 46

CHAPITRE V. ETUDE DE STABILITE

Figure V.1. Profil type de la solution ‘‘Rangées de pieux’’ 54
Figure V.2. Vue en plan de la solution ‘‘rangées de pieux’’ 54
’**Figure V.3.** Longrine en tète 55
Figure V.4. Talus modélisé avec la nappe et sans séisme (avant confortement) 56
Figure V. 5. Talus modélisé avec la nappe et avec séisme (avant confortement) 56
Figure V. 6. Talus modélisé avec la nappe et sans séisme (après confortement) 57
Figure V. 7. Talus modélisé avec la nappe et avec séisme (après confortement). 57

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I. MOVEMENT DE TERRAIN

Tableau I.1.	La classification des mouvements de terrain**.**	04

CHAPITRE II GLISSEMENT DE TERRAIN

Tableau II. 1.	Classification selon la profondeur de la surface de glissement d'après DATEK	18
Tableau II.2.	Classification selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme.	18

CHAPITRE III. METHODE DES CONFORTEMENTS

Tableau III. 1	Valeurs de Fs en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions Particulières qui l'entourent [6]. Fs Etat de l'ouvrage	24

CHAPITRE IV.RECONNAISSANCE ET ETUDE GEOTECHNIQUE DU SITE

Tableau IV.1.	Les résultats obtenus	46
Tableau IV.2.	Description lithologique du sondage SC1	47
Tableau IV.3	Caractéristiques physiques des matériaux testés	48
Tableau IV.4	Caractéristiques mécaniques des matériaux testés.	49

CHAPITRE V. ETUDE DE STABILITE

Tableau V.1	Données géotechniques du talus.	52
tableau V.2	récapitule le devis estimatif des travaux Devis Estimatif des travaux	55

Symboles et abréviation

τmax: Résistance au cisaillement du sol.

c et φ : sont la cohésion et l'angle de frottement du sol, respectivement,

σ : est la Contrainte totale normale sur le plan de cisaillement.

C'et φ' : représentent les paramètres de résistance au cisaillement effectifs.

U est la pression interstitielle de l'eau.

Cn: cohésion de la couche

$\boldsymbol{\varphi n}$: L'angle de frottement de la couche

Wn: poids de la couche

$\boldsymbol{\alpha n}$: L'angle entre l'arc de la tranche horizontale

INTRODUCTION GENERAL

Introduction générale

Les sols et les sous-sols instables sont des dangers naturels qui menacent la vie et la propriété.

Parmi les instabilités du sol ; les mouvements de terrain qui se rencontrent fréquemment dans la construction des routes et des ouvrages. En outre certaines pentes naturelles sont ou peuvent devenir instables.

Ces phénomènes naturels dont d'origines très diverses et peuvent être catastrophiques et provoquent des pertes en vies humaines ainsi que des dégâts naturels considérables.

Par conséquent, la propriété ou les terres pourraient ne pas se prêter de façon sure à un aménagement et une modification d'emplacement.

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 sur certains projets, surtout ceux qui, pour des raisons diverses n'ont pas fait l'objet d'études préliminaires suffisantes et parfois jusqu'à causer des victimes. Ils surviennent à la suite d'événements naturels.

L'étude des glissements de terrain relèvent d'une démarche pluridisciplinaire qui fait appel au géologue, au géomorphologue, à l'hydrogéologue sous la direction d'un géotechnicien expérimenté.

Ainsi notre travail consiste à analyser et conforter un glissement de terrain qui se situe au Nord de la ville de Médéa, en allant vers Alger, à une altitude d'environ 835 m. il se situe à droite de la chaussée, en allant vers le Nord.

Notre travail se compose de cinq chapitres qui se résume comme suit:

Dans le premier chapitre, il nous a paru utile, avant tout, d'exposer les principales familles de mouvements de pente ainsi que les facteurs, permanents et variables dans le temps, qui favorisent le déclenchement de ces phénomènes. et en particulier on a cité les différents types de glissement, ainsi que leurs classifications.

Le deuxième chapitre est consacrée à l'étude bibliographique, qui est une étude théorique sur les différents types de glissement, ses caractéristiques, ses causes.

Le troisième chapitre consacrée les différents méthodes de calcul de stabilité, et les méthodes de confortements.

Le quatrième chapitre comporte la reconnaissance du site et l'analyse des données disponibles. Cette reconnaissance géotechnique permettra d'identifier et de caractériser les couches du sol de notre site.

.La cinquième partie contient L'analyse de la stabilité globale du talus par la méthode numérique à l'aide d'un logiciel **Taleren 4**, pour déterminer la surface de rupture et son coefficient de sécurité. Puis le choix de confortement, le dimensionnement et l'étude de système de confortement proposé.

Notre travail se termine par une conclusion générale reprenant l'essentiel de ce qu'on a appris et recensé comme méthodes d'étude et de confortement des glissements de terrains.

CHAPITRE I :

MOUVEMENT DE TERRAIN

CHAPITRE I : MOUVEMENT DE TERRAIN

I.1. Introduction:

Le terme de « mouvement de terrain » regroupe plusieurs types de phénomènes naturels très différents les uns des autres par leur nature, leur comportement mais aussi leurs conséquences pour l'homme. Qu'il s'agisse de glissements de terrain, d'éboulements, d'affaissements, d'effondrement ou encore de coulées boueuses, on est cependant toujours en présence du déplacement gravitaire d'un volume de roche ou de sol déstabilisées sous l'effet de sollicitations naturelles (forte pluie, cycle gel/dégel séisme, fonte des neiges…) ou anthropiques (terrassement, déboisement…). Ces différents phénomènes évoluent irrégulièrement dans le temps, passant de phases d'évolution lentes à des phases d'accélération parfois brutale à l'origine de catastrophes plus ou moins graves. L'extension des glissements de terrain est variable, allant du simple glissement de talus très localisé au mouvement de grande ampleur pouvant concerner l'ensemble d'un versant. Les profondeurs des surfaces de glissement varient ainsi de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres de profondeur. On parle de glissements superficiels dont les signes visibles en surface sont souvent spectaculaires et de glissements profonds qui présentent moins d'indices observables et qui sont donc plus difficilement détectables. La nature géologique des terrains est un des principaux facteurs d'apparition de ces phénomènes tout comme l'eau et la pente. Les matériaux affectés sont très variés (roches marneuses ou schisteuses, formations tertiaires altérées, colluvions fines, moraines argileuses, etc.) mais globalement la présence d'argile en forte proportion est toujours un élément défavorable compte tenu de ses mauvaises caractéristiques mécaniques. La saturation des terrains en eau (présences de sources, fortes précipitations) joue aussi un rôle moteur dans le déclenchement de ces phénomènes. [1]

*I.2.*La définition de mouvement de terrain :

Les mouvements de terrain sont des phénomènes gravitaires régis par la force que la gravité terrestre exerce sur des éléments de terrain instables. Ils peuvent être d'origine

naturelle (gel/dégel, séisme, fortes précipitations ou chutes de neige, inondations, etc.) ou anthropique (déboisement, terrassement, etc.). [2]

I.3. La Classification des mouvements de terrain :

Les formes et l'ampleur des mouvements de terrain sont très diverses en raison de la multiplicité des Mécanismes d'initiation et d'évolution (érosion, déformation et rupture sous charge statique ou Dynamique…), liés à : - la topographie (pente du versant, dénivelée, etc.…) -à la lithologie (caractéristiques physiques et mécaniques et la sensibilité des matériaux solide, plastique, visqueux et liquide), - à la structure géologique (pendage, fracturation, superposition des couches...) - aux nappes aquifers, - à la teneur en eau, etc[3].

I.3.1 .Vitesse de déplacement :

Les vitesses de déplacement peuvent être estimées ou mesurées de différentes manières, pour chacune de ces **sept classes de vitesse, d**es types de réaction et des impacts significatifs en termes de vies humaines ou de dégâts aux constructions sont proposés

Tableau I.1. La classification des mouvements de terrain**.**[3]

classe	description	vitesse
1	Extrêmement lente	Moins de 16mm/an
2	Très lente	De 1.6m/an à 16mm/an
3	lente	De 13m/mois à 1.6m/an
4	modérée	De 1.8m/h à 13m/mois
5	rapide	De 3 m/mn à 1.8 m/h
6	Très rapide	De 5 m/s à 3 m/min
7	Extrêmement rapide	Plus de 5m/seconde

Les mouvements de terrain regroupent tous les cas de déplacement de masses de terrain sous l'action de la pesanteur. Ils peuvent être très lents ou extrêmement rapides. On peut classer les mouvements de terrain en deux grands types (figure I.1)

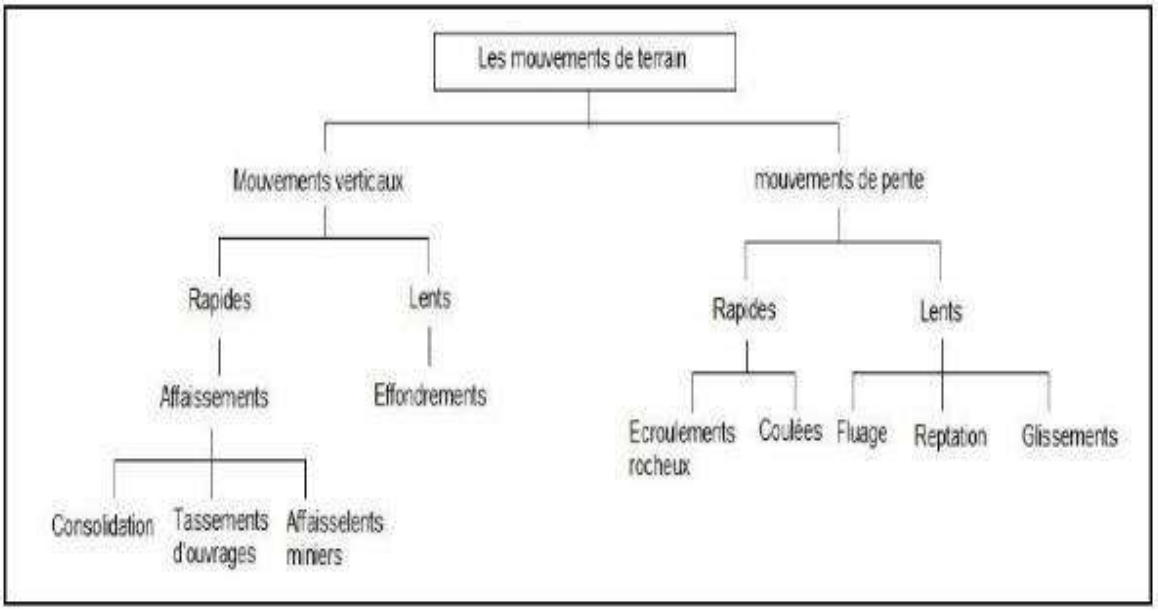


Figure I. 1. Classification des mouvements de terrain [4].

Le premier groupe concerne les déplacements verticaux confinés abaissant sans rupture des surfaces horizontales : c'est **les mouvements verticaux.**

Le second groupe en concerne les déplacements obliques vers des surfaces libres inclinées ; ils affectent les pentes naturelles ou terrassées : c'est **les mouvements de pente.**

I.4. Les type des mouvements de terrain :

I.4.1. Mouvements verticaux:

Les affaissements et effondrements sont aussi des mouvements naturels provoqués ; naturels, ils résultent de la consolidation progressive de sédiments, sous l'effet de leur propre poids, à laquelle s'ajoute parfois la subsidence, d'effondrements de voûtes de cavités de formations karstiques, gypseuses… ils peuvent être provoqués

soit par surcharge locale de la surface du sol, comme celle résultant de la construction d'un ouvrage, soit par extraction de matériau du sous-sol, comme lors de l'exploitation de pétrole, d'eau, de matériaux, de minerai, la construction de galeries…. [4].

I.4.1.1. Les mouvements lents:

A- Les affaissements :

Les affaissements sont des mouvements verticaux de terrain qui abaissent lentement et sans rupture, la surface du sol, la plupart résultent d'un processus naturel, la consolidation ; ils produisent des cuvettes et dépressions parfois très vastes et des tassements d'ouvrages. Les effondrements de cavités profondes comme les mines peuvent produire de vastes zones d'affaissements en surface. Les mouvements provoqués par le dégel ou la sécheresse sont des cas particuliers plus limités mais néanmoins souvent dommageables [5].

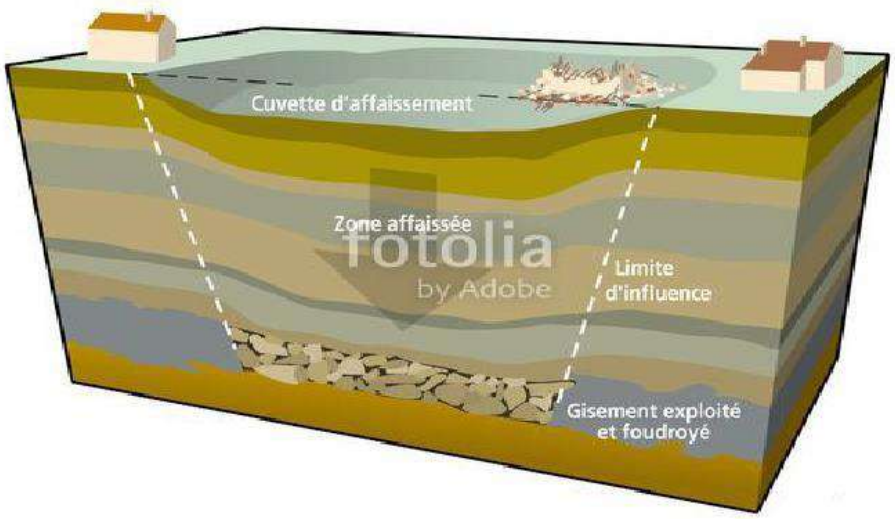


Figure I.2.*Une cuvette d'affaissement*

B -La consolidation :

Elle affecte des matériaux meubles récemment déposés, sédiments subactuels, remblais…Elle est le résultat de l'écrasement des interstices d'un matériau granuleux, sous l'effet de son propre poids.

C .Les tassements d'ouvrages :

Un ouvrage construit dans un site dont le sous-sol est rocheux ou meuble, induit un champ de contraintes qui provoque sous lui des déformations progressives et permanentes. L'ouvrage s'enfonce plus ou moins dans le sol et peut subir des distorsions qui entrainent sa fissuration, voire son inclinaison.

D - Les affaissements miniers :

Le sol des régions de mines s'affaisse généralement de façon irrégulière et sur de grande surface. Certaines techniques d'exploitation des mines créent des vides souterrains importants qui se comblent par effondrement du toit, cela entraine la décompression et la fragmentation des matériaux stériles coiffant le gisement.

I.4.2. Les mouvements rapides :

I.4.2.1- Les effondrements :

Les effondrements sont des écroulements su verticaux entraînés par des ruptures brusques de toits, de cavités naturelles résultant de dissolutions de roches calcaire, ou gypse ou de soutènements de carrières souterraines ou de mines ; Selon la surface, la hauteur et la profondeur de la cavité, ils aboutissent en surface à des dépressions, des cuvettes, des avens, des gouffres ou des fontis, après s'être propagés à travers toutes sortes de matériaux, entre la cavité et le sol, en les fracturant et en les faisant foisonner. [5].

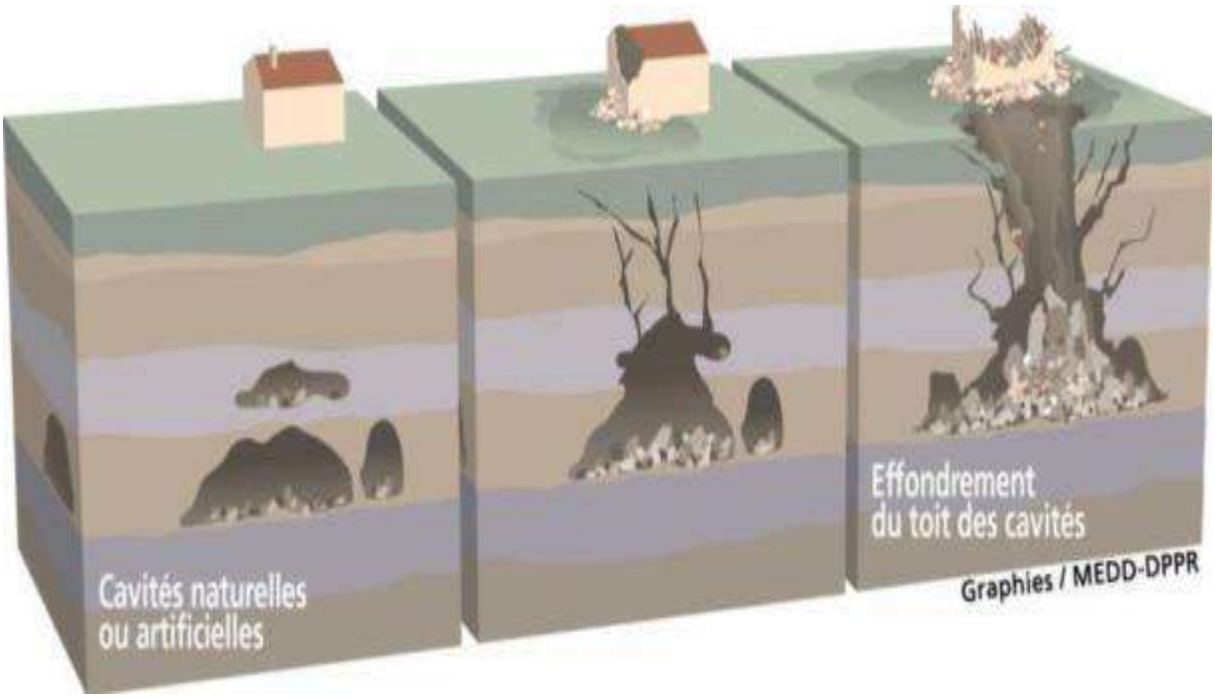


Figure I.3 Effondrement du toit des cavités [5].

I.4.2 - Les mouvements de pente :

Les mouvements de pente constituent la classe la plus vaste d'aléas. Ce sont des mouvements obliques qui affectent les pentes tant naturelles qu'artificielles. De nombreuses classifications ont été proposées pour rendre compte de la diversité des mouvements de pente[4].

Les principaux critères de classification retenus sont :

- Types de terrain affecté.
- Types de mouvements.
- Vitesse des processus.
- Taux de remaniement des matériaux après le mouvement.

Les mouvements de pente les plus fréquents sont classés en :

-Écroulement rocheux.

- Mouvements lents et continus (reptation et fluage).

- Glissements.
- Coulées, laves et lahars.

Les causes des mouvements de pente sont nombreuses :

Les principales sont d'ordre :

-Hydrogéologique : altération de matériau, accumulation d'eau souterraine…

-Mécanique : vibrations, suppression de butée, affouillement en pied de pente et/ou accroissement de poussée, surcharge en tête….

Les mouvements de pente peuvent être activés par :

(1) un séisme

(2) des précipitations excessives ;

(3) une crue ;

(4) une tempête ;

(5) des ruptures de canalisations d'eau ou d'assainissement ;

(6) un défaut de drainage ;

(7) un dégel rapide ;

(8) un terrassement mal étudié ou intempestif

(9) une construction mal implantée ou mal conçue ;

(10) un soutènement inadapté …. . [4].

I.4.2.1.LES Mouvements rapide :

I.4.2.1.1. Les écroulements :

Les écroulements sont des chutes soudaines de masses rocheuses importantes. Les volumes couramment intéressés par le phénomène varient entre dizaine milliers de mètres cubes (on parle alors d'écroulement en masse) et une centaine de mètres cubes (on parle alors de blocs).

Les vitesses sont très variables dans le temps : durant la période qui précède la rupture, la vitesse et « très lente » ; pendant la chute de blocs ou l'écroulement en masse, elle est « très rapide ».

Les facteurs déclenchant sont les apports d'eau, les cycles de gel dégel, l'érosion, le sous-cavage et les séismes [6].

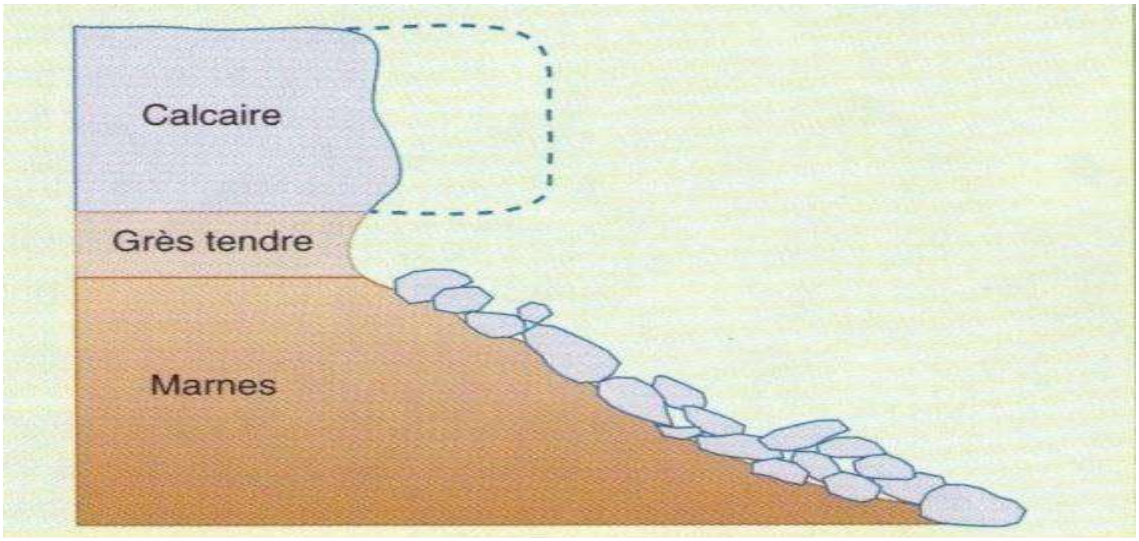


Figure 1.4. Les écoulements [6].

I.4.2.1.2. Les coulées:

Les coulées sont assimilables à l'écoulement d'un fluide visqueux charriant des éléments de tailles diverses (depuis les fines jusqu'aux blocs) sur des distances parfois importantes. Elles se produisent à partir de matériel meuble, momentanément saturé en eau, prenant alors une consistance plus ou moins visqueuse, parfois proche de la fluidité. On distingue plusieurs types de coulées telle que : (i) **coulées boueuses** (incluant coulée de blocs, de terre, de boue, lave torrentielle, lahar : coulée boueuse d'origine volcanique, avalanche de débris et se produisant surtout en montagne) (Figure I.5), (ii) **coulées de solifluxion** (déplacement lent des sols en milieu périglaciaire, résultant de l'instabilité de la partie dégelée du sol, en surface, au cours de l'été)[6].

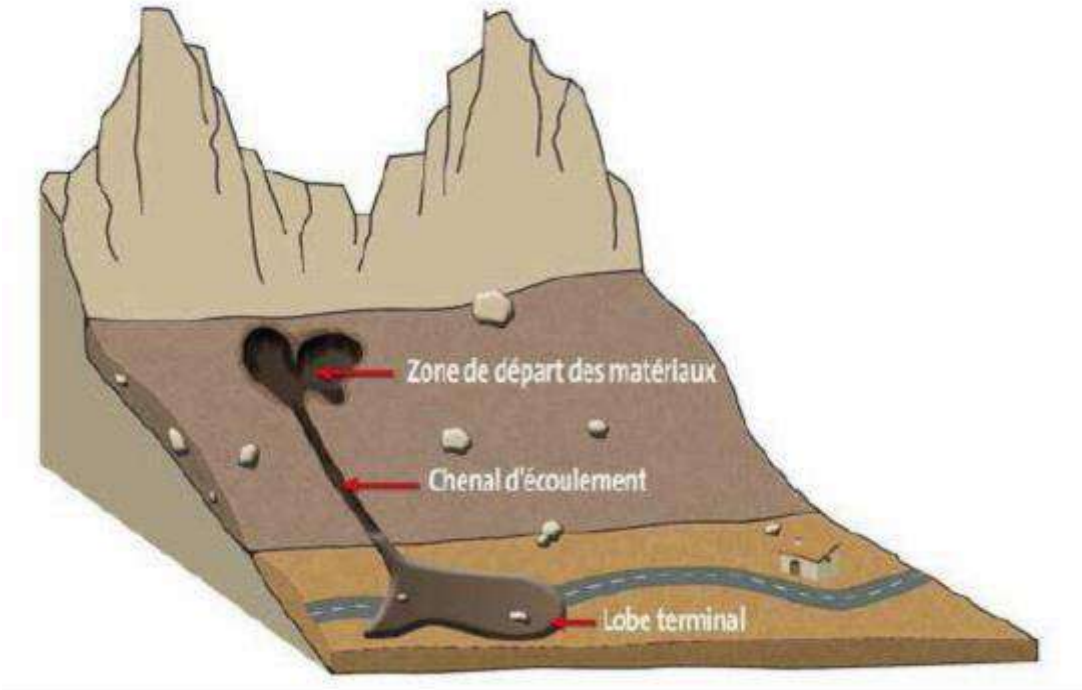


Figure I.5.Les morphologies de coulées [6].

I.4.2.2. Mouvements lents et continus :

Les mouvements lents et continus affectent soit la couverture meuble de talus, soit l'altérité et/ou le substratum plus ou moins décomprimé de versants montagneux.

I.3.2.2.1. Reptation :

La reptation consiste en un déplacement et une redistribution des particules, au sein d'une formation meuble, sous l'action de la pesanteur ce qui se traduit par une lente descente de l'ensemble. Elle s'exprime, le long des versants en pente par la courbure de la base des troncs d'arbre, l'inclinaison des piquets des pâtures, et le fauchage de la partie sommitale des affleurements de roches meubles [7].

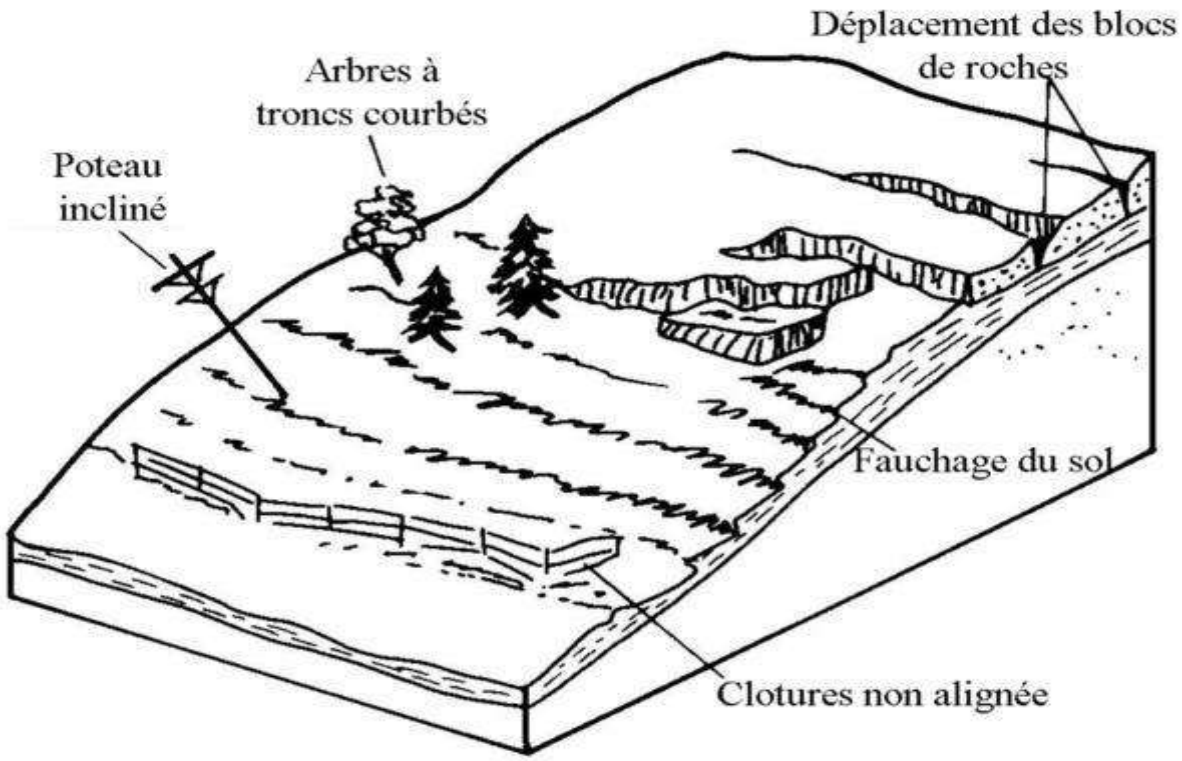


Figure I. 6. Reptation

I.3.2.2.2. Fluage :

Le fluage se produit généralement au sein de formations (marnes, argiles plastique, etc.) de grande épaisseur, supportant une surcharge (naturelle ou anthropique). Ce type de phénomène s'observe également dans des remblais constitués d'argiles, qui ont été amenées à des teneurs en eau élevées au cours du temps et fluant sous leur propre poids. Dans l'exemple de la figure …, le banc de marne flue sous le poids de la falaise calcaire. Ceci peut provoquer une fissuration du banc calcaire peu déformable et un risque d'écroulement de falaise

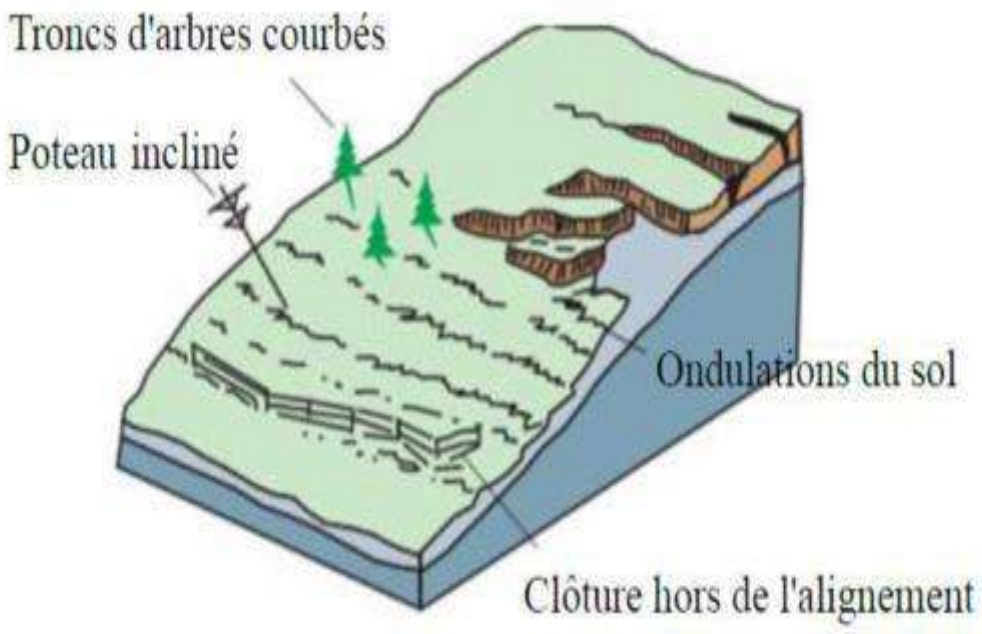


Figure I.7. Fluage *[7]*.

CAHAPITRE II

Glissement de terrain

CHAPITRE II : GLISSEMENT DE TERRAIN

II.1. Glissement de terrain :

Un glissement de terrain est définie comme un mouvement d'un massif de terrains meuble ou rocheux le long de surface de rupture par cisaillement, il est en fonction de la nature et la disposition des couches géologiques, le mouvement est engendré par l'action de la gravité de forces extérieures (hydraulique ou sismique) ou d'une modification des conditions au limites.

Les glissements de terrain sont des déplacements lents (quelques millimètres par an à quelques mètres par jour) d'une masse de terrain cohérente le long d'une surface de rupture généralement courbe ou plane. Les coulées de boues résultent de l'évolution des glissements et prennent naissance dans leur partie aval. Ce sont des mouvements des mouvements rapides d'une masse de matériaux remaniés. Dans leur principe, les mouvements de terrain sont bien compris : ils surviennent lorsque la résistance des terrains est inférieure aux efforts moteurs engendrés par la gravité et l'eau souterraine ou par les travaux de l'homme. Leur dynamique répond naturellement aux lois de la mécanique.

II.2. Types de glissement :

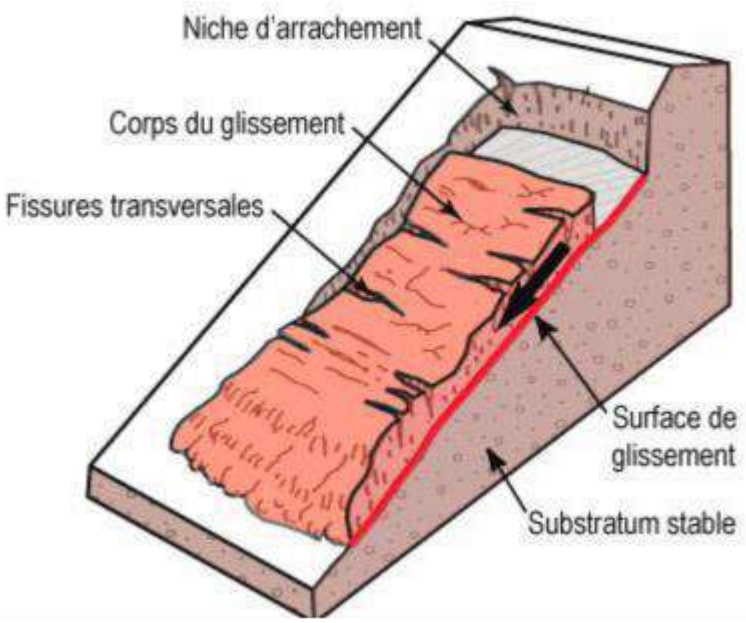
On définit deux grandes catégories de glissement selon la forme de surface de la rupture, on peut avoir :

- Les glissements plans.
- Les glissements rotationnels.

A- Glissement plan :

En général, la ligne de rupture suit une couche mince ayant de mauvaises caractéristiques mécaniques, et sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau. Une telle couche est appelée couche savon.



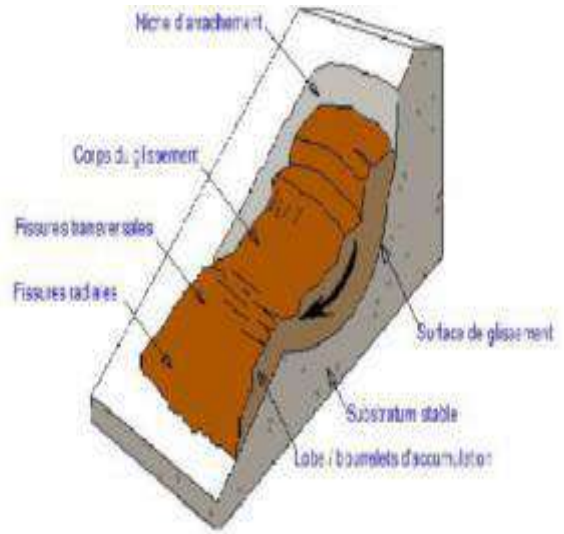


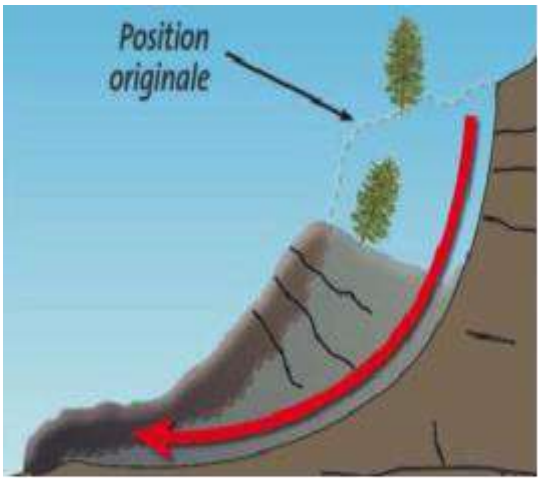
(a) : Schéma de glissement plan **(b) :** exemple d'un glissement plan

Figure II.1: le glissement plan.

B- Glissement rotationnel :

Ce type de glissement est très fréquent. Le terrain glisse le long d'une surface concave ayant la forme d'une cuillère. En général, la surface de glissement est circulaire et plonge presque verticalement dans la niche d'arrachement. On peut distinguer deux types de glissement rotationnel :





.

.

Figure II.2 . Glissement rotationnel.

B.1. Glissement rotationnel simple :

C'est le type de glissement le plus fréquent. La surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à une portion de cylindre. L'analyse de risque de rupture par le calcul est alors abordable par des méthodes classiques le plus souvent, la ligne de rupture peut être assimilé a un cercle : il s'agit alors d'un glissement circulaire. Si la ligne de rupture a une forme plus complexe, le glissement est appelé glissement circulaire.

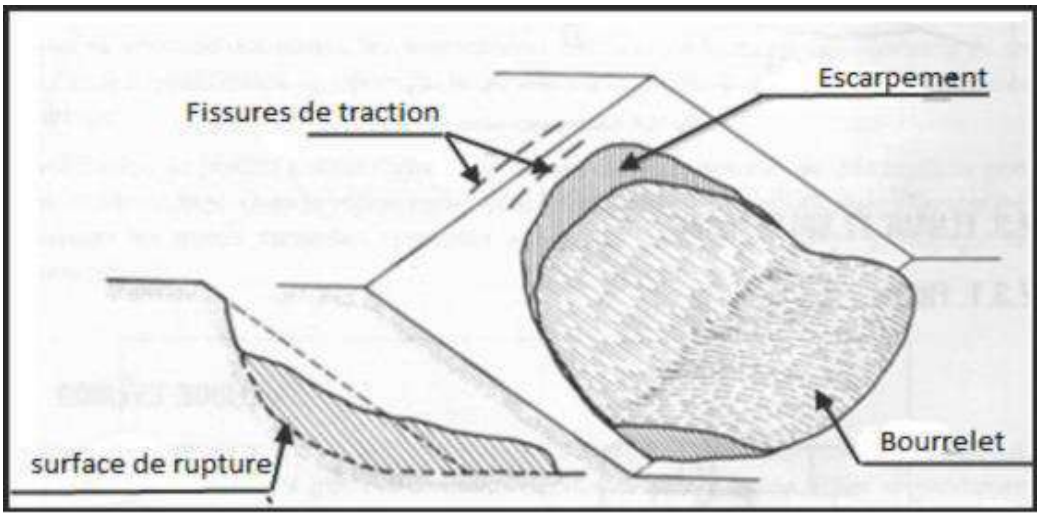


Figure II.3: Glissement rotationnel simple**.**

B.2 .Glissements rotationnel complexe :

Il s'agit de glissement multiple « emboîtes » les uns dans les autres. L'apparition du premier glissement, en bas de la pente, conduit à une perte de butée pour les terres situés au-dessus, et ainsi provoque des glissements successifs remontant vers l'amont. Instabilité de terrains à surface diffus :

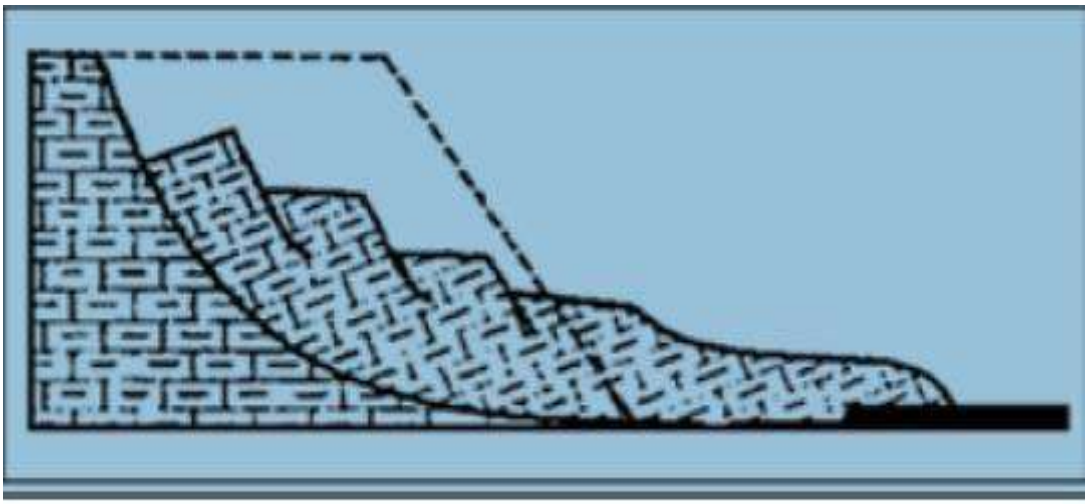


Figure II.4. Glissement rotationnel complexe. (En escalier).

II.3. Classification des glissements:

Les glissements peuvent être classés selon la profondeur estimée de la surface de glissement (Tableau II.1) et selon la vitesse moyenne à long terme des mouvements (Tableau II.2)

Tableau II. 1. Classification selon la profondeur de la surface de glissement d'après DATEK

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

Tableau II.2. Classification selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme.

Glissement	Vitesse de Glissement
Subtilité, peu actif lent	0.2 cm/an
Peu actif, lent	2 – 10cm/an
Actif (ou lent avec phase rapide	> 10cm/an

II.4. Causes de glissements :

11.4.1- Principales causes des glissements de terrains :

Le passage de l'état stable à l'état instable est lié à des causes nombreuses et variées qui viennent s'ajouter aux conditions initiales, intrinsèques au terrain. On distingue plusieurs facteurs qui influencent le phénomène du mouvement de terrain.

Ils correspondent à l'action naturelle ou anthropique nécessaire au déclenchement d'un glissement de terrain. Cette action déclenchant peut-être liée à un ou plusieurs stimuli externes (Pluie intense, séisme, …etc.).

II.4.1.1 Action et influence de l'eau :

La variation des conditions hydrauliques est l'une des principales causes de glissement de terrain et son action dans la rupture de l'équilibre se manifeste à travers plusieurs façons et à différents stades. C'est principalement, la pluviométrie que les auteurs s'accordent à considérer comme étant le facteur le plus influent, et plus particulièrement, ils montrent une occurrence entre des mouvements et des pluies de fortes intensités.

Les eaux provenant des ouvrages construits par l'homme : pratiquement tous recevant ou transportant de l'eau peuvent être à l'origine de glissement de terrain. L'action de l'eau sur différent type de sol, mais surtout pour les sols fins et argileux, l'apport d'eau entraine une baisse de résistance du milieu.

Avant d'examiner les diverses actions de l'eau, il est utile de rappeler les principales provenances envisageables lors de l'étude d'un site instable, ainsi que toutes les ouvertures qui favorisent la pénétration des eaux superficielles dans la masse du terrain (fissuration naturelle, tranchées…) et qui jouent un rôle négatif.

II.4.1.2. Action de la pesanteur :

L'action de la pesanteur est le moteur principal du mouvement. La stabilité d'un bloc est donnée par le rapport entre les forces stabilisantes et les forces déstabilisantes. On parle du facteur de sécurité (F). Si celui-ci est inférieur à 1, il y a rupture de l'équilibre, et s'il est supérieur à 1, il y a conservation de l'équilibre. Si l'on augmente le poids d'un bloc ou d'une portion de terrain, cela engendrera une augmentation des forces déstabilisantes et le rapport F diminuera jusqu'à atteindre le seuil d'équilibre limite avant rupture. L'action de la pesanteur, en tant que facteur de mouvement, est intimement liée à l'action anthropique, car le plus souvent l'homme change les conditions du milieu vers et parfois au-delà de la limite de rupture, soit par surcharge, soit par suppression de la butée en pied.

II.4.1.3. La nature des terrains :

La nature des terrains est un des principaux facteurs d'apparition de ce phénomène tout comme l'eau et la pente. La très grande majorité des glissements apparaissent dans des terrains argileux ou dans des formations grenues suffisamment chargées en argile pour que ce matériau impose son comportement. La prédisposition au glissement des terrains fins et argileux tient d'abord du rôle que peut jouer l'eau sous ses diverses formes.

II.4.1.4. Les actions mécaniques externes :

La pente du versant, les fouilles et affouillements au pied du versant, le déboisement du site et la surcharge déposée sur une pente, peuvent avoir des conséquences sur la stabilité des terrains.

Suppression de la butée de pied de versant

La suppression de la butée de pied peut avoir plusieurs origines :

- Par terrassement
- Par affouillement ou érosion régressive : exemple Bardo
- Par dragage : fouille réalisée sous l'eau.
- Implantation des surcharges sur un versant

Il peut s'agir d'un remblai (route, terrasse...etc.), d'un immeuble fondé superficiellement, d'un mur de soutènement, d'une décharge, d'un stockage, d'un gros engin de chantier…etc.

Lorsqu'elles sont placées en haute ou à mi- pente d'un versant, les surcharges sont fréquemment à l'origine d'un glissement de terrain.

A l'inverse, les surcharges de pied de versant, par le couple stabilisateur qu'elles apportent, accroissent pratiquement toujours la stabilité du site.

II.4.1.5. Actions sismiques :

Dans le cas du séisme, il se produit une émission d'ondes sismiques de deux types qui se propagent dans le sol : les ondes de volume dites ondes longitudinales et transversales, et les

ondes de surface dites ondes de love et de Rayleigh. Ces ondes sismiques provoquent des sollicitations, ce qui peut conduire à des mouvements de terrain. Les déstabilisations dues au séisme peuvent se manifester de différentes façons. Elles peuvent provoquer immédiatement des glissements de terrain, des coulées, des chutes de blocs, et elles peuvent aussi avoir des effets à long terme, par augmentation de la fissuration du massif rocheux et diminution de sa résistance mécanique.

II.4.1.6. Action de déboisement :

Le déboisement d'un versant entraine fréquemment, l'apparition de glissement de terrain. Il désorganise le terrain en profondeur et favorise ensuite la pénétration des eaux dans la masse.

Le rôle stabilisateur des arbres tient à plusieurs facteurs :

- L'ancrage par les racines
- Le drainage par évapotranspiration
- La rétention des eaux de pluie : l'eau retenue par des feuilles et la couverture du sous-bois.
- La protection contre l'érosion.

II.4.1.7. Actions anthropiques :

L'action anthropique qui influe sur l'aléa : lors des chantiers de construction, les opérations de terrassements peuvent entraîner la suppression d'une butée de pied stabilisatrice d'une masse de terrain, ou bien augmenter la pente d'un versant composé de matériaux pas assez cohérents pour cette nouvelle topographie. Le remblai engendre une surcharge pouvant déclencher ou aggraver un glissement.

II.5. Les phases de glissements de terrain :

Les glissements de terrain se caractérisent par des phases d'activité où les vitesses de déplacement sont élevées, alternées avec des phases de calme. K. Terzaghi (1950) proposent quatre phases:

- La phase de préparation : dans cette phase on remarque une absence d'évolution mesurable ou un mouvement de faible amplitude qui peut conduire à une diminution progressive des caractéristiques du terrain ;
- La phase de rupture : c'est une période généralement de courte durée pendant laquelle on observe des déplacements importants. La stabilisation du glissement a lieu généralement après cette phase ;
- La phase d'amortissement (relaxation) : elle succède immédiatement à la phase de rupture, c'est la phase la plus couramment rencontrée par le géotechnicien car il est amené

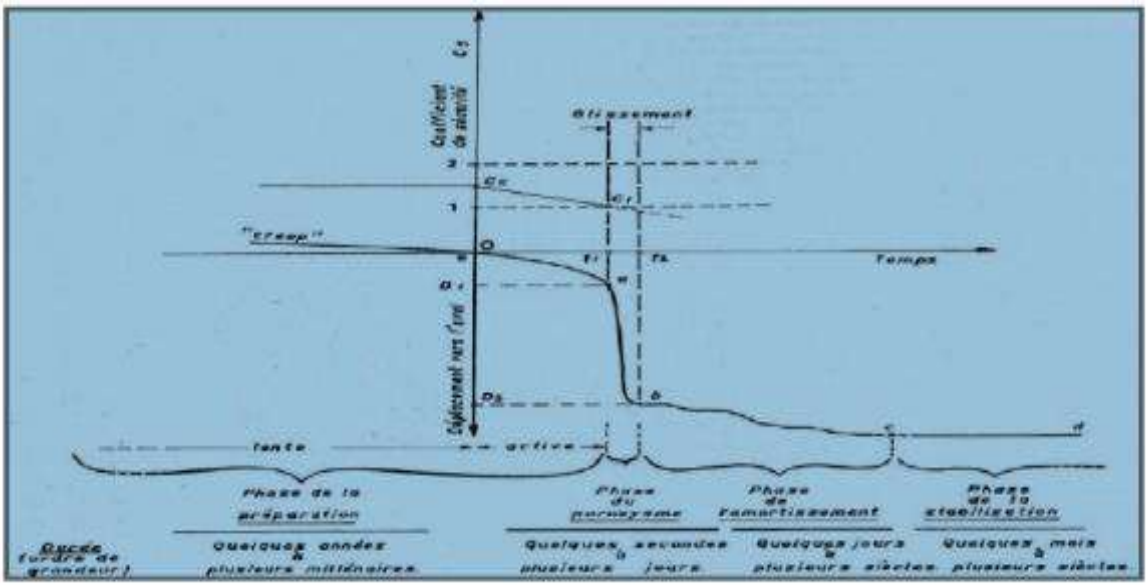


Figure II.5. Les phases de glissement de terrains.

CHAPITRE III :

METHODE DE STABILITE ET CONFORTEMENTS

CHAPITRE III : METHODE DE CALCUL DE STABILITE ET DE CONFORTEMENT

III.1. Méthodes de calcul de stabilité et de confortement

On présentera dans cette partie les méthodes qui sont les plus utilisées pour étudie des glissements, Toutes les méthodes de calcul de stabilité nécessité de connaitre : La géologie, Les propriétés mécaniques des terrains et/ou des discontinuités, La géométrie en deux dimensions ou trois dimensions du talus, Les conditions hydrodynamiques (hauteurs d'eau et écoulements. On peut distinguer deux principales méthodes de calcul de la stabilité des talus :

- Les méthodes des éléments finis.

- Les méthodes basées sur l'équilibre limite.

III.1.1. Définition du coefficient de sécurité

L'estimation de la stabilité des talus est généralement par le calcul de coefficient de sécurité Fs. Ce coefficient est défini comme **:**

$$Fs \quad \blacktriangleleft ?$$

Où :

$\blacklozenge\blacklozenge$: Résistance au cisaillement du sol.

$\blacklozenge$ Contraintes de cisaillement s'exerçant le long de la surface de rupture.
La résistance au cisaillement peut être exprimée par l'équation de Mohr-Colomb.

$$\blacklozenge\blacklozenge = c + \blacklozenge g\varphi$$

$$c \blacktriangleleft ? g$$

Ou c et φ sont la cohésion et l'angle de frottement du sol, respectivement, et σ est la Contrainte totale normale sur le plan de cisaillement.

Si la résistance au cisaillement est exprimée en termes de contrainte effectives :

- C'et φ' représentent les paramètres de résistance au cisaillement effectifs.
- U est la pression interstitielle de l'eau.

Dans les études de stabilité des pentes, on considère que :

- Si F>1, il n'y a pas rupture (pas de glissement).
- Si F<1, il y a rupture (présence d'un glissement).
- Si F=1, il y a équilibre limite.

Tableau III. 1 Valeurs de Fs en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions Particulières qui l'entourent [6]. Fs Etat 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

III.1-2. Méthode d'équilibres limites

Les méthodes d'équilibres limite peuvent être classéesen deux groupes : les méthodes des tranches (Fellenius, Bishop…) et les méthodes de stabilité globale.

III-1.2.1. Méthode globale

Un calcul global peut être effectué dans le cas **:**

- Un terrain homogène et isotrope défini par ses caractéristiques: γ, c, φet par la pression U de l'aquifère.

- Un talus de hauteur H faisant un angleβavec l'horizontal.

Le coefficient de sécurité de différents cercles peut être calculé analytiquement (si des hypothèses sur la répartition des contraintes le long de la surface de rupture sont effectuées) et le coefficient de sécurité du talus est le plus faible de ces coefficients. Il existe des abaques permettant de déterminer le coefficient de sécurité et la position de la surface la plus défavorable dans ces cas simple (Méthode de Tylor ou de Barrez)

III.1.2.2. Méthode des tranches

Il est nécessaire de diviser le massif en tranches puisque dans la nature la ligne de glissement est rarement un cercle, le terrain est rarement homogène.

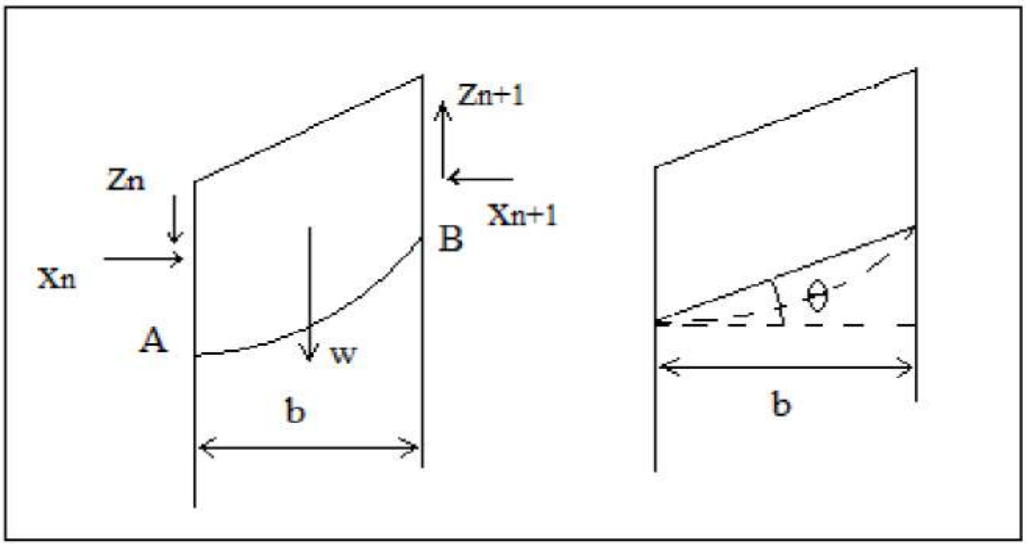


Figure III.1 Détail des tranches

III.1-2-2-1. Méthode des tanches de Fellenius (rupture circulaire)

C'est la méthode la plus simple pour l'analyse de stabilité des talus. Fellenius suppose que le volume de glissement délimité par la surface de glissement et la topographie du talus est subdivisé En **n** tranches chaque tranche est considérée comme un solide indéformable

Les hypothèses de la méthode de FELLENIUS sont La ligne de glissement est de forme circulaire ; On néglige totalement les efforts inter-tranches ; la seule force agissant sur l'arc AB est le poids W

On décompose le poids W en une composante normale **N=W cos α** et une composante tangentielle **T=W sin α**. Le coefficient de sécurité est calculé à partir de l'équilibre des moments par rapport au centre du cercle de glissement Voire la **figure(III.2)**

Le moment résistant maximal fourni par la valeur maximal de Rn est donné d'après la loi de coulomb par :

R= c + ρ. (I.5) Avec : **= W cos α** (I.6)

Donc : **R= c + W cos α ρ** (I.7)

D'autre part on a :

= = (I.8

Avec :

Cn: cohésion de la couche

φn: L'angle de frottement de la couche

Wn: poids de la couche

αn: L'angle entre l'arc de la tranche horizontale

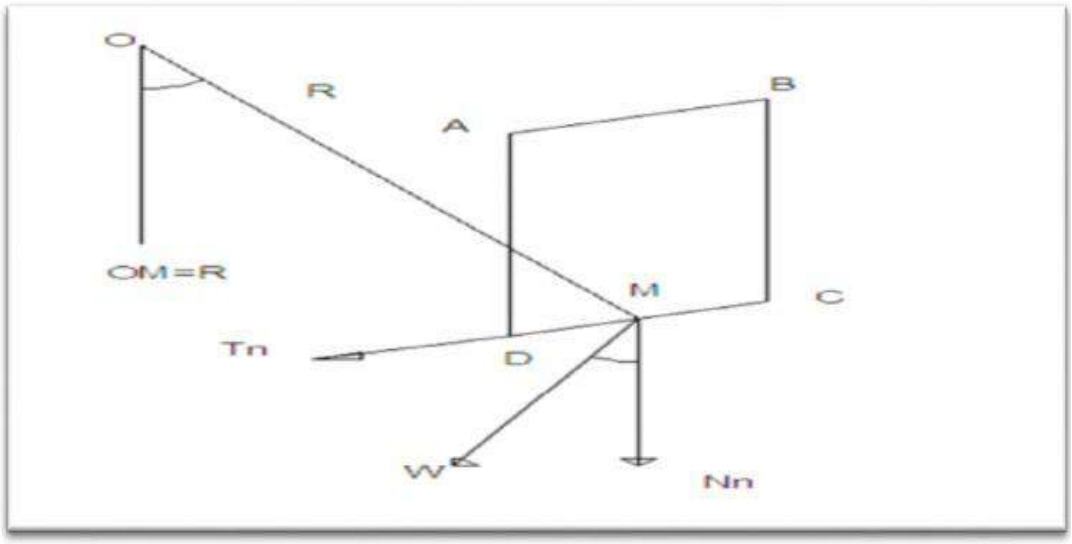


Figure III.2. Forces agissantes sur une tranche d'après l'hypothèse de FELLENIUS

r= ∑ (**** + **w c α gφ**) **=1**(I.9)
Où :

k = nombre total de tranches.

c= caractéristiques mécaniques (cohésion et lange de frottement) de la couche dans laquelle est situé l'arc AB

Le moment moteur est dû à **Tn** est égal à **Tn.R**Parailleurs :

T= **w i α**(I.10)

**** = **TR**(I.11)

Le coefficient de sécurité est donné par la formule suivante :

F = ___ (I.12)

$$Fs = \frac{\sum_{1}^{n} c \; wi \; \alpha i \; g\varphi i}{\sum_{1}^{n} wi \; i \alpha i} \quad (I.13)$$

III.1-2-2-2) Méthodes des tranches de Bishop

a. Méthode simplifiée

En 1954, Bishop a apporté une amélioration à la méthode de Fellenius, et ceci en considérant que pour tout tranche étudiée, Vn - Vn+1 = 0 ce qui permet de considérer les efforts inter-tranches horizontaux uniquement. Le coefficient de sécurité FS, s'exprime par cette méthode comme suit :

$$F = \frac{1}{\sum_{n} \; i} \sum_{n} \frac{(\quad) \; n\varphi}{n} \quad (I.14)$$

$$1 \qquad \varphi$$

Tous les termes sont connus et FS est calculé par itérations successives, la première itération est faites en adoptant come valeur FS0, le coefficient de sécurité obtenue par la méthode de Fellenus.la méthode simplifié de Bishop est généralement utilisée avec traitement par ordinateur. On a vue comment calculer le coefficient de sécurité FS pour un cercle donné

à priori. Pour connaitre FS réel d'un talus, il faut définir le cercle donnant la valeur minimale de FS, c'est en effet, le long de cette surface de glissement que la rupture se produira [9].

b. Méthode détaillée :

Les composantes **Vi, Vi+1 et Hi, Hi+1** des réactions sur les tranches verticales interviennent dans les efforts appliqués sur ab, donc influence la réaction Rn Bishop a publié en 1955 une méthode que nos appellerons méthode détaillée, permettant de calculer le coefficient de sécurités en tenant compte des ces sollicitation. Le coefficient de sécurité (FS) est donné par la formule générale

$$Fs = \frac{1}{\sum^{n}_{n\ 1}} \sum^{n}_{1} \frac{(\quad) \varphi}{\quad} \quad (1.15)$$

U : pression interstitielle agissante sur l'arc.

C : cohésion effective.

φ: Angle de frottement interne effectif.

Pour déterminer FS, il faut :

- Procéder par itérations successives car FS figure aux deux membres de l'équation.
- Définir Vn Vn+1 pour cela il faut faire une hypothèse supplémentaire, par exemple admette que le long des plan verticaux les contraintes sont proportionnelles a la distance vertical de leur application à la surface libre (c'est à dire proportionnelle au poids des terres).

Compte tenu de l'équation réagissant l'équilibre général du massif de sol limité par le cercle de glissement.il sera alors possible de définir Vn Vn+1 toutefois, se calcul est très lourd et bien entendue ne peut être pratiquement réalisé que par ordinateur ([9]. [10]).

III.1.2.3 Méthodes éléments finis :

La méthode des éléments finis permet de discrétiser le plan vertical du talus en des éléments caractérisés par un comportement élasto-plastique, et à propriétés physiques variable dans l'espace. Cette méthode ne tient pas compte de la notion du facteur de sécurité et se propose d'évaluer les contraintes et déformation aux nœuds des éléments. Le calcul peut être

mené par tout programme général d'éléments finis, ou avec le logiciel spécialisé dans la modélisation géotechnique, tel que le Plaxis, César, Crip[9].

III.2. Méthode de confortement des glissements des terrains :

D'une manière générale, les méthodes de confortement peuvent être groupées en trois groupes:

- Drainage.
- Renforcement.
- Modifications géométriques (terrassement).

III-2.1 Drainage

Le drainage assure la stabilité de la pente pour deux raisons:

- Il réduit la pression interstitielle dans le sol, et ainsi d'augmenter la résistance de Cisaillement du terrain.
- Il réduit les forces motrices de la pression de l'eau dans les fissures.

Les types de drainages les plus couramment utilisés sont:

III.2.1.1 collecte et canalisation des eaux de surface ;

Les dispositifs de Collecte et canalisation des eaux de surface sont d'usage courant en génie civil, leur objectif est de limiter les infiltrations dans le massif en mouvement. Les eaux peuvent provenir de zones de source ou simplement des précipitations et des eaux de ruissellement.

III-2.1-2 Masques et éperons drainants :

Les masques drainants sont des ouvrages en matériaux granulaires grossiers leur rôle est d'annuler la pression interstitielle dans la portion correspondante de terrain. Peuvent être mis en place lorsque la hauteur du talus est faible (<5m).

III-2.1-3 Tranchées drainantes :

Les tranchées drainantes, sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. Les tranchées drainantes ont l'avantage d'être adaptées aux talus de grandes hauteurs (>10 m) en réalisant un nombre quelconque en parallèle. Leurs principaux

inconvénients résident dans le fait que leur profondeur est limitée par la stabilité de leurs parois et que leur pérennité dépend de la quantité du matériau drainant.

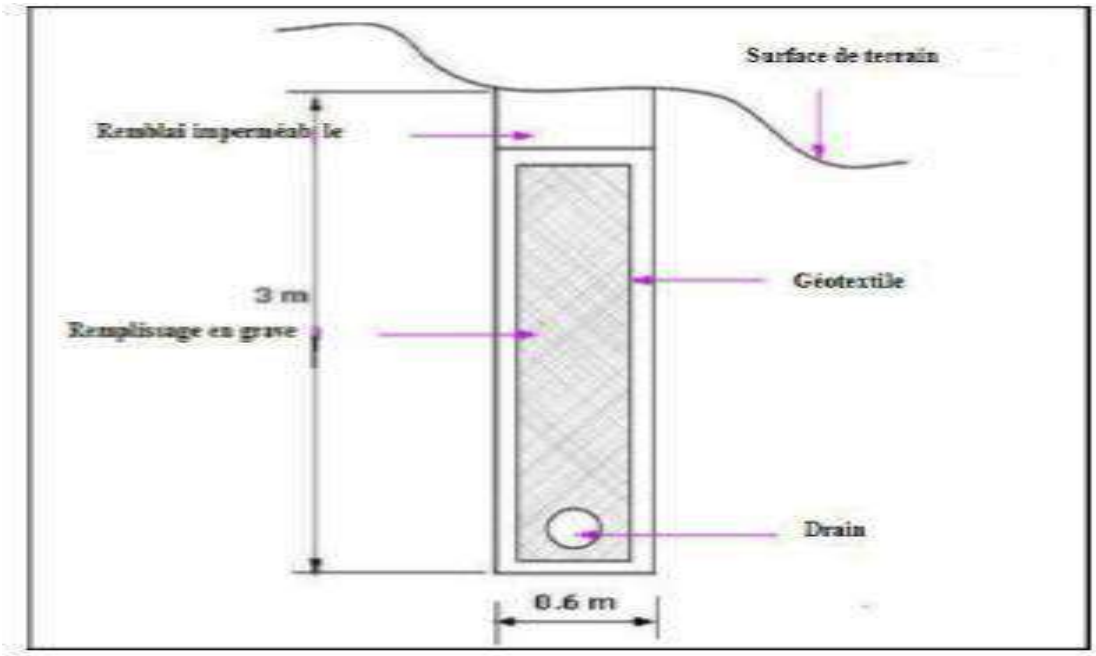


Figure III.3 Type d'une tranchée drainante

III-2.1-4 Drains subhorizontaux :

Cette technique s'emploie dans de nombreuses configurations de glissement et dans de Nombreuses formations géologiques. Les drains subhorizontaux sont des tubes en PVC, crépines, d'un diamètre de 50 à 80 mm mis en place dans des forages subhorizontaux. Leurs longueur peuvent atteindre50, 80 ou 100 m.

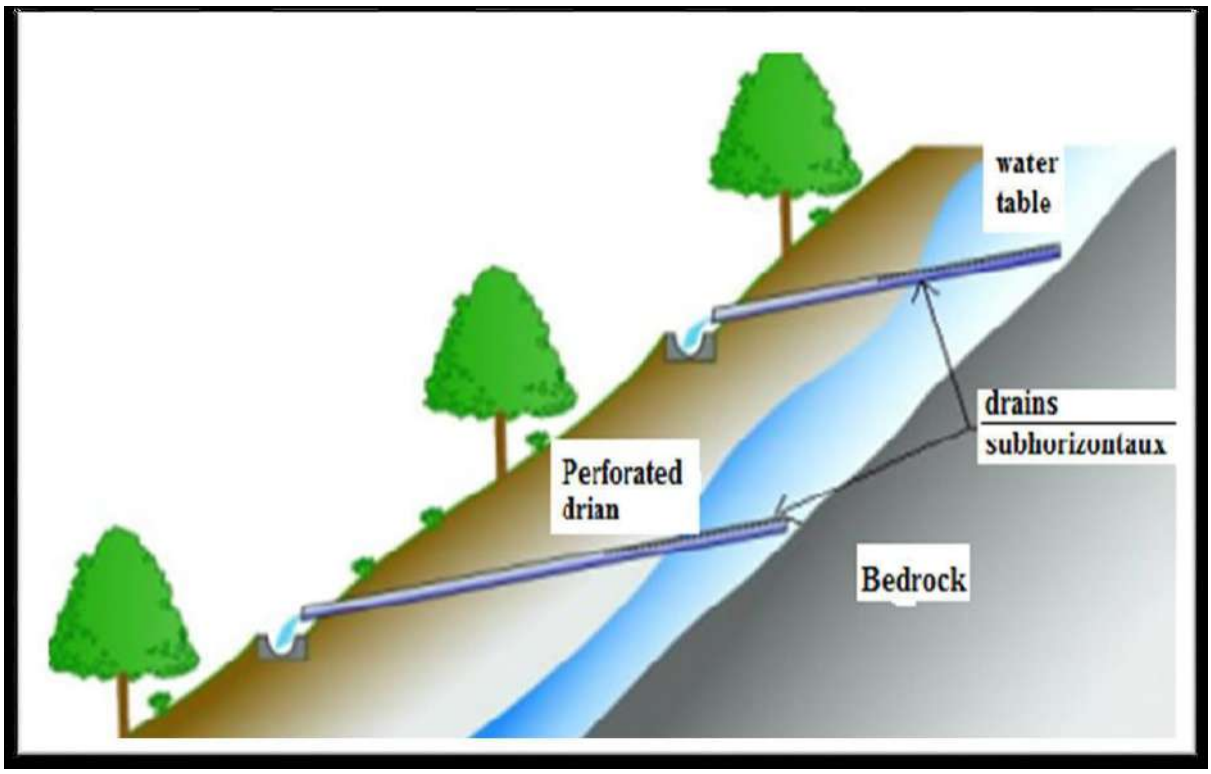


Figure III. 4 Drains subhorizontaux

III-2.2. Renforcement

III.2.2.1. Les ouvrage de soutènements :

Les ouvrages de soutènement sont conçus pour créer une dénivelée entre les terres situées à l'amont de l'ouvrage, c'est-à-dire soutenues par celui-ci, et les terres situées à l'aval, devant l'ouvrage. Cette dénivelée peut être réalisée en procédant à la mise en place de remblais derrière l'ouvrage (auquel cas on parle généralement d'ouvrage en remblai ou en élévation) ou par extraction de terres devant celui-ci (auquel cas on parle généralement d'ouvrage en déblai ou en excavation).

Il existe plusieurs types des murs de soutènement, classées selon leur morphologie et selon leurs modes de fonctionnement en deux grandes familles (Murs rigides, murs souples).

III.2.2.1.1. Les ouvrages rigides :

Ils 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. Comme (mur poids ou ancré).

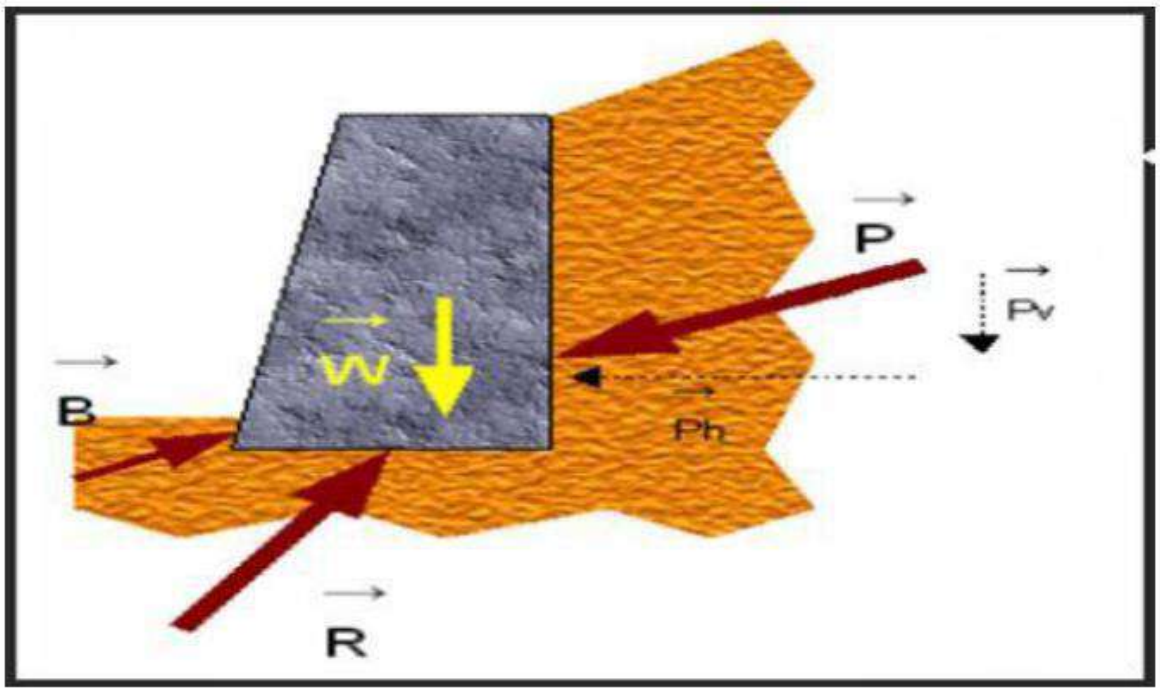


Figure. III.5. Mur de soutènement

III-2.2-1-2 Ouvrages de soutènements souples :

Pour les ouvrages souples, Il s'agit de murs construits à partir d'éléments préfabriqués comme (mur cellulaire, gabions, remblais renforcés par armature ou nappes de géotextiles, par grille Métalliques ou synthétiques). Ces techniques, qui admettent les déformations du sol, sont utilisées nettement plus couramment que les murs rigides.



Figure III.6 Réalisation d'un mur en gabion



Figure. III.7 Chantier en cours de réalisation utilisent le technique géotextile

III-2.2-2 Confortement par système de parois :

On distingue plusieurs techniques de renforcement par parois :

- Paroi berlinoise.
- Les parois moulées.
- La paroi lutécienne.
- Palplanche.
- Le voile préfabriqué
- La paroi clouée.

III-2.2-3 Renforcement par inclusions :

Le renforcement par inclusions a été largement employé durant les dernières années comme une technique de stabilisation des pentes instables. La raison en est qu'il est aisé et rapide à mettre en œuvre 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.
- les pieux et barrettes.

III-2.2-3-1. 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 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.

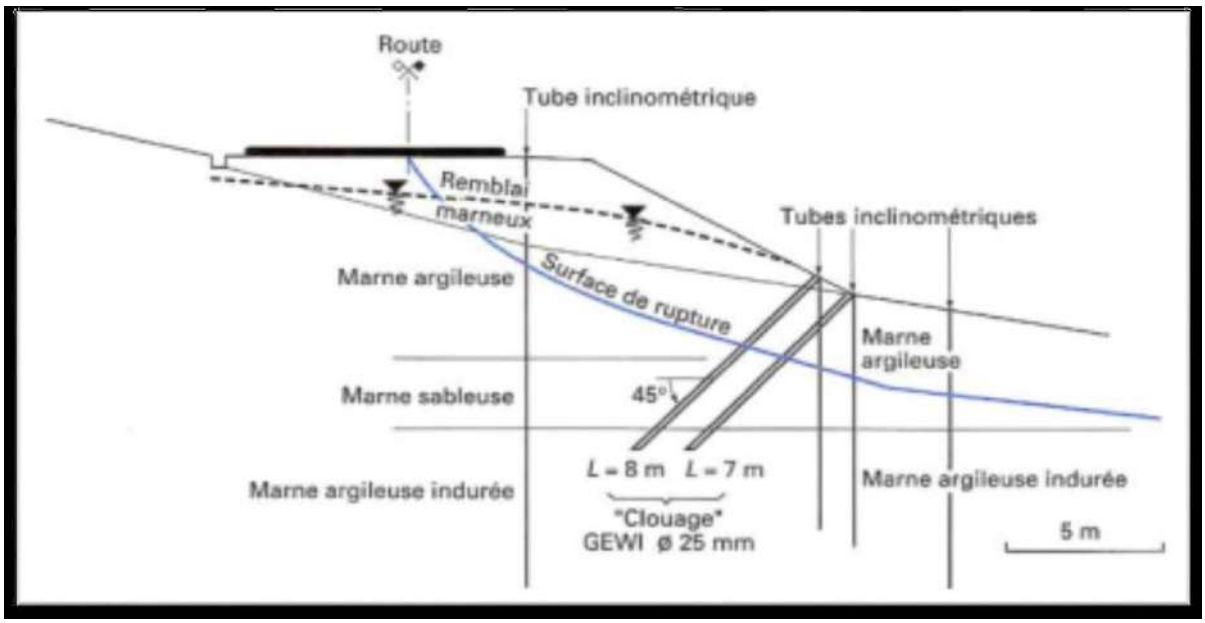


Figure III.8. Exemple de clouage d'un glissement

III-2.2-3-1. Pieux et barrettes :

(Fûts de béton armé, viroles en acier remplies de béton), qui sont des éléments de grande rigidité, mis en place verticalement. Les pieux travaillent principalement en flexion/cisaillement, Généralement, on dispose deux ou trois rangées de pieux (tubes métalliques ou pieux en béton arme) dans le tiers central de la pente instable.

III-2.3. Modifications géométriques (terrassement) :

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

- les actions sur l'équilibre des masses :
- Allègement en tête, remblai en pied.
- les actions sur la géométrie de la pente : purge et reprofilage.
- les substitutions partielles ou totales de la masse instable.

III2.3.1. Allègement en tête :

Cette opération consiste à terrasser la parte supérieure, ce qui implique une diminution du poids moteur et une augmentation du coefficient de sécurité.

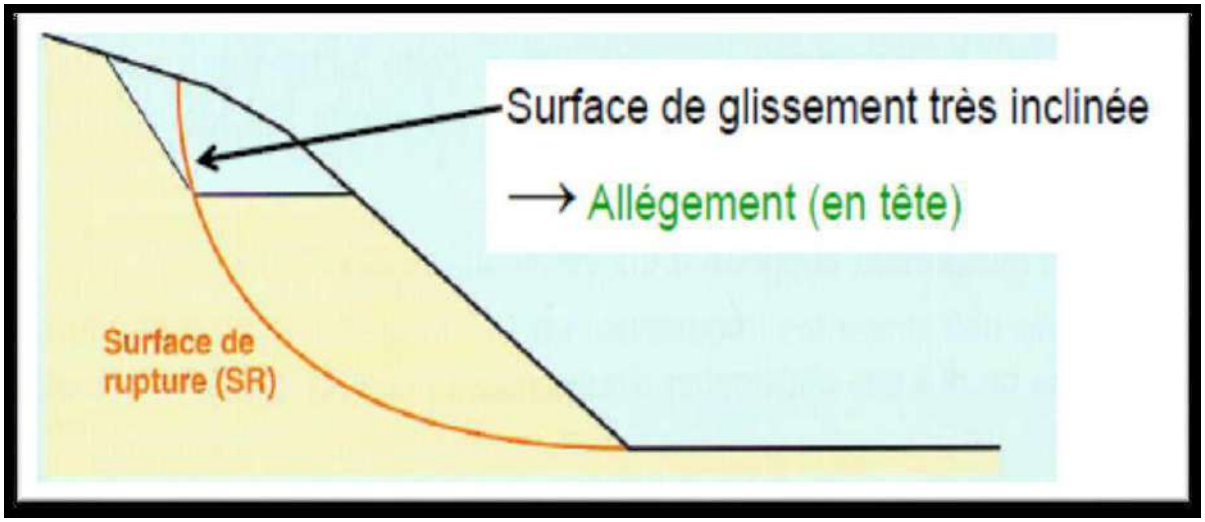


Figure III.9. Allègement en tête

III-2.3.2 Butée de pied :

Ce chargement en pied est une technique efficace et souvent utilisée, (ouvrage de butée, également appelé banquette dans certaines configurations) agit de deux manières : d'une part, il équilibre les forces motrices et, d'autre part, il permet de contenir les déplacements de la masse instable.

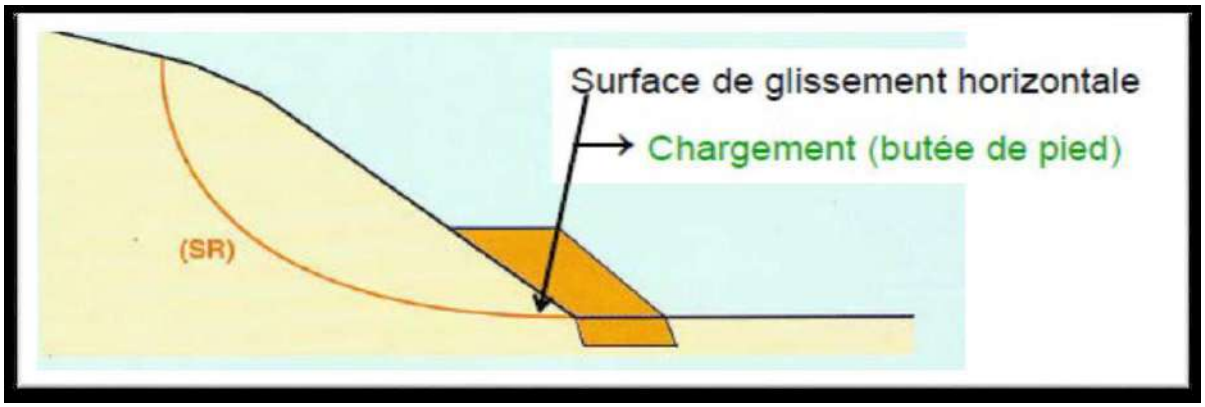


Figure III.10Réalisation d'une butée de pied

III-2.3.3 Reprofilage :

On dit aussi talutage du terrain naturel, ce traitement est bien adapté au talus de déblais, et il est de pratique courante, il consiste en un adoucissement de la pente d'un talus, et cela par déblai de haut en bas, ou par déblai en haut et remblai en bas.

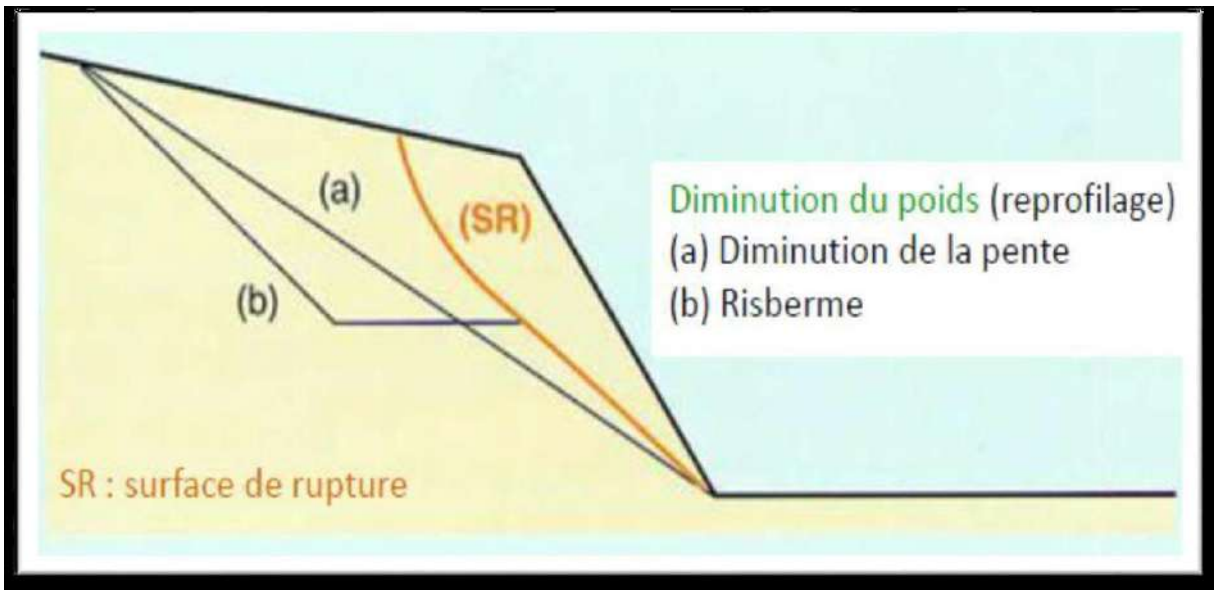


Figure III.11. Reprofilage

III-2.3.4. Purge :

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

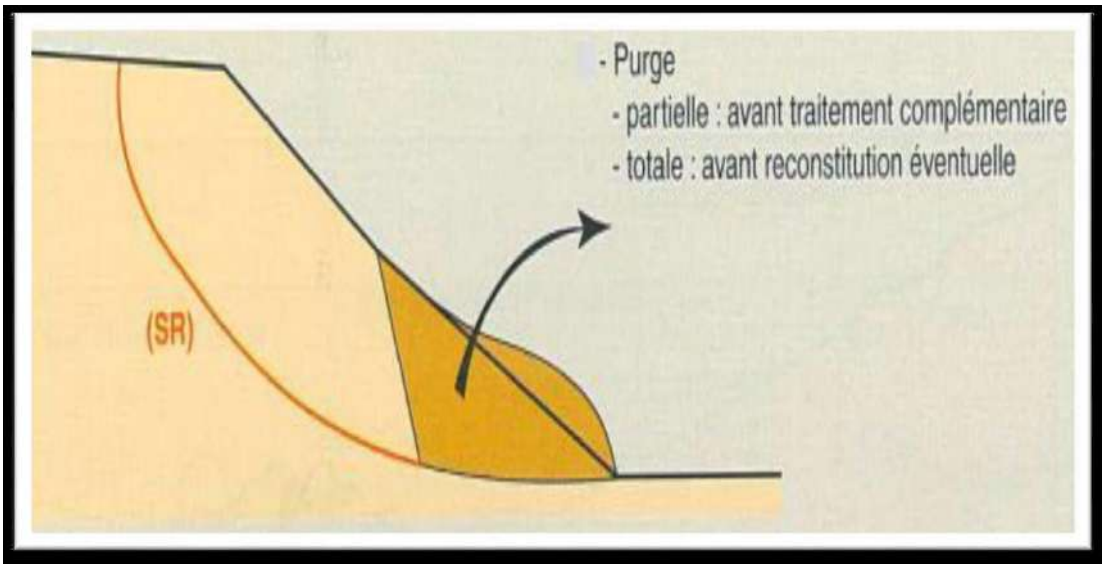


Figure III.12. Purge

III-2.3.5 Substitutions totales ou partielles :

Le principe de la substitution totale est de purger l'ensemble des matériaux glissés, et les remplacer par un matériau de meilleure qualité, ce que permet de reconstituer le profil du talus initial. Les substitutions partielles sont souvent employées sous forme des bêches ou de contreforts discontinus

III-3 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 IV :

RECONNAISSANCE ET ETUDE GEOTECHNIQUE DU SITE

CHAPITRE IV/: RECONNAISSANCE ET ETUDE GEOTECHNIQUE DE SITE

IV.1 Introduction

Dans ce présent rapport nous exposerons, la description et les conditions géologiques du terrain, les résultats de la campagne de reconnaissance géotechnique réalisée in situ, contextes : topographique, géologique, géomorphologique les recommandations concernant le type et la profondeur d'ancrage des fondations.

IV.2 Localisation General :

Glissement affecte la RN1au PK83+000, il est situé à l'entrée de la ville de Médéa au Nord, au niveau de l'intersection avec la RN1A. La figure 1 extraite de « Google » présente la Localisation approximative du site.

RN01



Figure 1: Photo satellite ‘‘Google’’.

IV.3 Aperçu Géologique Régional :

La région de Médéa appartient à la chaine montagneuse de l'atlas tellien et à l'extrémité Nord des hauts plateaux. Les formations du Crétacé sont développées dans la partie nord de la wilaya et les dépôts du cénozoïque dans sa partie sud.

Les roches les plus anciennes de la région sont celles du **Trias**.

- Les formatons triasiques, sont représentées par des roches bariolées argilo-gypseuses, parfois avec des blocs de calcaires jurassiques et de dolomies.
- Les formations du Crétacé sont largement développées dans les parties nord et centrale de la région. Elles sont représentées par une assise puissante comprenant les dépôts du Crétacé inférieur à supérieur.

- **Crétacé inférieur** : représenté par des schistes argilo-siliceux, des argilites et des marnes avec les intercalations de grès, parfois les roches sont gypseuses.

- **Crétacé moyen** : Alternances des marnes et des calcaires.

- **Crétacé supérieur** : Comprend les calcaires marneux gris, grès brunâtres et les schistes argileux. Les formations du Paléogène sont représentées par les dépôts de l'Eocène et de l'Oligocène. Ce sont des argiles marneuses, grès, des conglomérats avec des passées de calcaires organogènes.

- **Les dépôts néogènes** : sont développés sur tout le territoire de la wilaya et sont représentés par les formations **miocènes** et **pliocènes** d'argiles marneuses, calcaires Organogènes, grès, conglomérats.

- **Les dépôts du Quaternaire** : sont représentés par les formations de pentes : limons, sables, argiles, galets.

La figure 2 extraite de la carte géologique feuille N86, montre les différentes formations géologiques rencontrées dans la zone d'étude; il s'agit des grès et des argiles du miocène.

Pendant la période hivernale, les résurgences sont abondantes le long de l'interface grèsmarne.

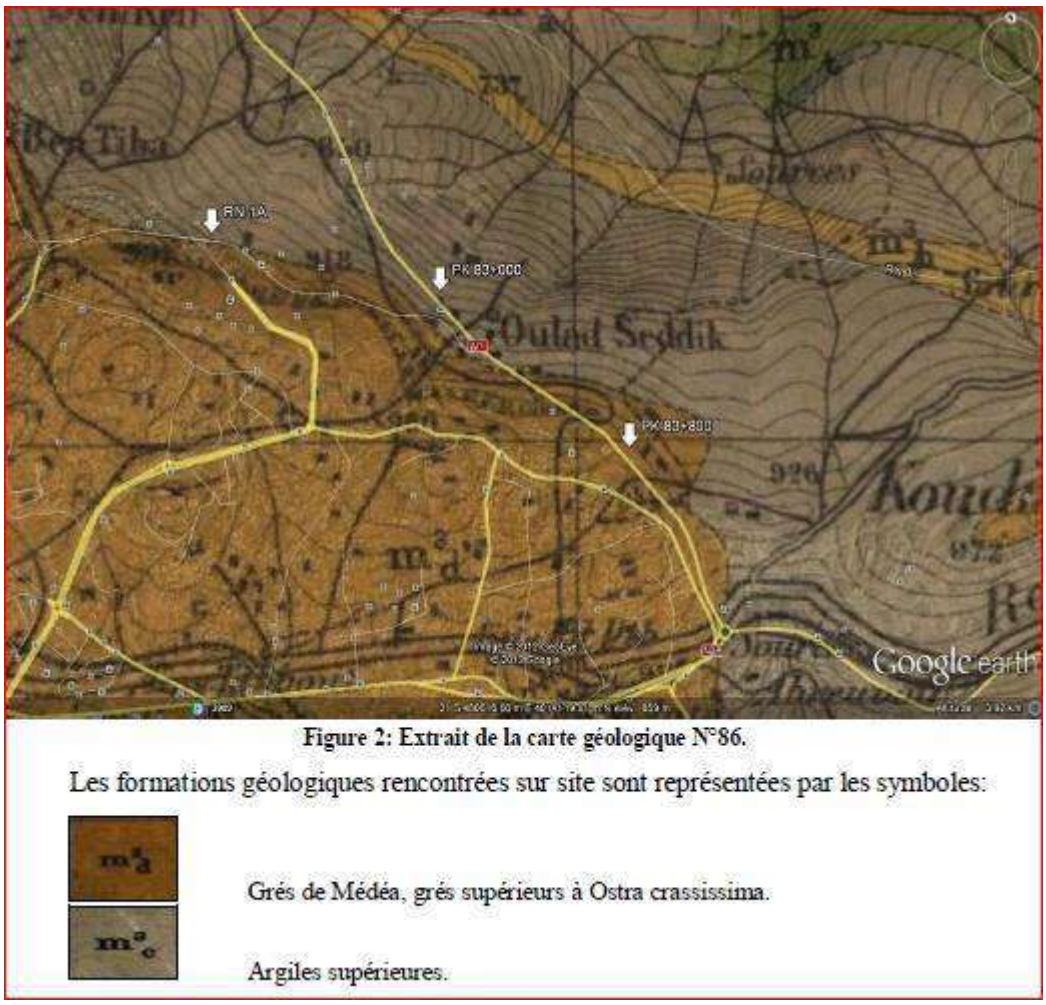


Figure 2: Extrait de la carte géologique N°86**.**

Référence :

- Documents ORGM* *Livrets des substances utiles non métalliques de l'Algérie*, Wilaya de MEDEA ;
- *Carte géologique N° 86 « Médéa » au 1/50 000*ème, préparée par a été imprimée par le **S**ervice **G**éographique de l'**A**rmée en 1896.**[18].**

IV.4 - Aperçu géomorphologique régional :

a) Relief

La wilaya de Médéa est caractérisée par un relief très accidenté. La morphologie des versants est mouvementée, caractérisée par des discontinuités de la pente : talus abrupts, replats, parfois contre pentes lorsque dominent les panneaux de grès, loupes de glissements.

b) Contexte hydrologique

Le réseau hydrologique est également caractéristique de la morphologie et de la géologie des versants. En effet, les panneaux gréseux en crête de versants et les thalwegs

assurent un drainage naturel des eaux (eaux de nappe, eaux de ruissellement). Les eaux drainées alimentent les cours d'eaux: Oued Chelif , Oued El Mellah, Oued Chiffa et Oued Harbil.

La région de Médéa est caractérisée par une pluviométrie variant entre 700 et 800mm par an, plus de 40% des précipitations sont enregistrées durant la période de Décembre à fin Février. Cependant, durant cette période hivernale, des chutes de neige sont fréquentes sur les reliefs dépassant les 800m d'altitude.

c) Erosion

L'érosion est favorisée par la pente accentuée des versants, la nature géologique (Argiles, marnes sensibles à l'eau) des versants dénudés en été, et la présence de thalwegs qui parcourent les versants.

IV.5 - Les principaux désordres relevés sont:

- Dégradations de chaussée : ouverture des fissures colmatées, affaissement de chaussée rechargée,
- Versant amont: versant instable, gabions déformés situés au pied du versant,
- Insuffisance du système d'assainissement : les eaux de ruissellement déversent au pied du talus aval.

IV.5.1- Illustration des désordres :

a) Dégradations de chaussée:

La figure 5 montre l'évolution de la fissure colmatée, suivie d'un affaissement moyen de la chaussée. Les désordres affectent la chaussée sur une longueur de l'ordre de 30m.



Figure 3 : Evolution de la fissure colmatée, suivie d'affaissement de chaussée.

La figure 4 donne un aperçu sur l'ouverture (≥2cm) de la fissure. Les eaux de ruissellement s'infiltrent à travers les fissures, saturent les matériaux, et font chuter la portance du sol support.



Figure 4 : Ouverture de la fissure.

b) Signes d'instabilités affectant le versant amont

La figure 6 montre la présence des gabions déformés situés au pied du versant amont. En effet, le versant est sujet à des mouvements récurrents, en tête du versant la RN1A traverse un glissement important ; celui-ci est en phase de confortement.



Figure 5 : Vue sur les gabions longeant la RN1.

c) Insuffisance du réseau d'assainissement :

Les eaux de ruissellement parcourent de grandes distances (PK1+500 de la RN1A, et PK83+800 de la RN1), et se déversent en contrebas du glissement. Toutes ces eaux sont évacuées par un seul collecteur transversal qui traverse la section affectée par le glissement.

IV.6- Résultatde la compagnede reconnaissance géotechnique:

La campagne de reconnaissance géotechnique a comporté en la réalisation :

- **Deux sondages carottés**, SC1 de profondeur de 17m a été réalisé sur la chaussée dégradée et SC2 de 18m de profondeur a été réalisé en contrebas de la glissière de sécurité. Ils ont atteint le substratum marneux gris à 12m (SC1) et à 11m (SC2), et ont permis de faire des prélèvements des échantillons intacts pour des fins d'analyse en laboratoire.
- **Des essais de pénétration:** neuf (09) essais de pénétration dynamique poussés jusqu'au refus, ils ont été réalisés dont le but de déceler le toit du substratum.

- **Essais de laboratoire** :

ils seront réalisés sur les échantillons représentatifs des différentes couches constituant le terrain, ils ont pour but la détermination des caractéristiques géotechniques. Les résultats de laboratoire serviront de base pour les calculs de stabilité. Les types d'essais à réaliser sont:

1) Essais d'identification:

Il est prévu quatre à six essais par type d'essai et par couche.

- Mesures de teneurs en eau naturelle (WN),
- Mesures de densités sèches (γd,),
- Analyses granulométriques,
- Analyses chimiques (taux de carbonates),
- Limites d'Atterberg (WL, Ip).

2) Essais Mécaniques :

Les essais de cisaillement à la boite, seront réalisés principalement sur les matériaux provenant des couches jugées de mauvaises qualités. Il est prévu deux à trois essais par couche de terrain.

IV.6.1- Essais de pénétration dynamique

A. Principe de l'essai :

L'essai de pénétration dynamique est un test qui donne une indication qualitative sur la résistance du sol, il consiste à faire pénétrer dans le sol, par battage un train de tiges muni d'une pointe conique à l'aide d'un marteau tombant en chute libre appelé «mouton », pour une énergie de battage constante, on compte le nombre de coups de mouton *Ndh* nécessaires pour obtenir un enfoncement h de 20 centimètres. La résistance du sol est déterminée à partir de la formule des Hollandais ci-dessous, selon la norme NFP 94-115. Les essais de pénétration ont été réalisés dont le but de déceler le toit du substratum (horizon dur).

Avec :

M= masse du mouton [kg].

M'= masse cumulée de l'enclume, guide tige et des tiges [kg].

H= hauteur de chute du mouton [m].

e = l'enfoncement (pénétration moyenne par coup), *e*= *h*/*Ndh*.

A= aire de la section droite de la pointe du pénétromètre dynamique [m2].

qd: Résistance de pointe dynamique [Bars];

Les essais de pénétration ont été exécutés suivant trois (**03**) profils sensiblement parallèles à l'axe de la route (voir annexe I), chaque profil comporte 3 essais pénétrométriques.

Les diagrammes des essais de pénétration obtenus, ont mis en évidence des valeurs de résistances dynamique faibles correspondant à la couche de remblai. Cependant, les refus ont été obtenus à des profondeurs allant de 6.5m à 8.0m ; celles-ci correspondent Approximativement au toit du substratum.

Tableau IV.1. Les résultats obtenus

N° d'essai	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9
P	6.00	7.00		7.00	7.00	8.00	7.40	7.00	8.00

IV.6.2. Sondage carotte :

Le sondage SC1 (profondeur=17m) a été réalisé sur la chaussée dégradée, SC2 (18m) été réalisé en tête de talus aval. L'implantation des sondages est jointe en annexe A-1.

Description lithologique du sondage *SC1* :



Figure 6: Réalisation du sondage SC1.

Tableau IV.2. Description lithologique du sondage SC1

Profondeur (m)	Légende	DESCRIPTION LITHOLOGIQUE
0.0-1.3m		Corps de chaussée,
1.3-2.5m		Remblai hétérogène,
2.5-8.5m		Limon argileux très consistant jaunâtre
8.5-12m		Argile marneuse brune grisâtre compacte,
12-17m		12-17m



Figure 7: Réalisation du sondage SC2.

IV.6.3 Essais de laboratoire

Tableau IV.3 : Caractéristiques physiques des matériaux testés

RN1 Pk 83+000		Nature	Caractéristique physique								
échantillons			Wn	ϑ	ɣd	Sr	WL	Ip	Ic	granulométries	
profondeur			(%)	(kN/m3)	(kN/m3)	(%)	(%)	(%)	(%)	2mm (%)	80µm (%)
SC 1	4,3/4,5	Limon argileux très consistant jaunâtre	23.1	20,4	16,57	99	35,2	15,6	0,8	100	84
	6,8/7	Limon argileux très consistant jaunâtre	21,3	20,7	16,78	94,6	38,4	16	1	100	83
	9,8/10	Argile marneuse grisâtre compacte	21	20,7	17,1	98	50	27	1	100	80
	13,6/13,8	Marne grisâtre Compacte	18,5	21,1	17,8	96,8	52	33,5		100	74
	15,2/15,57	Marne grisâtre Compacte	18,4	20,9	17,65	93,8	-	-	-	-	-
	16,8/17	Marne grisâtre Compacte	16	21	18,1	87,9	-	-	-	-	-
SC 2	7,2/7,5	Limon argileux Consistant	18,5	20,7	17,46	91,5	40,6	20	1,1	100	84
	8,7/9	Argile marneuse grisâtre compacte	18,5	20,2	17,1	84,1	51	28,5	1,1	100	81
	11/11,3	Marne grisâtre Compacte	19	20,3	17	87,1	49	30	1	100	70
	12,3/12,6	Marne grisâtre compacte	19	20,7	17,39	92,6	-	-	-	-	-
	13,8/14	Marne grisâtre Compacte	17	20,5	17,5	84,5	53	34	1,1	100	72
	15,2/15,4	Marne grisâtre Compacte	18	20,5	17,37	87,8	-	-	-	-	-
	17/17,25	Marne grisâtre Compacte	16	20,8	17,9	88,51	-	-	-	-	-
	17,6/17,8	Marne grisâtre Compacte	10,3	20,6	18,67	62,4	-	-	-	-	-

Tableau IV.4 : Caractéristiques mécaniques des matériaux testés.

RN1 PK83+000		**Caractéristiques chimiques**	**Caractéristiques mécaniques**				
Echantillons			**Cisaillement**		**Compressibilité**		
profondeur		**CaCO3 (%)**	**Cuu (bar)**	**ϕuu (°)**	**σc (bar)**	**Cc(%)**	**Cs(%)**
SC1	6,8/7	4	0,46	23	1,81	22,3	3,1
	9,8/10	25	0,41	15	2	23,1	3,2
	13,6/13,8	45	0,71	20	2,05	10,3	2,7
SC2	7,2/7,5	6	0,49	22	1,86	21,8	3,07
	8,7/9	27	0,48	11	2	23,1	3,29
	11/11,3	55	0,7	22	2	16,5	3,6
	17/17,25	-	1	17	2,05	10,6	1,6

IV.6.4. Exploitation et interprétation des résultats :

1) Les essais de pénétration ont donné des profondeurs de refus allant de 6.5m à 8.0m; celles-ci correspondent approximativement au toit du substratum marneux.

2) Les coupes de sondages carottés, ont mis en évidence trois couches constituant le terrain; il s'agit de haut en bas:

- **Couche 1** : Remblai, limon argileux brun, d'épaisseur de l'ordre de 8.0m,
- **Couche 2** : Argile marneuse altérée, d'épaisseur de 3.5m,
- **Couche 3** : Substratum marneux gris induré.

3) Les matériaux testés appartiennent aux sols fins dits, ils sont caractérisés par des valeurs de limite de liquidité variant **35,2%≤WL≤52%** et des valeurs de l'indice de plasticité comprises **16%≤IP≤33,5%**; selon la classification de A. Casagrande, ils sont moyennement plastiques à très plastiques. Les matériaux analysés sont denses à très denses, ils présentent des teneurs en eau variant entre **16%** et **23,1%**, correspondant à des degrés de saturation **87%** ≤**Sr**≤**99%**; c'est-à-dire, ils sont humides à saturés. Les taux de carbonates varient entre 4**%** et **55%**, ces valeurs caractérisent deux classes de sols: argiles et marnes (**CaCO3 ≥30%**).

4) Les matériaux provenant des couche 1 et couche 2 présentent des caractéristiques mécaniques faibles à moyennes, en l'occurrence la cohésion et l'angle de frottement (**0,41bar≤C≤0,49bar**, **11°<φ≤23°**). Toutefois, les matériaux provenant du substratum présentent de bonnes caractéristiques mécaniques (0,7bar≤C≤1bar, 17°≤φ≤22°).

5) Les essais œnométriques montrent que les matériaux sont sur consolidés, cependant les matériaux provenant de la couche 2 sont peu compressibles (**22%≤Cc≤23,1%**).

IV.7 Conclusion

Le glissement qui affecte la RN1 au PK83+800 est situé en contrebas du glissement PK0+250 de la RN1A. Cependant, la RN1A traverse un versant instable parcouru de replats et de bourrelets, les instabilités s'étendent jusqu'aux gabions qui longent la RN1.

Les visites effectuées sur site du **PK83+000** de la **RN1**, ont mis en évidence des fissures colmatées, des affaissements de chaussée, et des gabions déformés situés au pied du versant amont.

Les observations de terrain ont révélé des ouvertures des fissures colmatées suivies d'affaissement de chaussée rechargée. Ces évolutions montrent que ***le glissement est actif***.
La campagne de reconnaissance in situ a mis en évidence trois couches principales constituant le terrain ; il s'agit du haut en bas :

- C1 : Argile limoneuse d'épaisseur de l'ordre de 8.00m,
- C2 : Manteau d'altération, d'épaisseur moyenne de 4.00m,
- C3 : Substratum marneux gris.

A priori, le glissement observé, semble se développer dans les formations constituant la couche 1.

CHAPITRE V :

CALCUL DE STABILITE

CHAPITRE V : CALCUL DE STABILITE

V.1. Introduction :

Dans cette partie, en va d'analyser et de modéliser le glissement, actuellement, ils existent plusieurs logiciels utilisés pour les calculs des glissements, mais chaque logiciel à ses propres algorithmes : méthodes de résolutions et paramètre de modélisation. Le calcul de traitement de stabilité du glissement est effectué dans le présent mémoire avec le logiciel Talren 4.

V.2 .Généralité sur talerent

- **Hypothèses de calcul**

Plusieurs facteurs on a été pris en compte pour l'évaluation du risque de glissement comme la variation du niveau de la nappe, la chaussée, la surcharge du trafic routier, le séisme et en fin le renforcement du talus.

- **Méthode d'analyse de calcul :**
- **Bishop**

Pour les talus en terre et talus à la rupture de roche, la surface de rupture est en forme d'arc, on adopte la méthode de Bishop

- perturbation

On adopte la méthode des Perturbations pour calculer la stabilité de la plate-forme sur une pente escarpée du terrain naturel et du corps de glissement assigné.

- **Actions du séisme :**

Selon 《Règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art RPOA2008》, la zone du projet est classée en II a, en prenant l'accélération sismique A=0.20g.

La modélisation de l'effort sismique ce fait par insertion du coefficient d'accélération sismique A qui est pris égale à 0.20g.

Plus exacte il faut introduire le coefficient d'accélération sismique horizontale et verticale

Kh=0.5A (%). Kv=0.3Kh (%). (R P O A – 2008).

L'effet sismique a été pris en compte en introduisant des coefficients d'accélération sismiques qui sont ah /g= ± 0,1 pour la composante horizontale et av /g= ±0,03 pour la composante verticale.

Logiciel utilisé (Talren4V2.0.2) :

Le programme TALREN version 4 dont le calcul est basé sur la méthode des tranches. Ce programme consiste à tester plusieurs surfaces de ruptures probables des glissements observés correspondant à des coefficients de sécurité minimums (Fs $\geq$1.3).

En rupture circulaire, le coefficient de sécurité (Fs) est calculé par les approches de

Bishop et Jambu (perturbation circulaire) et en rupture non circulaire, par la méthode des perturbations non circulaires.

Dans ce programme, excepté la géométrie, toutes les données du problème sont modifiables simplement de façon itérative, ce qui permet de tester successivement des jeux de valeurs (géométrique, hydraulique, paramètres géotechniques) et donc de dégager l'influence de chacun des paramètres sur la stabilité.

La géométrie du talus est décrite dans un repère cartésien (OXY). L'axe (OX) étant orienté horizontalement et dans la direction de l'aval et l'axe (OY) étant dirigé verticalement, orienté vers le haut. Le profil est alors décrit par des segments reliant un ensemble de points, délimitant chacun d'eux une partie propre de la pente [15].

V.3.Données géotechniques du talus :

D'après les résultats de laboratoire et en site, on associe les propriétés de chaque type du sol à la couche qui le représente sur le model géométrique. Le tableau suivant résume ces paramètres géotechniques.

Tableau V.1:Données géotechniques du talus.

	Nom	Couleur	γ (KN/m3)	φ(°)	C (KN/m2)	Δc	qs clous	pl	KsB
1	Remblai		20.00	30.00	5.00	0.00	30.00	-	-
2	Limon argileux		20.00	20.00	10.00	0.00	50.00	-	-
3	Argile mameuse		20.00	15.00	20.00	0.00	70.00	-	-
4	Substratum		20.00	30.00	50.00	0.00	100.00	-	-

- **Les coordonnée x,y utilisé pour la modélisation de la coupe géotechnique**

(x : Distance, y : Profondeur).

Les Points:

1	x	y	**5**	x	y	**9**	x	y	**13**	x	y
	0.00	580.00		56.50	837.20		96.50	826.00		120.00	820.00
2	x	y	**6**	x	y	**10**	x	y	**14**	x	y
	17.50	844.00		58.90	837.00		107.00	824.00		0.00	835.00
3	x	y	**7**	x	y	**11**	x	y	**15**	x	y

- **Segments**

1	**Point1**	**Point2**	**5**	**Point1**	**Point2**	**9**	**Point1**	**Point2**	**13**	**Point1**	**Point2**
	1	2		5	6		9	10		14	15
2	**Point1**	**Point2**	**6**	**Point1**	**Point2**	**10**	**Point1**	**Point2**			
	2	3		6	7		10	11			

3	Point1	Point2
	3	4
4	Point1	Point2
	4	5

7	Point1	Point2
	7	8
8	Point1	Point2
	8	9

11	Point1	Point2
	4	8
12	Point1	Point2
	12	13

V.4.Variantes de confortements proposes

Technique de confortement :

Dans le cas de glissement du PK83+000, la solution de conforment proposée prend en considération une rupture profonde. La solution consiste à la réalisation de deux rangées de pieux en béton armé, reliés entre eux par une longrine sur une longueur avoisinant les 40 m les pieux seront ancrés dans le substratum marneux, ils auront les dimensions suivantes :

- Diamètre : 1.2 m
- Longueur : 16.0 m
- Entraxe : 2.4 m
- Espacement entre les rangées : 2.00 m

V.5. – variante retenue

La variante a été retenue en tenant compte:

- D'un glissement profond,
- Des évolutions des désordres,
- Des contraintes imposées : RN1 stratégique,
- De la présence d'un glissement actif.

V5.1 Description des travaux à réaliser:

Les travaux à réaliser comportent:

- Réalisation de deux (02) rangées de 25 pieux □= 1,20 m, les pieux auront une longueur de 16,0m, espacés de 2,40 m Les pieux seront reliés par une longrine en béton armé de dimension (H=0.80m, B=1.40m). Les pieux seront réalisés sur une longueur de 30,0m.

- Travaux de réfection de la chaussée dégradée : décaissement des enrobés sur toute la largeur de la chaussée, mise en œuvre de la GB et du BB. Les travaux seront réalisés sur une longueur de 45m.

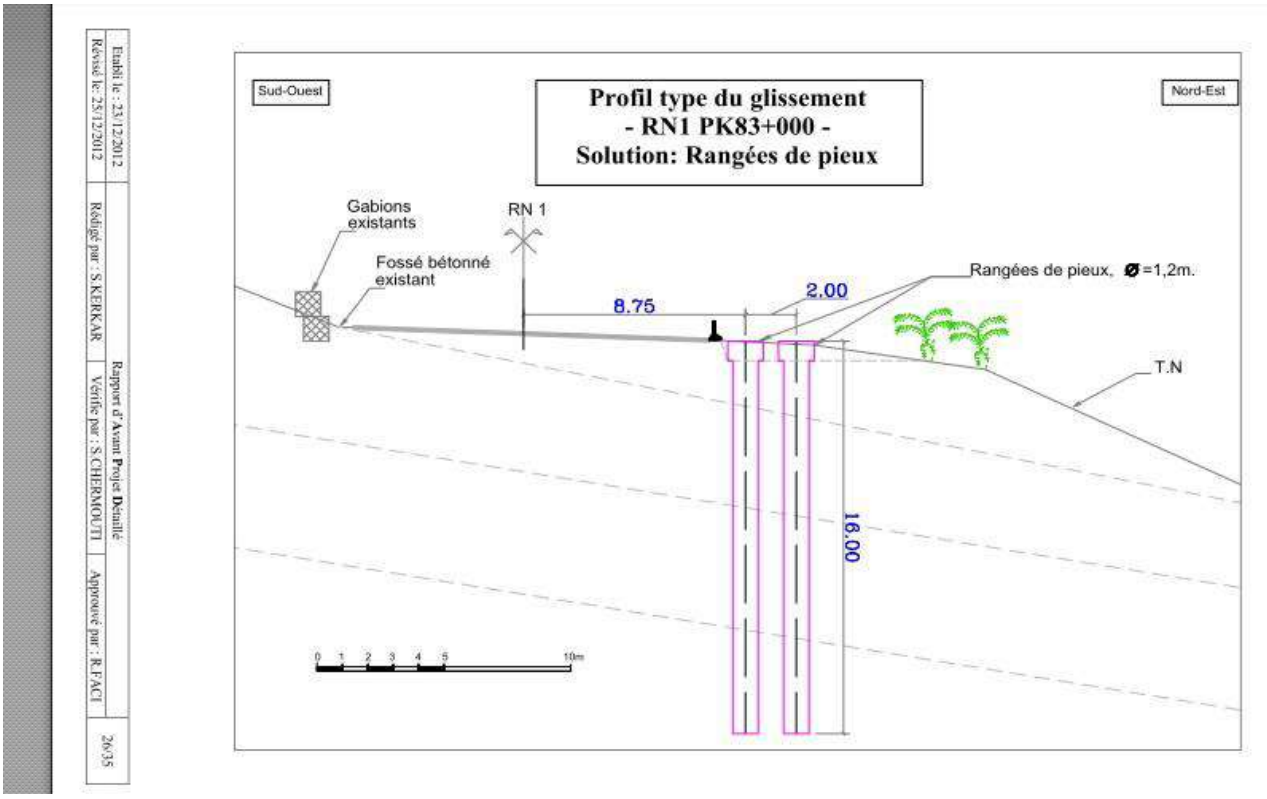


Figure V.1. Profil type de la solution ‘‘Rangées de pieux’’

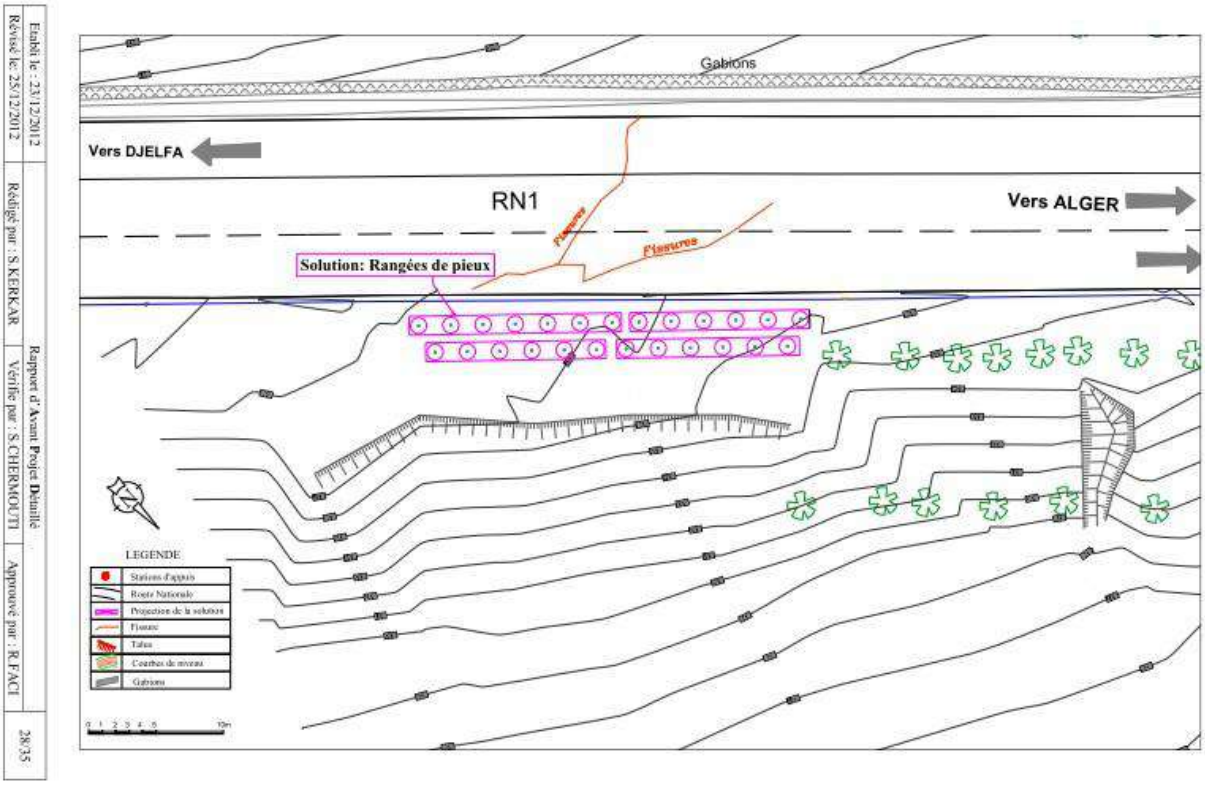


Figure V.2. Vue en plan de la solution ‘‘rangées de pieux’’

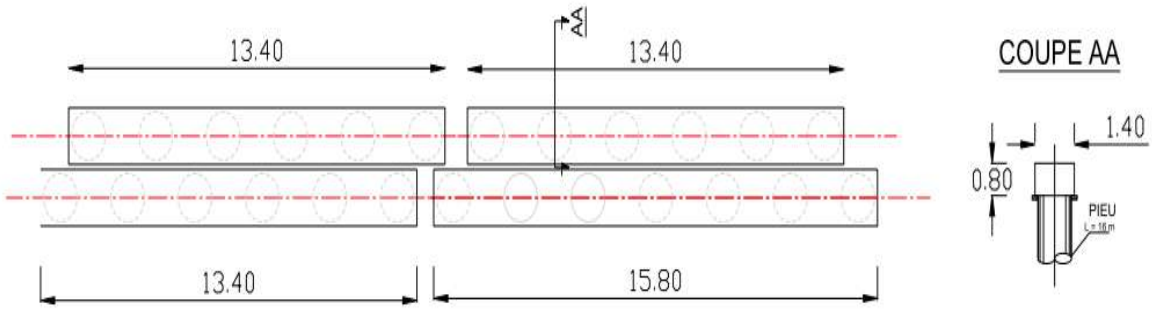


Figure V.3. Longrine en tète

Le tableau V.2.récapitule le devis estimatif des travaux Devis Estimatif des travaux

variantes	F min	Désignation des travaux	
Variante **1 : Clouage (rangées de pieux)**		• Terrassement (préparation du terrain) terre superficiel • Forage ferraillage et bétonnage des pieux : • Coffrage, ferraillage et bétonnage de la longrine	

La technique de confortement proposé offre un gain de sécurité de l'ordre de 20%

V.6 .Vérification de confortement :

V.6. 1. Phase initiale avant confortement

Situation : Sans séisme

La vérification à la stabilité **par la méthode de BISHOP** a donné la valeur du coefficient de sécurité sans séisme F=0.82**(Fig.V.4).**

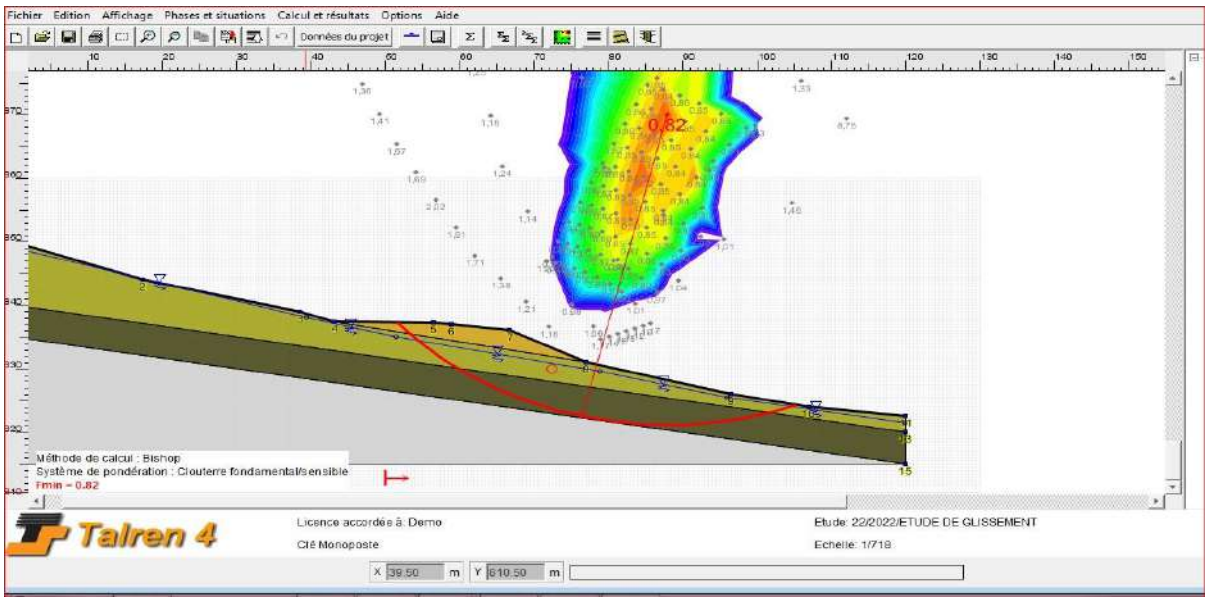


Figure V. 4. Talus modélisé avec la nappe et sans séisme (avant confortement)

V.6.2. Phase initiale avant confortement

Situation : avec séisme

La vérification à la stabilité **par la méthode de BISHOP** a donné la valeur du coefficient de sécurité sans séisme F=0.5**(Figure .V.5).**

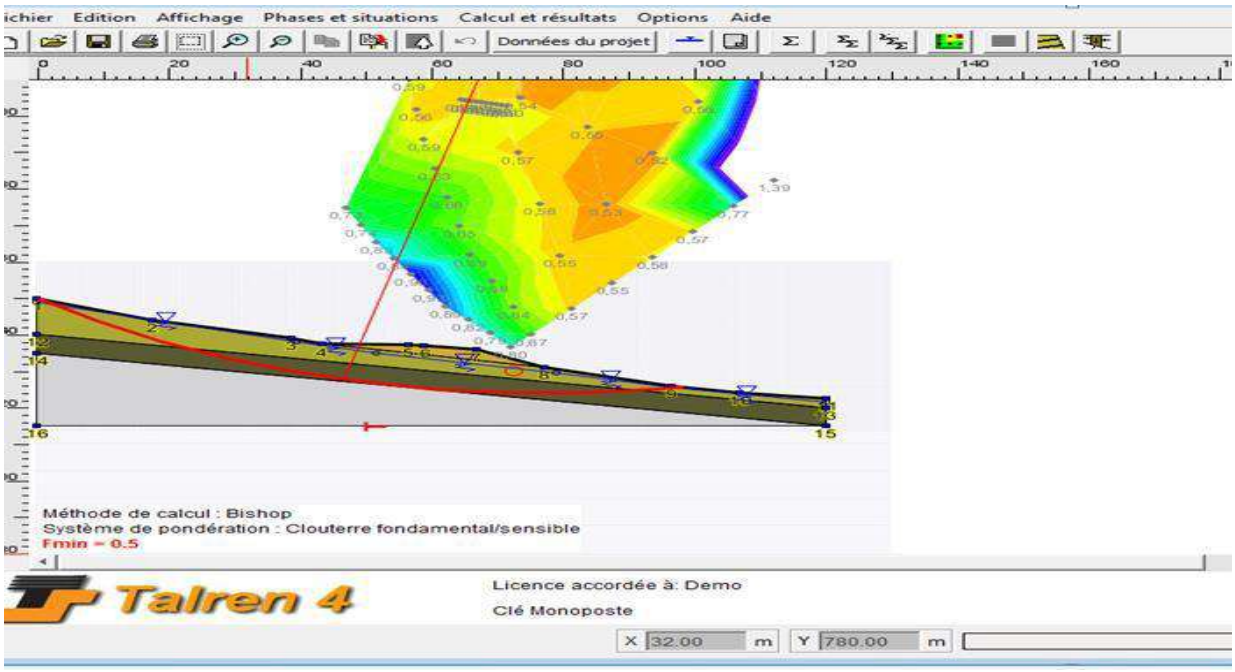


Figure V. 5. Talus modélisé avec la nappe et avec séisme (avant confortement)

V.6. Phases de calcule après confortement :

Situation : Sans séisme

La vérification à la stabilité **par la méthode de BISHOP** a donné la valeur du coefficient de sécurité sans séisme F=1.77(Fig.V.6**)**.

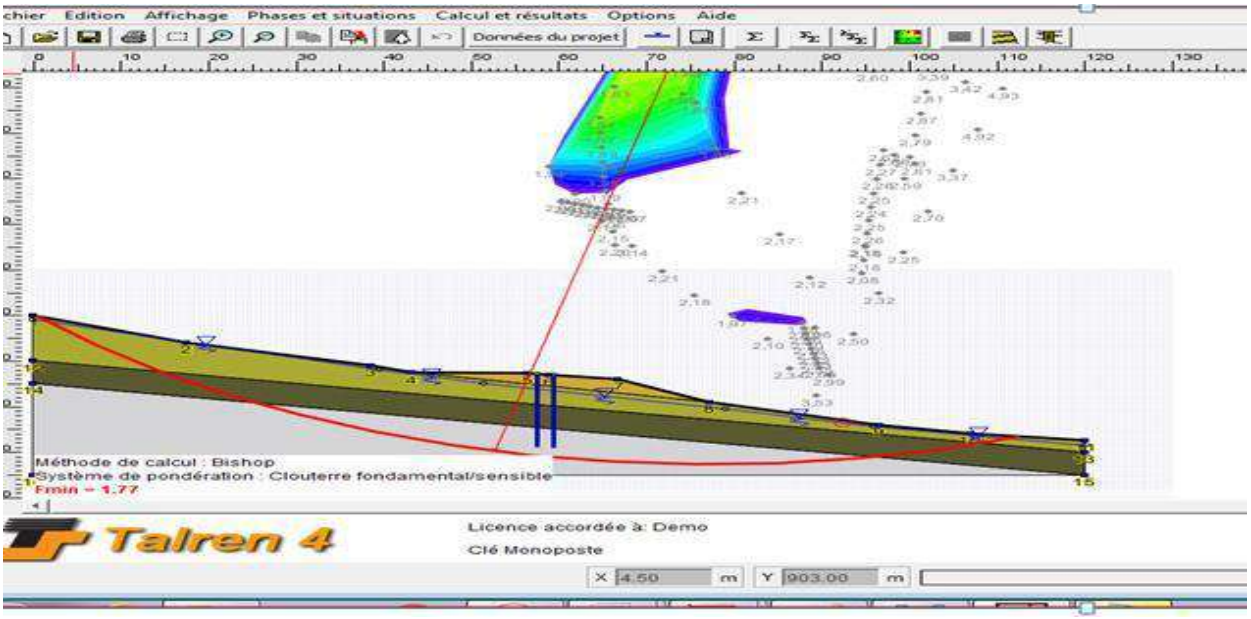


Figure V. 6. Talus modélisé avec la nappe et sansséisme (après confortement)

V-6-4-Phases de calcule après confortement :

Situation : avec séisme

La vérification à la stabilité **par la méthode de BISHOP** a donné la valeur du coefficient de sécurité avec séisme F=1.28(Fig.V.7**)**.

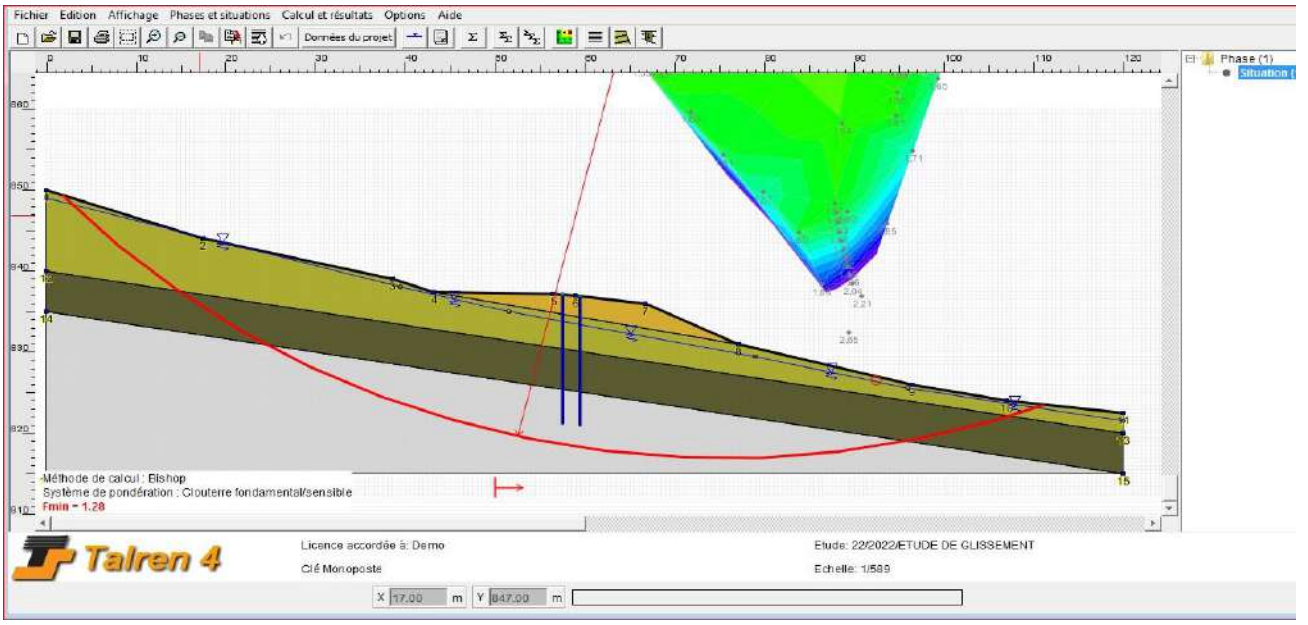


Figure V. 7. Talus modélisé avec la nappe et avec séisme (après confortement).

- **Clous** :

	Nom	TR	Espacement horizontal	x	y	Longueur	Inclinaison/horizontale	Largeur base de diffusion
1	Clou1	0.00	2.40	57.50	837.10	16.00	90.00	1.00
2	Clou2	0.00	2.40	59.50	836.90	16.00	90.00	1.00

	Nom	Angle de diffusion	Rsc	Rayon équivalent	Règle de calcul	Cisaillement imposé Rcis
1	Clou1	20.00	-	1.00	Tcal, Cimp	400.00
2	Clou2	20.00	-	1.00	Tcal, Cimp	400.00

	Nom	Moment de plastification	EI	Angle critique	Traction	Cisaillement	qs clous issus de...	Φbarre	σe
1	Clou1	2500.00	5000000	5.00	exteme	exteme	abaques	-	-
2	Clou2	2500.00	5000000	5.00	exteme	exteme	abaques	-	-

V.7.erprétation des résultats

L'expertise du versant a permis d'aboutir aux résultats suivants :

• Le talus de remblai a été déstabilisé suite aux infiltrations des eaux de ruissellement à travers les argiles altérées et le talus a perdu son équilibre à cause de l'espace crée lors de l'excavation de plate-forme. Par ces eaux, il y a eu une saturation du pied du versant, ce qui a provoqué un mouvement de celui-ci sur une profondeur moyenne.

• Les différentes simulations ont abouti à des coefficients de sécurité F :

- de 1.22, sans prise en compte de la pression interstitielle ; et Fu de 1... en considérant la pression interstitielle et ceci sans aucune mesure de confortement.

En d'autres termes, le versant est dans une situation d'équilibre pouvant être qualifié soit :

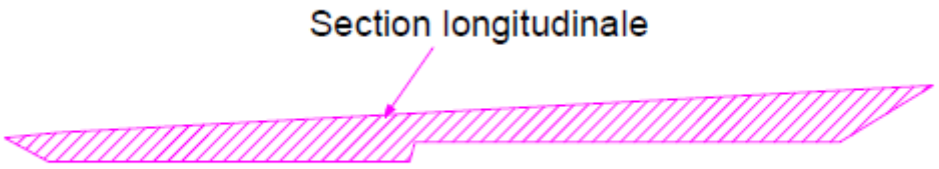
• D'instable : Fu ou F < 1

• Stable : F ou Fu > 1

Autrement dit, le talus de remblai est précaire vis-à-vis du glissement sans aucune mesure de confortement.

V.8. Avant métré

01	Terrassement pour plateforme	ml	50



Largeur : 04m

Surface longitudinale : « S_L » : 50m2

Volume à terrasser = longueur x surface horizontale = 4x50=200 m3

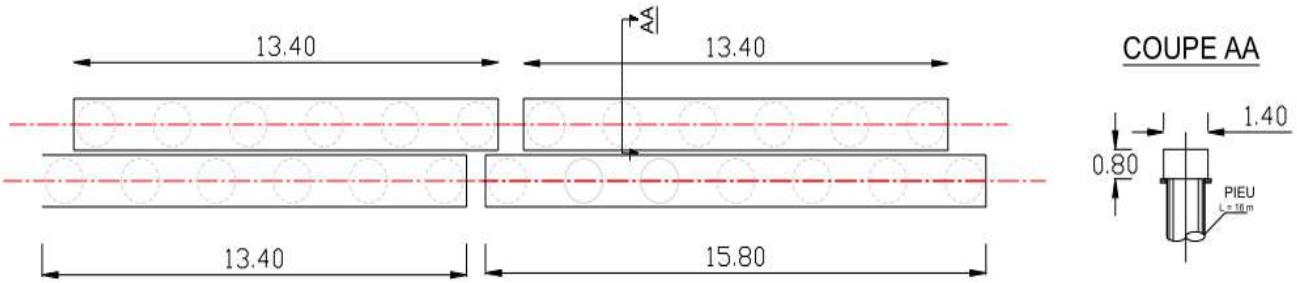
02	Béton dosé à 400kg/m3 pour pieux de Ø1.20m (long.16m), y compris ferraillage, forage, chemisage et toute subjections de bonne exécution

Longueur d'un pieux : 16m

Diamètre d'un pieux : 1.2m

Nombre des pieux : 25

	Béton dosé pour longrine en tète des pieux 0.8x1.4m2



Largeur des longrines : 3x3.14m 18.8m (voir le schéma ci-dessus)

Largeur de la longrine : 1.4m

Hauteur de la longrine : 0.8m

Section chaussée

1	Mise en œuvre d'une couche de base y compris toutes subjections de bonne exécution,

Largeur de la couche de base : 13 m

Longueur de la couche de base : 25,5 m

Epaisseur de la couche de base : 50 cm

2	Mise en œuvre d'une couche d'accrochage en émulsion,

Largeur de la chaussée à traiter : 13 m

Longueur de la chaussée à traiter : 25,5 m

Surface = Longueur x Largeur = 13 x 25,5 = 331,5 □ 332m2

3	Mise en œuvre d'une couche de roulement,

Largeur de la chaussée à revêtir : 13 m

Longueur de la chaussée à revêtir : 25,5 m

03	Mise en œuvre d'une couche de roulement,

Longueur : 40 m

Largeur : 4 m

Epaisseur moyenne : 1 m

Volume de la grave (0/200) = Longueur x largeurs x Epaisseur = 40 x 4 x 1 = 160 m^3

V.9. Conclusion :

Les observations de terrain ont mis en évidence des évolutions des désordres, ces évolutions montrent que le **glissement est actif**.

Le glissement de la RN1 est situé dans de la zone d'influence des désordres affectant le versant amont.

La campagne de reconnaissance géotechnique a révélé une couche d'éboulis (C1) et une couche d'argile marneuse altérée (C2) très plastiques, reposant sur un substratum marneux gris. Les matériaux de la couche C2 présentent de faibles caractéristiques mécaniques.

Les causes probables ayant engendré les désordres, sont liés :

- A l'instabilité du versant amont,
- A la structure géologique du versant,
- Aux caractéristiques géotechniques mauvaises des couches (C1, C2),
- Aux eaux : eaux de nappe, eaux de ruissellement.

La technique de confortement « deux rangées de pieux », offre un gain de sécurité de 20%

Conclusion général

L'étude présentée dans ce mémoire nous a permis d'apprendre les différentes étapes d'une Étude de glissement, calcul de stabilité, les techniques de confortement, ainsi que la maitrise de logiciel pour adopter un confortement suite à un glissement de terrain sur le site

En premier lieu nous avons analysé le glissement pour définir la surface de rupture potentielle. Cette analyse a été menée à l'aide de logiciel qui a permis de localiser la surface du glissement.

Une solution qui nous parait la plus adéquate qui est un système de confortement superficiel est adopté. Il s'agit réalisation de deux rangées des pieux en béton armée, reliés entre eux par une longrine sur une longueur avoisinant les 40m. les pieux seront ancrés dans le substratum marneux

L'analyse des variantes a été faite par un logiciel(TALREN), un programme basé sur la méthode des tranches, pour faire une analyse de stabilité.

Dans ce programme, excepté la géométrie, toutes les données du problèmes sont modifiables simplement de façon itérative, ce qui permet de tester successivement de jeux des valeurs (géométrique, hydraulique, paramètres géotechniques) et donc dégager l'influence de chacun des paramètres sur la stabilité

Les observations de terrain ont mis en évidence des évolutions des désordres, ces évolutions montrent que **le glissement actif.**

Le glissement de la RN1 est situé dans la zone d'influence des désordres affectant le versant amant.

La compagne de reconnaissance géotechnique a révélé une couche d'argile marneuse altérée (C2) très plastique, reposant sur un substratum marneux gris. Les matériaux de la couche C2 présent de faibles caractéristiques mécaniques.

Enfin nous pouvons conclure dire que dans une analyse de glissement le plus important c'est de proposer un système de confortement économique qui assure la pérennité de toute la zone et cela après une investigation précise qui nous permettra de déterminer les causes du problème afin d'orienter nos décisions vers la meilleure solution.

Référence :

[1]. Durville, J-L et seve, g. glissement en terrains meuble. Technique de l'ingénieur.

[2]. Bendadouche.h, Lazizi.S, 2013. Glissement de terrain et confortement .Pages bleues.

[3]. Philipponnat, g., (1998). Fondations et ouvrages en terre, édition Eyrolles. Paris

[4]. Aissa Mamoune S.M. (2013). « Les glissements des terrains ». Cours géotechnique, centre universitaire d'Ain-Temouchent HADJ BOUCHAIB, Algérie.

[5].costet et Sanglerat livre cours pratique mécanique des sols tome 2 –calcul des ouvrages

[6]. Habib, P., (1997).Génie Géotechnique-application de la mécanique des sols et des Roches. Ed. Ellipses. Paris

[7]. Ben dadouche.h, Lazizi.S, 2013. Glissement de terrain et confortement. .Pages bleues.

[8]. Achir.f,Medjouj.M, étude Géotechnique D'un Tronçon De La Pénétrante Autoroutière Reliant Le Port De Bejaia à l'Auto Route Est-Ouest Au Niveau d'Ahnif De PK35+000 AuPK36+800, mémoire de master, Université A. MIRA-Bejaia,2017.

[9]. Costet et G. Sanglerat., Cours pratique de mécanique des sols, Tome1-Plasticité et calcul des tassements, Paris Ed, Dunod

[10].G.Filliat, La pratique des sols et des fondations, Paris, Ed Moniteur, 1981.

[11]. Durville Jean-Louis, seve gilles. Stabilisation des pentes « Glissement en terrain meuble

[12].www.brgm.fr.

[13]. Bouafia A, (2009), Conception et calcul des ouvrages géotechniques. Ed page bleues Algérie.

[14]. Smahi A., et Zeghar., 2015.étude et confortement du glissement de terrain au niveau de l'évitement de la ville de Kherrata wilaya de Béjaia. Mémoire de master 2 : géotechnique. Université A. Mira-Bejaia, 69 p.

[15]. Cour de géologie appliquée. Université Joseph Fourier.Grenable-I,

[16]. Didier F., (1987).Le clouage des sols, application au soutènement de fouille, étude Expérimentale et dimensionnement. Thèse de doctorat. Français.

[17]. Bali O., et Boukeras A., 2018.études Géotechnique De Glissements De Terrain a Mascara. Mémoire de master 2 : géotechnique. Université Djilali Bounaama de Khemis Miliana, 79 p.

[18]. Documents ORGM* *Livrets des substances utiles non métalliques de l'Algérie*, Wilaya de MEDEA ;

*Carte géologique N° 86 « Médéa » au 1/50 000*ème, préparée par a été imprimée par le **S**ervice **G**éographique de l'**A**rmée en 1896.

ANNEXE :
A-1. Plan d'implantation


P7 83+000
P6 83+000
SC2
P8 83+000
SC1
P9 83+000
P5 83+000
P4 83+000
P1 83+000
P2 83+000
P3 83+000
Image © 2012 GeoEye
© 2012 Google
Google earth

ANNEXE :
A-2. Résultats des essais In-situ

Coupes des sondages : 02

Pénétrogrammes: 03

ANNEXE :
A-2-1 Coupes des sondages

Etude : Glissement RN1 W de Médéa
Dossier N°:
Date essai : Août 2012
Niveau Nappe : pas m

Sondage N° : PK83+000 S1

Profondeur totale : 17 ML
Coordonnées : X = Y =
Z =

Prof (m)	Récupération	R.Q.D	ϕ Tub	ϕ Trou	Ech.	Np	COUPE	DESCRIPTION	OBSERVATION
1	10 %							corps de chaussée	
2	80 %							Remblai Hétérogène	
3								Limon Argileux très consistant jaunâtre	
4									
5									
6	80 %								
7									
8									
9				91					
10	100 %							Argile marneuse brun grisâtre compacte	
11									
12									
13								Marne grisâtre compacte à indurée	
14									
15	80 %								
16									
17									
18									
19									

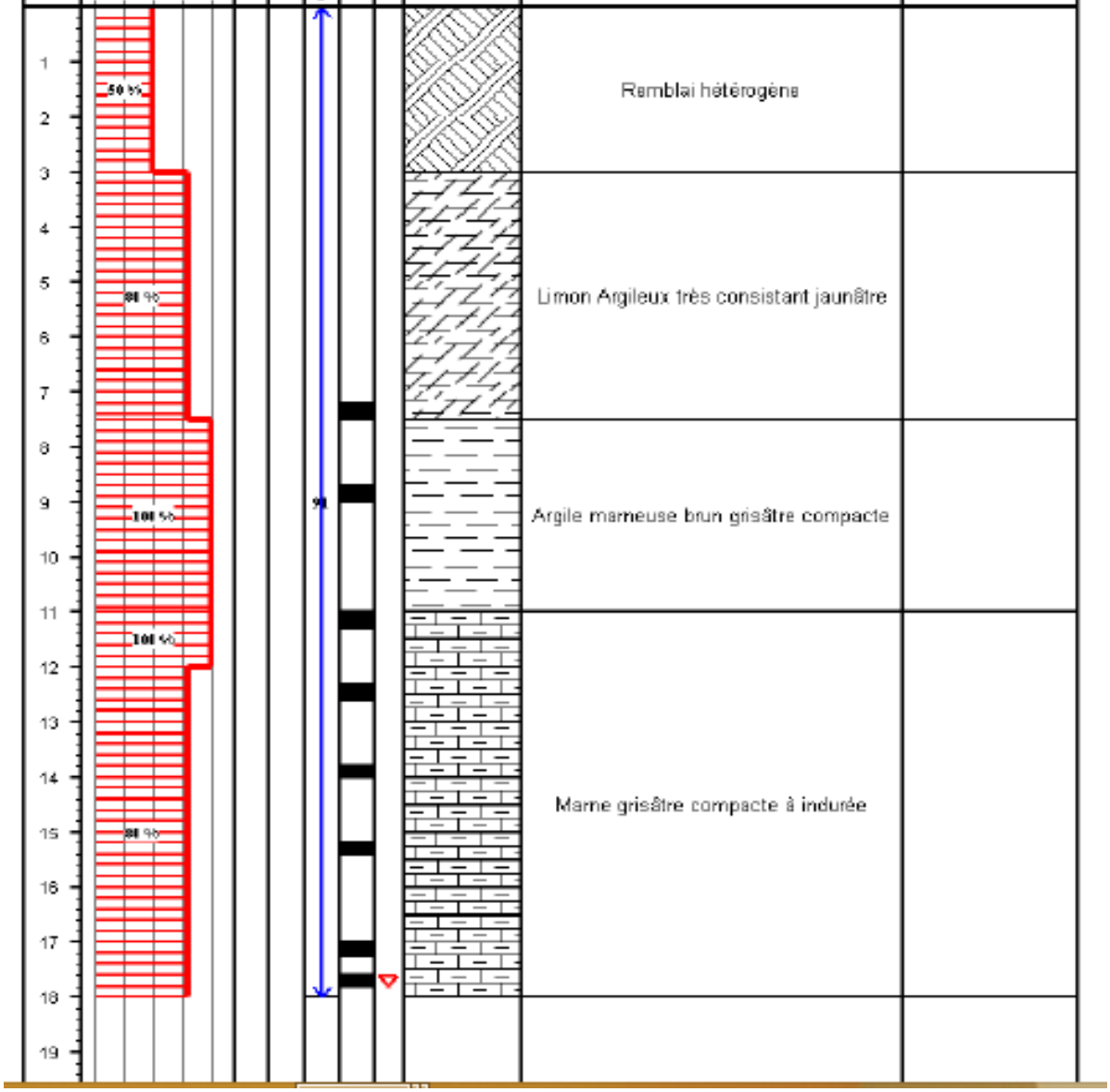


Caisse à carottes de sondage sc1

Etude : Glissement RN1 W de Médéa
Dossier N°:
Date essai : Août 2012
Niveau Nappe : pas m

Sondage N° : PK83+000 S2

Profondeur totale : 18 ML
Coordonnées : X = Y =
Z =

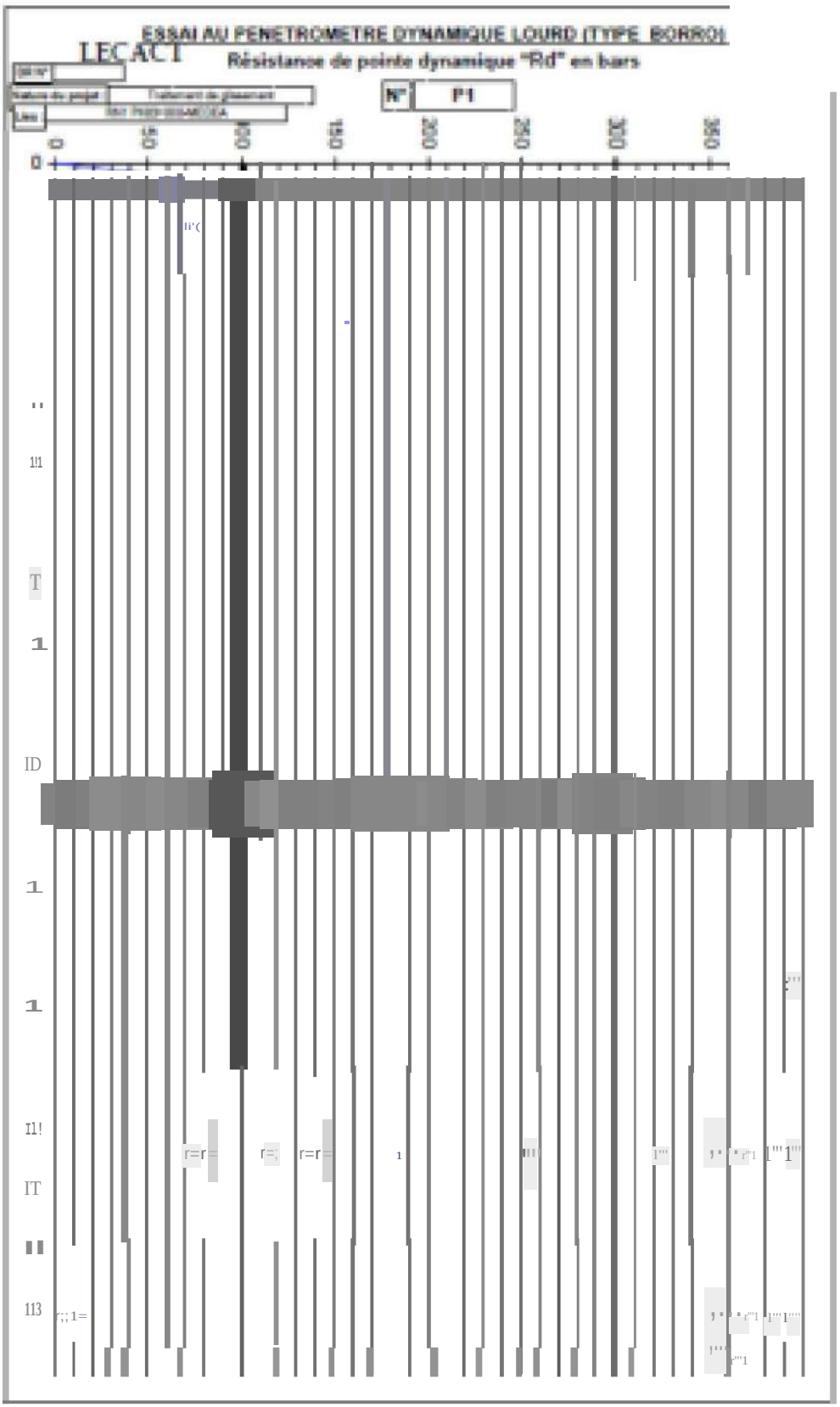


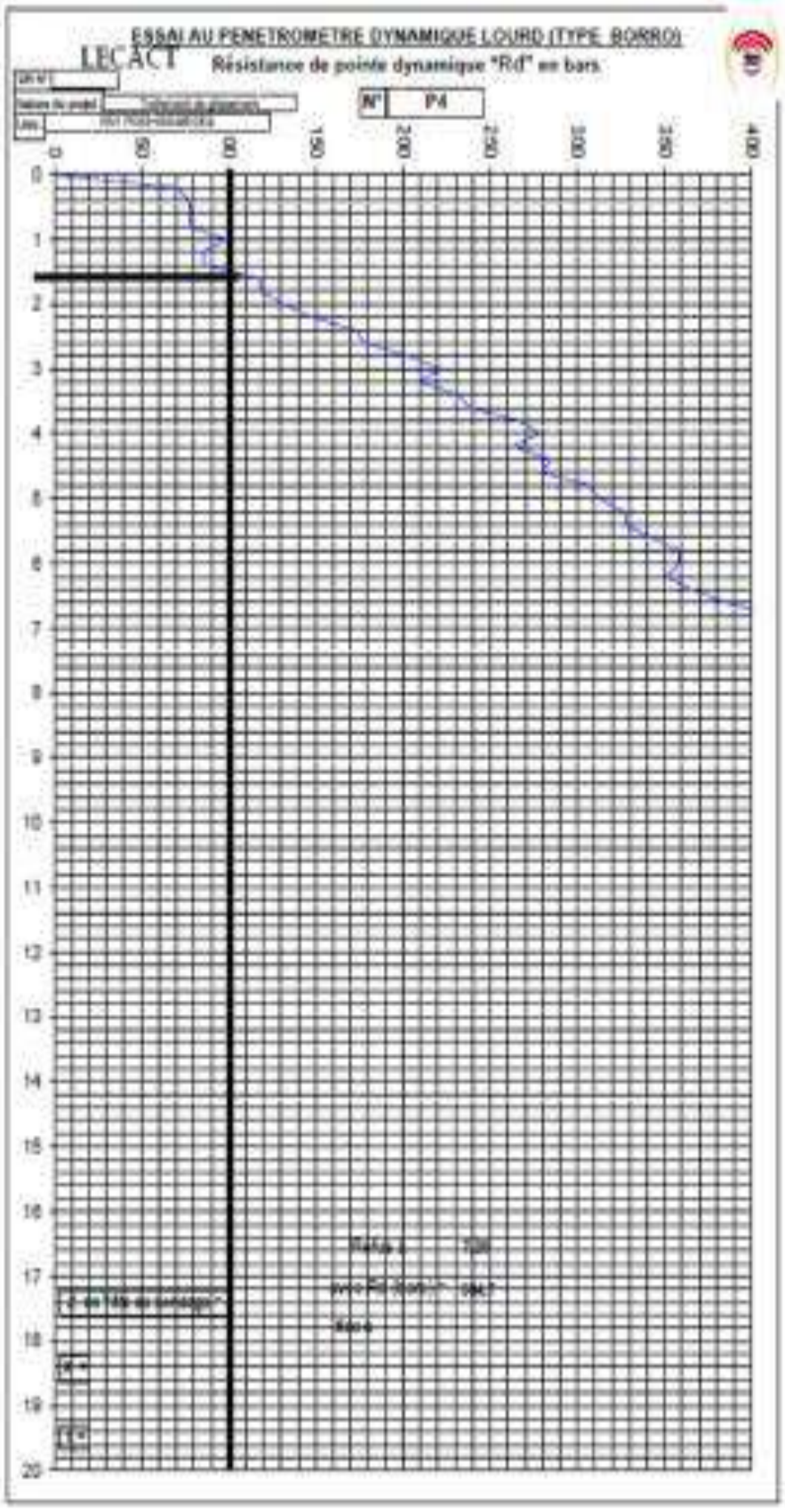


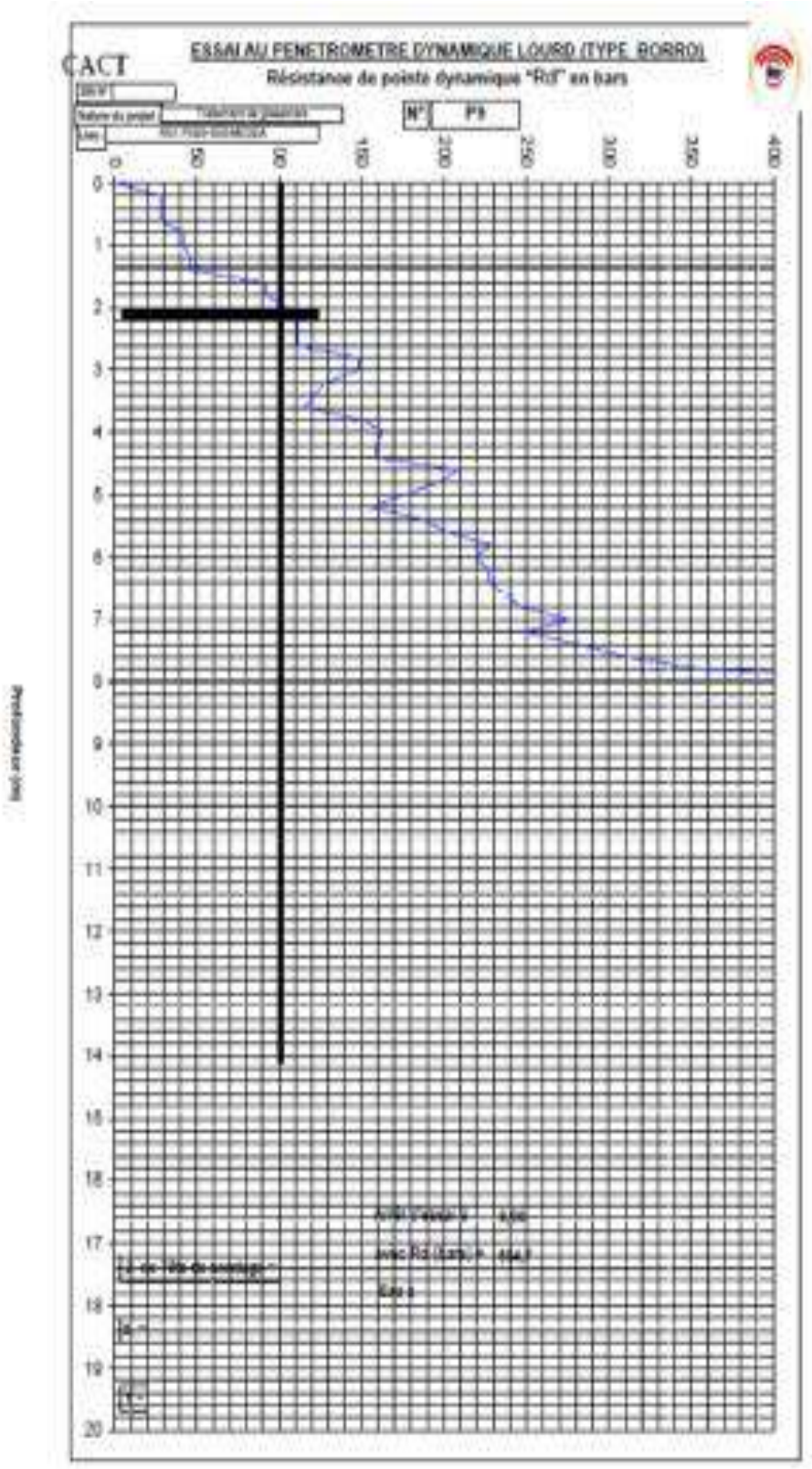
Caisse à carottes de sondage sc2

ANNEXE :

A-2-2 Pénétrogrammes


ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD (TYPE BORRO)
LECACT
Résistance de pointe dynamique "Rd" en bars
N° P1
0
50
100
150
200
250
300
350


ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD (TYPE BORRO)
LEC'ACT
Résistance de pointe dynamique "Rd" en bars
N° P4
0
50
100
150
200
250
300
350
400
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20


ESSAI AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD (TYPE BORRO)
Résistance de pointe dynamique "Rd" en bars
N°
P9
0
50
100
150
200
250
300
350
400
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20

ANNEXE :

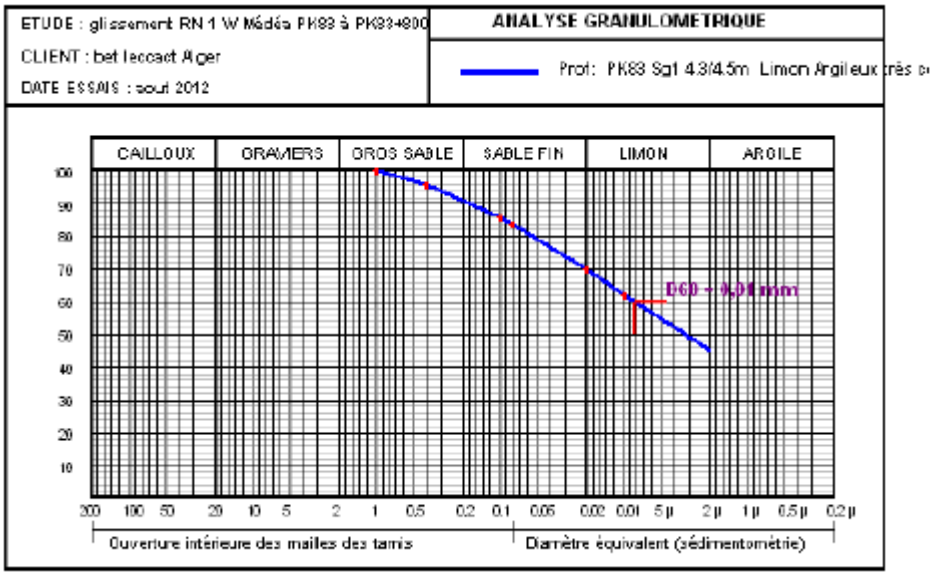
A-3. Résultats des essais Labo

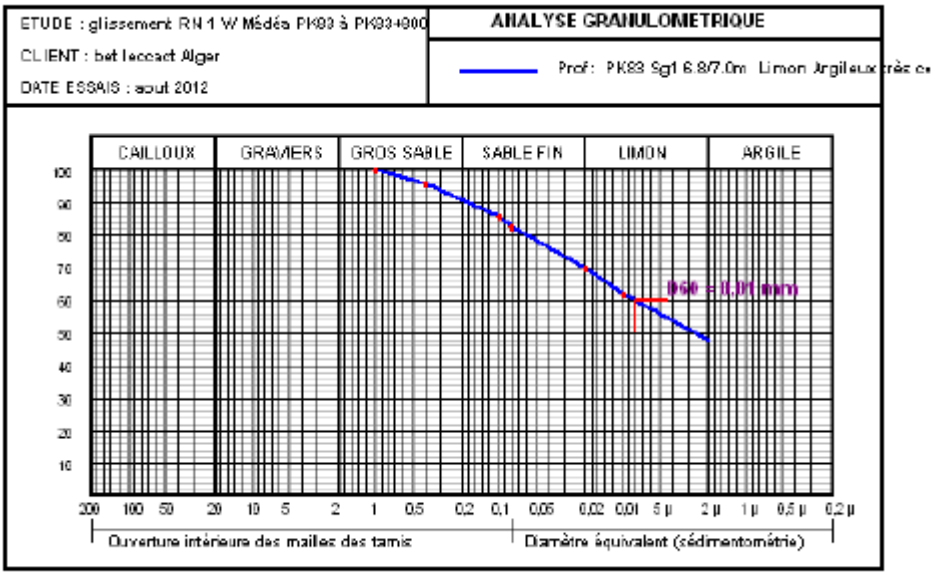
Courbes granulométriques 05
Courbes de cisaillement : 09
Courbes de compressibilité :08

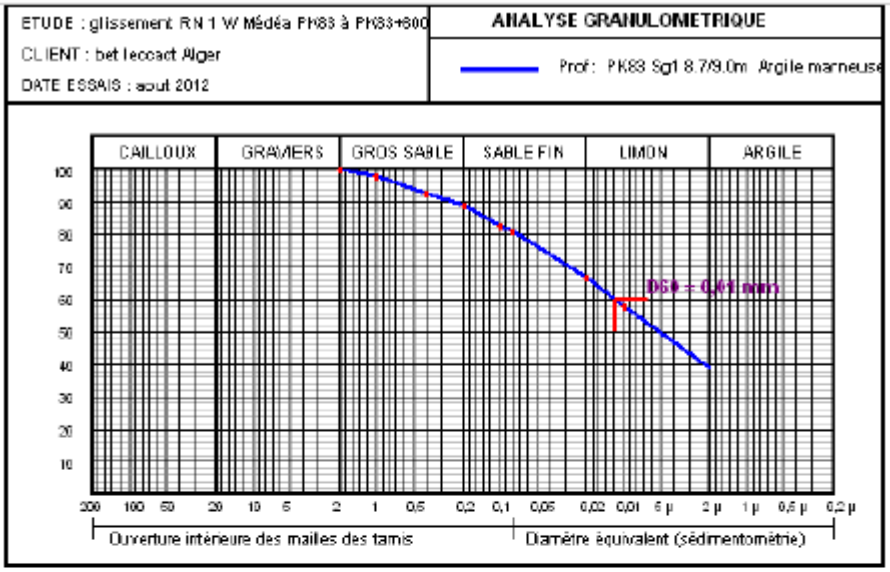
ANNEXE :

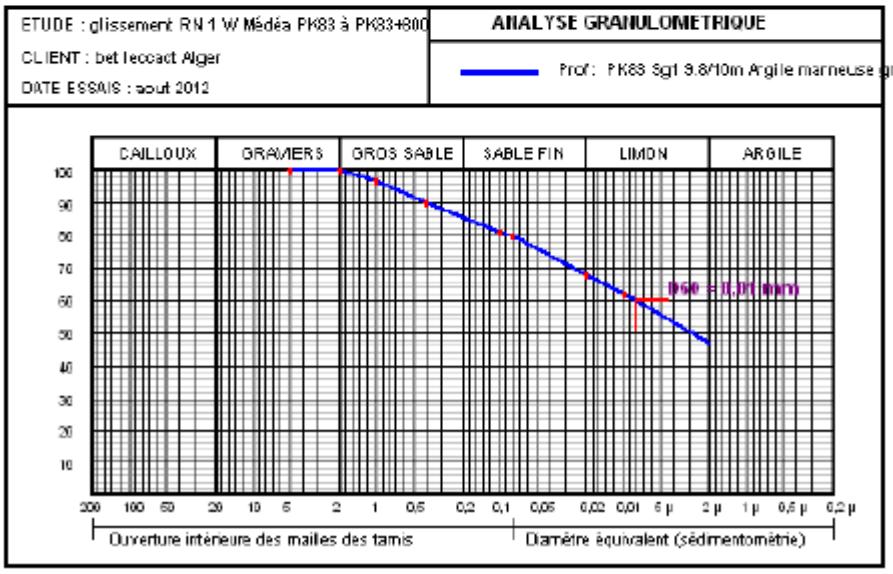
A-3-1 Courbes granulométriques

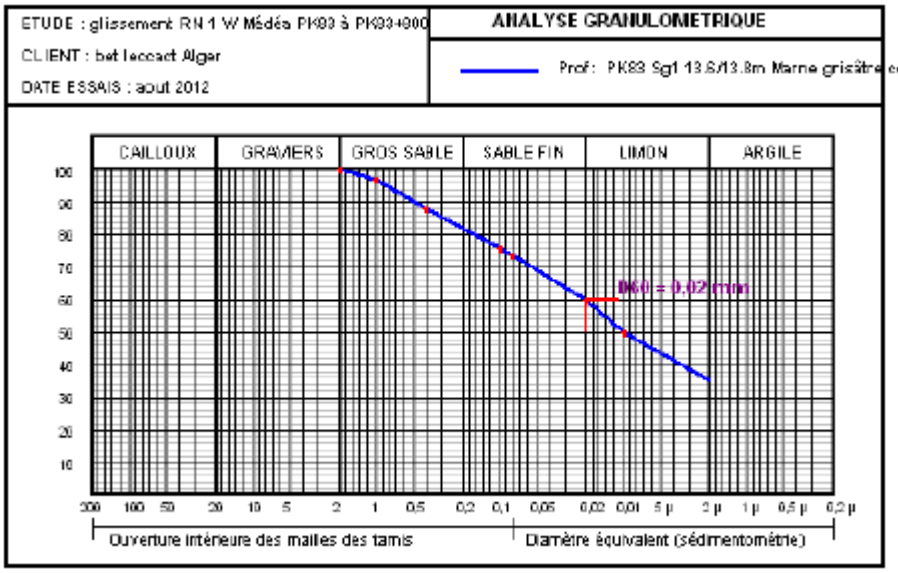
Sc 01


ETUDE : glissement RN 1 W Médéa PK83 à PK83+800
CLIENT : bet leccact Alger
DATE ESSAIS : aout 2012
ANALYSE GRANULOMETRIQUE
Prof: PK83 Sg1 4.3/4.5m Limon Argileux très c
CAILLOUX
GRAVIERS
GROS SABLE
SABLE FIN
LIMON
ARGILE
D60 = 9,01 mm
Ouverture intérieure des mailles des tamis
Diamètre équivalent (sédimentométrie)

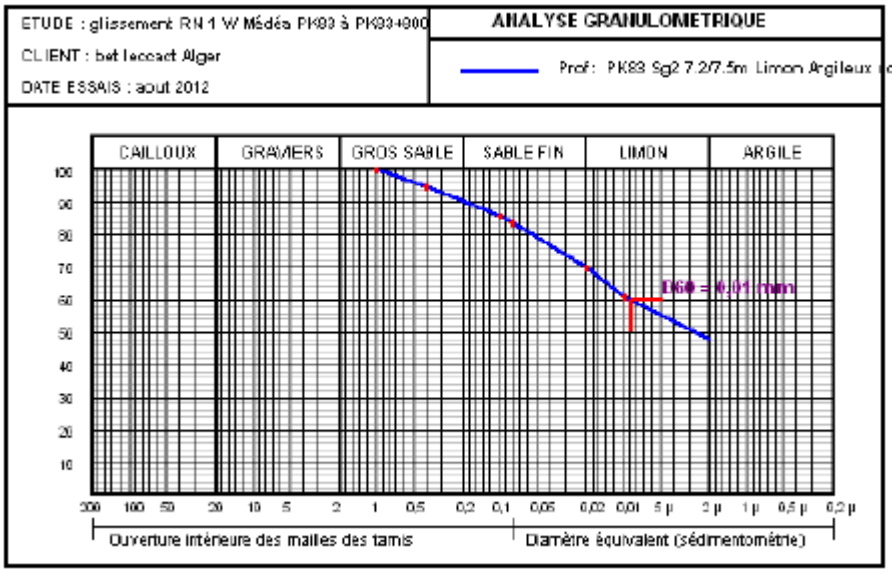

ETUDE : glissement RN 1 W Médéa PK83 à PK83+800
CLIENT : bet leccact Alger
DATE ESSAIS : aout 2012
ANALYSE GRANULOMETRIQUE
Prof: PK83 Sg1 6.8/7.0m Limon Argileux très c
CAILLOUX
GRAVIERS
GROS SABLE
SABLE FIN
LIMON
ARGILE
Ouverture intérieure des mailles des tamis
Diamètre équivalent (sédimentométrie)

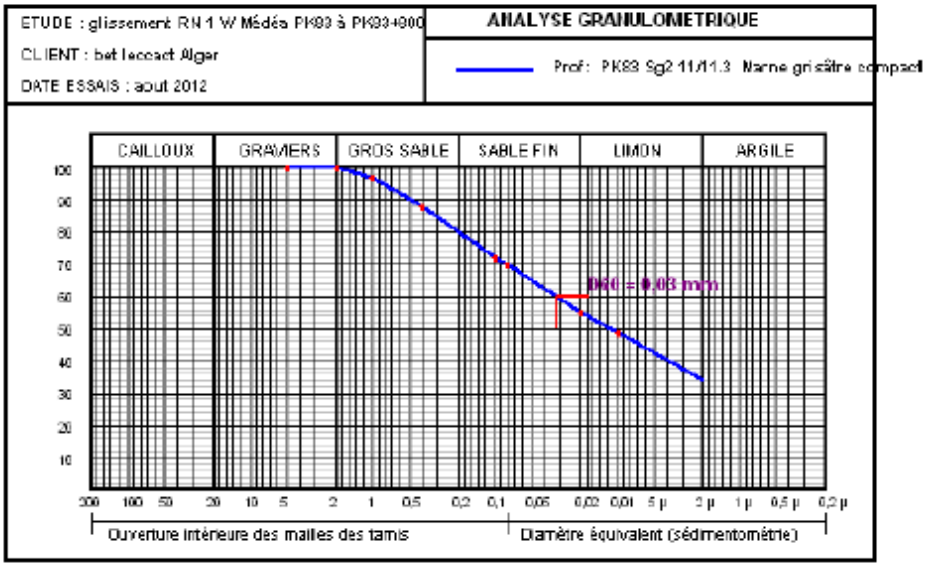

ETUDE : glissement RN 1 W Médéa PK83 à PK83+800
CLIENT : bet leocact Alger
DATE ESSAIS : aout 2012
ANALYSE GRANULOMETRIQUE
Prof : PK83 Sg1 8.7/9.0m Argile marneuse b gri
CAILLOUX
GRAVIERS
GROS SABLE
SABLE FIN
LIMON
ARGILE
D60 = 0,01 mm
Ouverture intérieure des mailles des tamis
Diamètre équivalent (sédimentométrie)

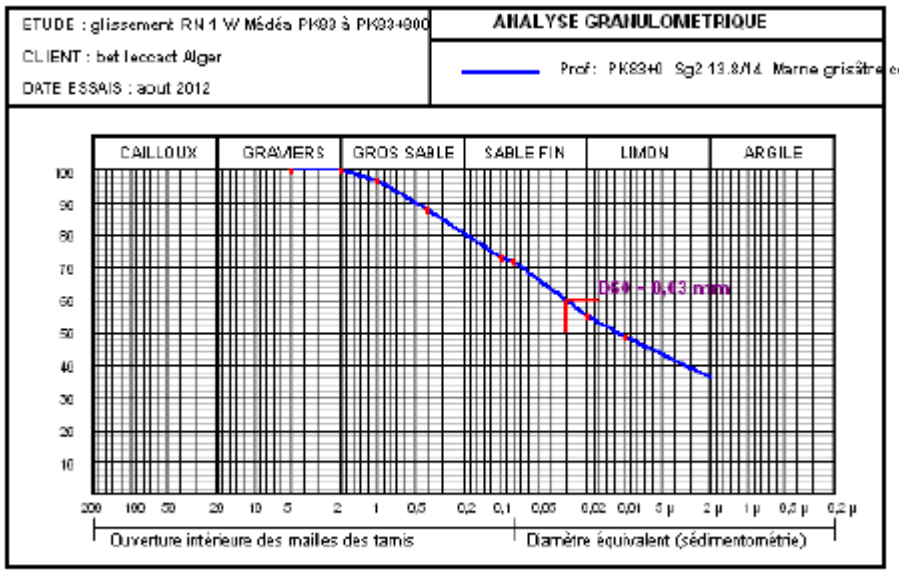

ETUDE : glissement RN 1 W Médéa PK83 à PK83+800
CLIENT : bet leocact Alger
DATE ESSAIS : aout 2012
ANALYSE GRANULOMETRIQUE
Prof : PK83 Sg1 9.8/10m Argile marneuse grisâtr
CAILLOUX
GRAVIERS
GROS SABLE
SABLE FIN
LIMON
ARGILE
Ouverture intérieure des mailles des tamis
Diamètre équivalent (sédimentométrie)


ETUDE : glissement RN 1 W Médéa PK83 à PK83+800
CLIENT : bet leocact Alger
DATE ESSAIS : aout 2012
ANALYSE GRANULOMETRIQUE
Prof : PK83 Sg1 13.8/13.8m Marne grisâtre comp
CAILLOUX
GRAVIERS
GROS SABLE
SABLE FIN
LIMON
ARGILE
D60 = 0,02 mm
Ouverture intérieure des mailles des tamis
Diamètre équivalent (sédimentométrie)

SC 02


ETUDE : glissement RN 1 W Médéa PK93 à PK93+900
CLIENT : bet leocact Alger
DATE ESSAIS : aout 2012
ANALYSE GRANULOMETRIQUE
Prof: PK93 Sg2 7.2/7.5m Limon Argileux consis
CAILLOUX
GRAVIERS
GROS SABLE
SABLE FIN
LIMON
ARGILE
100
90
80
70
60
50
40
30
20
10
200 100 50 20 10 5 2 1 0,5 0,2 0,1 0,05 0,02 0,01 5 µ 2 µ 1 µ 0,5 µ 0,2 µ
Ouverture intérieure des mailles des tamis
Diamètre équivalent (sédimentométrie)


ETUDE : glissement RN 1 W Médéa PK93 à PK93+900
CLIENT : bet leocact Alger
DATE ESSAIS : aout 2012
ANALYSE GRANULOMETRIQUE
Prof: PK93 Sg2 11/11.3 Marne grisâtre compact
CAILLOUX
GRAVIERS
GROS SABLE
SABLE FIN
LIMON
ARGILE
100
90
80
70
60
50
40
30
20
10
200 100 50 20 10 5 2 1 0,5 0,2 0,1 0,05 0,02 0,01 5 µ 2 µ 1 µ 0,5 µ 0,2 µ
Ouverture intérieure des mailles des tamis
Diamètre équivalent (sédimentométrie)


ETUDE : glissement RN 1 W Médéa PK93 à PK93+000
CLIENT : bet leccact Alger
DATE ESSAIS : aout 2012
ANALYSE GRANULOMETRIQUE
Prof : PK93+0 Sg2 13.8/14 Marne grisâtre cor
CAILLOUX
GRAVIERS
GROS SABLE
SABLE FIN
LIMON
ARGILE
100
90
80
70
60
50
40
30
20
10
200 100 50 20 10 5 2 1 0,5 0,2 0,1 0,05 0,02 0,01 5 µ 2 µ 1 µ 0,5 µ 0,2 µ
D60 = 0,43 mm
Ouverture intérieure des mailles des tamis
Diamètre équivalent (sédimentométrie)

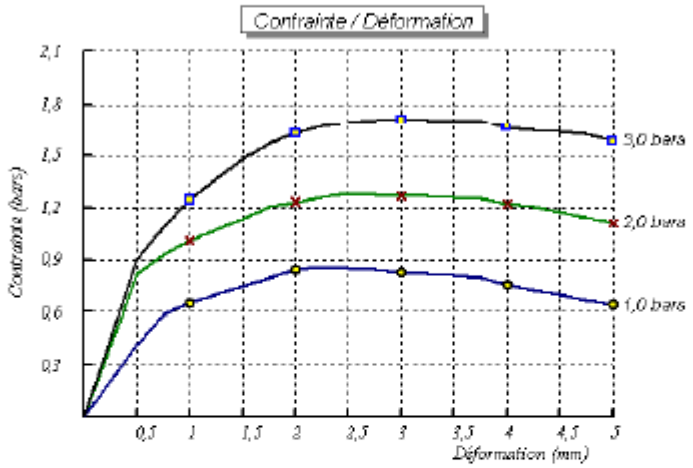
ANNEXE :

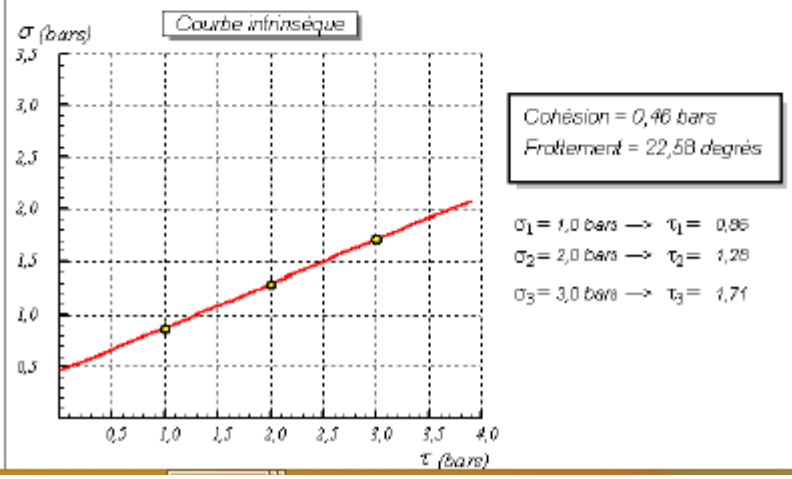
A-3-2 Courbes de cisaillement

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

Selon NF P94-071-1

Etude : glissement RN1 W Médéa	Date essai : Aout 2012
Dossier N° :	Type d'essai : CU
N° Sond : SC 1	Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn
Prof : 6.9/7.0	Opérateur :
Nature sol : Limon Argileux très consistant jaunâtre	

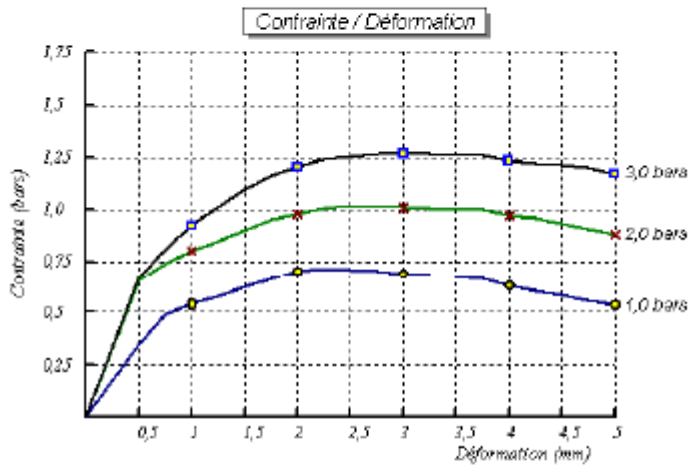


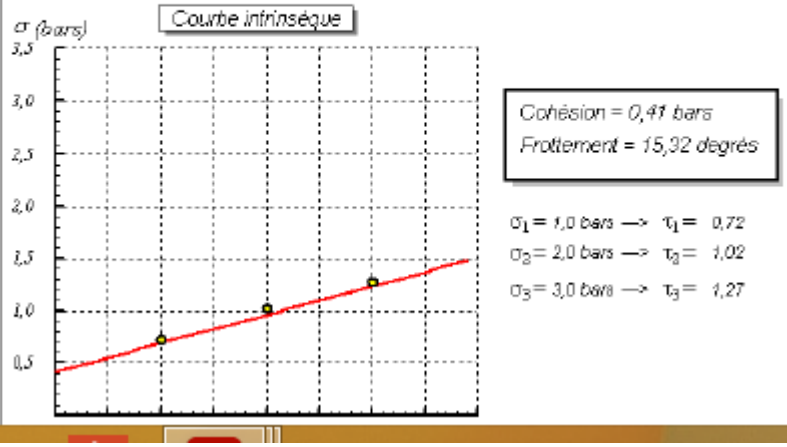


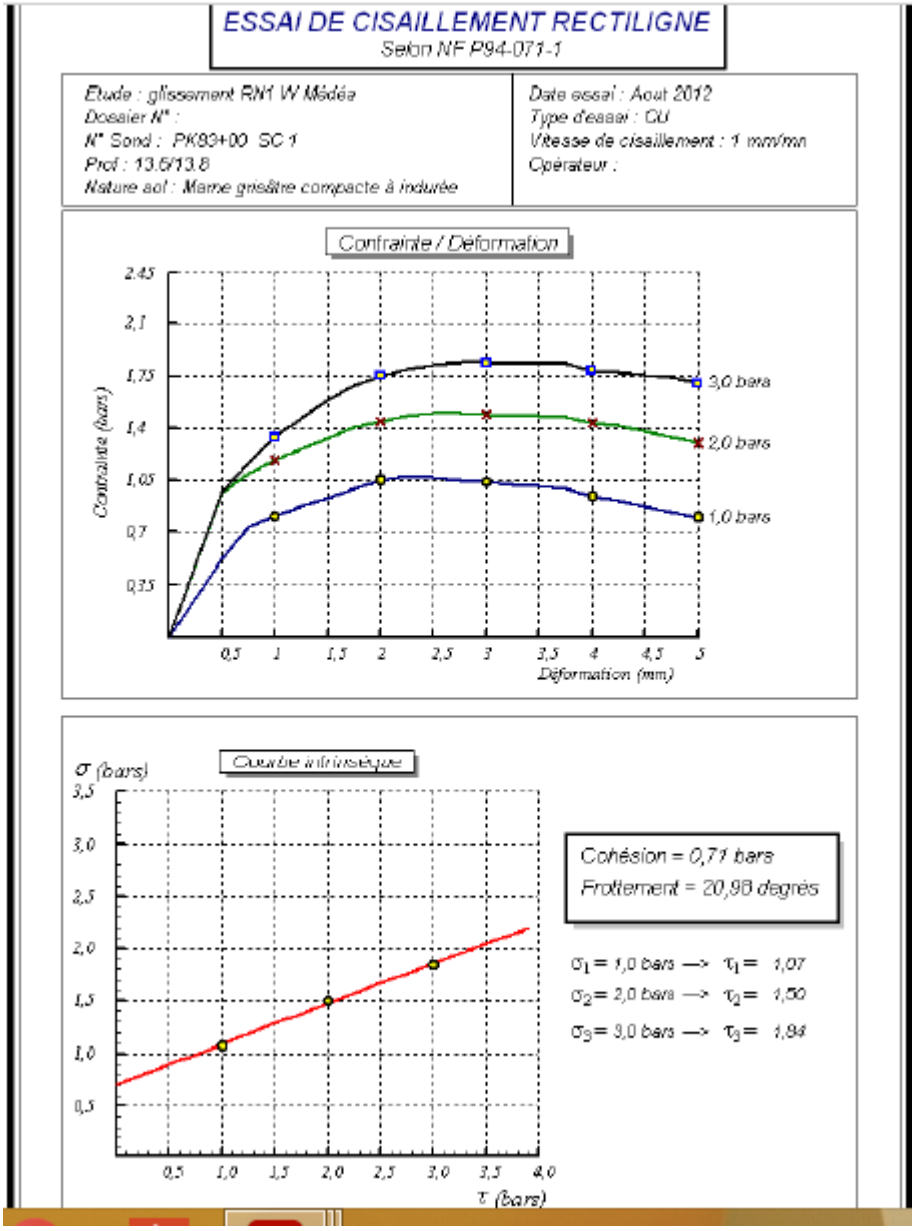
ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

Selon NF P94-071-1

Etude : glissement RN1 W Médéa	Date essai : Aout 2012
Dossier N° :	Type d'essai : CU
N° Sond : PK89+00 SC 1	Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn
Prof : 9.9/10	Opérateur :
Nature sol : Argile marneuse grisâtre compacte	







ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE
Selon NF P94-071-1

Etude : glissement RN1 W Médéa
Dossier N° :
N° Sond : PK93+00 SC 1
Prof : 13.6/13.8
Nature sol : Marne grisâtre compacte à indurée

Date essai : Aout 2012
Type d'essai : CU
Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn
Opérateur :

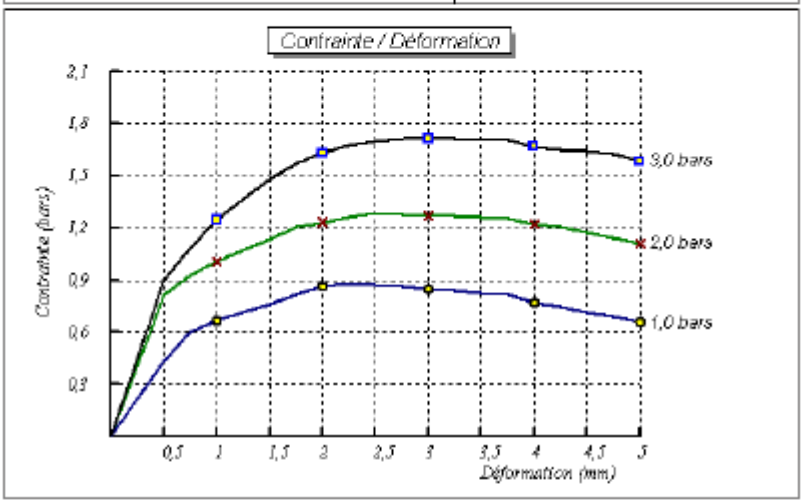
Cohésion = 0,71 bars
Frottement = 20,98 degrés

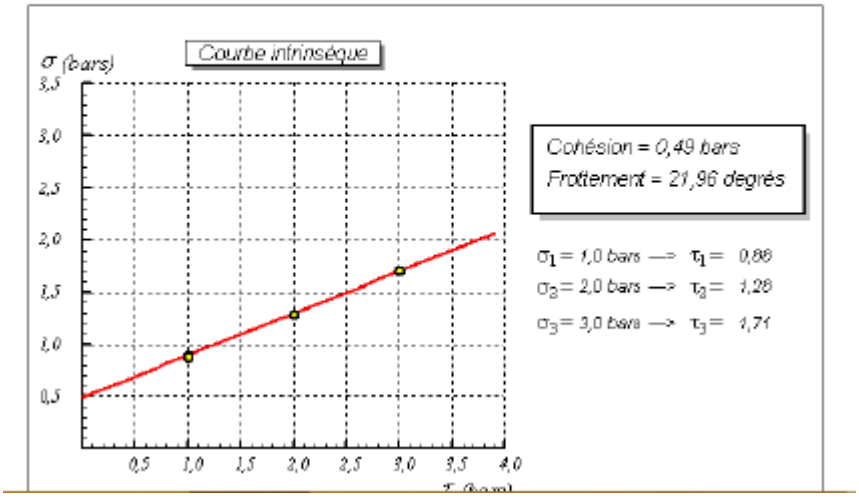
σ_1 = 1,0 bars —> τ_1 = 1,07
σ_2 = 2,0 bars —> τ_2 = 1,50
σ_3 = 3,0 bars —> τ_3 = 1,94

Sc 02

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE
Selon NF P94-071-1

Etude : glissement RN1 W Médéa	Date essai : Aout 2012
Dossier N° :	Type d'essai : CU
N° Sond : PK83+00 SC 2	Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn
Prof : 7.2/7.5	Opérateur :
Nature sol : Limon Argileux consistant	

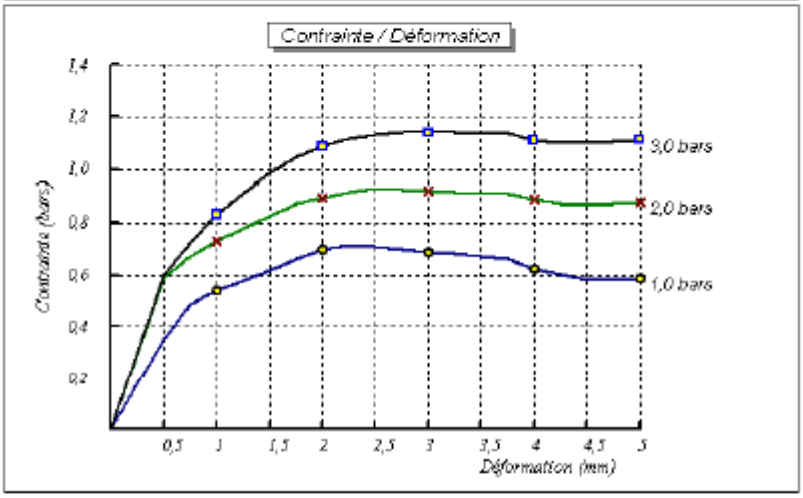


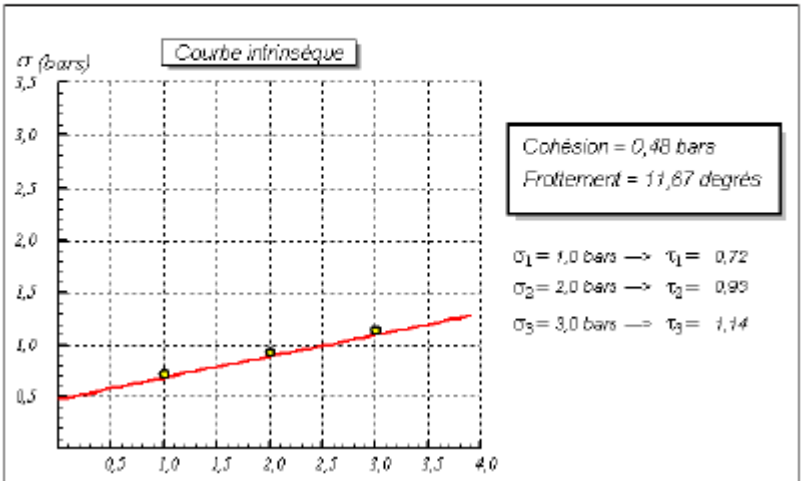


ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

Selon NF P94-071-1

Etude : glissement RN1 W Médéa	Date essai : Aout 2012
Dossier N° :	Type d'essai : CU
N° Sond : PK83+00 S2	Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn
Prof : 8.7/9	Opérateur :
Nature sol : Argile marneuse grisâtre compacte	

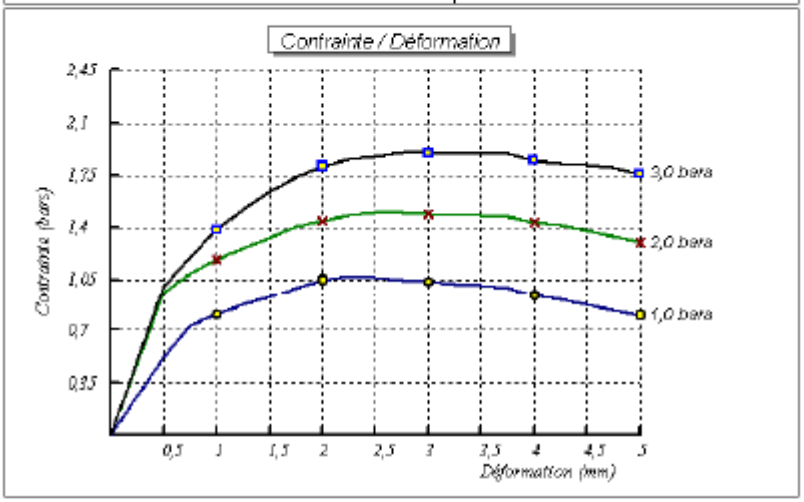


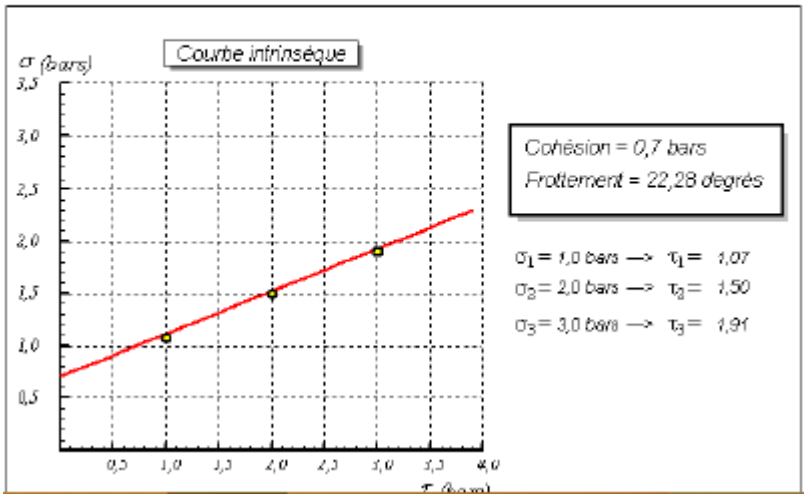


ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

Selon NF P94-071-1

Etude : glissement RN1 W Médéa	Date essai : Aout 2012
Dossier N° :	Type d'essai : CU
N° Sond : PK83+00 Sg2	Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn
Prof : 11/11.3	Opérateur :
Nature sol : Marne grisâtre compacte à indurée	

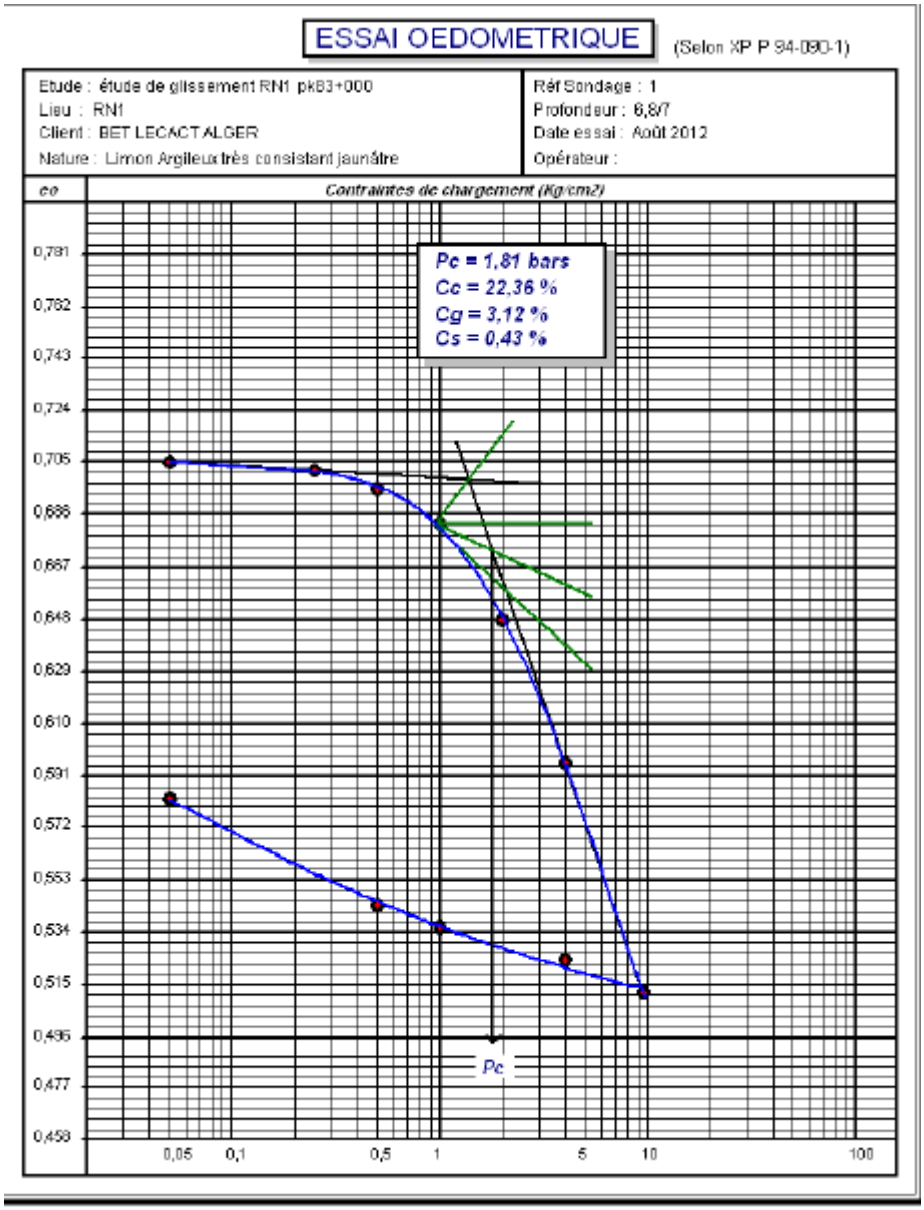


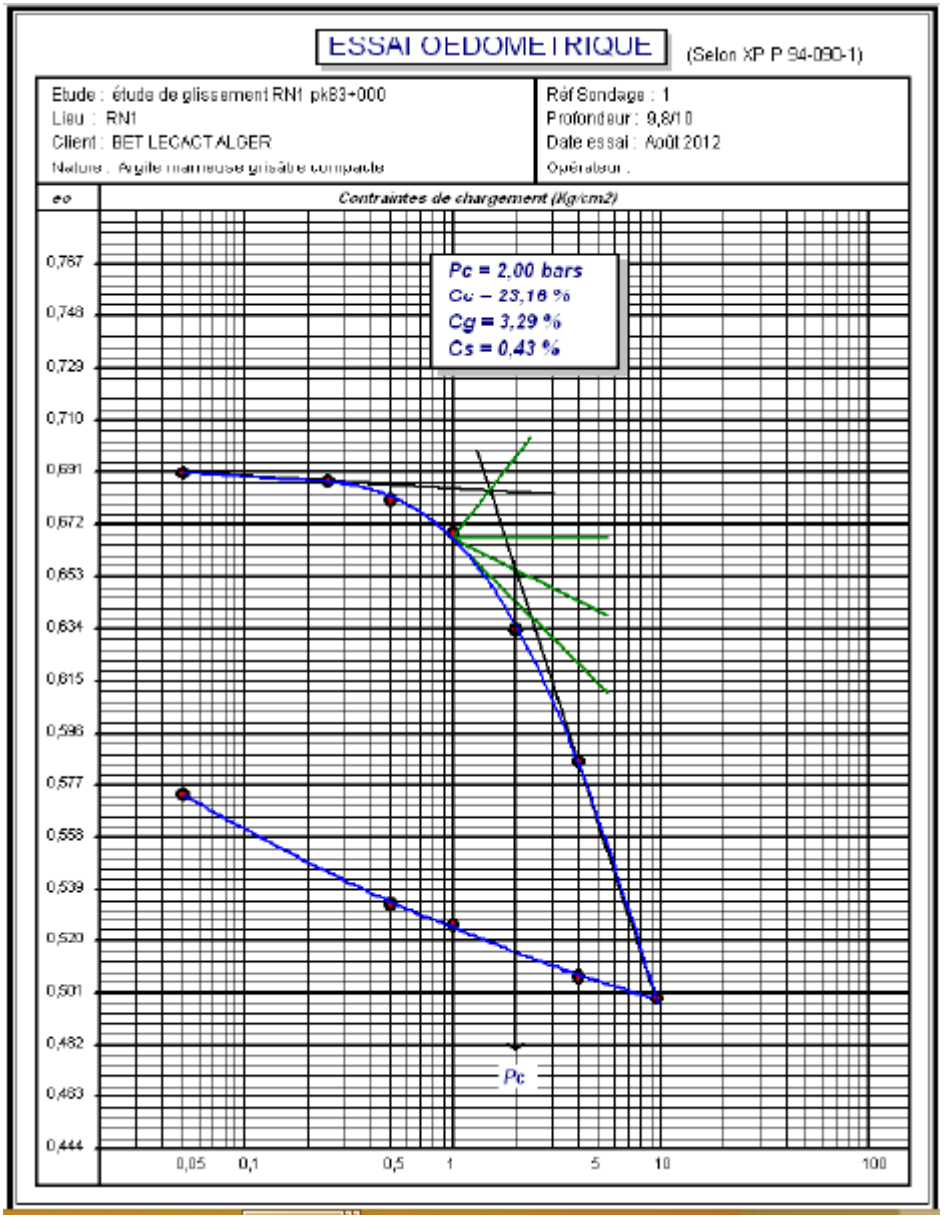


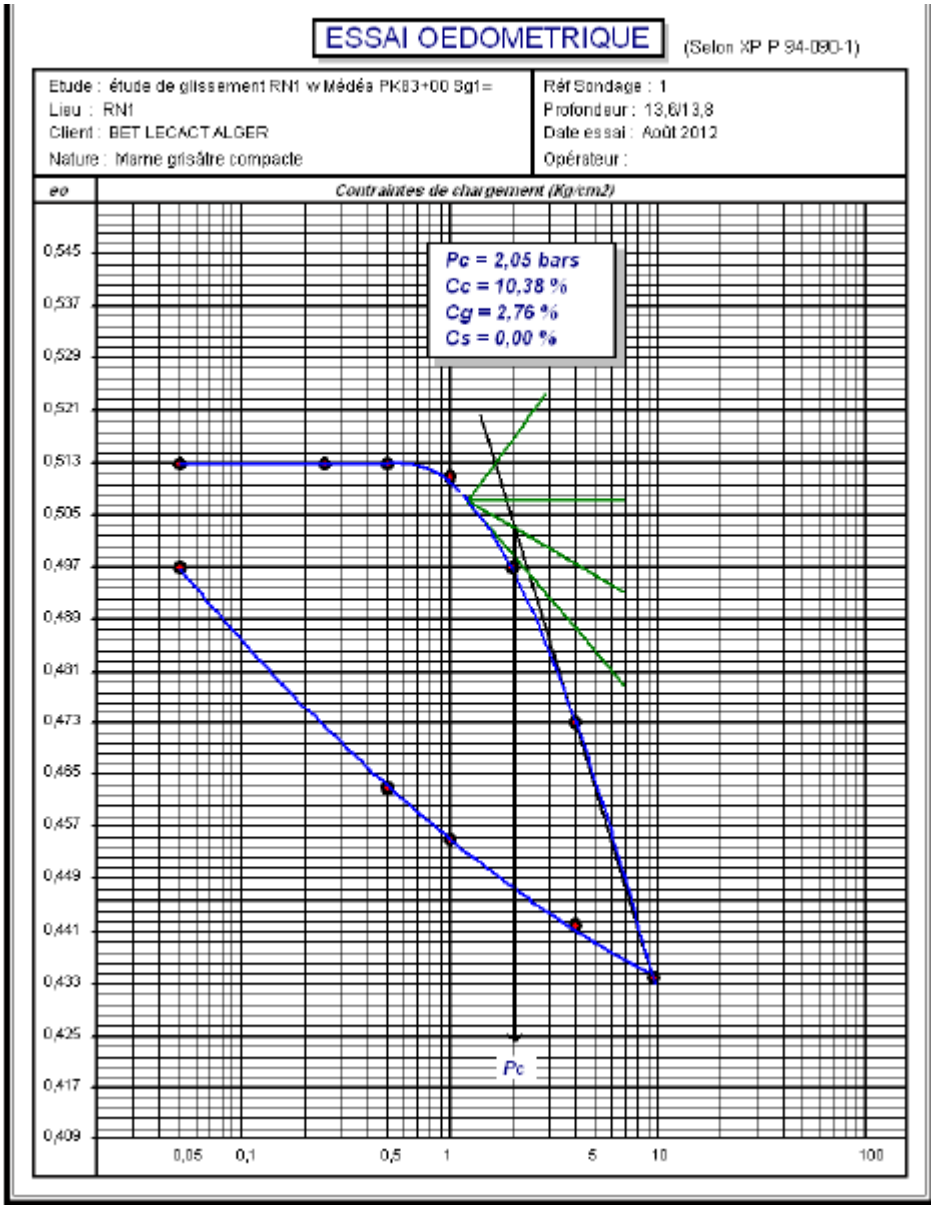
ANNEXE :

A-3-3 Courbes de compressibilité

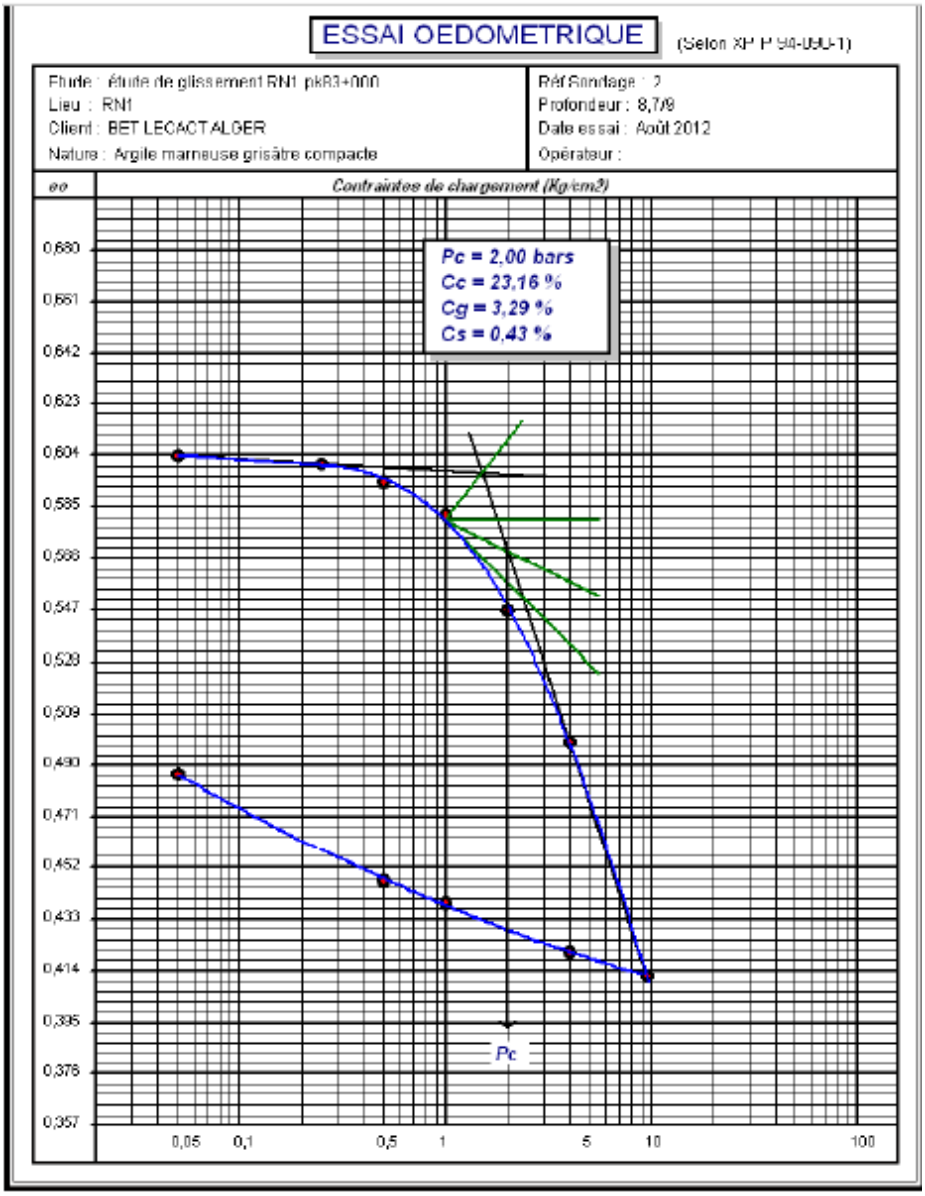
SC 01

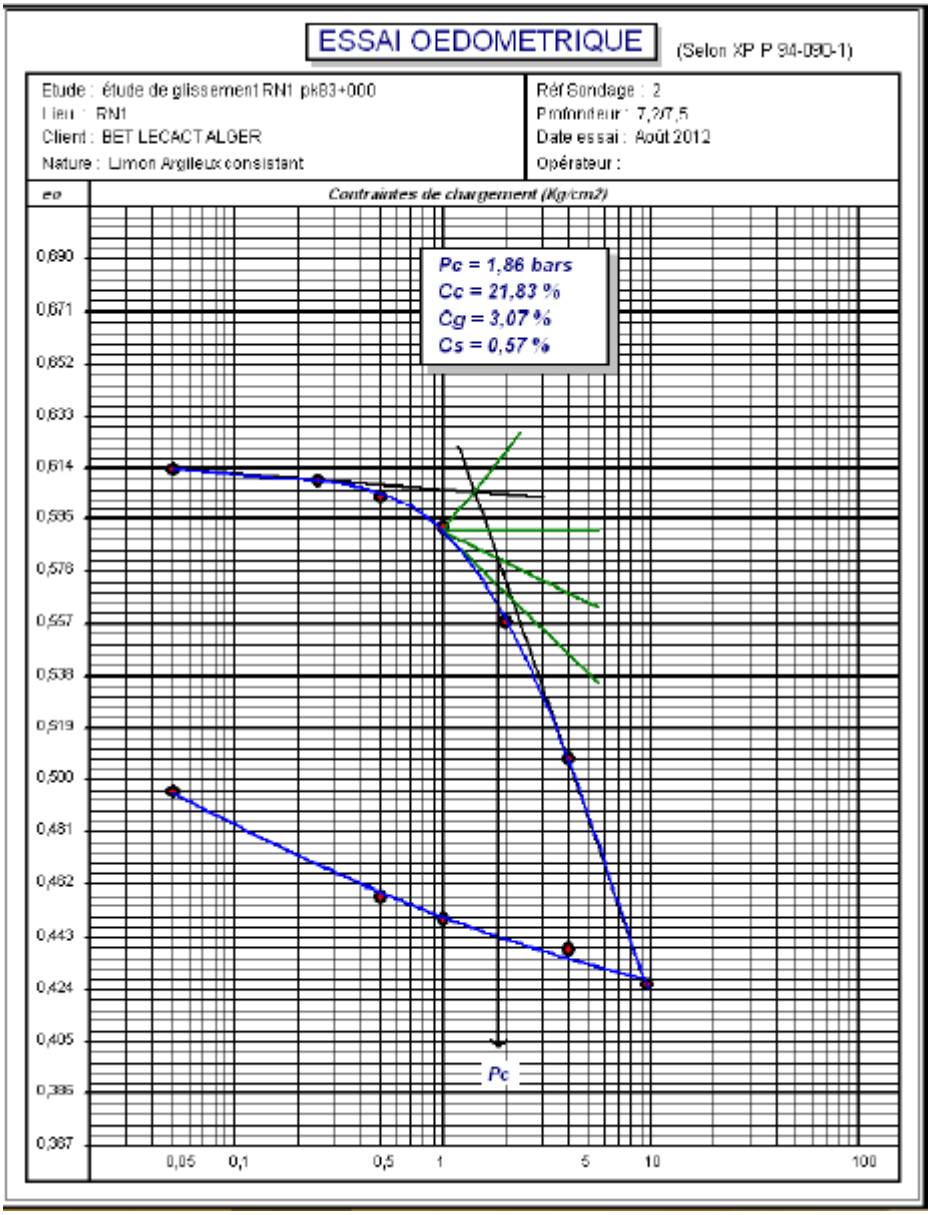

ESSAI OEDOMETRIQUE
(Selon XP P 94-090-1)
Etude : étude de glissement RN1 pkB3+000
Lieu : RN1
Client : BET LECACT ALGER
Nature : Limon Argileux très consistant jaunâtre
Réf Sondage : 1
Profondeur : 6,8/7
Date essai : Août 2012
Opérateur :
e0
Contraintes de chargement (Kg/cm2)
Pc = 1,81 bars
Cc = 22,36 %
Cg = 3,12 %
Cs = 0,43 %
0,781
0,762
0,743
0,724
0,705
0,686
0,667
0,648
0,629
0,610
0,591
0,572
0,553
0,534
0,515
0,496
0,477
0,458
0,05
0,1
0,5
1
5
10
100
Pc


ESSAI OEDOMETRIQUE
(Selon XP P 94-090-1)
Etude : étude de glissement RN1 pk83+000
Lieu : RN1
Client : BET LECACT ALGER
Nature : Argile marneuse grisâtre compacte
Réf Sondage : 1
Profondeur : 9,8/10
Date essai : Août 2012
Opérateur :
eo
Contraintes de chargement (Kg/cm2)
Pc = 2,00 bars
Cc = 23,16 %
Cg = 3,29 %
Cs = 0,43 %
0,767
0,748
0,729
0,710
0,691
0,672
0,653
0,634
0,615
0,596
0,577
0,558
0,539
0,520
0,501
0,482
0,463
0,444
0,05
0,1
0,5
1
5
10
100
Pc


ESSAI OEDOMETRIQUE
(Selon XP P 94-090-1)
Etude : étude de glissement RN1 w Médéa PK83+00 Sg1=
Lieu : RN1
Client : BET LECACT ALGER
Nature : Marne grisâtre compacte
Réf Sondage : 1
Profondeur : 13,6/13,8
Date essai : Août 2012
Opérateur :
eo
Contraintes de chargement (Kg/cm2)
Pc = 2,05 bars
Cc = 10,38 %
Cg = 2,76 %
Cs = 0,00 %
0,545
0,537
0,529
0,521
0,513
0,505
0,497
0,489
0,481
0,473
0,465
0,457
0,449
0,441
0,433
0,425
0,417
0,409
0,05
0,1
0,5
1
5
10
100
Pc

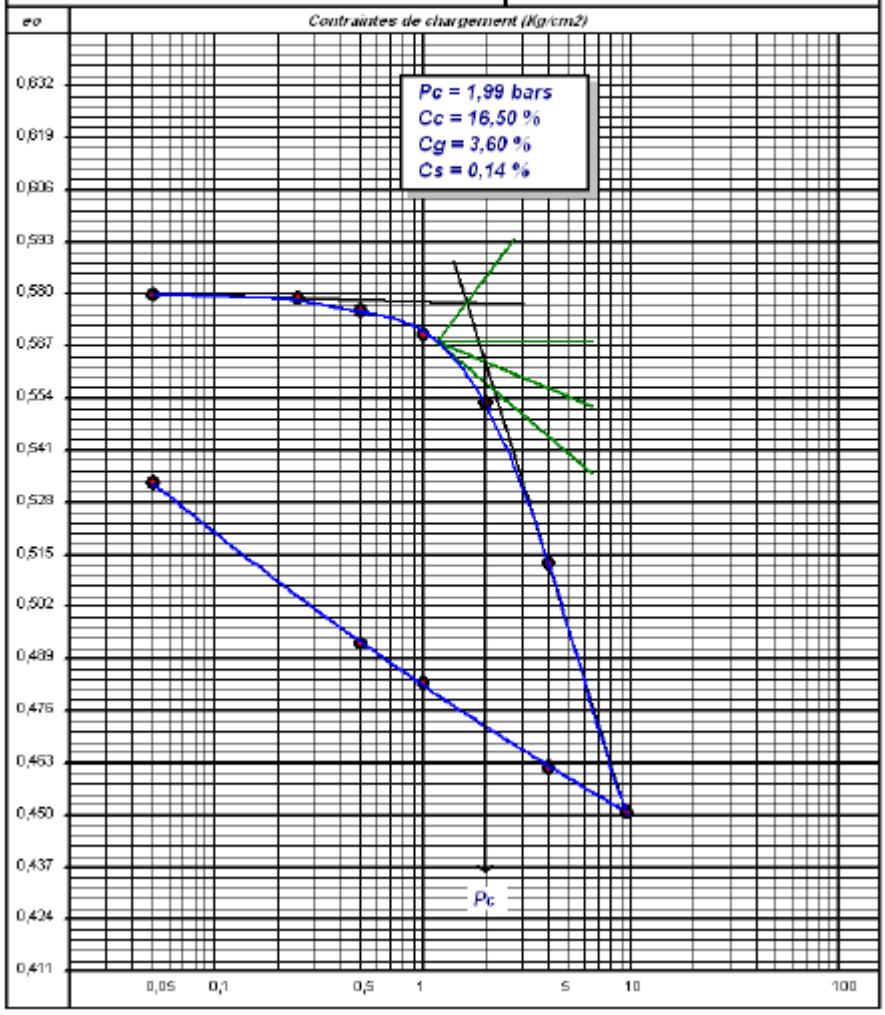
SC 02

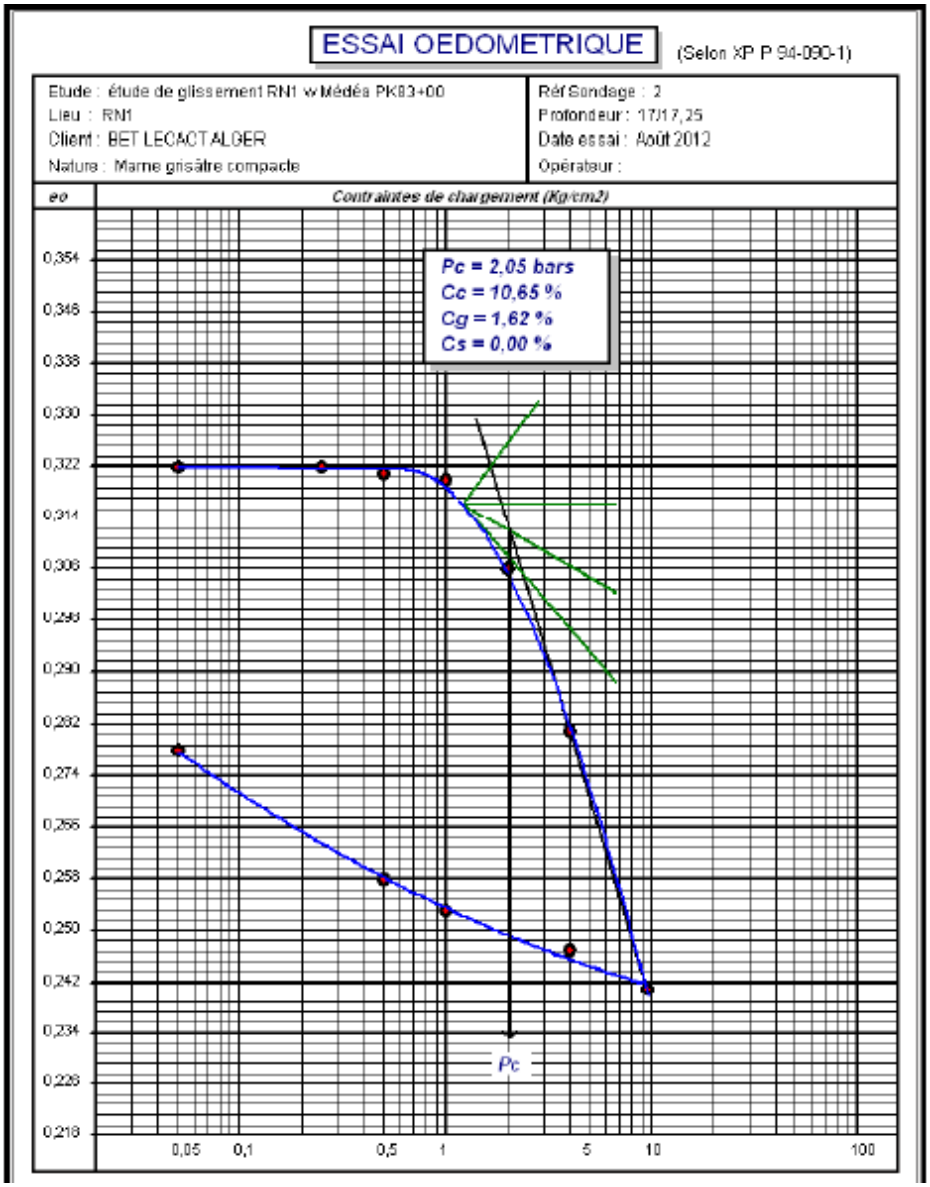

ESSAI OEDOMETRIQUE
(Selon XP P 94-090-1)
Etude : étude de glissement RN1 pkR3+000
Lieu : RN1
Client : BET LECACT ALGER
Nature : Argile marneuse grisâtre compacte
Réf Sondage : 2
Profondeur : 8,7/9
Date essai : Août 2012
Opérateur :
eo
Contraintes de chargement (Kg/cm2)
Pc = 2,00 bars
Cc = 23,16 %
Cg = 3,29 %
Cs = 0,43 %
0,680
0,661
0,642
0,623
0,604
0,585
0,566
0,547
0,528
0,509
0,490
0,471
0,452
0,433
0,414
0,395
0,376
0,357
0,05
0,1
0,5
1
5
10
100
Pc


ESSAI OEDOMETRIQUE
(Selon XP P 94-090-1)
Etude : étude de glissement RN1 pk83+000
Lieu : RN1
Client : BET LECACT ALGER
Nature : Limon Argileux consistant
Réf Sondage : 2
Profondeur : 7,2/7,5
Date essai : Août 2012
Opérateur :
eo
Contraintes de chargement (Kg/cm2)
Pc = 1,86 bars
Cc = 21,83 %
Cg = 3,07 %
Cs = 0,57 %
0,690
0,671
0,652
0,633
0,614
0,595
0,576
0,557
0,538
0,519
0,500
0,481
0,462
0,443
0,424
0,405
0,386
0,367
0,05
0,1
0,5
1
5
10
100
Pc

ESSAI OEDOMETRIQUE (Selon XP P 94-090-1)

Etude : Glissement RN 1 W Médéa 83+00 Sg 2	Réf Sondage : 2
Lieu : RN 1	Profondeur : 11/11,3
Client : BET LECACT	Date essai : Aout 2012
Nature : Marne grisâtre compacte	Opérateur :




ESSAI OEDOMETRIQUE
(Selon XP P 94-090-1)
Etude : étude de glissement RN1 w Médéa PK83+00
Lieu : RN1
Client : BET LECACT ALGER
Nature : Marne grisâtre compacte
Réf Sondage : 2
Profondeur : 17/17,25
Date essai : Août 2012
Opérateur :
eo
Contraintes de chargement (Kg/cm2)
Pc = 2,05 bars
Cc = 10,65 %
Cg = 1,62 %
Cs = 0,00 %
0,354
0,346
0,338
0,330
0,322
0,314
0,306
0,298
0,290
0,282
0,274
0,266
0,258
0,250
0,242
0,234
0,226
0,218
0,05
0,1
0,5
1
5
10
100
Pc