République **A**lgérienne **D**émocratique et **P**opulaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche scientifique

Université Dr. Yahia Farès de MEDEA

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie de la Matière

Projet de fin d'etude

Pour l'obtention du diplôme de Master II en Genie Civil

Option : GEOTECHNIQUE

Thème

Etude de stabilisation d'un glissement de terrain par géotéxtile à El Omaria

Encadré par :
Mr. RAHMANI Abdrrahman

Présenté par :

- BOUKHELKHAL Mohamed
- BADRI Wassim

Promotion 2012

ملخص

الانهيار الأرضي المتمركز شمال مدينة العمارية بالمدية، و هي منطقة جبلية تتميز بسلسلة من الانهيارات الأرضية التي تؤثر على منحدر غير مستقر نظرا لتحركاتها الجيولوجية المواتية في وجود المياه الجوفية

قاد تشخيص هذا التحول إلى طريق مصنف تحت رقم 64 نقطة 800 52 كم يبين المخالفات في هذا المجال من الأشكال الهندسية نظرا لعدم استقرار التضاريس وحركات مختلفة تمر بها الأرض. جعل نقاط المياه وإعادة تحميل المرصودة إضافة إلى ذلك، لملء الفجوة المسجلة.

واستند بداية العلاج على البحث في الانهيارات الارضية تذكير للمفاهيم الأساسية للدراسة لعدم الاستقرار ومعالجة انهيار أرضي تليها تحليلا مفصلا لالجيوتقنية و جعل الاختبارات الرئيسية لتحديد طبيعة وخصائص المقوم الرئيسي في طبقات التربة.

بعد تحديد الأسباب المحتملة لهذا التحول للقضاء على تعزيز وجرى اختبار العديد من الحلول والتحقق منها. أول يتمثل في تحقيق ملموسة جامدة الجدار الاحتفاظ والحل الثاني ينص على معاملة تبحر العديد من المموه التعزيز. ولفت إلى استنتاج العام من أجل اتخاذ مزايا وعيوب حلول تعزيز مختلفة.

Résumé:

Le glissement de terrain situé au nord de la ville d'El Omaria nord de la province de Médéa région montagneuse caractérisée par une série de glissements de terrain qui affectent cette pente instable vu ses mouvements géologiques favorables à la présence d'eau sou terraine.

Le diagnostic de cette évolution a conduit à une route classée sous le n ° 64 PK52+ 800 point kilométrique présente des irrégularités dans ce domaine des formes géométriques en raison de l'instabilité du terrain et les différents mouvements subis par le sol. Ajoutez à cela, les points d'eau observés et recharge fait pour combler l'affaissement écart enregistré.

Le début du traitement était basé sur une recherche documentaire sur les glissements de terrain et un rappel des notions essentielles d'une étude de l'instabilité et le traitement d'un glissement de terrain suivie d'une analyse détaillée de la géotechnique et le second fait les tests essentiels pour déterminer la nature et les caractéristiques de la couches constitutives principales de la terre.

Après avoir déterminé les causes probables de ce changement d'éradiquer plusieurs solutions de renforcement ont été testées et vérifiées. La première consiste en la réalisation d'un mur de soutènement en béton rigide et la deuxième solution fournit un traitement pour des nappes de géotextile plusieurs renforts. Une conclusion générale a été élaborée afin de prendre les avantages et les inconvénients des solutions de renfort différent

Abstract:

The landslide located at the north of the city of El omaria north of the province of Medea mountainous area characterized by a series of landslides affecting this unstable slope seen its favorable geological movements in the presence of ground water .

The diagnosis of this shift led to a road classified under No. 64 52 800 kilometer point shows irregularities in this area of geometric shapes due to the instability of the terrain and the different movements undergone by the ground. Add to this, the observed water points and reloads made to fill the gap subsidence recorded.

The beginning of treatment was based on a literature search on landslides and a reminder of the essential concepts of a study of instability and treatment of a landslide followed by a

detailed analysis of geotechnical and mate made the key tests to determine the nature and characteristics of the main constituent layers of the soil.

After determining the probable causes of this shift to eradicate several reinforcement solutions were tested and verified. The first consists in the achievement of a rigid retaining wall concrete and the second solution provides for a treatment of several plies of reinforcement geotextile. A general conclusion was drawn in order to take the advantages and disadvantages of different reinforcement solutions.

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH pour nous avoir guidés vers le bon chemin de la lumière et du savoir et pour nous avoir donné du courage, de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.

Nous remercions nos très chers parents pour leurs soutiens et leurs patiences.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadreur ***Dr.Rahmani Abderrahmane*** *pour son précieux temps qu'il a consacré à notre écoute, à notre orientation et correction tout au long de notre projet.*

Nous tenons à remercier : le président et les membres de jury pour avoir accepter de juger notre travail.

Nos sincères remerciements vont également à touts les enseignants du département de Génie civil de l'université de Médéa, et à touts les enseignants qui ont participé à notre formation.

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

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde

Après mon DIEU pour leurs sacrifices :

A Mes chers parents que dieu les gardes et préserve.

A Mes frères

A toute la famille ***« boukhelkhal et ben imache»*** *sans exception.*

Je remercie mon ami et binôme Wassim qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

A tous Mes amis intimes.

A Tous mes collègues de la 2eme année master géotechnique.

Mohamed



Dédicaces

C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde après mon DIEU pour leurs sacrifices :

A Mes chers parents que dieu les gardes et préserve.

A Mes frères

A toute la famille ***« BADRI»*** *sans exception.*

Je remercie mon ami et binôme Mohamed qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

Mes amies intimes

A Tous mes collègues de la 2eme année master géotechnique.

Wassim



SOMMAIRE

Introduction générale :.....1

Chapitre I: Etude bibliographique

I.1.Généralité sur les mouvements de terrain.....2

I.1.1.Description des mouvements des terrains :.....2

I.2. Les caractéristiques des glissements de terrain :.....6

I.3.Les Différents types des glissements de terrain :.....7

I.3.1.Glissements plans 8

I.3.2.Glissement rotationnels 9

I.4. Les causes éventuelles des glissements 9

I.4.1. La nature des terrains constituants le site : 10

I.4. 2. Les diverses formes d'action de l'eau : 10

I.4.3. Les facteurs mécaniques externes :.....12

I.5. Méthodologie de l'étude d'un glissement : 12

I.6. Reconnaissance du site : 13

I.6.1. Géologie et géomorphologie : 13

I.6.2. Hydrogéologie : 13

I.6. 3. Reconnaissance géotechnique 14

I.7. Méthode de calcul du coefficient de sécurité : 20

I.7.1.Versant apparemment stable : 20

I.7.2.Versant où un glissement est apparu :.....21

I.7.3.Les différentes méthodes de calcul 22

I.7.4.Methodes des tranches :.....23

I.8. Méthodes de confortement :.....31

I.8.1. Dispositifs de drainage : 32

I.8. 2. Introduction d'éléments résistants : 33

I.8. 3. Géotextiles 33

I.9 .Technique de surveillance :.....36

I.10. Conclusion bibliographique :.....37

Chapitre II: Analyse de glissement

II. Diagnostic et illustration des désordres :..38
II.1. Introduction :..38
II.2.Aperçu de géologie régionale :...38
II.3.Description du site 39
II.3.1. Situation et état des lieux :...39
II.3.2. Signes du glissement...40
II.4. Exploitation de la compagne géotechnique réalisée :...41
II.5. Les essais in situ :...42
II.6. Essais en laboratoire :...47
II.6.1.Liste des essais de laboratoire réalisés :..47
II.6.2.Essais d'identification :...47
II.6.3. Essais de résistance au cisaillement :...48
II.6.4. Essais d'analyse chimique :..49
II.7. Capacité portante du sol :...49
II.8. Résulta de la classification du site :...50
II.9.Repérage topographique d'une zone instable :...50
II.10.Recherche des causes d'instabilités :...51
II.10.1.Les pentes :...51
II.10.2.L'eau et la circulation des eaux souterraines et superficielles :.................................51
II.10.3.Tassements :...51
II.10.4.Les fissures excitantes et provoqués :..51
II.11. Calcul manuel du coefficient de sécurité du versant actuel :..52
II.12. Analyse du glissement par logiciels :..54
II.13. Conclusion de l'étude du glissement :..62

Chapitre III: Etude de confortement

III. Etude du confortement de glissement:...63
III.1. Introduction :...63
III.2. Technique de confortement et de stabilisation :..64
III.3. Etude du confortement avec logiciel :...65
III.4. Analyse du géotextile de protection..68
III.5.Devis quantitatifs et estimatifs des travaux de confortements:.......................................77
III.6.Conclusion :...78
Conclusion général:……………. ……………… ……………………………………………….. ….79

LISTE DES TABLEAUX

Tableau.1. Echelle cinématique des mouvements de terrain :.....5
Tableau.2. Guide technique.....6
Tableau.3.Les résultats d'essais de sondage 01.....43
Tableau.4.Résistance a la pointe en fonction de la profondeur 43
Tableau.5.Résistance a la pointe en fonction de la profondeur 44
Tableau.6.Résistance a la pointe en fonction de la profondeur 46
Tableau. 7.Essais de laboratoire réalisés sur les échantillons extraits.....47
Tableau.8.Le poids volumique sèche et humide.....47
Tableau.9. La teneur en eau 48
Tableau.10.Limite d'Atterberg.....48
Tableau.11.résultats d'analyse granulométrique 48
Tableau.12 .résultat d'essai de cisaillement 48
Tableau.13 .Caractéristique chimique du sol du site :.....49
Tableau .14 .Résultats de la classification des sols du site 50
Tableau.15.détail de calcul manuel du coefficient de sécurité selon la méthode de Fellenius 53
Tableau.16. détail de calcul manuel du coefficient de sécurité selon la méthode de Bishop.....60
Tableau.17. Caractéritiques des couches.....60
Tableau.18. des données de base de calcul introduites dans le logiciel de calcul de stabilité 60
Tableau.19. Calcul des coefficients de sécurité selon différentes méthodes Fellenius et Bishop 62
Tableau.20.de la base du coefficient de sécurité combine 69
Tableau .21. les résultats des langueurs.....72
Tableau .22. devis totale de terrassement et mur de soutènement en béton armé 78
Tableau .23.devis totale de terrassement et Géotexile.....78

LISTE DES FIGURES

Figure.1.Les différents mouvement de terrain ……03

Figure.2.Glissement de terrain……...03

Figure.3.Exemple schématique d'un écroulement……..…..05

Figure.4.Exemple schématique d'un fluage……05

Figure.5.Exemple schématique d'une coulée……...05

Figure.6 Schéma de principe d'un glissement de terrain. ……....06

Figure.7.Schéma d'un glissement plan ……...08

Figure.8.Schéma d'un glissement rotationnel simple……...09

Figure.9.Schéma d'un glissement rotationnel complexe……..……...07

Figure.9.Exemple schématique d'un sondage carotté……14

Figure.10.Modele d'une feuille de sondage……..……15

Figure.11.Schéma de principe d'un PDL……...15

Figure.12.Exemple d'une feuille de profil de pénétration dynamique……..……16

Figure.13.Schéma de principe d'un pénétromètre statique ……..……17

Figure.14.Une série de tamis……..……18

Figure.15.schéma d'Appareille de casagrande……...19

Figure16.cisaillement à la boîte……19

Figure.17.appareil d'essai de compression triaxial……..20

Figure .18.Schéma de méthode globale ……...22

Figure.19.Schéma de méthode de coin.……...23

Figure.20.Découpage en tranches d'un talus……24

Figure.21.forces agissant sur la tranche n ……25

Figure.22.Schéma d'un cercle profond……26

Figure.23.Détermination du cercle critique……...28

Figure.24.Détermination de la valeur de pression interstitielle……24

Figure.25.Décomposition du poids total W de la tranche ABCD……29

Figure.26.Valeurs de γ et u ou Δu à considérer selon la position du niveau statique aval……30
Figure.27.Isolation des appuis d'un viaduc ……...31
Figure.28.Typologie des géotextile……...34
Figure.29.Typologie des géotextile……34
Figure.30. Produit apparentés aux géotextiles……..……34
Figure.31.Produit apparentés aux géotextiles ……..……34
Figure.32.Produit apparentés aux géotextiles ……34
Figure .33.Extrait de la carte topographique motrant le tracé de la RN64……..……38
Figure.34.Site du glissement de terrain…… 40
Figure.35.Une partie de la chaussée détériorée…… 40
Figure.36. Absence d'ouvrages de soutènement au site……41
Figure.37.Implantation des essais in-situ réalisés……42
Figure.38.Pénétrogrammes des sondage SP1 à SP3 réalisés dans la zoneI……..……44
Figure.39.Pénétrogrammes des sondage SP4 à SP6 réalisés dans la zoneII……..……45
Figure.40.Pénétrogrammes des sondage SP7 à SP8 réalisés dans la zoneIII…….. ……..……46
Figure.41.Model de calacul effectéu manuellement cercle de glissement…..……..……52
Figure.42.Organigramme montrent les différents options de la barre d' outil TALREN4……56
Figure.43.Le menu de données ……..……56
Figure.44.La barre de boutons principale……...57
Figure.45. La barre de boutous cotextuelle ''données"……..…57
Figure.46.La barre de boutons contextulle "Phasage /Calaculs" ….……..……..……..58
Figure.47.Talus modélisé avec prise en compte de la nappe des surchagees d'exploitation ...…...61
Figure.48.Les cercles de rupture……..……...61
Figure.49.Schéma type de la tranchée drainante ……..…65
Figure.50.Talus modélisé après rabattement de la nappe……66
Figure.51.Talus modélisé avec un mur de soutènement. ……67
Figure.52.Ferraillage de mur de soutènement en béton armé ……...67
Figure.53.Modélisation du talus avec géotextile……..……...68
Figure.54.La pression totale sur le mur en géotextiles ……...70
Figure.55.Les dimensions du géotextile ……..…73

Figure.56.Les cas de rupture……..……..73

Figure.57.couche de drainage en agrégats.…….…….…….…….…….…….…….…77

INTRODUCTION GENERALE

Les instabilités du sol figurent parmi les risques géologiques les plus répandus sur la terre. Des milliers de morts et de blessés, d'énormes pertes économiques sont les évidences regrettables des instabilités de pentes partout dans le monde. Celles-ci constituent une menace de plus en plus importante, compte tenue de la croissance de la population mondiale, de l'utilisation intensive des terres et du changement climatique.

Stabilisé un glissement de terrain est l'une des tâches majeures de la géotechnique, une bonne connaissance de la méthodologie de l'étude est nécessaire.

Dans la wilaya de Médéa et vu sa morphologie montagneuse (au nord de la wilaya) caractérisé par un sol instable qui a été l'objet d'énormes glissements de terrain.

Le glissement de terrain situé au nord de la wilaya de Médéa à la sortie de la ville d'El Omaria affectant un versant situé sur la route national n°64 point kilométrique 52+800, a occasionné en 2010 d'énormes dégâts que se soit à la route ou à la population limitrophes (constructions) et qui met la zone en danger.

L'étude de traitement de ce glissement commence principalement par le diagnostic et la recherche des causes du glissement, une campagne d'investigation géotechnique qui a consisté en sondages carottés et en pénétromètre dynamique lourd (PDL) afin de déterminer les caractéristiques des différentes couches constituantes du sol en mouvement et les niveaux piézométriques, conclusions ont été examinés et tirées afin de donner une meilleur solution à la stabilisation de ce glissement ainsi que son traitement.

Le travail se divise en trois parties:

La première partie est consacrée à l'étude bibliographique, dans cette partie on a exposé les notions théoriques liées aux mouvements de terrain, les causes d'un glissement de terrain, méthodologie à suivre pour l'étude d'un glissement de terrain et en fin les méthodes de calcul de stabilité et de confortement. Une conclusion a été faite à la fin de ce chapitre.

La deuxième partie contienne le diagnostic et l'analyse des données disponibles ainsi que les causes du glissement après exploitation des données de la campagne d'investigation géotechnique qui a consisté en réalisation des sondages carottés et des PDL ainsi qu'un constat visuel des signes de glissement et les niveaux d'eau et la piézométrie. Un calcul de stabilité a été fait afin d'étudier la stabilité du sol sur site à l'aide d'un logiciel de calcul.

La troisième partie est réservée à la vérification des solutions de confortement proposés et à la conception et au dimensionnement des géotextiles de renforcement et des drainages**.** Le mémoire se termine par une conclusion générale.

Chapitre I

Etude bibliographique

I.1.Généralité sur les mouvements de terrain [1]

I.1.1.Définition

Un mouvement de terrain, par opposition au phénomène d'érosion (action grain par grain), est un mouvement de masse. Il constitue, comme l'érosion, un facteur important de l'évolution morphologique des reliefs.

Au plan pratique, ces phénomènes intéressent en premier lieu l'homme, dans le sens où ils font courir des risques à sa vie et à ses constructions. Chaque année des accidents graves trouvent leur origine dans des mouvements de terrain.

Le déclanchement d'un mouvement de terrain est souvent prévisible ; toutefois, il ne peut être défini dans sa géométrie exacte que par une étude minutieuse.

Certains mouvements peuvent être considérés comme le processus évolutif naturel d'un site ; et fréquemment, un mouvement de masse peut être déclenché par l'action de l'homme.

Certain travaux rompent l'équilibre naturel d'un site et amorcent un processus de rupture de masse sur un site auparavant stable. C'est le cas en effet de l'ouverture de fouilles superficielles ou profondes, de la modification du régime des eaux souterraine, de la mise en place des surcharges des dépôts anarchiques, de l'usage d'explosifs, etc.

I.1.2.Description des mouvements des terrains :

Les principaux critères de classement des glissements sont :

- La géométrie (hauteur de chute, la pente moyenne et le volume en déplacement).
- La vitesse du mouvement.

Les mouvements de terrain sont classés en quatre familles [2]:

- Les glissements.
-Les écroulements.
- Les mouvements sans surface de rupture (fluage).
-Les coulées boueuses

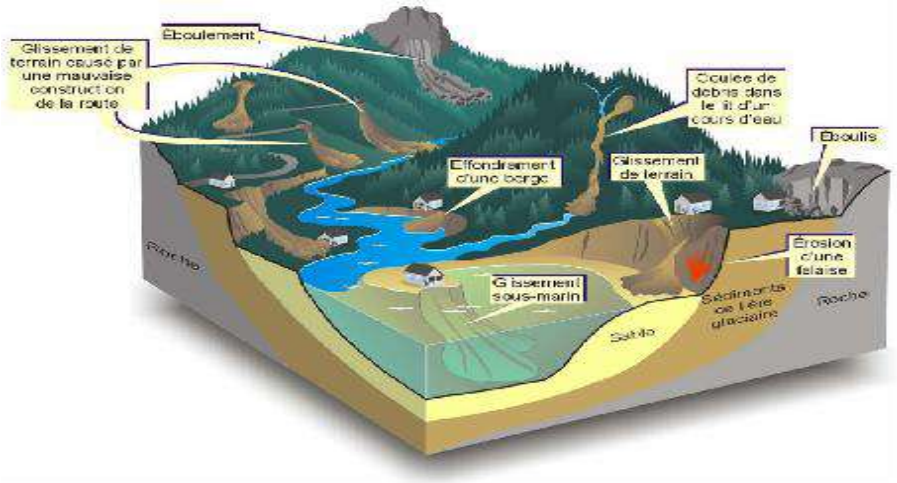


figure 1: les différents mouvement de terrain

a)- Glissement de terrain :

Les glissements de terrain sont des mouvements de masse qui se développent dans des matériaux meubles et, en général, argileux.

Contrairement aux éboulements rocheux qui se manifestent le plus souvent brutalement, les glissements évoluent en général lentement, cette notion à toutefois un caractère relatif nous le verrons.

Le volume des glissements de terrain est très variable : de quelques mètres cube (loupes) à plusieurs millions de mètres cubes (versants entiers).

Le moteur de ce phénomène est toujours la pesanteur.

C'est-à-dire le sol se déplace sous l'effet de la gravité.



figure 2: Glissement de terrain

Les facteurs déclenchant sont généralement :

- Les modifications du régime hydraulique (saturation du matériau, augmentation de pressions interstitielles, etc.) ;
- Les terrassements ;
- L'érosion naturelle (ruissellement, érosion de berges) ;
- Les accélérations produites par des séismes.

b)- Ecroulements

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.

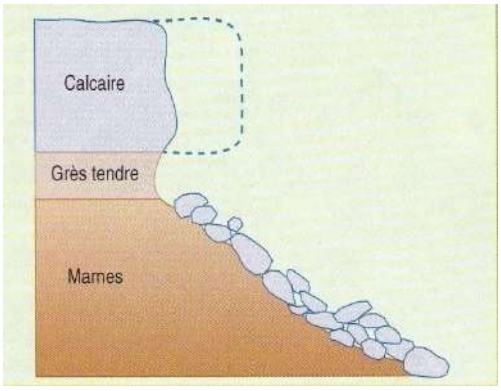


Figure 3. Exemple schématique d'un écroulement

c)- Les mouvements sans surface de rupture (fluage).

Le mouvement se produit lentement (environ 10 cm par an, sans modification des efforts appliqués) dus à des sollicitations atteignant le domaine plastique qui sont de ce fait proche de la rupture. L'état ultime peut être soit la stabilisation soit la rupture. Ces mouvements affectent principalement des versants naturels divers.

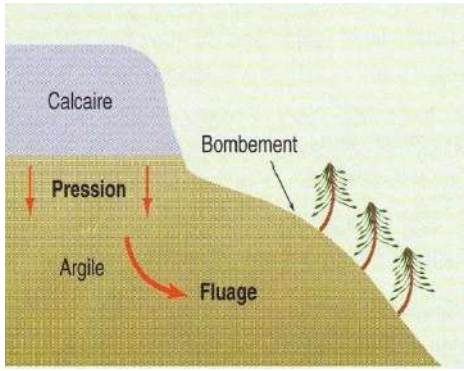


Figure .4.exemple schématique d'un fluage

d)- Coulées

Les coulées constituent des mouvement de terrain qui s'assimilent largemant autant à des problèmes de transport de matériaux par l'eau , qu'a des problèmes de glissement. Cependant ce sont souvent des matériaux issus de glissement qui alimentent les coulées

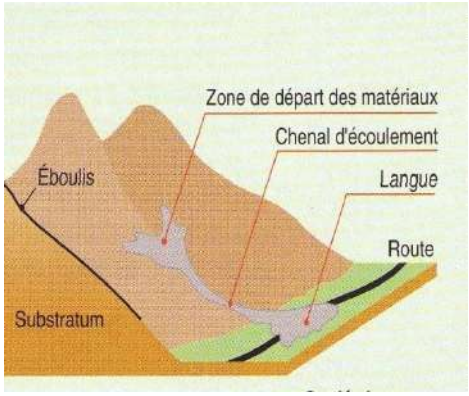


Figure.5. exemple schématique d'une coulée

— **Synthèse :[3]**

Tableau.1. Echelle cinématique des mouvements de terrain **:** [guide technique LCPC France]

Très lent	Lent	Moyen	Rapide	Très rapide
1 mm/an	1 mm/mois	1.5 mm/j	4 mm/h	2 500 mm/s
à	à	à	à	à
12 mm/an	50 mm/mois	100 mm/j	10 000 mm/h	10 000 mm/s

- **Eléments caractérisant les différentes familles de mouvements :**

Le tableau (2) présente les différentes familles de mouvements et leur caractérisation en termes de nature de matériaux, de vitesse de déplacement, de volumes déplacés et de facteurs déclenchant :

Tableau.2. [guide technique LCPC France]

Terrain		Vitesse moyenne	Volume	Facteurs déclenchant
Glissement	Sols massifs fracturés	Très lente à moyenne	De quelques m^3 à plus de dix millions de m^3	Eau, terrassements
Fluage	Formation meubles	Très lente	De quelques m^3 à plus de dix millions de m^3	Chargement, évolution du matériau
Ecroulement	Massif rocheux	De très lente à très rapide	De quelques m^3 à plus de dix mille de m^3	Eau, gel-dégel, séisme
Coulée	Sols argileux et limoneux lâches	Très rapide	De dix à plusieurs centaines de milliers de m^3	Très fortes pluies, ruptures de digues

I.2. Les caractéristiques des glissements de terrain [1] [2]

L'expression (glissement de terrain) désigne des mouvements vers le bas et vers l'extérieur des matériaux d'une pente composés de sols naturels ou rapportées. La (figure-6-) indique les caractéristiques principale d'un glissement de terrain ; on peut observer sur le schéma une surface de rupture très nette le long de laquelle les matériaux impliqués dans le glissement de terrain se déplacent au-dessus de matériaux que le phénomène n'affecte pas. Le schéma montre également que la surface de rupture s'étend sur une profondeur considérable de sorte qu'un glissement de terrain ne saurait être considéré comme un phénomène superficiel.

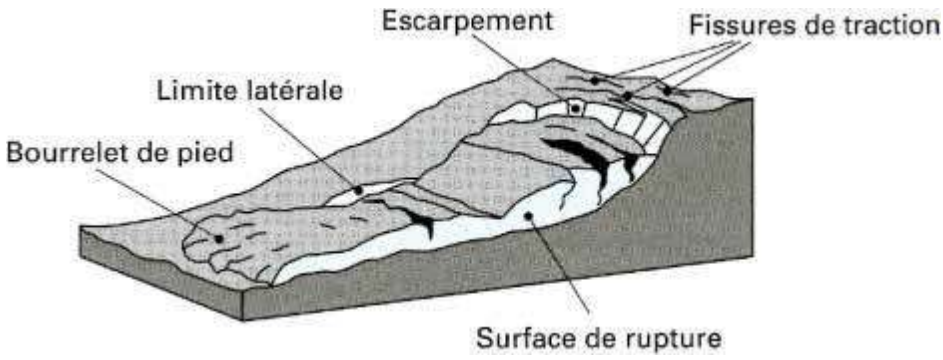


Figure.6 schéma de principe d'un glissement de

Diagnostic des glissements de terrain:

Les glissements de terrain se manifestent généralement par des fissures en crête de talus perpendiculaires à la direction générale du mouvement. Sur un profil, on observe une dépression vers le haut et un bombement vers le pied.

Les fissures de traction, quand elles ne sont pas cicatrisées, renseignent en plus sur l'actualité de l'instabilité. Par contre, il est difficile de tirer des renseignements et des informations à la base des dépressions et des bombements du point de vue temporel.

Lorsqu'il y a dénivellation des deux lèvres de la fissure de traction, on parle alors d'escarpement. De même, l'escarpement peut témoigner de l'actualité de l'instabilité si le terrain est nu (absence de végétation) et franc.

La solifluxion est un signe évocateur des mouvements lent de surface : fluage, reptation.

L'alternance séchage, mouillage des sols plastiques peut aussi donner lieu à une solifluxion.

L'inclinaison des éléments verticaux (arbres, poteaux, pylônes) est un autre signe révélateur de ses mouvements lents de surface.

Enfin les dommages infligés aux constructions, tels que les affaissements des chaussées, trottoirs, inclinaison des fissures dans les constructions sont des symptômes qui concrétisent le mieux l'instabilité de sol en pente.

Ces indices peuvent indiquer une instabilité qui peut donner suite à un glissement généralisé dans un intervalle de temps plus au moins long : quelques heures à plusieurs années…

I.3.Les Différents types des glissements de terrain :[1] [2]

Les sols pulvérulents ayant une structure à grains unique, la résistance au cisaillement y est assurée par le frottement et l'enchevêtrement, chaque particule doit donc être en équilibre pour que le talus soit complètement stable. Au contraire, dans les sols cohérents, la cohésion fait que les ruptures ne surviennent pas en surface, par cisaillement des couches superficielles comme dans les sols pulvérulents, elles se produisent plutôt par glissement selon des plans de cisaillement dont l'emplacement, la configuration, la forme et la position dans le dépôt ne sont pas connus. Ces glissements de terrain peuvent suivre des plans de cisaillement rectilignes, circulaires ou aléatoires.

I.3.1.Glissements plans

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

-Glissement d'une couche mince de caractéristiques médiocres sur un substratum,

-Glissement d'un matériau d'altération ou sur un niveau «lubrifiant» (limon sur argile par exemple),

-Glissement par extension d'une couche peu résistante.

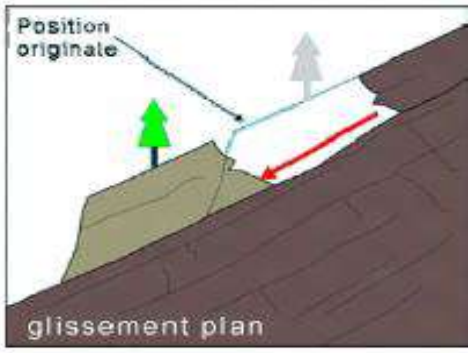


Figure .7. Schéma d'un glissement plan

I.3.2.Glissement rotationnels

Dans ce type de mouvement, il se produit un basculement de la masse glissé le long d'une surface courbe plus ou moins circulaire. Ces mouvements peuvent être simples ou complexe.

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

a)- Glissement rotationnel simple

Les mouvements simples sont les plus courants. Et peuvent être superficiels ou profonds. Les deux classiques :

- Glissements superficiels sont les glissements de crête et le glissement de pied.
- Les glissements profonds intéressent surtout les remblais sur sol mou ou le cercle de rupture tangent au substratum lorsque ce dernier n'est pas trop profond.

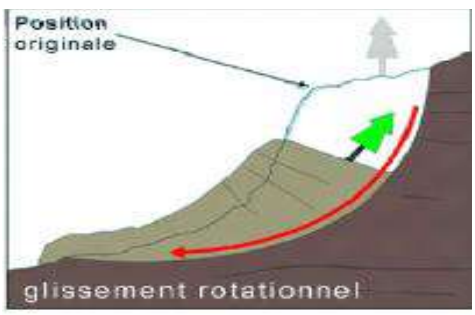


Figure .8.schéma d'un glissement rotationnel simple

b)-Glissements rotationnels complexes

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

- Anisotropie de structure,
- Anisotropie mécanique,
- Caractéristiques mécaniques variant en profondeur,
- Suppression d'une butée de pied entraînant une rupture régressive ou un effondrement.

Citons :

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

I.4. Les causes éventuelles des glissements [3]

Les causes envisageables dans l'étude d'un glissement de terrain peuvent se rattacher à trois catégories :

I.4.1. La nature des terrains constituants le site :

plus généralement, l'ensemble des données géologiques et géotechniques qui caractérisent ces terrains.

Par leur nature propre, certains terrains sont prédisposés au glissement. il s'agit :

- des terrains à granulométrie fine (limons)
- des argiles; surtout celles constituées par de la montmorillonite.

Les glissements affectent ces matériaux lorsqu'il sont en place, soit plus fréquemment lorsqu'ils constituent des couvertures meubles plaques sur un substratum compact en place et en pente, la topographie souterraine du substratum résistant prend parfois la forme de gouttières où se concentrant les eaux souterraines, et au droit des quelles se localisent alors fréquemment les axes des glissements de la couverture.

I.4. 2. Les diverses formes d'action de l'eau :

a)- Action rhéologique de l'eau :

Pour beaucoup de sols, mais surtout pour les sols fins et argileux, l'apport d'eau entraine une baisse de résistance du milieu.

- Réduction des caractéristiques mécaniques **:**

La valeur de l'angle de frottement φ d'un milieu pulvérulent n'est pratiquement pas modifié par l'accroissement de la teneur en eau, par contre, pour les milieux argileux, cet accroissement entraine systématiquement une réduction des caractéristiques φ et C (cohésion), et donc de la résistance au cisaillement.

- Réduction de la consistance **:**

L'accroissement de la teneur en eau d'une argile entraine son ramollissement continu, c'est-à- dire un accroissement progressif de sa déformabilité sous charge. Lorsque la teneur en eau du milieu se rapproche de la limite de liquidité W_L, celui-ci passe de l'état plastique à l'état liquide.

b)- Effets de la pression interstitielle :

La résistance au cisaillement d'un sol dépend de la contrainte normale effective $\boldsymbol{\sigma'}$ c'est-à-dire de la contrainte normale totale $\boldsymbol{\sigma}$ de laquelle on déduit la pression interstitielle **u** de l'eau qui sature le milieu (Terzaghi). ainsi la loi de coulomb doit s'écrire:

$\boldsymbol{\tau = (\sigma - u)tg\varphi}$ pour les sols pulvérulents.

$\boldsymbol{\tau = c + (\sigma - u)tg\varphi}$ pour les sols cohérents.

c)- Action de la pression de courant :

Lorsqu'une nappe dans un aquifère dans les vides d'un terrain meuble, les particules solides du milieu sont soumises à deux forces de volume: la pression d'Archimède agit vert le haut est égale au poids du volume d'eau déplacé par les grains. Elle n'intervient que si l'eau soit immobile ou en mouvement. Cette force peut être prise en compte dans le calcul de stabilité en remplacent, pour la partie immergée du sol, le poids spécifique total γ_{sat} par le poids spécifique immergé $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$

La pression de courant n'existe que si l'eau interstitielle est en mouvement. C'est la force d'entrainement à laquelle des grains sont soumis de la part des particules liquides en mouvement.

Sur un grain de volume dv, cette force de volume vaut : $dR_u = i * \gamma_w * dv$

avec : i : gradient hydraulique de l'écoulement au droit de grain considéré.

γ_w : poids spécifique de l'eau.

Pour l'ensemble des particules solides comprises entre la surface de la nappe et de la surface de glissement, la surface globale de courant vaut :

$\vec{R}_U = \gamma_w * \sum i * dv$

sur un versant, la force $\vec{R}_U$ crée globalement un moment moteur.

I.4.3. Les facteurs mécaniques externes :

a)- Modification du moment moteur par charge en tête ou décharge en pied :

L'augmentation du moment par charge peut résulter de travaux (constructions ou remblais apportés, etc.) ou de la végétation; la décharge résulte de la suppression d'un pied de talus d'une pente en équilibre et d'une façon générale de la suppression d'une butée de pied.

b)- L'effet du déboisement :

Le déboisement d'un versant entraine fréquemment l'apparition de glissement de terrain. Le risque associé au déboisement est grandement accru lorsque celui-ci est accompagné d'un

dessouchage qui désorganise le terrain en profondeur et favorise en suite la pénétration des eaux dans la masse. Le rôle stabilisateur des arbres tient à plusieurs facteurs :

- Ancrage par les racines.
- Protection contre l'érosion.
- Le drainage par évapotranspiration.
- La rétention des eaux de pluie.

c)- Séisme et plus généralement les vibrations :

Dans un milieu meuble saturé, un séisme comme toute vibration donne naissance à une pression interstitielle qui peut entrainer la liquéfaction instantanée, partielle ou totale du milieu.

I.5. Méthodologie de l'étude d'un glissement :[3]

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

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

I.6. Reconnaissance du site :[4]

I.6.1. Géologie et géomorphologie :

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

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

Sur un site potentiellement instable, on recherchera des indices de mouvements anciens ou actifs, tels que moutonnements de la pente, zones humides, arrachements superficiels, fissures dans les constructions rigides sous l'eau, anciens traitements, etc.

Les principaux moyens d'investigation utilisés sont les suivants:

— dépouillement d'archives, de dossiers d'études d'ouvrages; enquête auprès des gestionnaires d'ouvrages et des riverains limitrophes à la zone de glissement ou touchés ;

— levés topographiques morphologiques et géologiques du terrain: affleurements, indices de mouvements, zones humides ;

— photo-interprétation (à plusieurs dates, si possible): géologie, géomorphologie, etc. ;

— géophysique, fournissant par exemple la profondeur du substratum en place (sismique-réfraction notamment) ;

— sondages destructifs ou carottés, diagraphies.

I.6.2. Hydrogéologie :

Étant donné le rôle primordial que joue l'eau souterraine dans les instabilités de versants, l'étude hydrogéologique est très importante.

Elle a pour but de connaître la répartition des pressions interstitielles dans le sol, leur évolution dans le temps et, en prévision de la réalisation d'un drainage, le fonctionnement des nappes (sens des écoulements, alimentation...). Les techniques utilisées sont la piézométrie.

Le repérage des niveaux d'eau dans les puits, les mesures de débits de sources, le recueil des données météorologiques. Le suivi de ces paramètres doit se faire pendant une année au minimum, afin de disposer d'une image représentative des conditions hydrogéologiques du site.

I.6. 3. Reconnaissance géotechnique:

I.6.3.1.Essai in-situ :

a). Sondages :

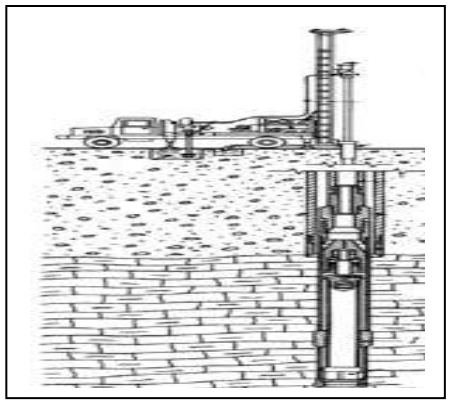


Figure.9. exemple schématique d'un sondage carotté

Les sondages représentent la partie la plus coûteuse d'une opération de reconnaissance. Il convient donc d'en prévoir le mode d'exécution, le nombre et l'implantation de la façon la plus judicieuse, et d'en faire une exploitation maximale, l'objectif étant de mettre en évidence les caractéristiques géologiques, hydrogéologiques et géotechniques d'un site par l'élaboration de cartes et profils, et par l'expression chiffrée de ces caractéristiques à l'aide d'essais appropriés.

❖ **Feuille de sondage :**

Pour chaque sondage, on établit une fiche où sont consignées toutes les données: identification de la campagne, type de machine, outils utilisés, diamètres des tubages, vitesses d'avancement, venues ou pertes d'eau, pourcentage de récupération, description des terrains rencontrés autant que le mode de foration le permet, équipement du sondage (cotes du/ou des piézomètres, tensiomètre), diagraphie éventuelle.

Ce document (**figure 10**) est distinct du carnet du foreur. De plus, dans la mesure où la reconnaissance doit aider à mettre en lumière une structure géologique, la présence et l'influence de nappes dans les aquifères profonds, etc., il faudra parfois implanter des sondages nettement en dehors du tracé et les pousser jusqu'à des profondeurs allant bien au-delà de la fondation du projet. Par exemple, recherche de cavités ou de failles profondes susceptibles d'influencer l'ouvrage ultérieurement.

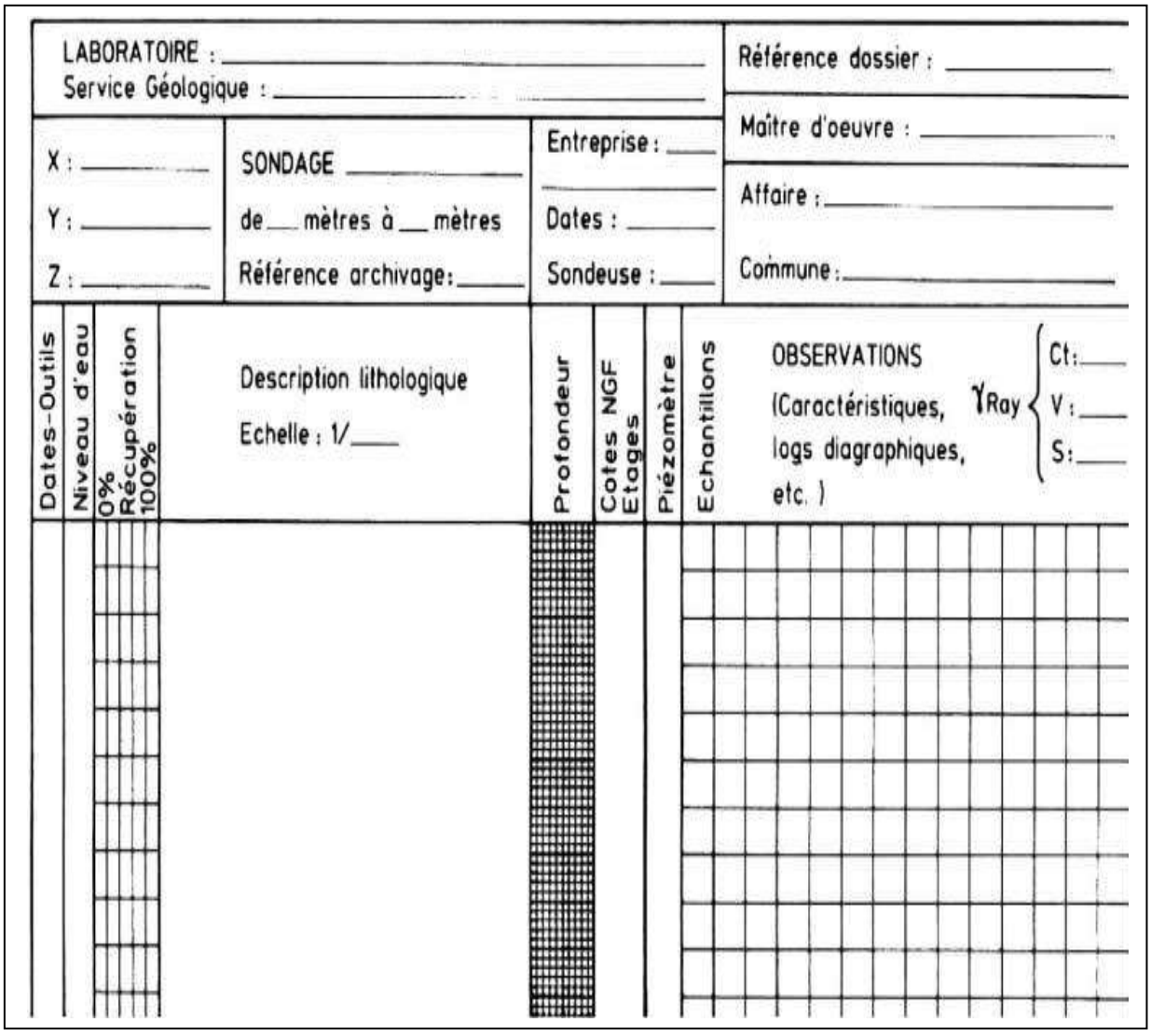


Figure.10. Modele d'une feuille de sondage

b). Pénétromètres dynamiques (PDL):

Un pénétromètre dynamique est un appareil constitué essentiellement par un train de tiges, à l'extrémité inférieure duquel est placée une pointe conique d'un diamètre supérieur à celui du train de tiges (figure 11).

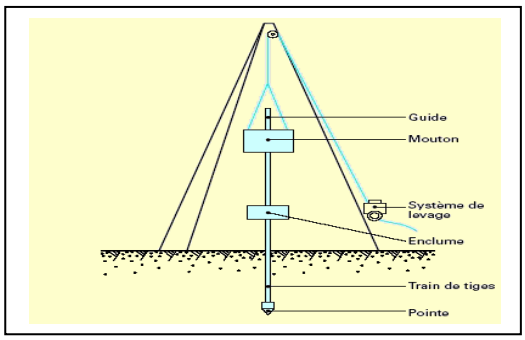


Figure.11. schéma de principe d'un PDL

L'ensemble est battu dans le terrain sous l'action de chocs répétés, exercés sur la tête du train de tiges par une masse (le mouton de battage) tombant en chute libre d'une hauteur constante.

La pointe débordant par rapport au train de tiges, il se crée un espace annulaire entre ce train de tiges et le sol.

Un sondage au pénétromètre dynamique consiste à enfoncer l'appareil dans le terrain jusqu'à une profondeur donnée, en général limitée par la capacité de pénétration de l'appareil lui-même.

L'opérateur relève le nombre de coups nécessaires pour enfoncer l'appareil sur un pas de profondeur fixé, en général 10 cm. On peut ensuite tracer le profil de résistance du sol correspondant en fonction de la profondeur atteinte par la pointe.

- **Interprétation et domaine d'utilisation des pénétromètres dynamiques :**

Il existe deux modes de représentation d'un profil de pénétration dynamique :

— soit on trace en fonction de la profondeur le nombre de coups N_d nécessaire pour obtenir un enfoncement donné, en général 10 cm;

— soit on trace (figure 13) en fonction de la profondeur la résistance de pointe dynamique q_d calculée à l'aide d'une formule de battage de pieux, (c'est le modèle retenu pour l'étude) en général la formule des Hollandais, qui s'écrit :

$$q_d = \frac{M}{e(M+M')}\frac{MgH}{A}$$

où

M : est le poids du mouton,

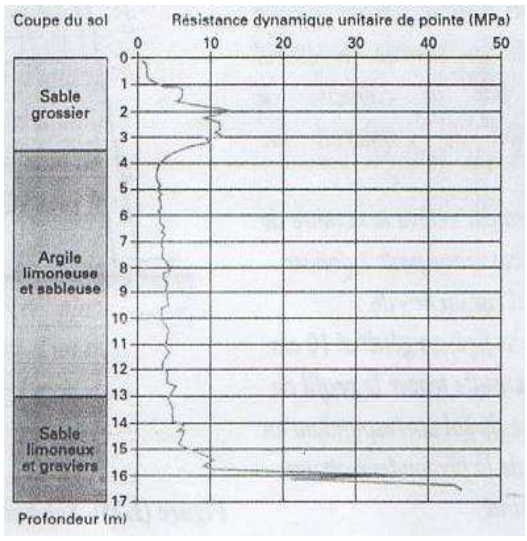


Figure.12.exemple d'une feuille de profil de pénétration dynamique

M' : le poids des parties frappées (enclume placée en tête du train de tiges et sur laquelle s'exercent les chocs, train de tiges et pointe),

H : la hauteur de chute du mouton,

e : l'enfoncement moyen par coup,

A : la section droite de la pointe,

g : l'accélération due à la pesanteur.

c). Pénétromètres statiques :

L'essai au pénétromètre statique consiste à foncer verticalement dans le terrain, à vitesse lente et constante, un train de tiges terminées à sa base par une pointe conique généralement de même diamètre que les tiges (figure **13**).

Par un procédé quelconque, mécanique, électrique ou hydraulique, on mesure suivant un pas de profondeur donné, la résistance opposée par le sol à la pénétration de cette pointe, appelée en conséquence résistance de pointe statique (ou résistance de cône) et notée q_c.

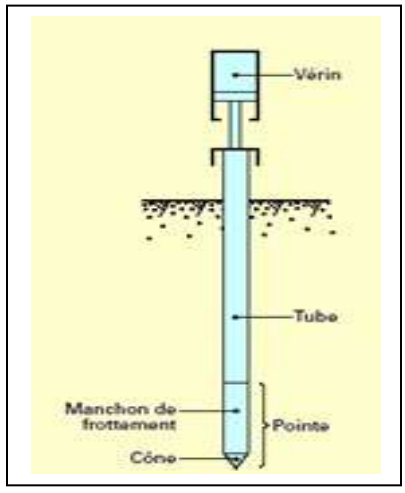


Figure.13.schéma de principe d'un pénétromètre statique

Simultanément, on mesure l'effort opposé à l'enfoncement de l'ensemble pointe et tiges. Cet effort est appelé effort total et noté Q_t.
Il comprend d'une part l'effort de pointe et d'autre part l'effort de frottement latéral, qui s'exerce sur toute la hauteur du train de tiges.

I.6.3.2.Essais en laboratoire :

Les essais de laboratoire se divisent en deux grandes catégories:

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

— **Les essais d'identification :**

Les essais d'identification et classification des sols en laboratoire, ont pour but de confirmer et/ou de compléter l'identification et la dénomination provisoire des sols effectués sur site.

1. Teneur en eau naturelle :

Elle définit le rapport en % du poids d'eau Ww que le sol contient au poids Wd de ses éléments secs.

Le but de cet essai est de déterminer expérimentalement au laboratoire de certains caractéristiques physiques des sols. Il s'agit de la teneur en eau et des densités (densité humide et densité sèche). La connaissance de ces caractéristiques permet de déduire l'ensemble des paramètres des caractéristiques physiques des sols.

On utilise le principe de la poussé d'Archimède. En effet, on mesure le volume d'eau déplacé hors de l'introduction d'un certain poids de sol sec. La connaissance du poids des grains solides et de leur volume permet de calculer le poids volumique des grains solides.

2. Analyse granulométrique :

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

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

a)- Par tamisage (tamis à maille carrée) pour les grains de diamètre supérieur à 80µm :



Figure .14. une série de tamis

Principe de l'essai :

L'essai consiste à classer les différents grains constituant l'échantillon en utilisant une série de tamis, emboîtés les uns dans les autres, dont les dimensions des ouvertures sont décroissantes du haut vers le bas. Le matériau étudié est placé en partie supérieure des tamis et le classement des grains s'obtient par vibration de la colonne de tamis. Elle s'effectue :

b)- Par sédimentométrie pour les grains plus fins :

L'essai consiste à laisser une suspension de sol se déposer au fond d'une éprouvette pleine d'eau. Plus les grains sont fins, plus la vitesse de décantation est lente conformément à la loi de Navier Stokes sur la vitesse de chute de billes sphériques dans l'eau. La mesure de la densité de suspension à des intervalles de temps variables permet de calculer la proportion des grains de chaque diamètre.

3. Les limites d'Atterberg :

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

- ✓ Le passage d'un sol de l'état liquide a l'état plastique (limite de liquidité : $\mathbf{W_L}$**),**
- ✓ Le passage d'un sol de l'état plastique a l'état solide (limite de plasticité : $\mathbf{W_P}$**).**

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

L'essai consiste donc à faire varier la teneur en eau de cette fraction de sol et en observer sa consistance. Selon la teneur en eau, le sol se comportera comme un solide, un matériau plastique (capable de se déformer beaucoup sans casser) ou un liquide. On détermine plus particulièrement les valeurs suivantes :

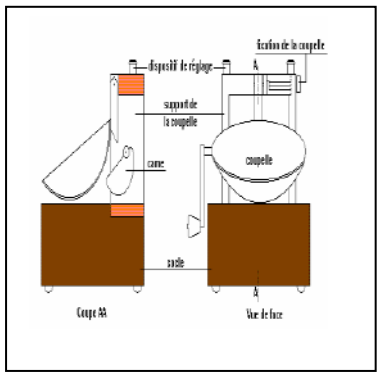


Figure .15. schéma d'Appareille de Casagrande

- La limite de plasticité (w_p) et la limite de liquidité (w_L)

— **Les essais mécaniques :**

1. **les essais de compressibilité (essai oedométrique) :**

Le but de l'essai est de déterminer en laboratoire sur des échantillons intacts, les caractéristiques nécessaires :

— Au calcule des tassements du sol en place sous le poids d'une charge verticale donnée.

— Au suivi de l'évolution dans le temps, de ces même tassement.

L'éprouvette ayant été placée dans une enveloppe rigide, on exerce à sa partie supérieur une pression à l'aide d'un piston et l'on mesure les affaissements résultants au cours de temps. on détermine ainsi les relations entre :

- Déformation et temps sous une charge constante ;
- Contraintes et déformations après répétition de l'essai pour des pressions verticales croissantes.

2. **Les essais de cisaillement :**

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

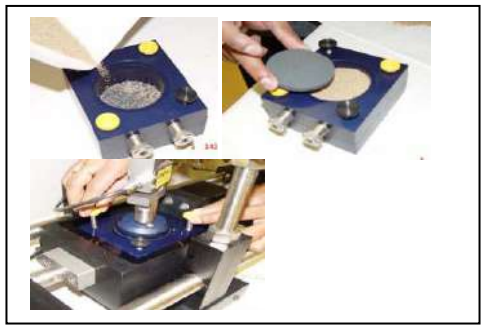


Figure .16. cisaillement à la boîte

a) Essai de cisaillement à la boîte :

- **But de l'essai :**

L'essai de cisaillement direct permet à la détermination des paramètres de résistance du sol: L'angle de frottement interne (φ) et la cohésion **(C)**.

La particularité de l'essai est que la surface de rupture est imposée.

La boite de Casagrande ou boite de cisaillement est destinée aux essais de cisaillement rectiligne, dans lesquels on cherche à obtenir la rupture de l'échantillon suivant un plan imposé.

L'échantillon a généralement la forme d'une plaquette carrée (10cm de coté et 3cm de hauteur dans l'un des modèles couramment utilisées). Il est placé entre deux demi-boites, mobiles l'une par rapport à l'autre et sans contact (elles sont séparées par l'échantillon). On applique par l'intermédiaire de la demi-boite supérieure un effort de compression N et un effort horizontal de traction T. Le matériau se rompt alors, pour une certaine valeur de T, suivant le plan de séparation des deux demi boites qui coïncide sensiblement avec le plan horizontal de symétrie de l'échantillon.

La reconnaissance de N et T permet la détermination d'un point de la courbe intrinsèque. On répétant plusieurs fois l'expérience, on peut aussi tracer point par point la droite de Coulomb (courbe intrinsèque).

b) Essai de compression triaxial :

L'essai triaxiale a permet de déterminer les déformations latérales et axiales ainsi que les caractéristiques mécaniques (C) et (φ). Contrairement à l'essai de cisaillement à la boite, la surface de rupture de l'échantillon n'est pas imposé.

L'essai consiste à soumettre une éprouvette cylindrique de sol à un champ de contraintes uniformes, qui a pour composantes :

- Une pression hydrostatique.
- Une contrainte axiale au déviateur.



Figure .17.appareil d'essai de compression

Avec trois éprouvettes identiques, pour des pressions hydrostatiques différentes, on trace les cercles de Mohr correspondants, leurs enveloppe une droite, dite droite intrinsèque.

On distingue trois types d'essais :

- Les essais drainés qui sont réalisés suffisamment lentement pour que la pression interstitielle soit toujours nulle ;
- Les essais non drainés : l'eau ne peut s'échapper de l'échantillon et l'essai est assez rapide, mais on note l'apparition de fortes surpressions ou dépressions ;
- Les essais non drainés après consolidation: il s'agit d'une variante des essais précédents.

I.7. Méthode de calcul du coefficient de sécurité :[3] [5] [4]

I.7.1.Versant apparemment stable :

L'objectif d'un calcul de stabilité est de définir la surface de glissement qui parmi l'infinité de surface de rupture envisageable, aurait le plus de chance d'apparaitre. La méthode de calcul consiste, par tâtonnements, à tester le plus grand nombre de surfaces de ruptures possible.

Chaque surface testée nécessite donc un calcul de stabilité lequel fournit la valeur de **Fs** dont est doté le versant au regard d'une rupture sur la surface envisagée.

Après un nombre suffisant de surfaces ainsi testées, la plus petite des valeurs de **Fs** obtenues, définit le coefficient de sécurité du site étudié. La surface de rupture la plus probable pour le site considéré.

I.7.2.Versant où un glissement est apparu :

Le calcul de stabilité permet de chiffrer la valeur de $\mathbf{F_s}$ correspondant à la rupture observée, et donc d'apprécier la marge qui sépare l'état actuel du versant de l'état d'équilibre.

On connait par les investigations appropriées, la valeur des paramètres à introduire dans le calcul, géométrie de la surface de rupture, forces extérieurs à prendre en compte, caractéristiques géotechniques du terrain sur la surface de glissement. L'intérêt du calcul tient aux points suivants :

- Permet d'analyser le mécanisme de rupture en comparant l'importance relative des forces en présence et donc, parmi plusieurs causes possibles, de repérer celles qui jouent un rôle décisif dans l'apparition de la rupture.
- Permet de définir les dispositifs confortatifs c'est-à-dire les forces à introduire pour ramener $\mathbf{F_s}$ à une valeur supérieur à l'unité.

L'analyse de stabilité des ouvrages en terre se fait traditionnellement au moyen des méthodes de calcul à la rupture qui donnent, par le biais du coefficient de sécurité $\mathbf{F_s}$, une idée de l'état d'équilibre du massif par rapport à l'équilibre limite caractérisé par F=1 .

Ce mode de calcul suppose que le terrain se comporte comme un solide rigide-pastique et obéit aux lois classiques de la rupture par cisaillement. Il est utilisé depuis plusieurs décennies et a donné naissance, dans l'hypothèse de rupture rotationnelle, à plusieurs méthodes de calcul.

Les ruptures planes représentent un cas particulier très simple, alors que pour les surfaces de rupture de forme quelconque, le calcul est beaucoup plus complexe, et n'a peu être abordé que tout récemment grâce au développement informatique.

I.7.3.Les différentes méthodes de calcul

Les méthodes de calcul se différencient essentiellement par :

- le choix de la surface de rupture.
- la détermination de la répartition des contraintes le long de cette surface.

- la définition du coefficient de sécurité et la vérification ou non de toutes les équations de l'équilibre.

On peut classer schématiquement les méthodes en trois groupes :

1. Méthodes globales :

Ces méthodes supposent en principe un milieu homogène et isotrope définit par γ, c, φ et μ si le milieu est aquifère. Elles consistent à étudier l'équilibre de la totalité de la masse libre, considère comme un solide indéformable, sous l'action du système de forces qui lui est appliqué. Le calcul est effectué en admettent que la masse est en équilibre limite c'est-à-dire que la rupture est sur le point de ce produire et donc que la résistance au cisaillement sur la surface de glissement se trouve totalement mobilisée.

L'hypothèse la plus simple et la plus courante consiste à assimiler la ligne de glissement à un arc de cercle de centre o. Le mouvement de la masse se ramène alors à une rotation de centre o.

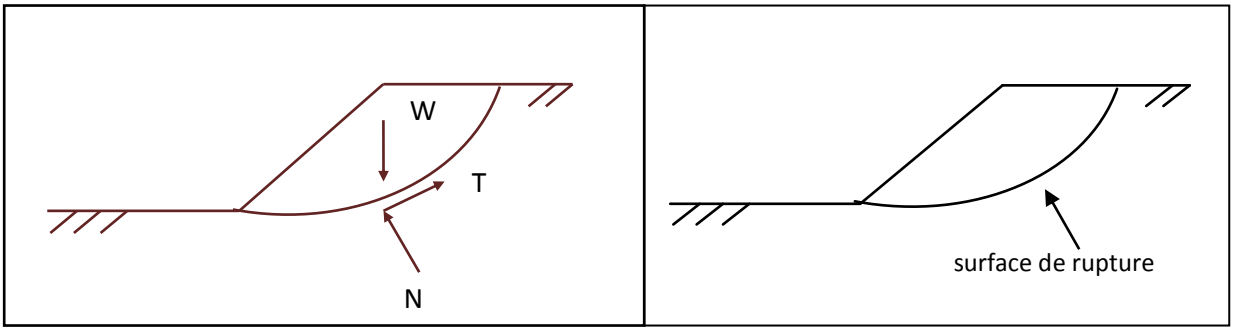


Figure .18. schéma de méthode globale

N :composante normale le long de la surface

T : composante tangentielle le long de la surface

2. Méthodes des tranches :

La masse libre est divisée en de nombreuses tranches verticales et l'équilibre de chaque tranche est considéré.

- méthode suédoise du cercle (Fellenius).
- méthode de bishop.

Ces méthodes considèrent l'équilibre d'une manière approchée (division en tranches), et sont applicables seulement aux surfaces de rupture circulaire.

Cependant le principe général de la méthode des tranches peut être utilisé pour d'autre formes de surface de rupture, et les erreurs provenant de l'approximation faite sur l'équilibre des tranches peuvent être minimisées ou éliminées.

Le mode de division et le nombre de tranches adoptés sont arbitraire, leur choix tient toute fois compte des données géométriques, géologiques et géotechniques du site.

3. Méthodes des coins :

Cette méthode est utilisée quand la surface de rupture peut être approchée de manière satisfaisante par 2 ou 3 lignes droites.

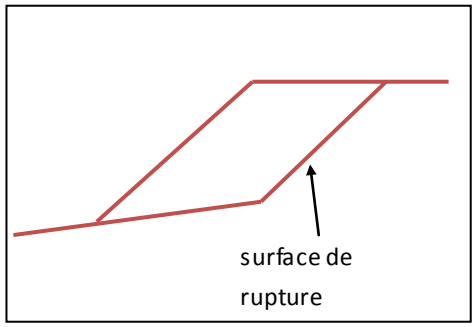


Figure .19. schéma de méthode de coin

Il semble qu'actuellement la méthode des tranches paraisse offrir la meilleure approche pour n'importe qu'elle surface de rupture.

Dans le cas des talus homogènes, pour des surfaces de ruptures circulaire, les méthodes globales de Caquot ou Biarez semblent intéressantes.

I.7.4. Methodes des tranches :

1. Méthode de FELLENIUS

1.1. Stabilité selon un cercle donné :

Considérons un talus recoupant un certain nombre de couches de sols de caractéristiques différentes c_i , φ_i , γ_i (figure .20.) la stabilité est étudiée en considérant le problème plan, c'est-à-dire en analysant l'équilibre d'une masse de sol d'épaisseur unité dans le sens perpendiculaire à la figure.

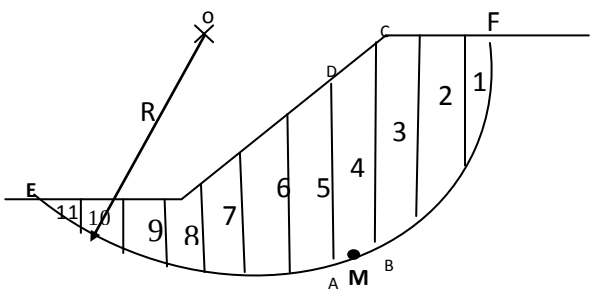


Figure.20.Découpage en tranches d'un talus

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

- il convient de réaliser le découpage de telle façon que l'intersection du cercle de glissement et d'une limite de couches corresponde à une limite entre deux tranches;
- l'expérience montre qu'il n'est pas nécessaire de découper le massif en un très grand nombre de tranches pour obtenir une précision satisfaisante.
- Etudions l'équilibre de l'un de ces tranches, par exemple la tranche « ABCD » affectée de l'indice n (sur la fig.20, n varie de 1 à 11).
- les forces agissant sur cette tranche (fig.22.a) sont les suivantes :

  -son poids w

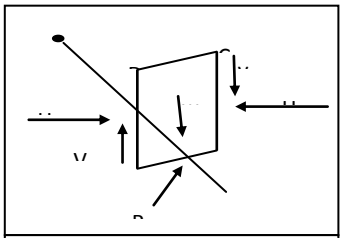
  -la réaction R_n du milieu sous-jacent sur l'arc AB,

  -les réactions sur les faces verticales BC et AD décomposées en réactions horizontales H_n et H_{n+1} et en réactions verticales v_n et v_{n+1}. Il s'agit de forces internes au massif étudié.

Définissons par rapport au centre O :

- **les moments moteurs**, comme celui de poids des terres w (et des surcharges éventuelles), qui tend à provoquer le glissement;

- **les moments résistants**, comme ceux des réactions s'opposant globalement au glissement de la tranche, à savoir les moment des forces R_n , H_n ,H_{n+1} ,V_n et V_{n+1} .



a)Décomposition complète

Figure.21. forces agissant sur la tranche n

La surface de rupture étant limitée les points E et F (fig.21.), le coefficient de sécurité global F_s est défini par le quotient:

$$F_s = \frac{\sum_{EF} des\ moment\ résistants\ maximaux}{\sum_{EF} des\ moment\ moteurs}$$

Considérons la somme des moments pour l'arc EF, sachant que la somme des forces internes est nulle. En effet, pour la tranche n-1, le moment des forces $-V_{n+1}$ et $-H_{n+1}$ s'oppose celui de V_{n+1} et H_{n+1}.

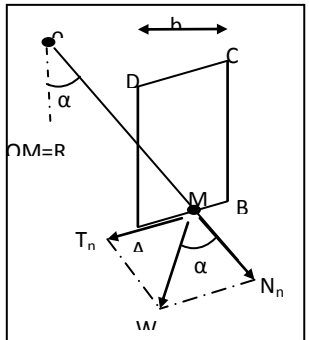
FELLENIUS a fait un hypothèse qui simplifie considérablement les calculs, à savoir que la seule force agissant sur l'arc AB (Fig.22.b) est le poids W, à l'exception des forces internes. dans ce cas: $W=-R_n$. Décomposons le poids W de la tranche n en une force N_n normale à AB et une force T_n tangentielle à AB.

Dans ces conditions le moment résistant maximal est fourni par la valeur maximale que peut prendre la composante tangentielle de R_n .

d'après la loi de coulomb, elle s'écrit $(R_n)_t = c_i \cdot AB + N_n \cdot \tan\varphi_i$

la somme des moments pour toutes les tranches est :

$$\sum_{n=1}^{n=m} R.(c_i.AB + N_n.tan\varphi_i)$$



b) Hypothèse de Fellenius

Figure.21. forces agissant sur la tranche n

avec m : nombre total de tranches,

c_i et φ_i : caractéristiques mécaniques de la couche dans laquelle est situé AB.

par ailleurs, le moment moteur est dû à T_n et égal à T_n*R , d'où :

$$F_s = \sum_{n=1}^{n=m} (c_i.AB + N_n.tan\varphi_i) / \sum_{n=1}^{n=m} T_n \qquad \textbf{(1)}$$

Remarque :

1. Si le sol est homogène, c = Cst et φ = Cst la formule (1) devient (2), L : étant la longueur développée de la surface de rupture.

$$F_s = \frac{c.L + tan\varphi \sum N_n}{\sum T_n} \qquad \textbf{(2)}$$

2. Lorsque les cercles sont profonds, c'est-à-dire lorsque la ligne de rupture dépasse l'aplomb du centre du cercle vers le côté aval (fig.23.), le massif de sol situé côté aval a un effet, les composantes tangentielles T du poids W de la tranche sont orientées en sens inverse des moments moteurs. Dans les formules (1) et (2), T devra être compté algébriquement de façon positive pour les tranches qui sont actives et négative pour les passives.

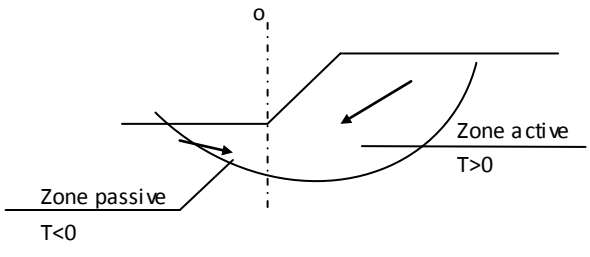


Figure.22. schéma d'un cercle profond

3. Affectons les caractéristiques mécaniques c_i et $tan\varphi_i$ de chaque couche du coefficient de sécurité minimal recherché F_{sa} :

$$c_i^* = \frac{c_i}{F_{sa}} \qquad tan\varphi_i^* = \frac{tan\varphi_i}{F_{sa}}$$

La condition de stabilité du talus pour tous les cercles de rupture possibles, déduite de la formule (1), devient alors (1 bis).

$$(\sum_{n=1}^{n=m}(c_i^*.AB + N_n.tan\varphi_i^*)/\sum_{n=1}^{n=m} T_n) > 1 \qquad \textbf{(1 bis)}$$

Autrement dit, le coefficient de sécurité peut être appliqué directement sur les caractéristiques mécaniques.

4. Avec les notions définies sur la figure .22.b. , la formule (1) peut s'écrire :

$$F_s = \sum_{n=1}^{n=m}(c_i\frac{b}{cos\alpha} + W\,cos\alpha\,tan\varphi_i)/\sum_{n=1}^{n=m} T_n \qquad \textbf{(1 ter)}$$

Les paramètres géométriques intervenant dans le calcul de F_s sont donc :

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

1.2. Recherche du coefficient de sécurité minimal :

Pour déterminer le coefficient de sécurité réel d'un talus, il faut rechercher le cercle donnant la valeur minimale de F_s puisque c'est le long de cette surface de glissement que la rupture risque de se produire.

Il n'y a pas de méthode précise permettant de définir, a priori, la position de se cercle critique. Il faut procéder tâtonnements en calculant le coefficient de sécurité pour un nombre suffisant de cercles, et ceci en quadrillant les surfaces de rupture géométriquement compatibles avec la topographie des lieux. Dans le cas général, il y a une triple infinité de possibilités :

- Pour un cercle donné, il est possible de faire varier le rayon du cercle.
- la position du centre peut varier dans le sens horizontal,
- la position du centre peut également varier dans le sens vertical.

Sur la fig.23., le coefficient de sécurité correspondant au rayon donnant la valeur minimale a été porté au doit de chaque centre étudié. Il est ensuite possible de tracer des courbes d'iso facteur de sécurité et de définir le minimum mini-marum donnant la valeur recherchée du coefficient de sécurité global.

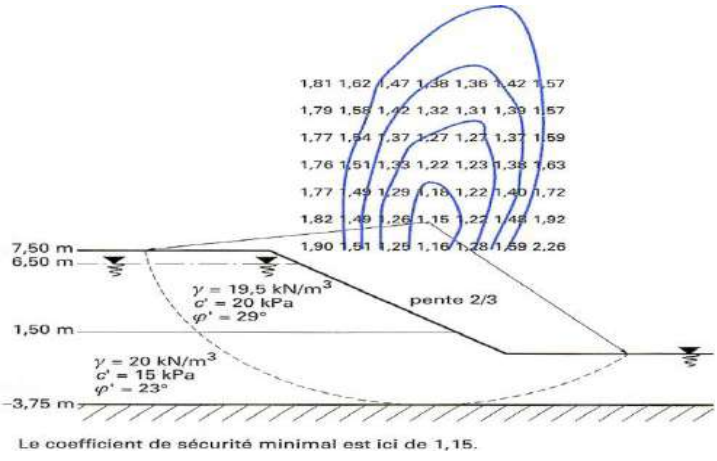


Figure .23. Détermination du cercle critique

1.3. Prise en compte des nappes et des écoulements :

Les développements qui suivent prennent en compte la pression interstitielle, qu'elle soit statique ou influencée par des écoulements. En conséquence, ce sont les caractéristiques effectives φ' et c' qui sont considérées.

1.3.1. Nappe statique :

Interstitielles se traduit par le déjaugeage du sol. Pour le calcul du poids W des tranches de sol les formules précédentes restent valables, à condition de considérer le poids volumique apparent γ au-dessus de la nappe et le poids volumique immergé γ' en dessous de ce niveau.

1.3.2. Prise en compte des écoulements au-dessus de niveau aval :

La prise en compte des écoulements est assez délicate. Il faut distinguer les écoulements au-dessus du niveau statique à l'aval du talus et les écoulements éventuels au-dessous de ce niveau.

La méthode des tranches de Fellenius est appliquée en utilisant l'équation de coulomb :

$$\tau = c' + (\sigma - u)tan\varphi'$$

Détermination de la pression interstitielle :

La valeur de la pression interstitielle **u** en chaque point du massif de sol se détermine à partir du réseau d'écoulement. Considérons la tranche ABCD (fig.25.) ; la valeur de **u** à introduire dans la formule précédente est celle régnant au point **M** : elle est donnée sur la figure par $\gamma_w . z_w$.

z_w **:** est la distance verticale entre le point **M** et le point **N** où l'équipotentielle passant, les charges hydrauliques en **M** et **N** sont identiques. En **N** la charge est due uniquement à l'énergie de position (surface libre) ; on a donc : $u = (z_N - z_M)\gamma_w$

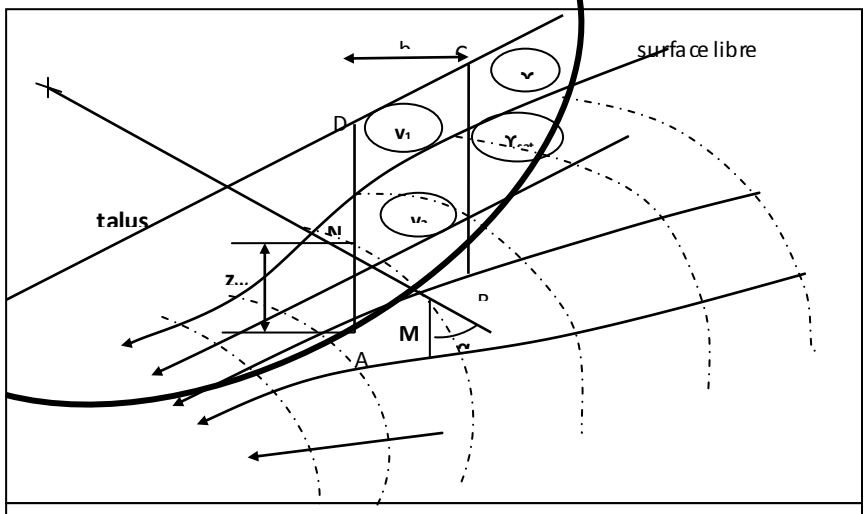


Figure.24. Détermination de la valeur de pression interstitielle

- **Calcul du coefficient de sécurité global :**

Soit W le poids total de la tranche ABCD , V_1 et V_2 les volumes situés respectivement au-dessus et au-dessous de la surface libre tels que :

$$W = \gamma . V_1 + \gamma_{sat} . V_2$$

Soit N et T les composantes normale tangentiel sur l'arc AB du poids W de la tranche ABCD (fig.26.) . La résistance maximale au cisaillement le long de AB est donné par l'expression: c'.AB+(N-u.AB)tanφ' .

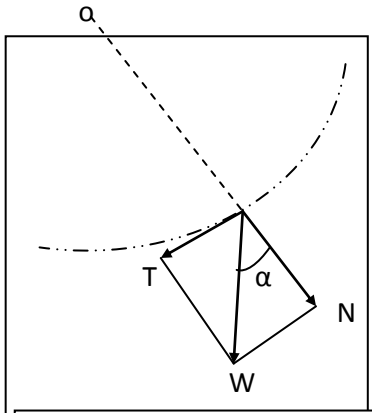


Figure.25. Décomposition du poids total W de la tranche ABCD

En sommant , pour toutes les tranches , les résistances maximmales au cisaillement ainsi que les composantes formule (**1 ter**) devient :

$$F_s = \sum_{n=1}^{n=m} [c'_i \frac{b}{cos\alpha} + \left(W\ cos\alpha - \frac{u.b}{cos\alpha}\right) tan\varphi_i] / \sum_{n=1}^{n=m} W sin\alpha \quad \textbf{(3)}$$

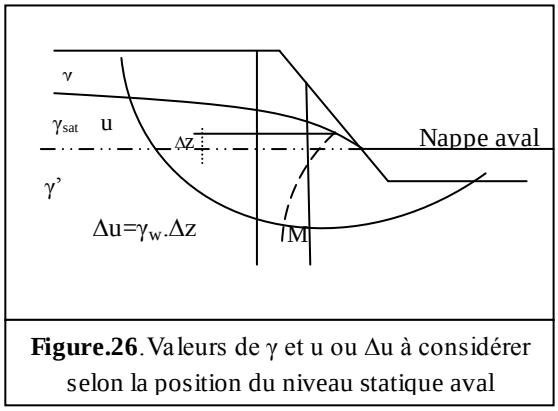


Figure.26. Valeurs de γ et u ou Δu à considérer selon la position du niveau statique aval

1.3.3. Prise en compte des écoulements en dessous du niveau aval :

La méthode précédente est mise en défaut si la nappe aval est plus haute que le pied de la pente (fig. 26.) à moins de prendre en compte l'eau de bassin dans le poids des situées à l'aval.
Il est plus pratique de considérer le sol comme déjaugé sous le niveau de la nappe aval, et de remplacer la pression interstitielle **u** dans la formule précédent par **Δu** , qui représente la différance entre la pression interstitielle réelle au point M et la pression hydraulique qui règne au même point si seule la nappe aval existe.

La figure .26. résume les caractéristiques à considérer dans le calcul de la stabilité en tenant compte des écoulements.

2. Méthodes de BISHOP :

2.1. Méthode de Bishop détaillée :

Les composantes V_n , V_{n+1} , H_n , H_{n+1} des réactions sur les tranches verticales interviennent dans les efforts appliqués sur AB (fig.22.) et influencent la réaction R_n .

En 1954, Bishop a publié une méthode, appelée ***Méthode détaillée*** , permettant de calculer le coefficient de sécurité F_s en tenant compte de ces sollicitations.

Le coefficient de sécurité est donné par la formule générale suivante :

$$F_s = \frac{1}{\sum_{n=1}^{n=m} w sin\alpha} \cdot \sum_{n=1}^{n=m} \frac{[W + (V_n - V_{n+1}) - u_n . b] \tan \varphi'_i + c'_i . b}{\cos\alpha + sin\alpha . \frac{tan\varphi'_i}{F_s}} \qquad \textbf{(4)}$$

Pour déterminer F_s il faut :

- procéder par itérations successives, puisque F_s figure aux deux membres de l'équation.
- définir V_n,V_{n+1}. Pour cela, une hypothèse supplémentaire est nécessaire, par exemple admettre que le long des plans verticaux les contraintes sont proportionnelles à la distance

verticale de leur point d'application à la surface libre. Compte tenu des équations régissant l'équilibre général du massif de sol limité par le cercle de glissement, déterminer $V_n - V_{n+1}$ est alors possible. toutefois, le calcul est très fastidieux et n'est pratiquement plus réalisé que par ordinateur.

2.2. Méthode de Bishop simplifiée :

L'hypothèse supplémentaire est que V_n-$V_{n+1} = 0$, quelle que soit la tranche considérée.

L'équation **(4)** devient alors :

$$F_s = \frac{1}{\sum_{n=1}^{n=m} w sin\alpha} \cdot \sum_{n=1}^{n=m} \frac{[W - u_n.b] \tan \varphi'_i + c'_i.b}{\cos\alpha + sin\alpha.\frac{tan\varphi'_i}{F_s}} \qquad \textbf{(5)}$$

I.8. Méthodes de confortement : [4] [5]

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

- — implanter ou déplacer le bâtiment, l'ouvrage d'art ou la route en dehors de la zone en mouvement, dans un secteur reconnu comme stable ;
- — concevoir l'ouvrage de telle sorte qu'il ne soit pas endommagé par le mouvement de terrain: soit en résistant aux efforts apportés par le mouvement de terrain (solution réservée aux petits glissements), soit en adaptant le mode de construction de sorte que les fondations soient dissociées du sol en mouvement.
- — La figure 28 présente le principe d'un dispositif de fondation sur pieux dans un glissement.

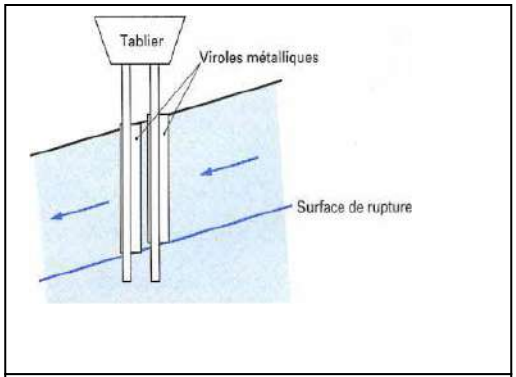


Figure.27. : Isolation des appuis d'un viaduc : fondation sur pieux protégés par des viroles métalliques

Si ce type de solution n'est pas retenu, on est amené à conforter la pente avec l'une des techniques présentées dans les paragraphes ci-après. Lorsqu'il s'agit de dimensionner un dispositif de confortement préventif, il est recommandé de prendre un coefficient de sécurité F = 1,5 pour l'ouvrage en service. Dans une intervention de réparation après glissement, si le calage des caractéristiques mécaniques paraît de bonne qualité, le coefficient de sécurité demandé peut se limiter à 1,3.

Si toutefois certaines caractéristiques du site sont mal connues, ou si les techniques employées sont susceptibles de perdre de leur efficacité avec le temps (colmatage de drains par exemple), ou encore si l'on ne peut tolérer de déformations, on choisit plutôt F=1,5.

I.8.1. Dispositifs de drainage :

Dans la plupart des cas de glissements, l'eau joue un rôle moteur déterminant. Aussi utilise-t-on couramment les techniques de drainage, qui ont pour but de réduire les pressions interstitielles, au niveau de la surface de rupture lorsque celle-ci existe. C'est donc en termes de diminution de pression interstitielle, et non de débit d'exhaure, qu'il faut évaluer l'efficacité d'un dispositif de drainage. Les différentes techniques qui peuvent être mises en œuvre pour atteindre cet objectif relèvent de deux options fondamentales :

— éviter l'alimentation en eau du site ;

— expulser l'eau présente dans le massif instable.

De nombreux paramètres conditionnent l'efficacité d'un système de drainage, en particulier la nature et l'hétérogénéité des terrains, la géométrie des couches aquifères, la perméabilité et l'anisotropie des sols, les alimentations et les exutoires. De ce fait, et compte tenu des difficultés de détermination de l'ensemble de ces éléments, le dimensionnement d'un système de drainage est fait en prenant un coefficient de sécurité plus élevé que celui pris pour d'autres techniques (terrassements, renforcements).

Comme la plupart des ouvrages, les dispositifs de drainage nécessitent un entretien régulier qui, s'il n'est pas réalisé, peut leur enlever toute efficacité. On distingue : les drainages de surface et les ouvrages de collecte des eaux, les tranchées drainantes, les drains subhorizontaux, les masques et éperons drainants, les drains verticaux, et enfin les galeries et autres ouvrages profonds. Toutes ces techniques peuvent être utilisées seules ou associées, ou en complément d'autres techniques de stabilisation.

I.8. 2. Introduction d'éléments résistants :

On entend par éléments résistants les structures telles que :

— murs de soutènement ;

— tirants d'ancrage et murs ancrés ;

— clouages par des barres, des micro-pieux ;

— rangées de pieux, de barrettes ou de profilés métalliques.

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

On peut également introduire des éléments résistants à titre préventif, de façon à éviter les déplacements, dont une conséquence serait de diminuer la résistance au cisaillement des sols. La compatibilité des déplacements du sol et des structures doit être prise en compte lors du choix de ce type de technique. En effet, dans le cadre de travaux de stabilisation de glissements de terrain très actifs, l'exécution d'ouvrages rigides tels que des tirants précontraints n'est pas envisageable: les déplacements du sol conduiraient à la rupture des tirants. Il est préférable de construire, dans ces cas, des ouvrages qui supportent mieux les déformations.

I.8. 3. Géotextiles[6]

Matière textile, plane, perméable et à base de polymère (naturel ou synthétique), pouvant être non tissée, tricotée ou tissée, utilisée en contact avec le sol ou d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. Les polymères les plus couramment utilisés sont le polypropylène, le polyéthylène et le polyester

a)-Géotextile non tissé :

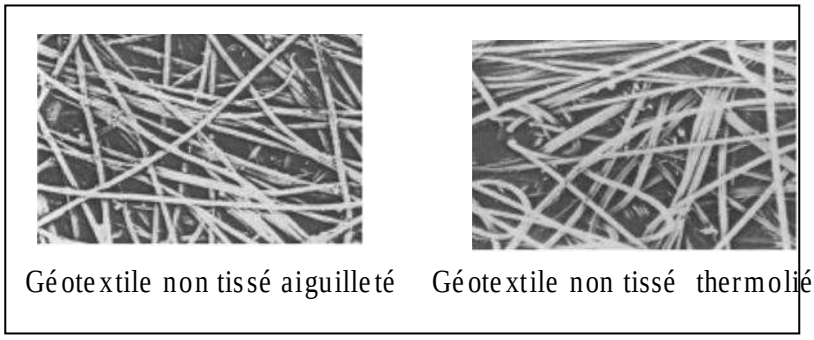
Géotextile fait de fibres, de filaments ou d'autres éléments orientés directionnellement ou au hasard et lié(e)s de façon mécanique, thermique ou chimique. L'aiguilletage donne une structure souple et déformable. Le thermocollage donne des géotextiles plus rigides.

b)-Géo tricoté :

Géotextile produit par entrelacement d'un ou de plusieurs fils, filaments ou autres éléments.

c)-Géo tissé :

Géotextile produit par entrelacement, habituellement à angle droit, de deux ou de plusieurs faisceaux de fils, de filaments, de bandelettes ou d'autres éléments

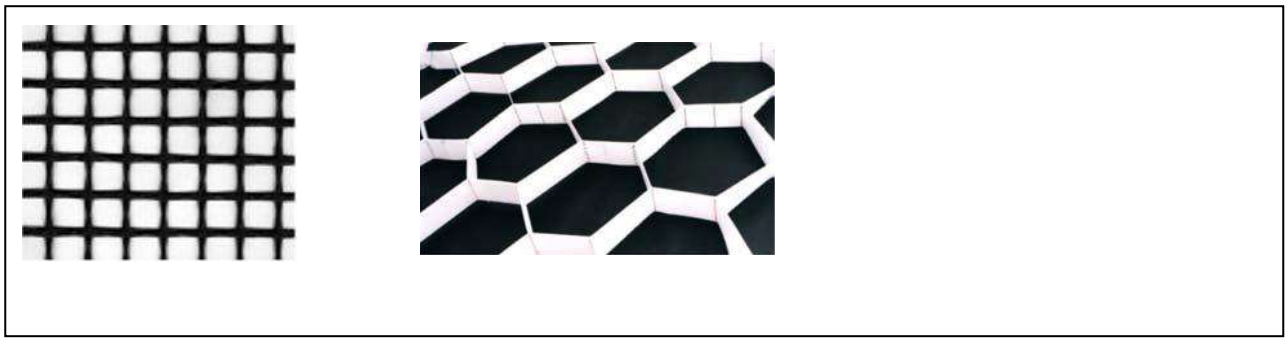


Géotextile non tissé aiguilleté Géotextile non tissé thermolié

Figure 28-29 -Typologie des géotextiles

d)-Produits apparenté aux géo textiles:

Matériau plan, perméable et à base de polymère (synthétique ou naturel) ne correspondant pas à la définition d'un géotextile tels que (Géogrille, Géofilet, Géosynthétique alvéolaire, Géoespaceur, Géobande, Géomatelas)



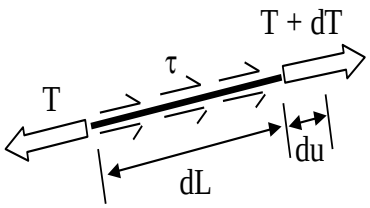
Géogrille Géotextile alvéolaire géoespaceurs

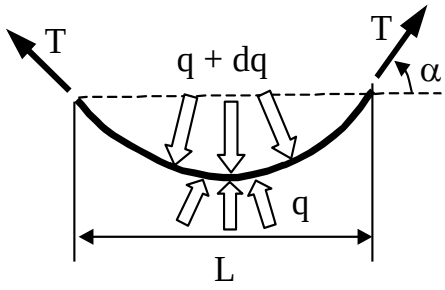
Figure 30-31 -32-Produit apparentés aux géotextiles

I.8. 3.1. Mode de fonctionnement des geotextiles de renforcement[7]

Les géotextiles de renforcement sont dotés d'une très bonne rigidité axiale et d'une très faible rigidité en flexion-cisaillement. Ils sont caractérisés par :

- ✓ La Résistance à la rupture Tf (kN/m)
- ✓ La Déformation à la rupture εf
- ✓ Un module Ji correspondant à εf





$$2\,T \sin\alpha = dq\,L$$

$$dT = 2\,\tau\,(dL + du)$$

$$T + dT/2 = J\,du/dL$$

I.8. 3. 2.Avantages des geotextiles

De nombreuses applications de renforcement des sols par géosynthétique ont été réalisées avec succès, les avantages sont nombreux :

- Structure relativement souple, capable de supporter des tassements différentiels relativement important sans se rompre.
- Des pentes de talus relativement raides.
- Réduction des contraintes de poussée derrière des ouvrages de soutènement.
- végétation possible du parement.
- Temps de réalisation rapide avec un coût relativement faible et une main d'œuvre peu qualifiée.
- Pour le renforcement des murs de soutènement, plusieurs technologies ont été développées.
- La technique associe le parement cellulaire modulable à un massif de sol, très utilisé pour la construction de mur de soutènement, le raidissement des talus autoroutier et la construction de fausses culées.

I.9 .Technique de surveillance :[3]

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

Les disposions incluses dans une surveillance comprennent donc essentiellement un contrôle (visuel ou par des instruments de mesure) de l'évolution, auquel succèdent un

dépouillement et une interprétation qui amènent éventuellement à prendre des dispositions de sécurité.

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

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

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

I.10. Conclusion bibliographique :

L'étude des mouvements de terrain est particulièrement complexe et représente depuis des siècles le sujet de recherche de beaucoup de laboratoires et universités. Tout au long de ce travail nous nous sommes attelés à regrouper presque toutes les théories développées qui traitent le phénomène de glissement de terrain et tout ce qui en découle dans un cadre prédéfini. Dans la première étape on a cité brièvement la définition d'un mouvement de terrain, et dans la deuxième étape nous avons identifié et différencié tous les types de glissement ainsi que les méthodes de calcul de stabilité des pentes. Ces méthodes sont basées essentiellement sur la détermination du coefficient de sécurité Fs.

Plusieurs solutions de confortements des glissements de terrain possibles ont été recensé en fonction des contraintes des sites étudiés et de la faisabilité des travaux de confortement.

Chapitre II

Analyse du glissement

II. Diagnostic et illustration des désordres :

II.1. Introduction :

Cette partie concerne le traitement du glissement de terrain survenu en 2010 à la sortie de la ville d'El Omaria au Nord-est de la wilaya de Médéa, le versant affecté par le glissement touche la route nationale n°64 au niveau du point kilométrique 52+800. En plus de l'axe routier, le glissement a touché aussi des habitations limitrophes à la sortie de la ville.

Ce chapitre est réservé à l'analyse des données de glissement, au diagnostic et la recherche des causes de l'instabilité du terrain et du glissement ainsi que le calcul de stabilité du versant actuel avant le confortement par la recherche des surfaces de rupture.

Cette approche nous permettra de mieux choisir les solutions possibles aux désordres de glissement enregistrés et la projection des confortements possibles.

II.2.Aperçu de géologie régionale :

La wilaya de Médéa fait partie du domaine tellien ,dans ses régions du Nord elle est constituée de formations méso-cénozoïque, qui ont subit des déformations majeures au cours des phases compressives alpines, leurs lithologies diffèrent d'un âge à l'autre, on trouve donc un crétacé constitué de schiste argile-siliceux, des argiles, des marnes et des calcaires, et un miocène constitué de dépôts argileux, marneux, gréseux, et conglomératique, ces dépôts du miocènes sont meublés et sont présents sur tout le territoire de la wilaya



Figure 33. Extrait de la carte topographique montrant le tracé de la RN64

1. **Litho stratigraphie :**
   a) **a)**-Quaternaire **:** Les dépôts du quaternaire sont représentés par les formations de pentes limons, sable, et galets.
   b) **b)**-Néogènes : Les dépôts néogènes sont représentés par les formations de miocènes et pliocènes d'argile marneuses, calcaires organogènes, grès et conglomérats.

2. **les formations crétacées :**

Les formations crétacées sont représentées par une assise puissante comprenant les dépôts du crétacé inférieur à supérieur. Les formations du crétacé inférieur cartées (c*i*) sont représentées par des schistes argilo siliceux, des argilites et des marnes avec les intercalations de grès siliceux, parfois les roches sont gypseuses. Les formations du cénomanien cartées (c*m*) sont représentées par l'alternance des marnes et des calcaires. Les calcaires sont gris foncé, massifs et rubanés, à cassure conchoïdale.

3. **Aperçu tectonique :**

La région de Médéa correspond à une structure néogène plissée et fracturée. Les plis de direction principale NE-SW, sont affectés par des accidents majeurs décrochant senestre, qui évoluent dans les temps actuels par une sismicité connue de la région. Celle-ci est classée en zone II [CGS]. Son intensité macrosismique historique est de 5 [CRAAG].

II.3.Description du site

II.3.1. Situation et état des lieux :

Le site concerné par cette visite est situé à 25Km vers l'Est du chef lieu de la wilaya de Médéa. Situé à environ 3,5Km au Nord de la ville d'El Omria.

Ce glissement marque ces empreintes sur les deux coté de la chaussée, sur le coté remblais, les mouvements des terrains s'effectuent en masses assez importantes laissant derrière elles des vides qui seront à leurs tours remplis par les terrains qui descendront ultérieurement.

A l'endroit même où est mis en place l'ouvrage de confortement, le glissement s'effectue en masse très importante trainant progressivement cet ouvrage, en son mouvement et détériorant la chaussée en conséquence.

La zone endommagée par le glissement s'étale sur une distance de quarante (40) mètres sur l'axe de la route, ce qui représente approximativement la zone délimitée par les deux ouvrages busés.



Figure.34. Site du glissement de terrain

II.3.2. Signes du glissement

Le glissement de terrain présente les signes suivants :

- La route qui traverse la zone affectée a présenté beaucoup de désordres (figure 01). on remarque des affaissements et une détérioration du corps de chaussée de la route ce qui a ramené le service gestionnaire de la route à remblayer et recharger le corps de chaussée de



Figur.35. Une partie de la chaussée détériorée.

- temps en temps afin de préserver la fonctionnalité de la route et d'éviter les accidents possibles de dénivelé.

- Mis à part les gabions réalisés pour protéger les deux ouvrages busés, nous avons constaté l'absence totale des ouvrages de soutènement dans la zone dérangée. Ce constat est valable tant du côté aval qu'amont de la route.



Figure.36. Absence d'ouvrages de soutènement au site : en aval et en amont

Conclusion :

L'examen visuel montre que le désordre est ancien et évolutif vu les renseignements obtenus auprès des riverains.

Le déplacement est lent et continu signe d'une évolution qui peut être due en partie à la poussée des terres.

Suite à ces constatations géométriques de la zone endommagée, nous pouvons conclure, à priori, que le glissement est profond, le site est constitué essentiellement d'argiles du miocène moyen ; on y trouve aussi des conglomérats.

Ces argiles couvrent une superficie importante dans la région, et cette constitution lithologique est considérée parmi les causes majeures favorisant les glissements des terrains.

II.4. Exploitation de la compagne géotechnique réalisée :

La campagne géotechnique réalisée contient :

- Huit (08) essais au pénétromètre dynamique lourd ;
- Un (01) sondage carotté ;
- Un (01) piézomètre ;
- compagne d'essai au laboratoire.

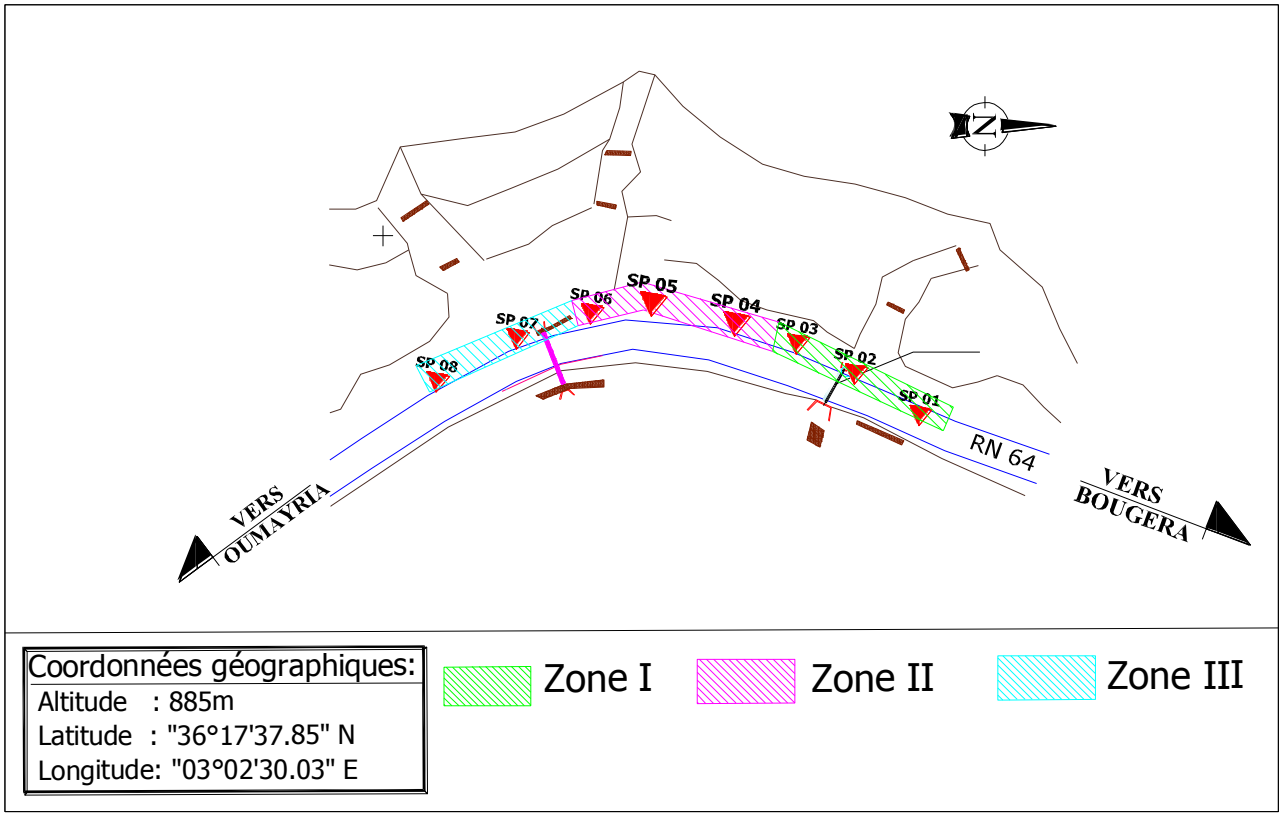


Figure .37. Implantation des essais in-situ réalisés.

II.5. Les essais in situ :

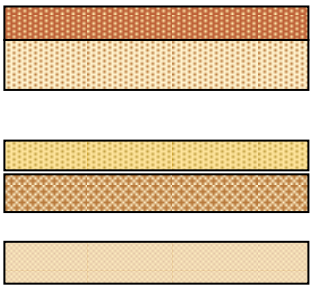
A. Les sondages carottés :

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

Les échantillons extraits sont dits « remaniés » lorsque les conditions de leur conversation et transport détruisent l'état et la structure du sol tels qu'ils étaient en place. Ces échantillons sont utilisés pour identifier les sols notamment par les essais de « granulométrie », de « limites d'ATTERBERG » et de « poids volumique ».

La reconnaissance du site à partir des sondages carottés (01 sondages de 17m de profondeur) l'implantation du sondage sur le plan.

Tableau.03.Les résultats d'essais de sondage 01

Sondage	Profondeur (m)	Légende	Description lithologique
Sc N°01	0.50 – 3.20		Argile marron
	3.20 – 5.60		Argile rougêatre
	5.60 – 10.50		Limon argileux
	10.50 –11.50		Sable limoneux
	11.50 –17.00		Argile marneuse

B .Essais pénétrométriques :

La campagne des huit (08) sondages, réalisés au pénétromètre dynamique lourd, a permis de localiser trois (03) zones différentes sur les plans "résistance en pointe" et "niveau d'assise", numérotées ci-dessous de "Zone I" à "Zone III", et qui sont définies ci-dessus sur la figure n°01 intitulée "Carte de zonage de la résistance en pointe".

1) Résistance sur la zone I :

Les diagrammes pénétrométriques des trois (03) sondages réalisés dans la zone I, montrent que :

1- Une certaine hétérogénéité, sur le plan résistance est constatée, justifiée par la différence entre les allures des pénétrogrammes ;

2- Une moyenne résistance en pointe est enregistrée; sa valeur dépasse les vingt (20) bars pour les trois (03) sondages;

3- Tous les essais ont manifesté des refus, dont le plus profond est atteint à neuf mètres vingt (9,20 m) de profondeur.

Nous pouvons, sur la base de l'analyse de ces pénétrogrammes, adopter pour l'ensemble du site, les valeurs suivantes de la résistance en pointe $\mathbf{R_p}$ (minimum ou équivalente) en fonction de la profondeur :

Tableau .04. Résistance a la pointe en fonction de la profondeur

Z (m)	1,50-3,80	> 3,80
Rp (bars)	20	30

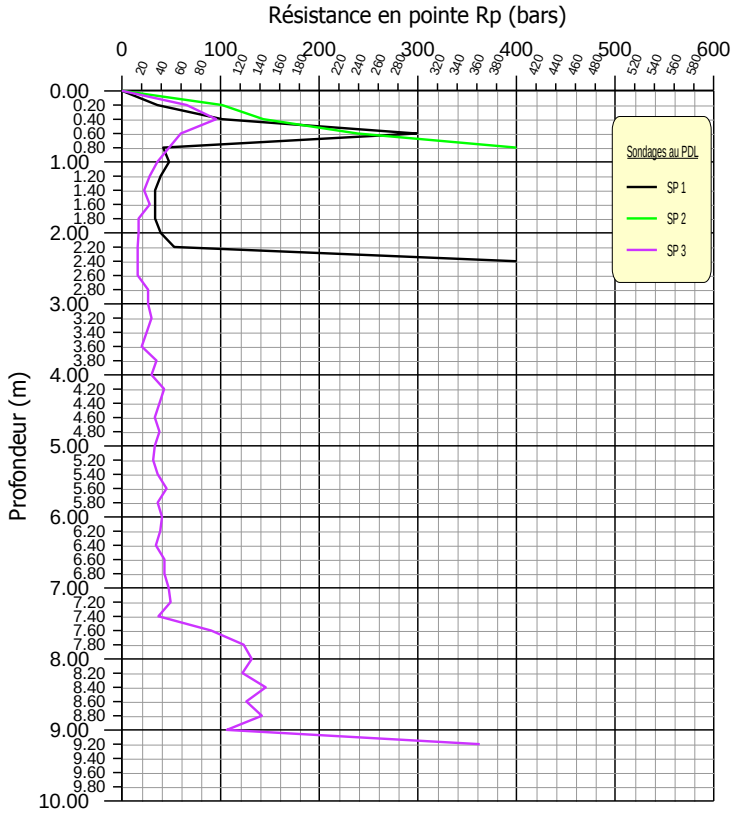


Figure.38.Pénétrogrammes des sondages SP1 à SP3 réalisés dans la Zone I

2) Résistance sur la zone II :

Les pénétrogrammes rassemblés sur la Figure .39 des essais SP4 à SP6, réalisés dans cette zone II, montrent que :

1- Une certaine homogénéité, sur le plan résistance est constatée, justifiée par la ressemblance entre allures des pénétrogrammes ;

2- Une moyenne résistance en pointe Rp est enregistrée; sa valeur dépasse les vingt (20) bars à partir de deux (2,00) mètres de profondeur ;

3- Tous les essais ont manifesté des refus, dont le plus profond est atteint à neuf mètres soixante (9,60 m) de profondeur.

Nous pouvons, sur la base de l'analyse de ces pénétrogrammes, adopter pour la zone II du site, les valeurs suivantes de la résistance en pointe $\mathbf{R_p}$ (minimum ou équivalente) en fonction de la profondeur:

Tableau .05 . Résistance a la pointe en fonction de la profondeur

Z (m)	1,60 – 2,20	>2,20
Rp (bars)	20	30

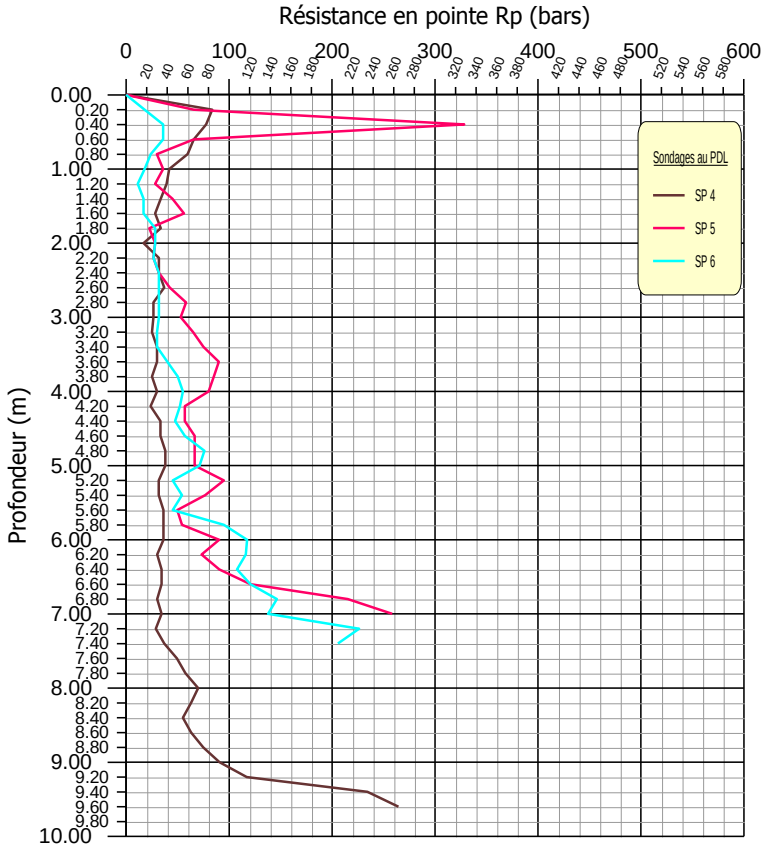


Figure .39. Pénétrogrammes des sondages SP4 à SP6 réalisés dans la Zone II

3) Résistance sur la zone III :

Les pénétrogrammes rassemblés sur la Figure 40 des essais SP7 à SP8, réalisés dans cette zone III, montrent que:

4 Une certaine homogénéité, sur le plan résistance est constatée, justifiée par la ressemblance entre allures des pénétrogrammes ;

5 Une moyenne résistance en pointe Rp est enregistrée; sa valeur dépasse pratiquement les trente (30) bars pour les deux sondages ;

6 Tous les essais ont manifesté des refus, dont le plus profond est atteint à neuf mètres quarante (9,40 m) de profondeur.

Nous pouvons, sur la base de l'analyse de ces pénétrogrammes, adopter pour la zone II du site, les valeurs suivantes de la résistance en pointe $\mathbf{R_p}$ (minimum ou équivalente) en fonction de la profondeur :

Tableau .06. Résistance a la pointe en fonction de la profondeur

Z (m)	1,50 – 5,40	> 5,40
Rp (bars)	30	40

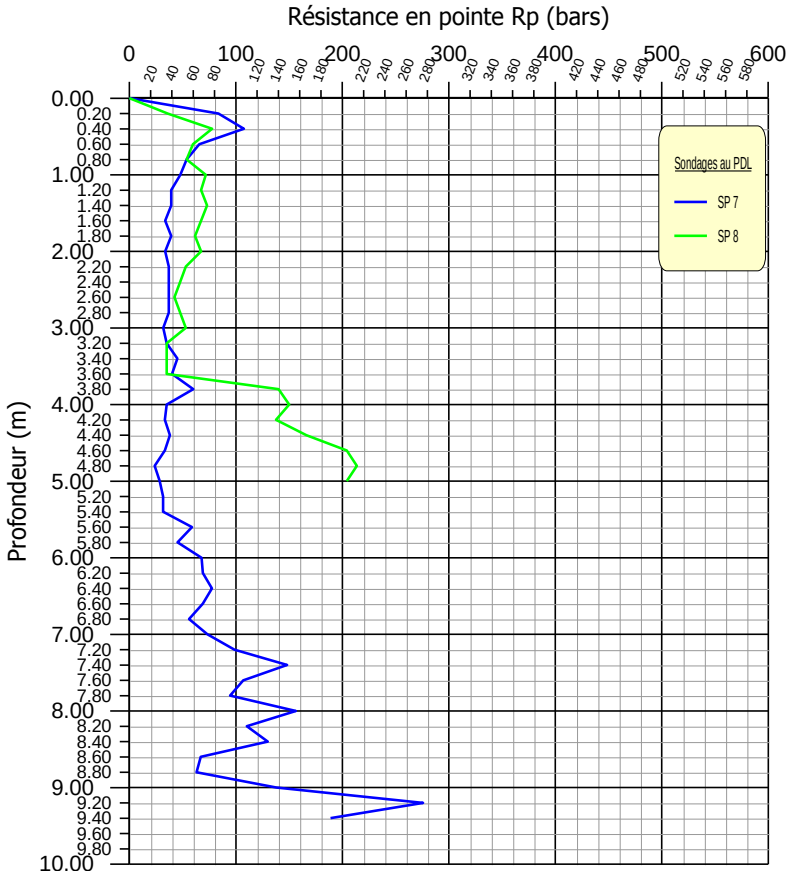


Figure .40. Pénétrogrammes des sondages SP7 et SP8 réalisés dans la Zone III

C .Levés piézométriques:

Afin de suivre la fluctuation du niveau d'eau de nappe, un (01) piézomètre a été placé dans le trou de sondage réalisé Malheureusement, ce piézomètre a été détérioré. De ce fait, nous n'avons pas pu suivre la fluctuation du niveau piézométrique.

Donc le niveau d'eau dans le sol a été proposé à partir de 1.5 m.

II.6. Essais en laboratoire :

Les essais réalisés dans laboratoire sont :

- Essais d'identification.
- Essais de résistance.
- Essais de compressibilité.

II.6.1.Liste des essais de laboratoire réalisés :

Nous donnons, dans le tableau .07, l'ensemble des essais de laboratoire que nous avons réalisés, en indiquant la profondeur ou l'échantillon a été prélevé ainsi que sa nature remanié ou intact.

Tableau. 07. Essais de laboratoire réalisés sur les échantillons extraits

N° Sondage	N° et profondeur Echantillon (m)	Nature échantillon	Type d'essais
SC 01	Echantillon 1 / Pf. :6,30-6,70 m	Intact	-Densité ; -Teneur en eau ; -Granulométrie ; -Limite d'Atterberg ; -Cisaillement rectiligne UU .
	Echantillon 2/ Pf. :9,00-9,40 m	Intact	-Densité ; -Teneur en eau ; -Cisaillement rectiligne UU.
	Echantillon 3 / Pf. :10,30-10,60 m	Remanie	-Granulométrie ; -Limites d'Atterberg.

II.6.2.Essais d'identification :

A-Poids volumique :

Le poids volumique d'un sol est le rapport du poids total d'une certaine quantité de sol, ou volume de cette même quantité. On le note $\gamma = \frac{P}{V}$ et on l'exprime généralement en KN /m^3.

Tableau .08. le poids volumique sèche et humide

Sondage	Profondeur (m)	Nature	γh (kN /m³)	γd (kN /m³)
SC01	06.30 -06.70	Limon argileux	21.50	18.37
	09.00-09.40	Limon argileux	20.90	18.00

B-Teneur en eau naturelle :

C'est le rapport du poids d'eau, qu'un échantillon de sol contient, au poids des éléments secs de ce même échantillon. Ces deux quantités sont obtenues en pesant l'échantillon dans son état nature puis dans son état sec, après dessiccation à l'étuve à 105°C.

La teneur en eau est notée w = $\frac{Pw}{Ps}$x100 et est exprimée en pourcentage (%).

Tableau .09. la teneur en eau

Sondage	Profondeur (m)	Nature	W (%)	Sr (%)
SC01	06.30 -06.70	Limon argileux	16.98	18.37
	09.00-09.40	Limon argileux	16.32	18.00

C-Limites d'Atterberg :

Les limites d'Atterberg sont donc deux teneurs en eau particulières, déterminées expérimentalement qui séparent les trois états de consistance ; celle qui sépare l'état liquide de l'état plastique est appelée "limite de liquidité", notée w_L ,celle qui sépare l'état plastique de l'état solide est appelée "limite de plasticité", notée w_P .

Essai de limites d'Atterberg

Tableau .10 . .limite d'Atterberg

Sondage	Profondeur (m)	Nature	Wl (%)	Wp (%)	Ip (%)
SC01	06.30 -06.70	Limon argileux	29.50	13.50	16.30
	10.30-10.60	able limoneux	23.50	12.50	11

D-Analyse granulométrique :

L'analyse granulométrique permet de mesurer la distribution dimensionnelle en poids des éléments d'un matériau Selon la taille des grains.

Tableau .11 . résultats d'analyse granulométrique

Sondage	Profondeur (m)	Pourcentage des passants inferieurs à 2mm	Pourcentage des passants inferieurs à 0.08 mm
	06.30 -06.70	99	76
SC01	10.30-10.60	100	91

II.6.3. Essais de résistance au cisaillement :

Pour étudier la résistance ou cisaillement du sol à endroits de notre site, réalisé deux (2) essais direct, de type non consolidé non drainé UU.

Les résultats de ces essais de résistance sont donnés ci-après

Tableau .12. résultat d'essai de cisaillement

Sondage	Profondeur 5m)	Cohésion C (kPa)	Angle de frottement Φ(°)
SC01	06.30 -06.70	157	18.98
	09.00-09.40	245	17.32

II.6.4. Essais d'analyse chimique :

Dans le but de se prononcer sur l'agressivité ou non du sol, une analyse chimique a été réalisée sur un (01) échantillon de sol extrait du site "Glissement de terrain sur la RN n° 64 / PK 52+800, El Oumaria", dont les résultats sont donnés au tableau n°02 suivant :

Tableau .13. Caractéristique chimique du sol du site :

N° Echantillon	Profondeur (m)	PH	Chlorures %	Ca Co3 %	Sulfates %
SC 01	4,20 – 4,40	7,79	0,468	23,7905	2,7605

D'après la composition minéralogique de cet échantillon, donnée par le tableau ci-dessus, notamment la teneur élevée en sulfates (>1,2 %), nous pouvons conclure que le sol du site est a**gressif de classe A4** ; par conséquent, le béton

II.7. Capacité portante du sol :

La charge limite du sol, notée qL, est la pression au- delà de laquelle le sol rompe cisaillement.

La capacité portante (ou taux du travail) du sol est la contrainte admissible acceptable que l'on prend en compte pour dimensionner les fondations de l'ouvrage ; elle est notée qadm et elle que : qadm = qL /F ; F étant un coefficient de sécurité pris égal à 3 dans le cas des fondations superficielles.

La valeur qadm peut être évaluée à partir des résultats de l'essai au pénétromètre dynamique lourd par la formule : **qadm=Rp /20**

En tenant compte des valeurs de la résistance en pointe adoptées supra, les valeurs calculées de la pression, en fonction de la profondeur, sont les suivantes :

Résistance sur la zone I :

Z(m)	1 ,50-3,80	>3,80
Rp(bars)	1,00	1,50

Résistance sur la zone II :

Z(m)	1 ,6 0-2,2 0	>2,2 0
Rp(bars)	1,00	1,50

Résistance sur la zone III :

Z(m)	1 ,5 0-5,4 0	>5,4 0
Rp(bars)	1,5 0	2,0 0

II.8. Résulta de la classification du site :

Tableau 14 : Résultats de la classification des sols du site

Sond	Prof. (m)	% 80 µ	% 2mm	Cu	Cc	Wl	Ip	Classe
SC01	06.30- 06.70	76	99	-	-	29,50	16,30	**Ap** : Argil peu plastique
	10.30-10.60	91	100	-	-	23,50	11,00	**Ap** : Argil peu plastique

D'après la classification du système LCPC, l'échantillon de sol est classé comme « **argile peu plastique** » de symbole **AP**.

II.9. Repérage topographique d'une zone instable

La topographie du site est constituée de talus de faibles pentes. Il est à noter que la zone de glissement est traversée par une route nationale (RN64), endommagée par le mouvement, et la présence d'habitations en amont du talus

- **Etablissement d'un plan topographique à grande échelle**

Généralement, les cartes topographiques à petite échelle disponibles sont insuffisantes pour repérer un accident localisé. Il convient donc d'entreprendre par priorité un levé

topographique à grande échelle (1/1 000 ^{e} ou 1/500 ^{e} par exemple) du secteur dans le quel se situe la zone glissé, d'en tirer un plan en courbe de niveau, et des profils jalonnés.

- **Photo-interprétation et télédétection**

Il s'agit deux techniques voisines et complémentaires. La photo-interprétation représente une discipline très élaborée et très efficace pour l'interprétation des structures.

La télédétection représente une technique nouvelle, extrêmement prometteuse et très puissante car elle permet le traitement informatique des données.

Ces techniques permettent de délimiter la zone instable.

- **Le piquetage de site**

Il doit concerner la zone glissée, et son environnement stable. Les piquets, ou les bornes scellées, disposés en quadrillage sont numérotés et repérés sur le plan topographique. Permettent de suivre l'évolution du glissement et de localiser exactement la zone en mouvement.

- **Repérage sur le terrain des traits caractéristiques d'un glissement**

Les traits caractéristiques auxquels on doit porter attention lors de ce levé de terrain les suivants :

- Les arbres, verticaux ou penchés, droit ou tordus, constituent les repères les plus courants. Ils fournissent un certain cadrage de chronologique du phénomène.
- Les poteaux électrique ou téléphonique, verticaux ou penchés permettre également une certaine datation du phénomène.

II.10.Recherche des causes d'instabilités :

II.10.1.Les pentes :

Les pentes sont plus ou très accentuées (30 à 40 %) pouvant être à l'origine de la rupture d'équilibre du sol en question.

II.10.2.L'eau et la circulation des eaux souterraines et superficielles :

L'eau du site peut avoir deux sources : superficielle ou profonde. Le climat de la région est connu par sa grande pluviométrie ce qui implique une quantité importante d'eaux superficielles de ruissellement. Pour les eaux profondes, nous avons installé un piézomètre dans le but de détecter une éventuelle nappe profonde mais ce dernier a été détérioré.

II.10.3.Tassements :

Le phénomène de tassement pourrait se manifester dans le cas des instabilités de la section de la RN64sous deux formes:

- Soit qu'il s'agit d'un tassement du sol sous le poids de remblai.
- Soit qu'il s'agit d'un tassement de la structure de remblai elle-même.

En conclusion les facteurs prépondérants qui sont à l'origine des dégâts observés sont liés aux conditions de drainage et aux mouvements par fluage et/ou tassement des remblais d'apports mis en place.

II.10.4.Les fissures excitantes et provoqués :

A-**Nature du sol :**

La campagne géotechnique réalisée au site étudié a montré que le sol est constitué principalement d'argile marron, suivie d'argile rougeâtre, puis de limon argileux qui surmonte une argile marneuse. Les essais réalisés divulguent des résistances faibles qui confirment l'état décomprimé de ces formations, ces formations sont dans un état décomprimé qui a conduit à une faible résistance.

B- Morphologie du terrain :

Le site se trouve au pied d'un talus naturel. La route a été réalisée en profil mixte (remblai-déblai) ce qui a permis de créer des talus instables qui ne sont pas soutenus. Cette morphologie favorise le glissement.

C-Surcharges dues au trafic routier :

Le site en question se situ dans une route nationale caractérisée par un trafic moyen. Ce trafic, en présence des autres facteurs, a ramené des charges supplémentaires qui ont contribués à la déstabilisation et aux déformations du sol.

II.11. Calcul manuel du coefficient de sécurité du versant actuel :

Le calcul a été fait avec les caractristiques suivantes :

- Argile marron : γ=20 KN/m^3 ; c =50 KN/m^2 ; φ = 6.
- Argile rougeâtre : γ=20 KN/m^3 ; c =40 KN/m^2 ; φ = 8.
- Limon argileux : γ=21 KN/m^3 ; c =157 KN/m^2 ; φ = 19.
- Sable limoneux : γ=20 KN/m^3 ; c =100 KN/m^2 ; φ = 17.
- Argile marneuse : γ=20 KN/m^3 ; c =200 KN/m^2 ; φ = 10.

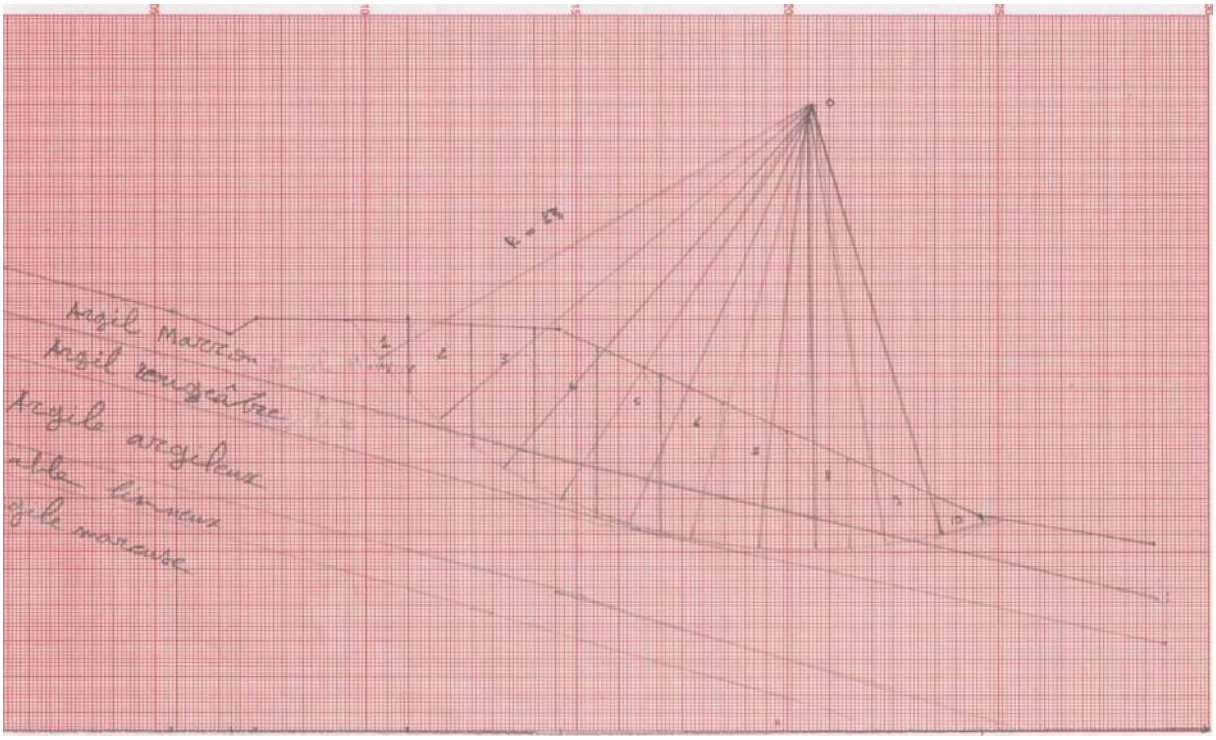


Figure .41. Model de calcul effectué manuellement Cercle de glissement

Méthodologie de travail

Plusieurs séries de calcul de stabilité ont été effectuées sur ces profils. L'objectif de ces calculs est comme suit :

- Déterminer toutes les probabilités de rupture (Fs≤1,3) qui peuvent affecter le talus
- D'analyser le mécanisme de rupture observé
- De définir le dispositif confortatif (Fs >1,3)

En s'appuyant sur l'observation visuelle du glissement (géométrie, hauteur, envergure) et sur les caractéristiques mécaniques (cohésion et angle de frottement), les surfaces de ruptures les plus probables ont été testées (correspondant à un état d'équilibre limite).

a)- Calcul manuel du coefficient de sécurité selon la méthode de Fellenius :

Tableau.15.détail de calcul manuel du coefficient de sécurité selon la méthode de Fellenius

Tranche	**01**	**02**	**03**	**04**	**05**	**06**	**07**	**08**	**09**	**10**
α	55	49	35	31	23	16	9	6,8	2	- 2
b	03	03	03	03	03	03	03	03	03	03
h	3	6	8	9,4	9	8	7,4	6	4	2
γ	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
C	50	45	45	45	45	45	45	45	45	50
ϕ	8	7	7	7	7	7	7	7	7	8
W = γ. h .b	180	360	530	614	590	530	494	410	290	170

U	20	40	80	70	88	82	76	58	40	20	
c. b/ cosα	315,78	253,86	153,70	144,11	129,34	121,87	118,36	116,66	116,66	131,81	
W.cosα	102,6	234	429,3	512,9	542,8	508,8	484,12	405,9	287,1	168,3	
u. b/ cosα	105,26	184,61	346,29	297,05	336,95	306,25	282,65	225,75	171,21	110,6	
(W.cosα) – (u. b/cosα).tgα	-0,372	5,921	-40,03	26,98	24,70	24,30	24,17	21,61	13,90	8,07	
(c. b/ cosα)+ [(W.cosα)– (u.b/cosα).tgα]	315,41	259,77	113,66	171,09	154,04	146,18	142,54	138,28	130,57	139,89	Σ=1711,477
W.sinα	147,6	273,6	307,4	319,28	236	148,4	79,04	45,1	8,7	-5,1	Σ=1560,02

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=10}[c'_i \frac{b_i}{\cos\alpha_i} + \left(W_i \cos\alpha_i - \frac{u.b}{\cos\alpha_i}\right)\tan\varphi_i]}{\sum_{n=1}^{n=10} W_i \sin\alpha_i} = \frac{1711,477}{1560,02} = 1,09$$

$$\mathbf{F_{s\ Fellenius} = 1,09}$$

b)- Calcul manuel du coefficient de sécurité selon la méthode de Bishop :

Tableau.16. détail de calcul manuel du coefficient de sécurité selon la méthode de Bishop

Tranche	**01**	**02**	**03**	**04**	**05**	**06**	**07**	**08**	**09**	**10**	
(W- u. b).tg φ	16,8	28,8	34,8	48,48	39,12	34,08	31,92	28,32	20,4	37,4	
c. b	150	1 35	135	165	135	135	135	135	135	150	
[(W- u. b).tg φ]+ [c.b]	196,8	193,8	199,8	213,4	204,1	199	196,9	193,9	185,4	217,4	
Cosα + (sinα.tgφ/Fs)	0,673	0,731	0,872	0,906	0,963	0,99	0,99	1	0,99	0,98	
([(W - u. b).tgφ]+[c. b])/ (Cosα + (sinα.tg φ/Fs))	292,3	194,7	178,9	165,6	161,9	151	147,4	142,9	136,6	171,6	**Σ = 1743,44**
W.sinα	147,6	237,6	307,4	319,2	236	148,4	79,04	45,1	8,7	-5,1	**Σ = 1560,02**

$$F_s = \frac{1}{\sum_{i=1}^{i=10} w_i \sin\alpha_i} \cdot \sum_{i=1}^{i=10} \frac{[W_i - u_i . b_i] \tan\varphi'_i + c'_i . b_i}{\cos\alpha_i + \sin\alpha_i . \frac{\tan\varphi'_i}{F_s}}$$

$$\boxed{F_{s\,Bishop} = 1{,}11}$$

II.12. Analyse du glissement par logiciels :

1. Présentation du logiciel TALREN 4

Le logiciel « TALREN 4 » consiste à tester plusieurs surfaces de ruptures probables des glissements observés en donnant le cercle correspondant au coefficient de sécurité minimal

($F_S \geq 1{,}3$).

Comme on va le voir par la suite, ce logiciel permet d'analyser la stabilité des déférentes sections de la pente, selon plusieurs méthodes classiques et numériques selon des surfaces de ruptures circulaires et non-circulaires.

Dans ce programme, toutes les données du problème sont modifiables de façon itérative, ce qui permet de tester successivement des jeux de valeurs (géométrique, hydraulique, paramètres géotechniques, la force sismique, les surcharges…etc.) et donc de dégager l'influence de chacun de ces 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 l'amont.

Le logiciel « TALREN 4 » constitue une évolution majeure par rapport aux versions précédentes de TALREN, et notamment par rapport à TALREN 97. Il représente une nouvelle version, très convivial, fonctionnant sous Windows® ; les utilisateurs de TALREN 97 comme les nouveaux utilisateurs de TALREN remarqueront la simplicité de son emploi.

Les principales caractéristiques ainsi que le détail des fonctionnalités disponibles de TALREN 4 sont abordées ultérieurement.

- **Le menu principal**

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

- ✓ Fichier :
- ✓ Edition :

- ✓ Affichage :
- ✓ Données :
- ✓ Phases et situations :
- ✓ Calcul et résultats :
- ✓ Options :
- ✓ Aide

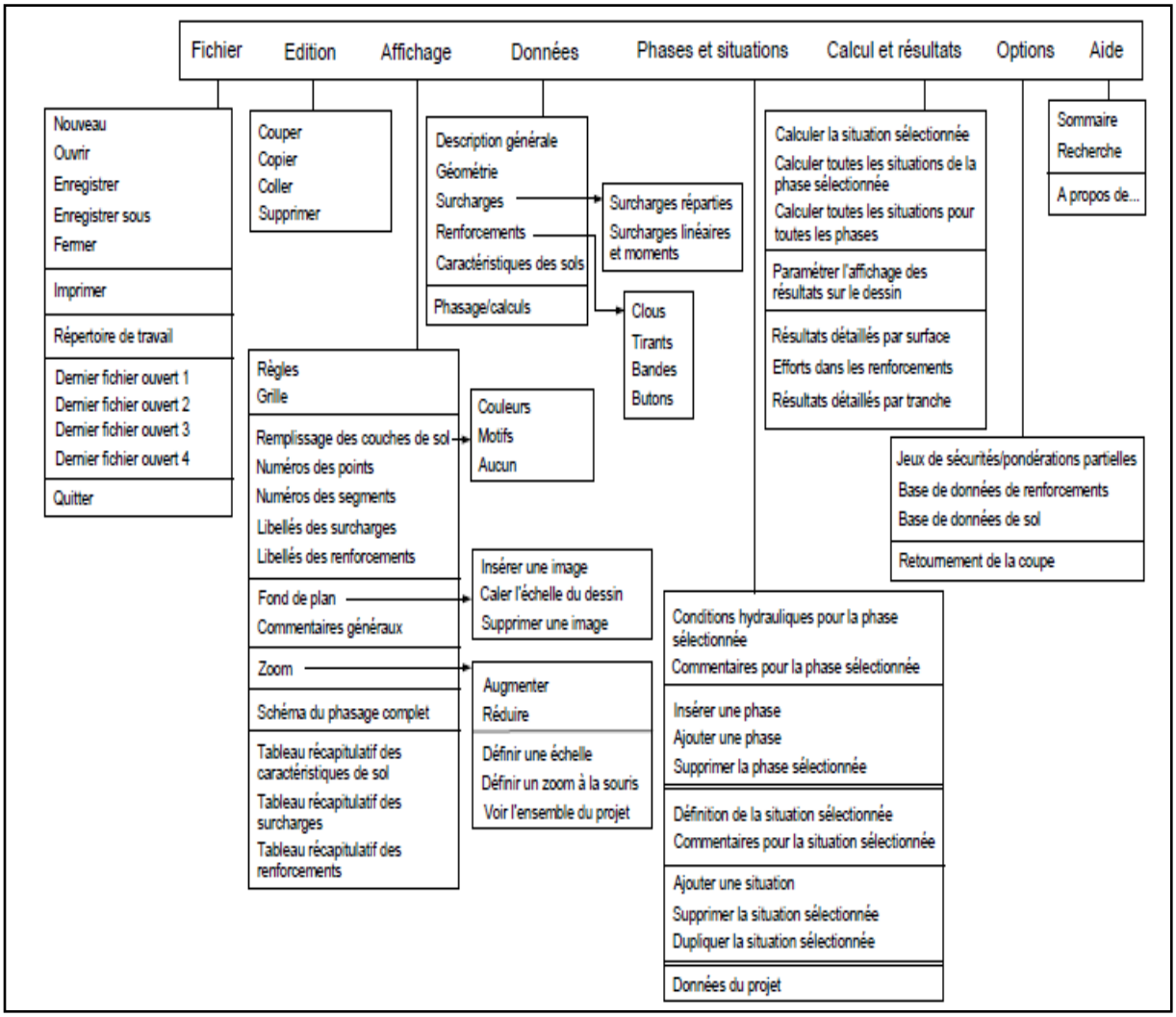


Figure .42 . Organigramme montrent les différents options de la barre d'outil TALREN4.

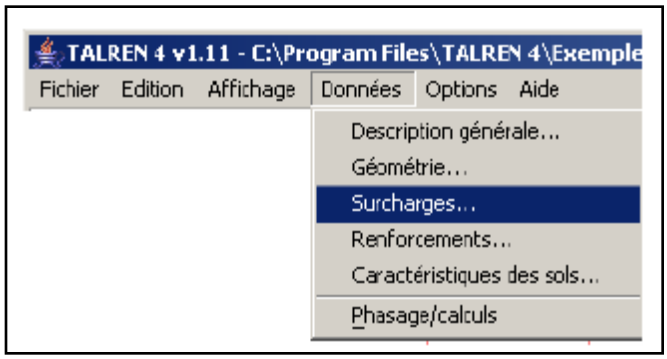


Figure.43. Le menu de données.

❖ **La barre de boutons principale**



Figure.44. La barre de boutons principale

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

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

❖ **Barre de boutons contextuelle "Données du projet"**



Figure.45. La barre de boutons contextuelle "Données"

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

- ✓ Outil "Sélection" ;
- ✓ Description générale du projet ;
- ✓ Dessin de lignes géométriques ;
- ✓ Dessin de surcharges (surcharges réparties puis torseurs) ;
- ✓ Dessin de renforcements (clous, tirants, bandes puis butons) ;
- ✓ Définition des jeux de caractéristiques de sol (ouverture d'une boîte de dialogue) ;
- ✓ Basculement en mode "Phasage/Calculs".

❖ **Barre de boutons contextuelle "Phasage/Calculs"**

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



Figure .46. La barre de boutons contextuelle "Phasage/Calculs".

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

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

2. Calcul et Vérification

❖ Hypothèses de calcul

Plusieurs facteurs on 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.

✓ Actions du séisme

D'après le document RPA90 modifié en 2003, la zone étudier est classée comme zone II, et l'ouvrage peut être classé comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe 2).

Alors on peut facilement tirer le coefficient d'accélération de la zone comme suit:

Zone II
Groupe 2 ⇨ A = 0.25g.

La modélisation de l'effort sismique ce fait par insertion du coefficient d'accélération sismique A qui est pris égale à 0.25g.

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

$K_h = 0.5A\ (\%),\ K_v = 0.3K_h\ (\%)$. (RPA 99 – 2003).

L'effet sismique a été pris en compte en introduisant des coefficients d'accélération sismiques qui sont ah /g= ± 0,125 pour la composante horizontale et av /g= ±0,0375 pour la composante verticale.

✓ Le trafic routier

Les surcharges routières sont calculées en prenant le camion semi-remorque de 4 essieux comme véhicule de référence. Les charges dues au trafic routier et au corps de chaussée sont modélisées comme des forces réparties verticalement de 20 KPA.

3 . Calculs à l'aide du logiciel « TALREN4 »

Deux cas de figures ont été traités : cas sans stabilisation et un autre cas avec renforcement. Le renforcement dans ce site est constitué de remblai formé de matériaux noble (TVO) renforcé par des géotextiles disposés sous forme de nappes espacées de 0.80 m.

Le calcul est fait selon les deux cas suivants :

- Etat actuel du site ;
- Site après confortement.

Le coefficient de sécurité pour cette méthode est égal à 1,3.

Les paramètres d'entrée sont :

- Les paramètres géotechniques de chaque couche γ (KN/m^3), c (KN/m^2), φ (°).
- Les coordonnées de talus x, y en m.
- Les coordonnées de la nappe x i , y i en m.

Les caractéristiques géotechniques utilisées dans les calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau. 17 . Caractéristiques des couches.

Nom de la couche	Épaisseur moyenne (m)	γ_{sat} (kN/m^3)	φ(°)	c (kPa)
	Couches du terrain			
Argile marron	4,50	20,00	6	50
Argile rougeâtre	2,00	20,00	8	40
Limon argileux	4,50	21.00	19	157
Sable limoneux	1,30	20,00	17	100
Argile marneuse	-	20,00	10	200

Tableau.18. tableau des données de base de calcul introduites dans le logiciel de calcul de stabilité

Nom de la couche	Légende	γ_{sat} (kN/m^3)	φ(°)	c (kPa)
Argile marron		20,00	6	50
Argile rougeâtre		20,00	8	40
Limon argileux		21.00	19	157

Sable limoneux		20,00	17	100
Argile marneuse		20,00	10	200

4. Modélisation du talus sans confortement :

La modélisation du terrain d'un profile qui coupe la zone du glissement horizontalement au milieu selon le sens du glissement.

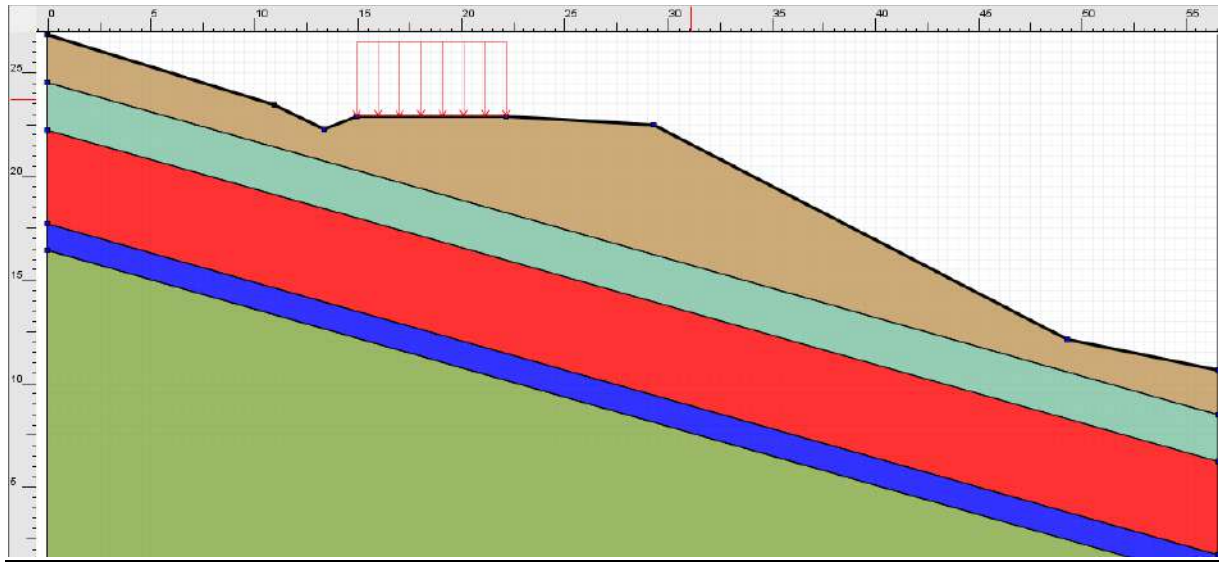


Figure.46. Talus modélisé avec prise en compte de la nappe et des surcharges d'exploitation

NB : les surcharges d'exploitations sur la route est égale à 20 kPa

5. Localisation des surfaces de rupture potentielle :

Il y a lieu de signaler que le calcul pour tous les cas est fait selon les recommandations CLOUTERRES fondamentales/sensitives. Le coefficient de sécurité pour cette méthode est égal à 1.

Les résultats sont retenus, ce qui correspond à l'état stable du site, lorsque le coefficient de sécurité minimum est supérieur à 1,30.

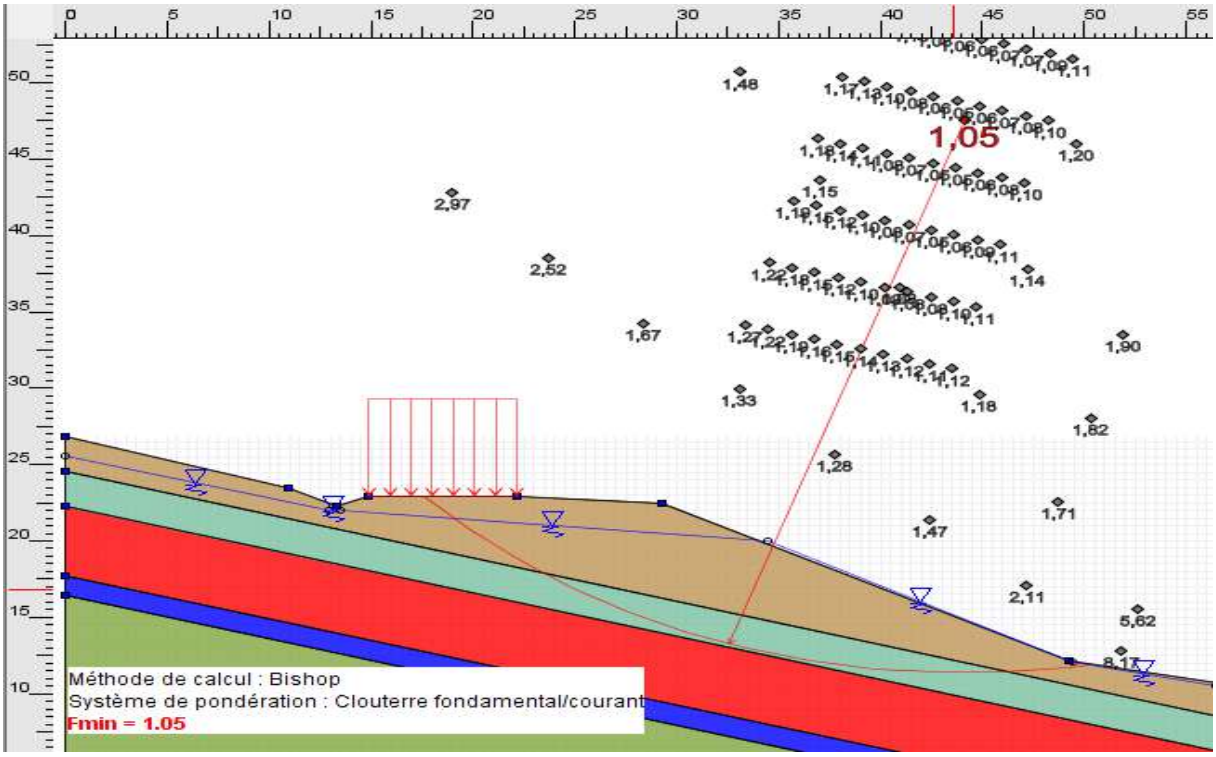


Figure.48. les cercles de rupture

6. Les résultats obtenus :

Le logiciel Talren est basé sur la méthode des tranches et donne les valeurs minimales de coefficient de sécurité, pour chaque méthode :

Tableau.19. Calcul des coefficients de sécurité selon différentes méthodes Fellenius et Bishop

Méthode	***Coefficient de sécurité minimal*** Fs_{min}	**Coordonnés du cercle correspondant**		
		X(m)	Y(m)	R
Fellenius	1.09	56.56	886	25
Bishop	1.11	56.56	886	25

II.13. Conclusion de l'étude du glissement :

La topographie du versant laisse apparaitre une topographie accidentée avec une pente de 30% du haut vers le bas et des escarpements dans le haut du talus ainsi que des bourrelets au milieu du versant et vers le coté bas.

Une présence d'eau superficielle a été enregistrée, chose qui nous renseigne sur le niveau de la nappe et la circulation proche de la surface des eaux.

Suite à l'analyse et le diagnostic réalisé sur ce glissement, les causes probables sont dues à une présence importante des eaux superficielles et souterraines non drainées, une surcharge en

remblais qui a provoqué un déplacement et une instabilité des talus accélérée par les pentes raides.

Le calcul de stabilité du versant a mis en évidence les points suivants :

- Les surfaces de rupture potentielles concernent deux zones distinctes, l'une est localisée en aval de la chaussée, l'autre est en bas du talus.
- La profondeur du glissement est estimée à 6.00 m à partir du terrain naturel chose qui nous indique que c'est un glissement semi-profond ;
- Le glissement concerne les deux couches supérieures qui sont formées de blocs grès et d'un remblai argileux.
- Les coefficients de sécurité minimums sont inferieurs à 1.3 (entre 1.09 et 1.11) calculés par plusieurs méthodes, démontrent que le talus est instable.

Chapitre III

Etude du confortement

III. Etude du confortement de glissement:

III.1. Introduction :

L'étude d'un glissement de terrain, nous conduit à définir une solution confortative et à exécuter des travaux de stabilisation. Cette solution doit tenir compte de la faisabilité des travaux liée à :

- L'investissement consenti,
- L'accessibilité de site,
- La période de l'année choisie pour l'exécution des travaux,
- La cinématique du glissement,
- Les moyens en matériels et la technicité des entreprises locales.

Enfin, les différentes solutions envisageables sont examinées dans l'ordre d'une progressivité croissante des moyens mis en œuvre : des solutions réparatrices aux solutions curatives, en allant des solutions les plus simples aux plus complexes qui doivent être passé par le jugement, l'expérience et l'intuition du géotechnicien.

Donc le choix de la technique de la stabilisation devra être le fruit d'un compromis entre trois aspects qui sont :

- Analyse des paramètres techniques de site,
- La connaissance des techniques de stabilisation,
- Les impératifs technico-économique.

L'analyse des paramètres techniques du site sont basées sur un calcul d'équilibre limite ou numérique, qui conduit à évaluer quantitativement l'incidence des paramètres de l'instabilité telle que la géométrie, l'hydraulique, les caractéristiques mécaniques des terrains.

Le résultat de ces calculs permet donc de classer les actions correspondantes (terrassement, drainage, soutènement et amélioration des efforts résistants).

La connaissance de la technique de stabilisation permet de proposer un procédé de stabilisation que l'on maîtrise parfaitement les limites d'utilisation.

Ainsi,

- L'adaptation entre l'action de confortement et la cause du glissement,
- La pérennité de certaines techniques et les possibilités d'entretien ultérieur,
- La progressivité d'application des moyens : on commence généralement par un système de drainage ou un terrassement qui sont les causes directes des mouvements,

La contrainte économique : c'est le rapport «efficacité/coût», le coût d'entretien et la maintenance du site après travaux, conditions locales relatives aux matériaux disponibles, et à la qualification des entreprises, le degré de stabilité recherché.

III.2. Technique de confortement et de stabilisation

Pour l'étude de la stabilisation des talus, Les trois solutions de confortement proposées précédemment se résument en :

1ere solution à étudiée :

Rabattement de la nappe par un système de drainage et un confortement par reprofilage du talus. Ces travaux de terrassement ont pour bute d'alléger le sol et adoucir les pentes.

2eme solution à étudiée

La solution qui consiste à la réalisation d'un mur de soutènement en béton armé classique en aval du talus, est à écarter, du fait que le toit du bon sol est assez profond ; la réalisation de la semelle du mur de soutènement nécessite une excavation en tranché assez profonde, ce qui réduit considérablement la butée du talus et donc mettre en péril toute la stabilité du site. Les dimensions importantes du mur vont augmenter considérablement le coût final de l'ouvrage de soutènement. Un autre inconvénient est la difficulté d'exécution vu la pente importante dans ce site.

3eme solution à étudiée

La solution consiste à la réalisation d'un mur en matériaux sélectionnés, noble et drainant, compactés en couches de 20 cm, et renforcés par des nappes en géotextile. Les avantages de cette solution sont les suivantes :

- Grande résistance aux charges de traction venant des charges routière. Cette résistance est assurée par les géotextiles.
- Augmentation de l'angle de frottement du composite sol-géotextile par rapport au cas du sol seul.
- La grande perméabilité assurée par l'utilisation des géotextiles en plus du caractère drainant du matériau utilisé pour le remblai.

- La faible déformabilité du sol du fait que le remblai sera exécuté en couches successives bien compactés

III.3. Etude du confortement avec logiciel :

1. Confortement par drainage :

Le but à atteindre est la diminution des pressions interstitielles et non l'évacuation d'un débit maximum. Donc la tranchée drainante est couramment utilisée pour rabattre le niveau de la nappe. Elle est implantée ou placé en amont du glissement à la cote (50,14) de façon à venir recouper les filets d'eau. L'implantation de la tranchée drainante peut être réalisé de plusieurs façons : à la pelle mécanique, à la trancheuse et à la haveuse de paroi, sur une profondeur de 5m et d'une ouverture à la base de 1.5m.

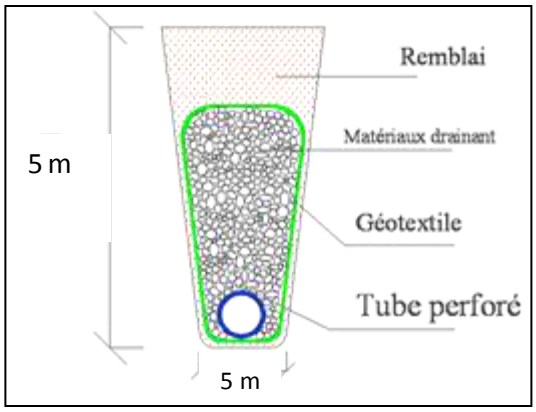


Figure. 49 . Schéma type de la tranchée drainante

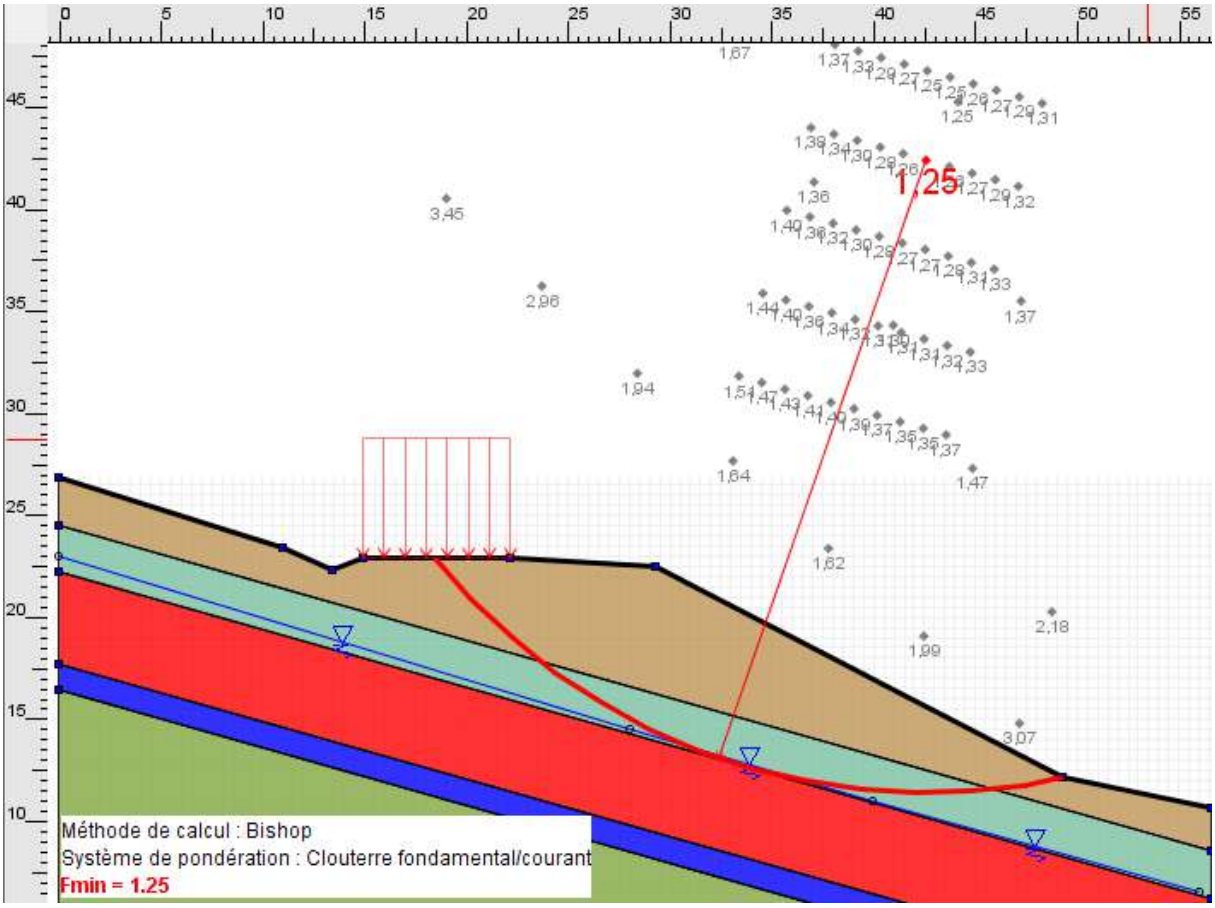


Figure.50. Talus modélisé après rabattement de la nappe

Après le rabattement de la nappe, le coefficient de sécurité est égal :

$$F_s = 1{,}25$$

Cette étude montre que la tranchée drainante n'est pas suffisante, car les coefficients de sécurité restent toujours faibles, nous remarquons aussi qu'il n'y a pas une grande différence entre ces derniers et les résultats obtenus avant le confortement

2. Confortement par mur de soutènement en béton armé

de s'affranchir de tout danger de détérioration de la chaussée, on propose dans cette dernière variante la réalisation d'un ouvrage de soutènement aval fondé en tête du substratum rocheux. Compte tenu de la configuration du site, il est proposé de mettre en œuvre une solution de type mur voile en béton armé, possédant une semelle large.

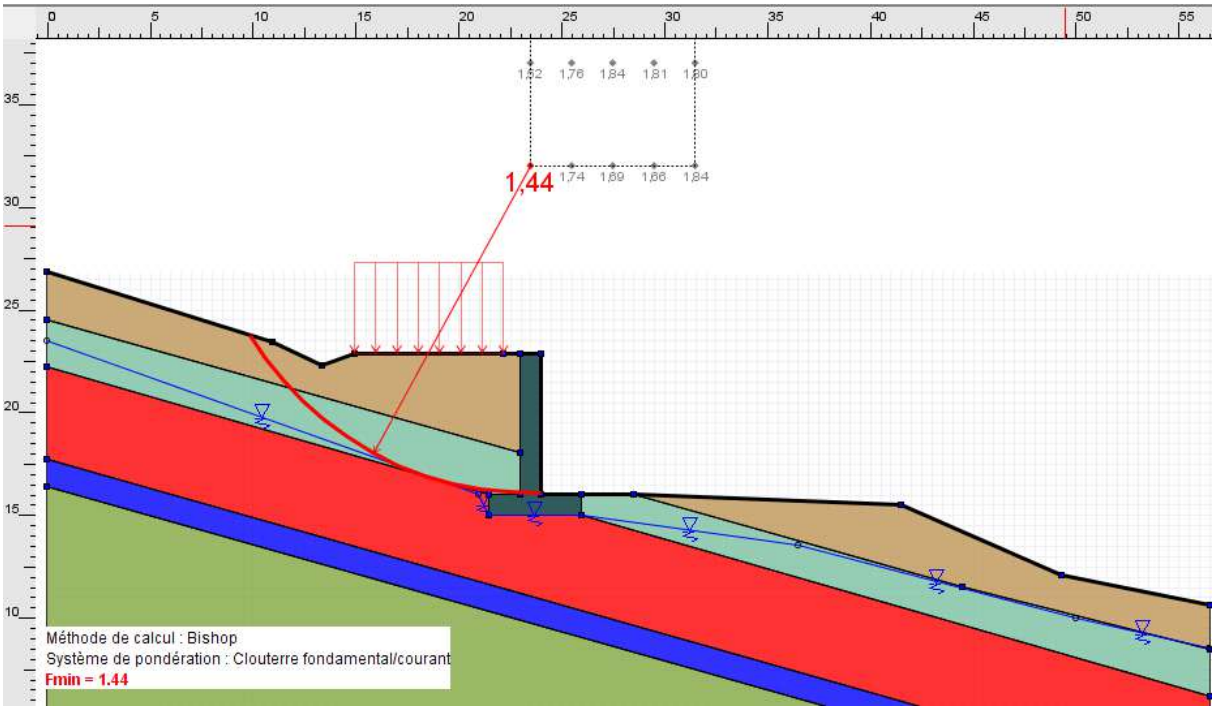


Figure .51. Talus modélisé avec un mur de soutènement

La stabilisation par un mur de soutènement, a donné un coefficient de sécurité est égale :

$$F_s = 1{,}44$$

-Démontions de mur de soutènement en béton armé

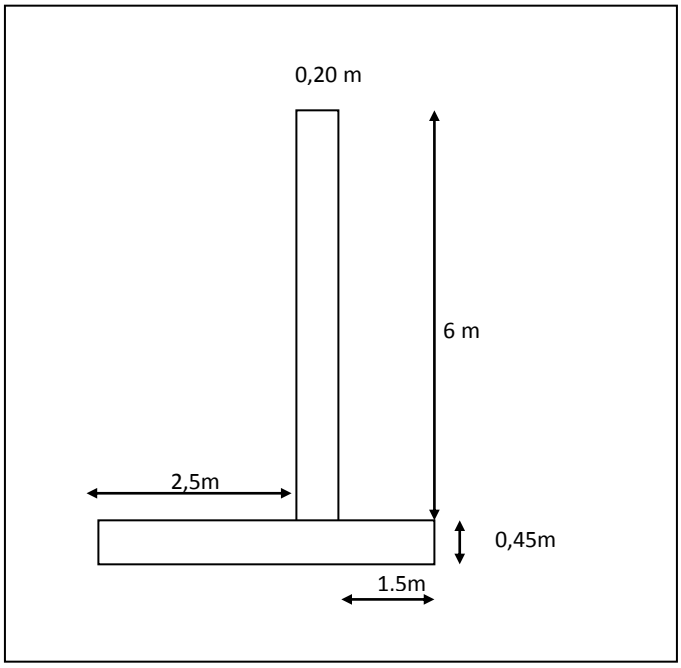


Figure. 52. Démontions de mur de soutènement en béton armé

3 .confortement avec géotextile :

- Géotextile de renforcement dont la résistance à la traction minimale est de 150kN/ml.
- Espacement vertical entre deux nappes est de 0.5m.
- Densité du remblai du mur renforcé est de 18 kN / m^3.
- Fruit extérieur du mur est de 55°.
- Hauteur de la couche traitée : 7m
- angle de frottement de 30°

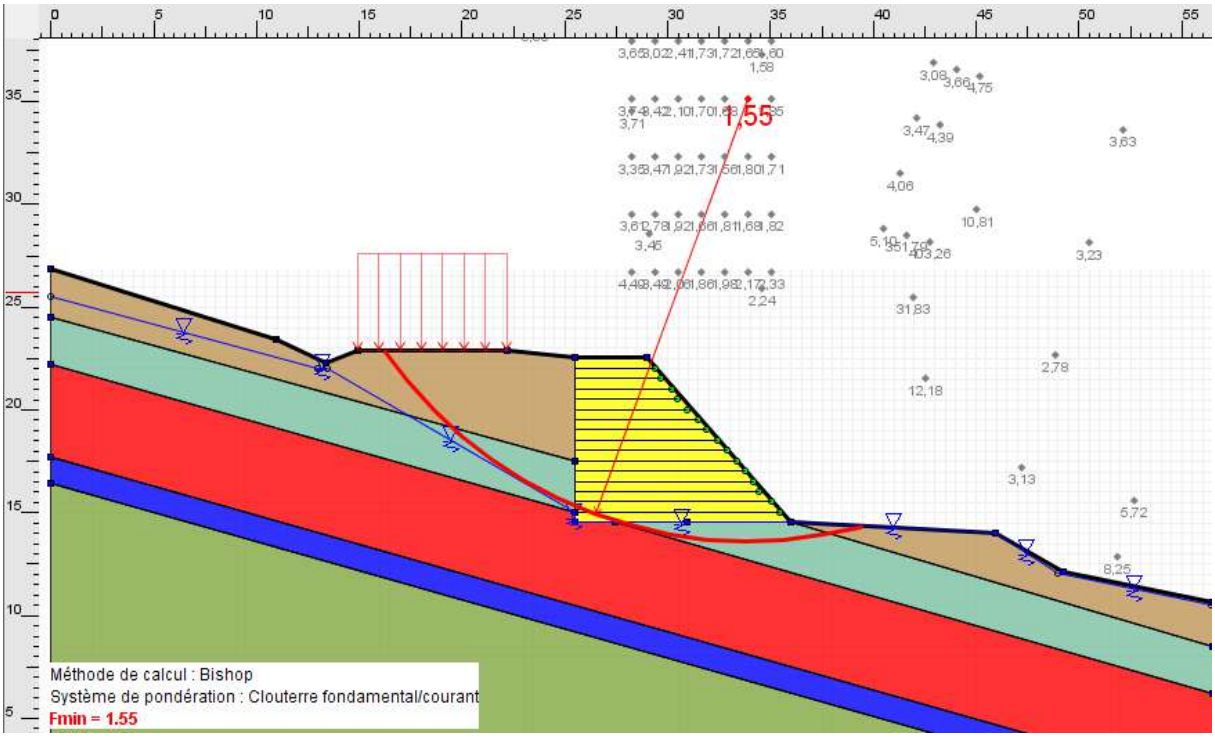


Figure. 53. Modélisation du talus avec géotextile

La stabilisation par géotextile, a donné un coefficient de sécurité est égale :

$$F_s = 1{,}55$$

III.4. Analyse du géotextile de protection

1. stabilisé par un remblai renforcé par des géotextiles

En quelques années, l'emploi des géotextiles s'est révélé l'une des techniques les plus populaires d'amélioration des sols et des ouvrages en terre. On leur attribue quatre modes d'action qui peuvent êtres combinés : le drainage, la filtration, la séparation de couches de granulométrie différente et le renforcement mécanique.

Ce dernier aspect, qui a été utilisé plus tardivement que les trois autres, donne maintenant lieu à des applications de plus en plus nombreuses et très prometteuses. La déformabilité et la grande résistance des nappes de géotextile s'adaptent en effet particulièrement bien aux propriétés mécaniques des sols meubles.

Ce calcul a été mené en introduisant une couche de remblai de 7 mètres de hauteur, renforcé par des nappes en géotextiles.

Le remblai utilisé a une cohésion de 5 kPa, un angle de frottement de 30° et un poids volumique de 18kN/m^3 . Les valeurs des facteurs de sécurité minimums sont données sur le tableau ci-dessous. Les géotextiles ont une résistance à la traction de 150 kN/ml.

2. Calcul de la stabilité des géotextiles

La procédure de calcul du sol renforcé par géotextiles se résume dans les étapes suivantes :

a).Evaluation de la resistance a la traction admissible sur la base du coefficient de securite combine

$$\boxed{T_{adm} = T_{ult}\frac{1}{(FS)_{DI}X(FS)_{FL}(FS)_{DC}X(FS)_{DB}}}$$

Où T_{adm} et la résistance à la traction admissible, $T_{ult} = 150KN$ est la résistance ultime et (FS) est le facteur de sécurité. Les différents indices sont expliqués dans le tableau suivant :

Tableau.20.de la base du coefficient de sécurité combine

	Signification	Valeurs
$(FS)_{DI}$	Dommages dus à l'Installation	1.1 à 2.0
$(FS)_{FL}$	Fluage	2.0 à 4 .0
$(FS)_{DC}$	Dégradation Chimique	1.0 à 1.5
$(FS)_{DB}$	Dégradation Biologique	1 .0 à 1.3

Donc

$(FS)_{DI} = 1,5$

$(FS)_{FL} = 2,0$

$(FS)_{DC} = 1,3$

$(FS)_{DB} = 1,3$

$T_{adm} = 150 \frac{1}{1.5X2X1.3X1.3}$ **T_{adm} =29,6KN**

b) Determination de la pression totale sur le mur en geotextiles

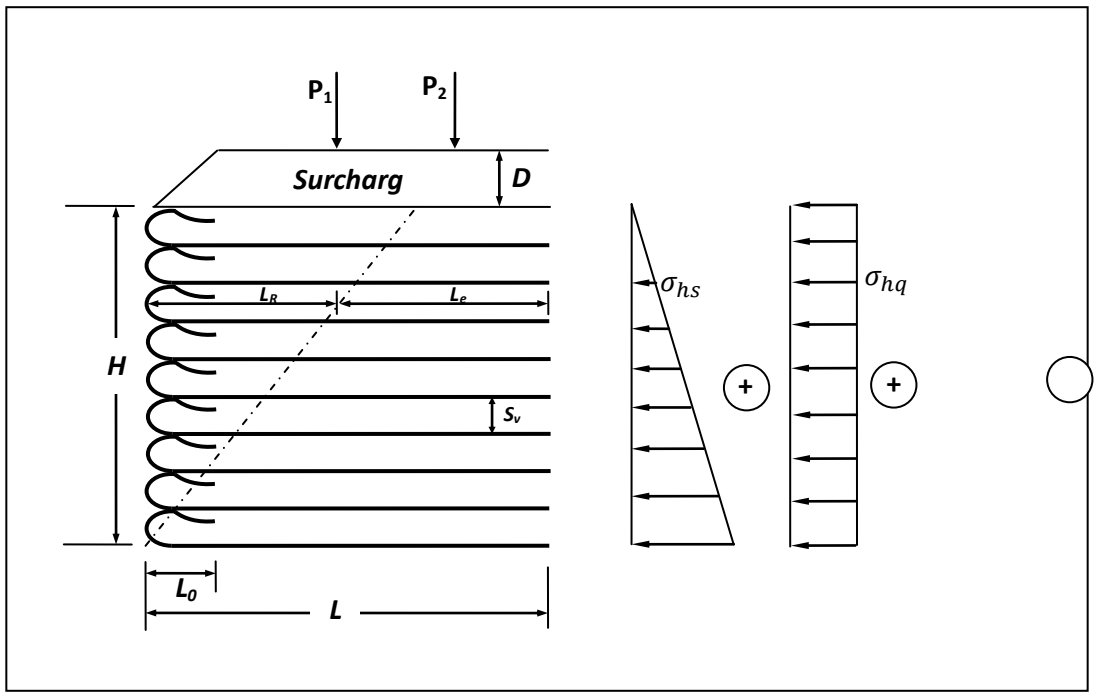


Figure. 54. La pression totale sur le mur en géotextiles

Le mur en géotextiles est soumis à trois types de pressions : une pression provenant des poids du remblai, une pression due aux surcharges. Si l'on utilise les coefficients de poussée de Rankine et la théorie d'élasticité de Boussinesq, les différentes pressions peuvent être exprimées par les équations suivantes :

$$\sigma_{hs} = K_a \gamma z$$

$$\sigma_{hq} = K_a q$$

$$\sigma_h = \sigma_{hs} + \sigma_{hq}$$

Où $\boldsymbol{\sigma_{hs}}$ est la pression latérale des terres, $\mathbf{K_a = \tan^2(45 - \phi/2)}$ est le coefficient de poussée de Rankine, $\boldsymbol{\phi = 35°}$ l'angle de frottement interne du remblai retenu par le mur en géotextiles, $\boldsymbol{\gamma = 18}$ kN / m3 . poids volumique du remblai, $\boldsymbol{z}$ est la profondeur comptée à partir de la surface à la couche en question, $\boldsymbol{\sigma_{hq}}$ est la pression latérale due à la surcharge, $\mathbf{q = \gamma_q D}$ est la surcharge appliquée en surface, $\boldsymbol{\gamma_q}$ est le poids volumique du sol de surcharge, **D** est la profondeur du sol de surcharge.

Donc

K_a=0,33

σ_{hs}=0,33 . 18. 4,66

σ_{hs}=27,7 bar

σ_{hq}=0,33 . 20

σ_{hq}=6,6 bar

σ_h=27,7+6,6

$$\boxed{\sigma_h = 34{,}3 \text{ KN/m}^2}$$

C) .Evaluatio de l'espacement entre les couches des geotextiles a la base du remblai ou les valeurs des contraintes sont maximales :

$$\boxed{S_v = \frac{T_{adm}}{\sigma_h \, FS}}$$

Où $\mathbf{S_v}$ est l'espacement vertical (épaisseur d'élévation),

$\mathbf{T_{adm}}$ est la contrainte admissible dans le géotextile.

FS est un facteur de sécurité (compris entre 1.3 et 1.5).

$\mathbf{S_v} = \frac{29{,}6}{34{,}3 \, . \, 1{,}5}$

$$\boxed{S_v = 0{,}5\text{m}}$$

d) .De la longueur d'ancrage, la longeur passive et la longueur totale des geotextiles

La longueur totale des géotextiles est la somme de la longueur d'ancrage $\mathbf{L_e}$ (embedment length) et de la longueur passive $\mathbf{L_R}$:

$$\boxed{L = L_e + L_R}$$

Expression dans laquelle la longueur passive est donnée par :

$$\boxed{L_R = (H - z) \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)}$$

Et la longueur d'ancrage est donnée par :

$$\boxed{L_e = \frac{S_v \sigma_h FS}{2(C_a + \gamma z \tan \delta)}}$$

Expression dans laquelle :

- $\mathbf{S_v}$ est l'espacement vertical entre les nappes de géotextiles,
- $\boldsymbol{\sigma_h}$ est la pression latérale totale à la profondeur envisagée,
- **FS** est un facteur de sécurité adopté,
- $\mathbf{C_a}$ est une cohésion caractérisant l'interface sol/géotextile (=0 dans le cas d'un matériau pulvérulent),
- $\boldsymbol{\gamma}$ poids volumique du matériau de remblai,
- **z** est la profondeur comptée à partir de la surface et
- $\boldsymbol{\delta = (2/3)\phi}$ .est l'angle de frottement caractérisant l'interface sol/géotextile.

Donc le tableau suivent résume les résultats des langueurs (L_R ; L_e ; L) :

Tableau .21. les résultats des langueurs

z(m)	S_z	L_R	L_e	L
0,50	0,50	3,75	1,00	4,75
1,00	0,50	3,46	1,00	4,46
1,50	0,50	3,18	1,00	4,18
2,00	0,50	2,89	1,00	3,89
2,50	0,50	2,60	1,00	3,60
3,50	0,50	2,02	1,00	3,02
4,00	0,50	1,73	1,00	2,73
4,50	0,50	1,44	1,00	2,44
5,00	0,50	1,15	1,00	2,15
5,50	0,50	0,87	1,00	1,87
6,00	0,50	0,58	1,00	1,58
6,50	0,50	0,13	1,00	1,13
7,00	0,50	0,00	1,00	1,00

d) Determination de la longueur de recouvrement

La détermination de la longueur de recouvrement se fait de la même manière que la longueur d'ancrage avec quelques exceptions. La profondeur *z* doit être évaluée à mi-hauteur de la couche et la pression latérale totale doit être réduite à moitié. Cela nous permet d'écrire :

$$\mathbf{L_0 = \frac{S_v\, \sigma_h\, FS}{4\,(C_a + \gamma z\, \tan \delta)}}$$

$$L_0 = \frac{0{,}5\ .\ 34{,}3\ .\ 1{,}5}{4\,(0 + 18\ .\ 7.\ \tan 20)}$$

$$\mathbf{L_0 = 0{,}5\ m}$$

e) la stabilite externe du mur en geotextiles

Pour l'étude de la stabilité externe d'un mur stabilisé mécaniquement (renforcé par des géotextiles), on doit procéder par un traitement similaire à un mur poids (Gabions, …etc). Les modes de rupture par renversement, par glissement ou par poinçonnement doivent être envisagés (Figure suivante) :

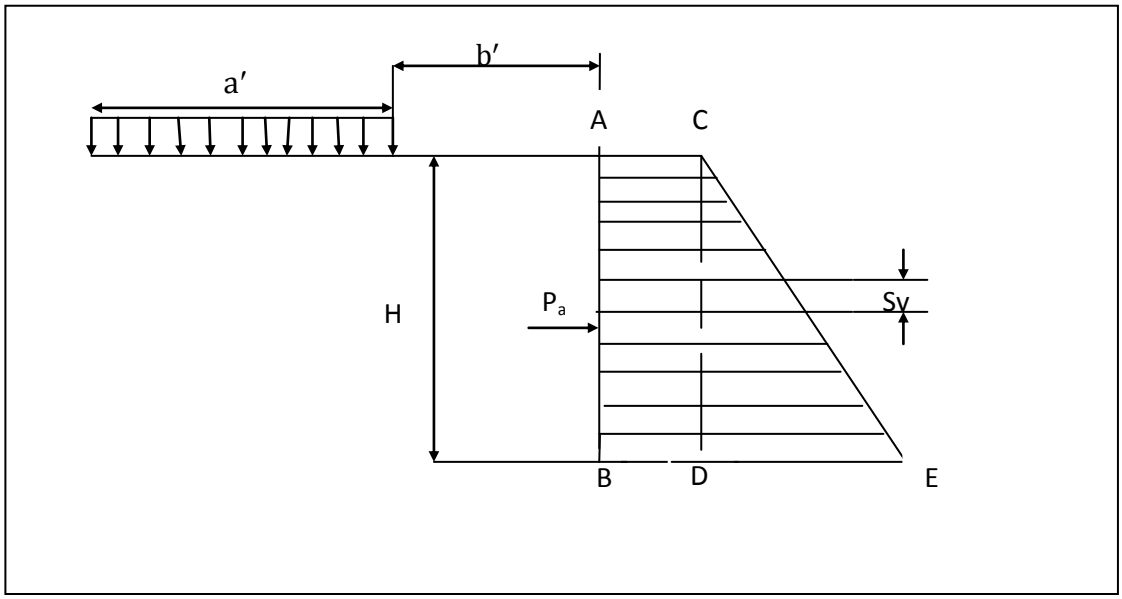
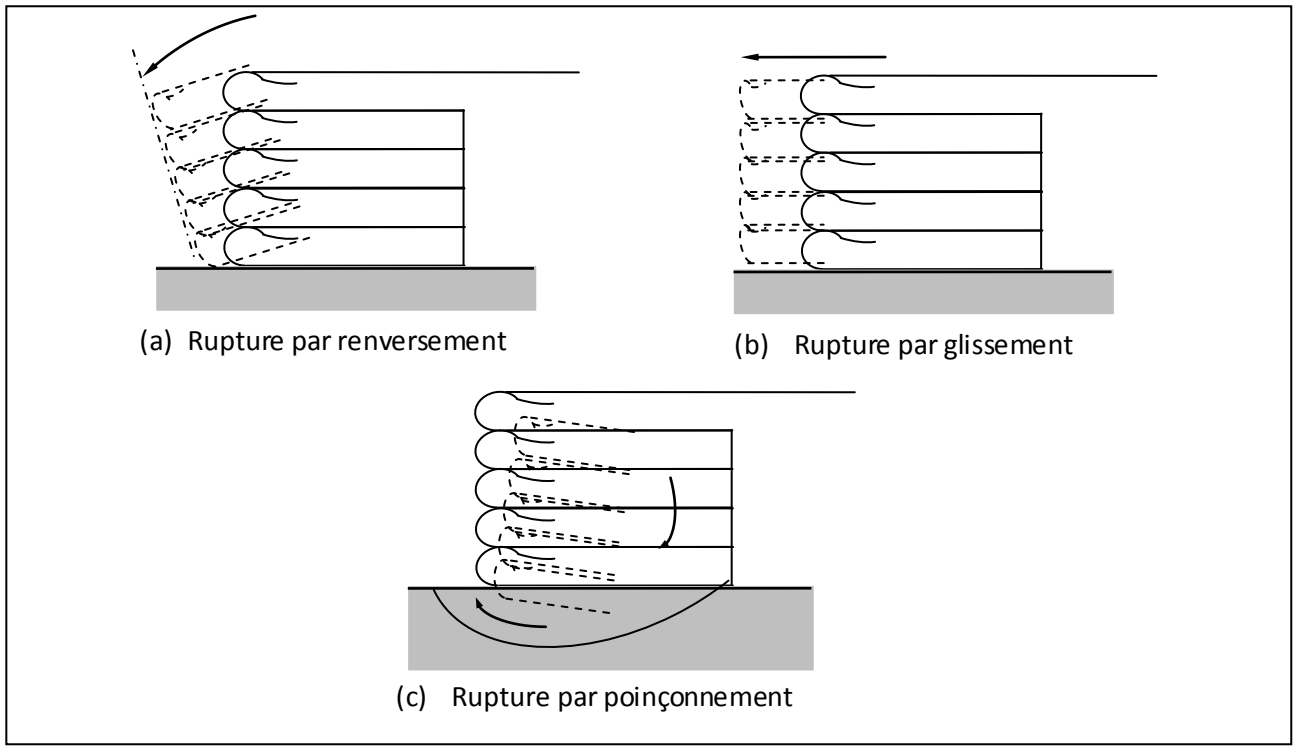


Figure.55. Les dimensions du géotextile



Figuire.56. les cas de rupture

e-1) Stabilite vis-a-vis le renversement :

En prenant la somme des moments par rapport au point B, le moment de renversement se calcule par :

$$\mathbf{M_0 = P_a\ z'}$$

Où $\mathbf{P_a = force\ active(de\ poussée) = \int_0^H \sigma_a\, dz = \frac{1}{2} K_a \gamma\ \ H^2}$

Le moment résistant peut s'exprimer par l'équation suivante :

$$\mathbf{M_R = W_1\ x_1 + W_2\ x_2 + \cdots + qa'\left(b' + \frac{a'}{2}\right)}$$

Où $\mathbf{W_1 = (l'aire\ ABCD\ )(1)(\gamma_1)}$

$\mathbf{W_2 = (l'aire\ CED\ )(1)(\gamma_2)}$

$$\boxed{\mathbf{FS_{renversement} = \frac{M_R}{M_0}}}$$

Un coefficient de sécurité $FS_{(renversement)} \geq 1{,}5$ est généralement adopté.

Donc

P_a=0,33 . 0,5 .18 . 49

P_a= 145,53 KN/m^2

M_0= 145,53 . 2 ,33

M_0 =339,08KN*m

$\gamma_1 = \gamma_2$

z =0

L =5 ,04m

z=7

L =1m

Donc

W_1=7 . 1 . 18

W_1= 126

W_2=7 . 4,04 . 0,5 . 18

W_2=254,52

a'=7 m

b'=2 m

q= 20 Kpa

M_R= 126 . 0,5 + 254,52 . [(0,33 . 4,04) + 1] + 20 . 7 . $(2+\frac{7}{2})$

M_R=1417,84 KN*m

$FS_{renversement} = \frac{1417,84}{339,08}$

$$\boxed{\mathbf{FS_{renversement} = 4,01}}$$

Un coefficient de sécurité $FS_{(renversement)} = 4,01 > 1,5$ la condition vis-à-vi du renversement est vérifiée.

e-2) Stabilite vis-a-vis le glissement :

Le facteur de sécurité vis-à-vis le glissement peut être évalué par l'expression suivante :

$$\boxed{\mathbf{FS_{glissement} = \frac{(W_1+W_2+\cdots+qa')(\tan\delta)}{P_a}}}$$

Où $\boldsymbol{\delta = (2/3)\phi}$.

Un coefficient de sécurité $FS_{(glissement)} \geq 1,5$ est généralement adopté.

W_1=126 KN

W_2=254,52 KN

tan δ= 0,46

P_a=145 ,35 KN/m^2

a'=7 m

q=20 Kpa

Donc

$FS_{glissement} = \frac{(126+254,52+140)\tan\delta.}{145,53}$

$$\boxed{\mathbf{FS_{glissement} = 1,6}}$$

Un coefficient de sécurité $FS_{(glissement)} = 1,6 > 1,5$ la condition de vis-à-vis du glissement est vérifiée.

e-3) Stabilite vis-a-vis le poinçonnement :

La résistance limite du sol de fondation peut être évaluée par la formule analytique suivante :

$$\mathbf{q_u = C_2' N_c + \frac{1}{2}\gamma_2 L_2 N_\gamma}$$

Où $\mathbf{N_c = 8{,}45}$ et $\mathbf{N_\gamma = 1}$ sont des facteurs de portance fonctions de l'angle de frottement interne du sol de fondation $\boldsymbol{\phi_2}$= 8

Le coefficient de sécurité vis-à-vis de la rupture par poinçonnement s'exprime par l'équation suivante :

$$\mathbf{FS_{poinçonnement} = \frac{q_u}{\sigma_{0(H)} + Q}}$$

Où $\boldsymbol{\sigma_0 = \gamma_1 H}$ = 140 et $\boldsymbol{Q = 20Kn}$ valeur des contraintes à la base du mur dues aux surcharges appliquées en surface.

Les abaques suivants permettent d'évaluer les contraintes des charges trapézoïdales, rectangulaires ou ponctuelles à différentes profondeurs.

Un coefficient de sécurité $FS_{(poinçonnement)}$ variant de 1,5 est généralement adopté.

Donc

q_u=60 . 8,45 + 0,5 . 20 . 5.04 . 1

q_u= 557,4 Kpa

$FS_{poinçonnement} = \frac{557,4}{140+20}$

$$\boldsymbol{FS_{poinçonnement}} = 3{,}48$$

Un coefficient de sécurité $FS_{(poinçonnement)}$= 3,8 > 1,5 et la condition de vis-â-vis du poinçonnement est vérifiée.

Le choix de ce système est plus sécurisé et économique par rapport aux autres méthodes de confortements comme un murs de soutènement en béton armé ou un mur poids,

ces derniers sont inutiles vu:

- La grande hauteur du talus qui atteint 7 m de hauteur;
- La sécurité pendant la mis en œuvre est plus faible que celle du géotextile;
- La durée de réalisation;
- Et le coût n'est pas économique.

f) drainage de géotextiles

Les géotextiles sont utilisés pour collecter, canaliser et transporter les liquides. L'introduction d'un géodrains (géotextiles de drainage) conçu spécialement pour améliorer le drainage des sols permet l'écoulement de l'eau dans son plan.

Les géotextiles utilisés pour cette fonction sont des géotextiles de drainage entre deux produits de séparation ou de filtration, ils remplaçant favorablement les tranché drainantes, on les emplois pour le drainage de fondation, les ouvrage routiers et les murs de soutènement.

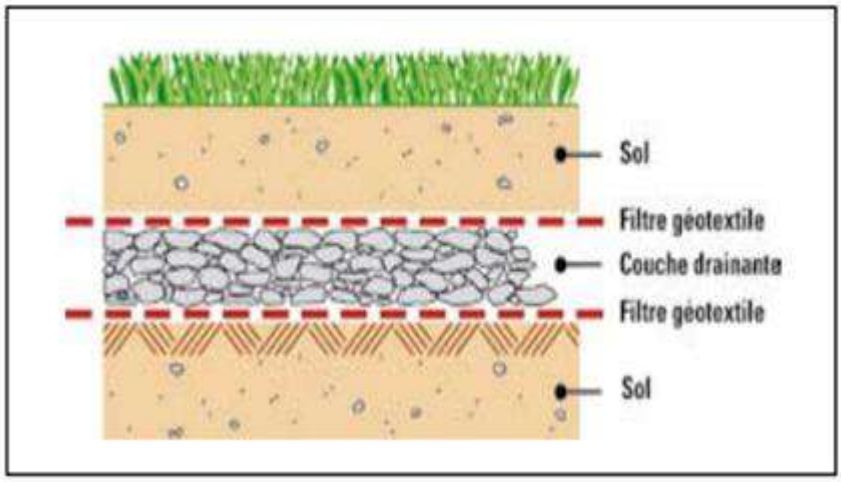


Figure .57. Couche de drainage en agrégats.

III.5.Devis quantitatifs et estimatifs des travaux de confortements:

Nous avons établis une comparaison entre les deux devis de nos travaux. Dans le premier nous avons fait un terrassement et un mur de soutènement avec du béton armé que nous avons estimé à 25 000.00 M^3, contrairement aux deuxième devis dans lequel nous avons fait un terrassement et du géotextile qui nous a coûté 10 000.00 M^2. Nous remarquons qu'il y a une large différence entre les deux devis, ce qui nous a poussés à opter pour celui établis avec le géotextile, pour des raisons économiques.

Tableau .22. devis totale de terrassement et mur de soutènement en béton armé

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire	Prix total (DA)
Terrassement	M^3	62	800.00	58400.00
Mur de soutènement	M^3	5	30 000.00	150000.00
	Cout total			208400.00

Tableau .23.devis totale de terrassement et Géotexile

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire	Prix total (DA)
Terrassement	M^3	62	800.00	58400.00
Géotextile	M^2	13	10 000.00	130000.00
	Cout total			18840000

III.6.Conclusion *:*

Parmi les techniques de stabilisations des talus, nous avons établi les trois systèmes de confortement qui nous ont été apparus les plus adaptés au terrain, aux contraintes existantes et aux problèmes et causes du glissement ainsi que celles liées à la faisabilité des travaux au niveau du site.

Le traitement par le système de drainage et le mur de soutènement en béton armé ainsi que la solution indispensable du géotextile paraissaient les solutions les plus adaptés au traitement de ce type de glissement.

Nous avons remarqué, d'après les résultats obtenus, que les trois systèmes de confortement n'ont pas tous permis un gain appréciable en ce qui concerne la valeur du coefficient de sécurité. Toutefois, nous avons remarqué une différence dans le coût de réalisation.

Il est à noter que le choix définitif d'une méthode de confortement ne repose pas seulement sur la valeur intrinsèque du coefficient de sécurité mais dépend aussi de plusieurs autres paramètres en particuliers la facilité d'exécution et le coût de réalisation. De ce fait, notre choix de la méthode de stabilisation s'oriente, plutôt, vers un confortement par géotextile. Ce choix est motivé d'une part, par la valeur acceptable du coefficient de sécurité d'autre part, par le coût de réalisation du projet reste moins cher.

CONCLUSION GENERALE

Le confortement d'un glissement de terrain passe, d'abord, par la localisation de la surface de rupture dans le sol afin de connaître ses dimensions en particulier sa profondeur.

En plus de cette donnée, il est de la plus grande importance d'avoir une idée sur son origine : surcharges, écoulements d'eau, altération des sols ou simplement ruissellement exceptionnel .Le choix de la méthode de consolidation en dépend.

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

En effet, toutes les conditions étaient réunies pour que le matériau perd de ses caractéristiques intrinsèques et le mouvement de terrain se déclenche dans cette zone : une pente assez forte dans des matériaux meubles et argileux, une saturation en eau exceptionnelle suite aux fortes précipitations des deux dernières années. L'infiltration de l'eau provoque aussi un accroissement du poids volumique du sol par augmentation de la teneur en eau et modifie le comportement rhéologique, le sol passe de l'état solide à l'état de fluide visqueux.

La réussite du confortement d'un glissement de terrain existant est subordonné la réduction des forces motrices ou bien celles de l'augmentation des forces de résistance. Les méthodes utilisées pour la vérification de la stabilité d'un mouvement de terrain est exposé dans le présent mémoire, les méthodes proposées sont le drainage des eaux superficielles et sous terraines, la création d'une butée stabilisatrice en mur géosynthétiques comme soutènement souples.

Se basant sur les paramètres géotechniques et topographique de la zone de glissement, une analyse du mouvement de terrain a été menée par le logiciel à savoir : le logiciel « Talren 4 ». De cette analyse, nous avons retenu un système de stabilisation qui a consisté à la mise en place en premier lieu, d'un mur en béton armé renforcé par géotextile. La stabilité du talus conforté a fait l'objet d'une vérification globale par le logiciel Talren 4.

Malgré que les deux systèmes de confortement (mur de soutènement et géotextiles) aient donné des coefficients de sécurité appréciables mais la solution du géotextile est plus avantageuse du point de vue souplesse et économiquement parlant en évitant un mur rigide en béton armé.

Les perspectives et les propositions sont à lancer une étude approfondie sur les essais géotechniques et la stabilisation ainsi que la modélisation par outils informatiques des différentes dispositions des nappes géosynt

BIBLIOGRAPHIE

[1] Stabilité des pentes ; Glissements en terrain meuble
Jean-Louis DURVILLE .

[2] Comité international de géologie de l'ingénieur (Nemcoka,pasek ,rybar,1972)

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

[4] Propriétés mécaniques des sols déterminées en place
Samuel AMAR et Jean-François JÉZÉQUEL.

[5] Fondations et ouvrages en terre
Gérard Fhilipponnat.

[6] Rabah. Arab , Généralités sur les géosynthétiques. Article, p1-21.AFITAX.2006

[7] Rabah. Arab , Les géosynthétiques fonctions et domaines d'applications Article, p1-49.AFITAX.

[08] N & B BENZAI « Géologie et stabilité des versants dans quelques régions d'Algérie

[9] Thomas LEBOUR & Samyr EL BEDOUI «Phénomènes induits : les glissements de terrain »

[10] Christian Chapeau & Jean-Louis Durville « L'eau et les risques de glissement de terrain

[11] SAGC « offre *technique et financière glissement grands vents* »

[12] R.ARAB « *Rapport préliminaire diagnostic du glissement de terrain au niveau de Dely Brahim(grands vents)* »

Thèses :

étude d'un glissement de terrain au lieu de bordj bounaama(tessimsilt)
présente par : Mr. bellatrech youcef Promo 2009.

étude d'un glissement de terrain RN 18 Médéa
présente par : Bouchakor et Bencherif Promo 1989.

TALAICHE Zoheir : Analyse probabiliste de la stabilité d'un talus renforcé par Géotextiles.

[18]- Sites internet :

http://www.u-picardie.fr/~beaucham/eadaa/mecasol.htm

http://www.lb.refer.org/kourdey/Plan.htm

http://www.bdmvt.net/defin