REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Dr. YAHIA FARES De MEDEA

Faculté des Sciences et de La Technologie

Département de Génie de la matière

Filière génie civil

Mémoire de fin d'étude
Pour l'obtention d'obtenir d'un diplôme Master en Génie Civil
Option : Géotechnique

Thème

Etude d'un glissement de terrain Sur la route Nationale 64C (pk 14+500) à Elaissaouia (Wilaya de Médéa)

Présenter par :
- Moulaye Brahim Mohamed Lemine Moulaye Elbechir

Encadré par :
- Dr. MESSAD Ali
- Mr. MAHMOUDI El hadi

Année université 2020/2021


بسم الله الرحمن الرحيم
١٤٣٨

REMERCIEMENT

Je tiens en premier lieu à remercier « Dieu le tout puissant » de m'avoir donné le courage de surmonter tous les problèmes, la santé et la patience pour mener à bien ce modeste travail.

Ensuite, je remercier mes parents qui n'ont soutenus pendant toute la vie et qui continuerons à m'aider dans tous les projets de l'avenir.

Je plus sincères remerciements à mon promoteur **Dr. MESAAD Ali**, et **Mr. MAHMOUDI El Hadi**, pour son précieux temps qu'ils ont consacrés à m'orientation et la correction tout au long de notre projet. Nous tenons à remercier : le président et les membres de jury pour avoir accepté de jury mon travail.

Mes sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de Génie civil de l'université de Médéa.

En fin, je remercier tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce modeste travail.

DÉDICACE

A chaque étape importante d'achever de ma vie, il convient de faire une pause pour regarder en arrière et se rappeler toutes ces personnes avec lesquelles je suis passé tous ces bons moments de mon parcours, mais aussi les mauvais.

Ces personnes qui m'ont aidées sans jamais rien attendre au retour, soutenues sans réserve, aimer sans compter, ces personnes pour qui mon bonheur, ma réussite comptaient énormément, pour qui un malheur en moi, en eux se transforme en pleur.

Je dédie ce modeste travail qui est l'accomplissement de longues années d'études, en tout premier lieu :

A mon défunt père **Mohamed Lemine MOULAYE BRAHIM,** que dieu le protège qui et à toujours su trouver les mots pour m'encourager n'a pas cessé de me prodiguer des conseils.

A ma très chère mère **AICHATOU Abderrahmane** et ma très chère tante **KHADIDJATOU Abderrahmane** et à qui je dois tout pour ces sacrifices, son aident et son soutient, sans lesquels j'avoue je ne serai pas ce que je suis aujourd'hui.

A tous mes frères et sœurs

Le long de ma vie, j'été entouré des personnes qui m'ont donnés le meuilleur d'eux même, je vous remercie pour tous les sentiments d'amitié que vous avez envers moi et dont je suis fier.

ملخص

يعتبر هذا العمل النهائي للدراسة، هو ثمرة دراساتنا خلال الدورة التعليمية التي تقودنا إلى المساهمة في فهم وتحليل، والتحقق من ميكانيزم المنحدرات الغير مستقرة من أجل تدعيمها و تقويتها وذلك باختيار التقنية اللاَّزمة حسب المنطقة، وتوفر المواد، وهذا باستخدام برنامج ثنائي–الأبعاد لدراسة استقرار المنحدرات و يسمى Talren4.

الهدف الأساسي من هذا العمل هو دراسة وتحليل مشكلة عدم استقرار منحدر شكَّل عائقًا لمستعملي الطريق، على الطريق الوطني رقم C64 في العيساوية ولاية المدية / الجزائر، باستخدام برنامج حساب ثنائي–الأبعاد "Tarlen 04" ، من أجل اقتراح حل لاستقرار هذا الانزلاق.

R É S U M É

Ce travail de fin d'étude est le fruit de nos études durant le cycle de formation qui nous conduire vers une contribution à la compréhension, l'analyse et la vérification de stabilité des talus instables y/compris le choix d'une technique de renforcement utilisant un code de calcul bidimensionnel, appelé Talren4.

Le but essentiel de ce travail est d'étudier et cerner un problème d'instabilité d'un talus instable sur la route national n°64C a El aissaouia, à l'aide d'un logiciel de calcul bidimensionnel « Tarlen 04 », afin de proposé une solution pour le stabilisé.

ABSTRACT

This work, is the end of study, result of our studies during the training cycle which lead us to a contribution to the understanding, analysis and verification the stability of unstable slopes including the choice of a reinforcement technique. using a software bi-dimensional computer, called Talren4.

The main idea of this work is to study and identify a problem of the unstable slope on the High-way N° 64C in El aissaouia, using a bi-dimensional calculation software "Tarlen 04", in order to proposed a solution for the stabilized.

SOMMAIRE

LISTE DES FIGURES ET DES PHOTOS	
LISTE DES TABLEAUX	
INTRODUCTION GENERALE	**1**
CHAPITRE I : Généralité sur les glissements de terrains	
1. Introduction	2
2. Définition	3
3. Différents types de glissement	4
3.1. Glissement plan	4
3.2. Glissement rotationnels	5
3.2.1. Glissement rotationnel simple	5
3.2.2. Glissement rotationnel complexe :	5
3.2.3. Glissements sur une discontinuité préexistante	6
3.3. Glissement quelconque	6
4.Les facteurs qui contrôlent le type et le taux de glissement :	6
5.Les étapes de l'activité des glissements de terrain :	7
6.Classification des glissements :	8
6.1 Selon la profondeur	8
7. Causes de glissement	9
8. Identification de danger de glissement	12
9. Méthodologie de l'étude d'un glissement	13
10. Conclusion	14
CHAPITRE II : Etude de stabilité et techniques de confortement	
II-1- Méthode de calcul des glissements de terrain	15
1.Introduction	15
2.Définition du coefficient de sécurité	15
3. Méthodes de calcul de la stabilité	16
3.1. Le calcul à la rupture	16
3.2. Méthode d'analyse globale	18
3.3 Méthode des tranches	19
II-2- Technique de Confortement	24
1. Introduction :	24
2. TECHNIQUE LEGERS	25
2.1 Allègement en tête	25
2.2 Modification des pentes	26
2.2.1. Substitution totale ou partielle	26
2.2.2. Remblai de pied	27

2.3. Drainage des eaux	28
2.4. Les Géo grilles	28
2.4.1. Définitions et types des géo synthétiques	28
2.4.2 Fonctions des géo synthétiques	30
2.5. Les clous et micropieux	32
3. TECHNIQUE LORDS	32
3.1. Pieux et barrettes	32
3.2 Murs de soutènement	34
3.3 Les palplanches	36
4-Conclusion	37
CHAPITRE III : Etude de CAS	
1-INTRODUCTION :	38
Historique des glissements du réseau routier dans la Wilaya de Médéa	38
3- Situation du projet:	39
4-Géologie et Géomorphologie du site	40
5- Litho-stratigraphie	42
5-1- Le néogène	42
5-2- Les formations crétacées	42
5-3- Aperçu Tectonique	42
6-Sismicité	43
7-Observations des désordres :	44
8-Causes du glissement	45
9-Reconnaissance géotechnique	45
9-1 Sondage Carotté	46
9-2 Description des sondages	46
9.3 Essais au laboratoire:	47
10. Analyse de la stabilité du glissement à l'aide d'un programme TARLEN 4	50
10.1 Introduction	50
10.2 Aperçu sur logiciel Tarlen	50
10.3 Hypothèses de calcul	50
10.4 Actions sismique	51
10.5 Vérification de la stabilité du glissement	52
10.6 Interprétation des résultats	53
10.7 Technique proposé pour le confortement	53
11- Conclusion	55
CONCLUSION GENERALE	56

LISTE DES SYMBOLES

Fs : Coefficient de sécurité

Cu : cohésion draine

β : l'angle d'inclinaison de la pente et du plan de glissement mesuré par rapport à l'horizontale.

dx : la distance entre les deux extrémités du bloc

γ: poids volumique du sol considéré.

h : la profondeur verticale du plan de cisaillement.

W : poids propre de la tranche
b : largeur d'une tranche
hi : hauteurs des tranches

N : composante normale stabilisatrice
T : composante tangentielle déstabilisatrice au cercle de glissement.
C : cohésion du sol considéré.

α : l'angle orienté que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale.

a : coefficient d'accélération de zone sismique

i : l'indice de la tranche
c'i : la cohésion drainée du sol a la base de la tranche
φi' : l'angle de frottement drainée du sol
bi : la largeur de la tranche
Wi : le poids de la tranche
αi : l'angle d'inclinaison par rapport à l'horizontale de la tangente à la courbe de rupture à la base de la tranche.

λ : et μ deux coefficients réels à déterminer

LISTE DES FIGURES

LES FIGURES	PAGES
Figure I.1 schéma d'un glissement	4
Figure I.2 Glissement plan	5
Figure I.3 : schéma d'un glissement rotationnel simple	5
Figure I.4 : schéma globale d'un glissement quelconque	6
Figure I.5 : Les éléments principaux de la description d'un glissement de terrain	7
Figure II.I.1 : Rupture plane	16
Figure II.I.2 : Surface de rupture	17
Figure II.I.3 : Découpage d'un talus en tranches	19
Figure II.I.4 : Les forces agissantes sur une tranche	19
Figure II.I.5 : Forces agissant sur une tranche d'après l'hypothèse de FELLENIUS (Guide technique 1998).	20
Figure II.II.1 :dispositif de fondation sur pieux	25
Figure II.II.2 : Allégement en tête (DURVILLE & GILLE, 2008).	25
Figure II.II.3 : substitution partielle (DURVILLE & GILLE, 2008).	26
Figure II.II.4: Remblai de pied (DURVILLE & GILLE, 2008).	27
Figure II.II.5 : Coupe type d'une tranchée drainante (DURVILLE & GILLE, 2008).	28
Figure II.II.6 : Rôles principaux des matériaux géo synthétiques.	30
Figure II.II.7 : Parement préfabriqué devant le massif en géotextile (Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes (SETRA)).	31
Figure II.II.8 Exemple de stabilisation d'un talus SNCF par clouage (ligne PARIS-LYON, km 23	33
Figure II.II.9 : Exemple d'ouvrage rigide : Mur en béton armé (Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes (SETRA)).	34
Figure II.II.10 : Exemple d'ouvrage souple : Mur en gabion (Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes (SETRA)).	35
Figure II.II.11 : projet d'un ouvrage d'art sur CW84 a Bouaiche W de Médéa	36
Figure III.1 : plan de situation	39
Figure III.2: Géomorphologie du site	40
Figure III.3: Extrait de la carte géologique au 1/50 000 ème « MEDEA »	41
Figure III.4 :Code de la carte géologique	41
Figure III.5 : Carte de zonage sismique du territoire national- RPA2003	43
Figure III.6 : Essai limite d'atterberg	48
Figure III.7 : Modélisation Du Talus A L'état Initial	52
Figure III.8 :	53
Figure III.9 : Modélisation du talus après confortement 58	54

LISTE DES PHOTOS

LES PHOTOS	PAGE
Photo III.1 : signes de glissement	44
Photo III.2 :signes de glissement	44
Photo III.3 : vue général du glissement	44

LISTE DES TABLEAUX

LES TABLEAUX	PAGE
Tableau I-1 Classification selon la profondeur de la surface de glissement D'après DETEK	8
Tableau II.II.1 Propriétés des couches de sols de l'exemple d'application du clouage	33
Tableau III.1 : Résultats des sondages carottés N°01	46
Tableau III.2 : Résultats des sondages carottés N°02	47
Tableau III.3 : Résultats des sondages carottés N°03	47
Tableau III.4 : Résultats de la teneur en eau	49
Tableau III.5 : Résultats CBR	49
Tableau III.6: Résultats du Bleu Méthylène	49
Tableau III.7 : Les valeurs du coefficient d'accélération classe A	51
Tableau III.8 : Tableau des valeurs Fs à l'état initial	53
Tableau III.9 : Tableau des valeurs Fs à l'état Final	55

INTRODUCTION GÉNÉRALE



Introduction générale

Les mouvements de terrain sont des phénomènes naturels, varies et des fois dangereuses selon leurs ampleurs. Malheureusement il arrive que les hommes se trouvent sur leurs chemins.

Les glissements de terrain sont l'un de ces mouvements, les plus spectaculaires et les plus fréquents, dont l'apparition provoque des déformations de la croûte terrestre. Ils se développent dans un massif de sols meubles ou de rocheux et se produisent dans des circonstances très variées, affectant les ouvrages construits par l'homme (routes, construction, barrages …..).

L'Algérie n'est pas loin de ce phénomène, le réseau routier des routes assure environ 90 % du volume des échanges. Une partie assez importante de ces routes, qui se trouvent dans les régions montagneuses, est souvent menacée par les mouvements de terrain et des systèmes de parade deviennent nécessaires. Parfois, le manque d'espace et de temps font que la stabilisation par renforcement, et inclusion d'éléments résistants, soit la solution la plus judicieuse.

Donc, dans ce cadre que s'inscrit notre projet de fin d'étude comme une modeste contribution à l'étude et la prévention de ce phénomène, en prenant comme cas de stabilisation, le glissement de terrain survenue sur la route national n°64c à la commune de l'aissaouia.

Le présent travail a été articulé en trois chapitres:

Dans le premier chapitre on a un exposé général, les glissements de terrain, ces types, les types, les causes déclenchant.

Le deuxième chapitre a été réservé principalement pour éditer les méthodes de calcul de stabilité à savoir : les méthodes de blocs et les méthodes des tranches, avec la présentation de différentes techniques de confortement.

Le troisième chapitre pour exposé une analyse de cas d'un glissement de terrain affectant une section routière avec la proposition d'une technique pour le conforté et le stabilisé.

CHAPITRE I



GÉNÉRALITÉ SUR LES GLISSEMENTS DE TERRAINS

1. Introduction :

Un glissement de terrain désigne le déplacement vers le bas et l'extérieur d'une masse de sol provenant d'un terrain en pente.

Autrement dit un plan de glissement plus ou moins continu, plus ou moins plan ou incurvé. Après la mise en mouvement la masse conserve globalement sa consistance et sa physionomie. Elle est donc toujours reconnaissable ; ceci différencie le glissement de terrain de la coulée de boue ou de sable (qui n'ont pas de formes propres).

Le glissement peut être s'appliquer à une masse de terre d'à peine quelques mètres de cubes jusqu'à plusieurs millions. Il survient dans les pentes naturelles comme dans les pentes aménagées ; le glissement de terrain est à l'origine de plusieurs dégâts (perte de vies humaines, destruction de propriétés et dégradation de la valeur des propriétés), une baisse de productivité des terres ne peut être épargnée et l'interruption dans le système de circulation de transport est évidente quand le glissement se passe dans une zone de circulation.

Le glissement de terrain peut se produire en quelques minutes, ou s'étendre sur plusieurs mois, voire des années et les principales causes de glissement de terrain sont :

- Les modifications du régime hydraulique,
- Les terrassements,
- L'érosion naturelle,
- Les accélérations produites par des séismes.

Aussi, le phénomène de glissement se déclenche lorsque les forces motrices (la gravité) dépassent les forces stabilisantes que sont la résistance au cisaillement et le poids du pied du versant. Dans un terrain incliné, la cause peut être, par exemple, des surpressions dues à l'eau (pluies intenses et/ou sur une longue période, fonte des neiges, etc.), une surcharge dans le versant, ou encore une diminution de l'effet de contrepoids du pied de versant (érosion par un cours d'eau ou aménagement anthropique).

Il faut souligner l'importance du rôle de l'eau dans les glissements de terrain. Sa présence au niveau de la surface de glissement semble être un facteur clef du processus de glissement. En outre, un sol dont la teneur en eau dépasse un certain seuil a une cohésion entre les grains réduits, voire nulle

En effet, le glissement de terrain est dû en grande partie au nombre important de processus différents de l'activité humaine et naturelle. Chutes de pierres ou de roches, glissement de terres ou coulées de boué, tous sont des formes de glissement et de ruptures de

terrain qui peuvent constituer un danger réel sur le devenir des vies et des constructions.

Les glissements de terrain en Algérie s'avère un problème énorme, qui nécessite une prise en charge réelle : Médéa, Bejaïa, Souk Ahras, Constantine et Skikda sont les wilayas les plus touchées par les mouvements de terrains, ces derniers ont engendré des pertes humaines et des dégâts matériels.

2. Définition :

Le terme de glissement est relativement général relatif à la stabilité des pentes, mais il désigne essentiellement un processus de mouvement de versant. La gravité fait subir continuellement des pressions sur les versants affectant ainsi toutes sortes de matériaux (sols et roches). Les mouvements de masses (de type rotationnel ou transrationnel) sont initiés à partir d'une surface dite de rupture créée sous l'action de contraintes tangentielles excédant la résistance au cisaillement des matériaux. On retrouve dans la littérature plusieurs définitions sur les « glissements de terrains » ou « mouvement de masses » dont les plus utilisées sont les suivantes :

-Un glissement de terrain correspond à un : «déplacement d'une masse de terrains meuble ou rocheuse le long d'une surface de rupture par cisaillement qui correspond souvent à une discontinuité préexistante.

Le mouvement est engendré par l'action de la gravité, de forces extérieures (hydrauliques ou sismiques) ou d'une modification des conditions aux limites».

-Un mouvement de masse s'exprime comme étant tout évènement qui se manifeste par un déplacement sur une pente d'une masse de sol et/ou de roche sous l'influence directe de la gravité.

Les déplacements peuvent être lents (quelques millimètres par an) ou très rapides (quelques centaines de mètres par jour), en fonction des mécanismes initiateurs, des matériaux considérés et de leur structure. Les mouvements lents entraînent une déformation progressive des terrains, pas toujours perceptible par l'homme.

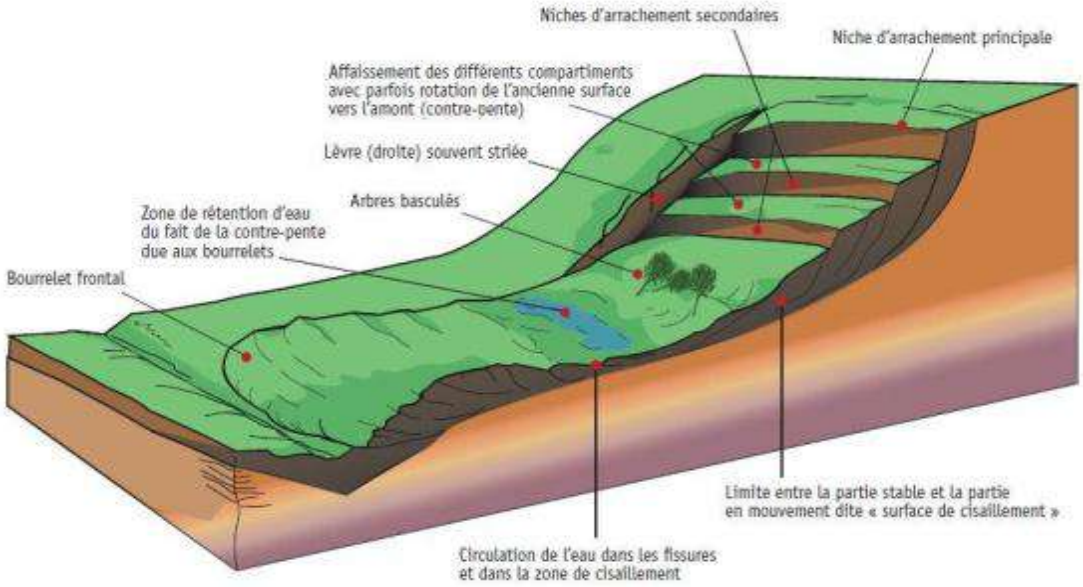


Figure I.1 schéma d'un glissement

La plupart du temps, l'eau joue un rôle important dans les glissements de terrain, par l'action des pressions interstitielles, des écoulements souterrains ou par les pressions dues au gonflement des minéraux argileux.

3. Différents types de glissement :

Les glissements de terrain apparaissent plutôt le long des surfaces planes et dans tous types de Matériaux.

Ils correspondent au déplacement d'une masse de terrains meubles ou rocheux au long d'une surface de rupture (plane, circulaire ou quelconque). Selon la géométrie de cette surface, on peut distinguer trois types principaux de glissements **:**

3.1Glissement plan :

Il se produit suivant un plan, au niveau d'une surface de discontinuité géologique : Zone entre deux matériaux de nature différente, failles, plans de stratification... (Figure 2).

La ligne de rupture suit une couche mince de mauvaises caractéristiques sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau. Une telle couche est appelée « Couche savon ».

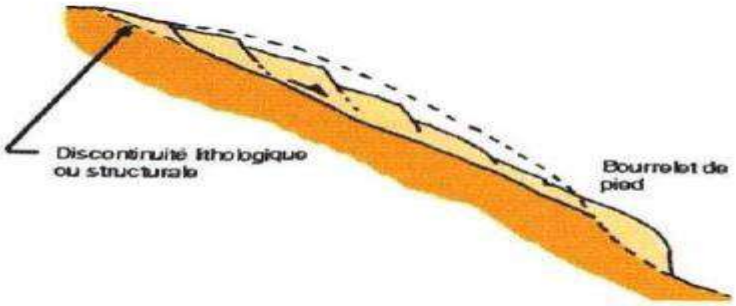


Figure I .2 : **Glissement plan**

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.

3.2.1. Glissement rotationnel simple

Ce type de glissement est très fréquent. La surface de rupture à une forme simple et peut-être assimilée à un cylindre.

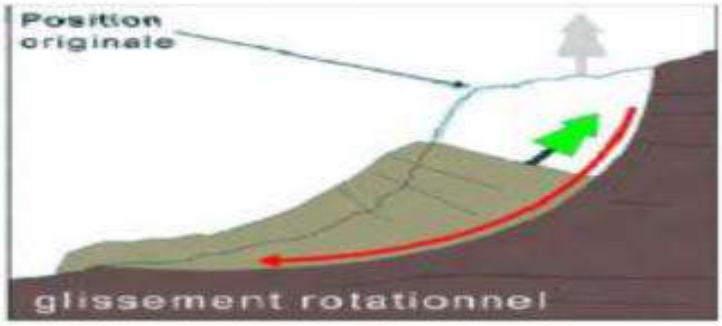


Figure I.3 : schéma d'un glissement rotationnel simple

3.2.2. Glissement rotationnel complexe :

Ce type de glissement est rare. Il s'agit de glissements multiples emboîtés les uns dans les autres, dus souvent à la suppression de la butée provoquée par le glissement précédent, ce qui entraîne des glissements successifs remontants vers l'amont.

3.2.3. Glissements sur une discontinuité préexistante :

Les discontinuités qui favorisent le glissement le long d'un versant sont celles qui sont Sensiblement parallèles aux versants, et constituant des surfaces de Glissements potentielles, superficielles quand il s'agit par exemple de la limite qui sépare un sol de la roche qui le supporte, parfois plus profondes, et plus nettes, quand il s'agit de discontinuités structurales dans des roche sédimentaires.

3.3. Glissement quelconque :

Le mouvement est très semblable au précédent dans son allure externe, mais la section verticale de la surface de glissement est de forme irrégulière. Il s'agit souvent d'une combinaison des deux cas précédents

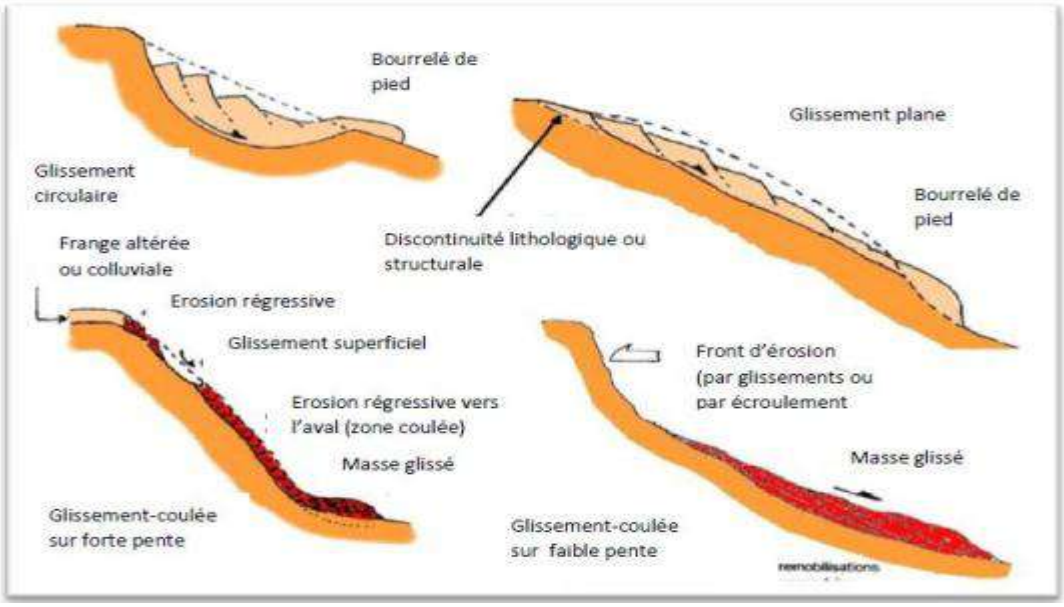


Figure I.4 : schéma globale d'un glissement quelconque

4. Les facteurs qui contrôlent le type et le taux de glissement :

Il existe trois principaux facteurs qui contrôlent le type et le taux du mouvement de masse qui pourrait se produire à la surface de la Terre:

- Gradient de pente : Plus la pente du terrain, plus il est probable que le mouvement de masse se produit.
- La consolidation de la pente : Les sédiments et les roches et les sédiments fracturés ou mal cimentés sont faibles et plus vulnérables aux mouvements de masse
- L'eau : Si les matériaux de pente sont saturés d'eau, ils peuvent perdre la cohésion et de s'écouler facilement.

Lorsqu'il pleut, la déformation horizontale d'une pente augmente et continue d'augmenter pendant un certain temps après la pluie.

5. Les étapes de l'activité des glissements de terrain :

Il y a quatre étapes différentes successives possibles de l'activité des glissements de terrain:

1 : Phase de pré-défaut :

Lorsque la masse de sol est encore continue. Cette étape est principalement contrôlée par la rupture progressive et fluage.

2 : Phase de rupture :

Caractérisé par la formation d'une surface de cisaillement continu à travers l'ensemble du sol ou de la masse de roche.

3 : Phase après rupture :

Qui comprend le mouvement du sol ou de la masse de roche impliqués dans le glissement de terrain, de juste après la rupture jusqu'à ce qu'il s'arrête essentiellement.

4 : Phase de réactivation :

Lorsque les diapositives de masse du sol ou de la roche le long d'un ou de plusieurs surfaces de cisaillement préexistants. Cette réactivation peut être occasionnelle ou permanent avec les variations saisonnières de la vitesse de déplacement

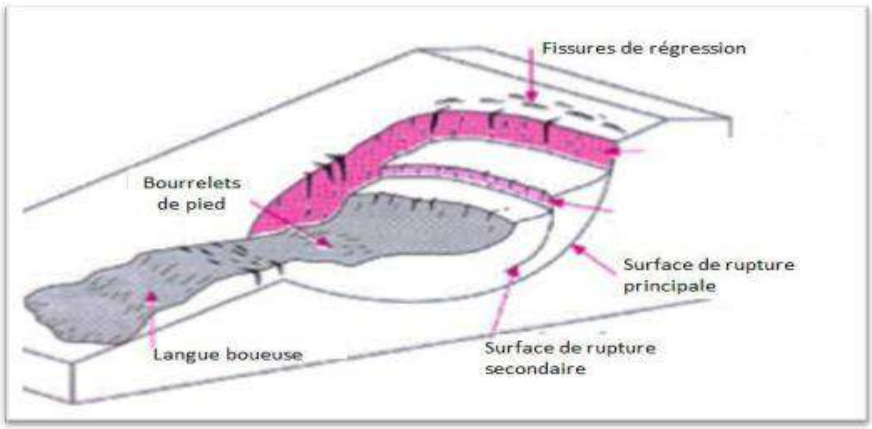


Figure I.5 : Les éléments principaux de la description d'un glissement de terrain,

6. Classification des glissements :

Les glissements peuvent être classés selon la profondeur et la vitesse estimée de la surface de glissement

6.1 Selon la profondeur :

Les glissements de terrain peuvent être classés selon la profondeur estimée de la surface du glissement. Le tableau suivant résume la surface du glissement en fonction de profondeur

Tableau I-1 Classification selon la profondeur de la surface de glissement D'après DETEK

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

a) Glissement superficiel :

Dans les pentes où la couche superficielle se trouve en état d'équilibre limite, une dégradation Temporaire de la qualité du sol, par saturation lors de pluies notamment, entraîne soit des Écoulements sans limites nettes (solifluxion), soit des glissements avec des arrachements Superficiels mettant à nu la surface.

La profondeur limite théorique admise entre glissement profond et superficiel est de 2m.

Le glissement superficiel peut être actif ou peu actif. Un glissement superficiel est actif qu an il montre un mouvement supérieur à 10 cm/an. Rappelons que le classement retenu fait l'état de la situation lors du levé topographique sur le terrain et qu'un glissement actif peut se stabiliser (par réduction progressive de la pente et colonisation par la végétation par exemple) Par ailleurs, un glissement peu actif, peut par moment entrer dans une phase rapide (rupture soudaine).

b) Glissement profond :

Le glissement profond est caractérisé par la présence de niches d'arrachement, généralement multiples, bien marquées, avec un déplacement d'une masse de matériaux meubles ou rocheux le long d'une ou de plusieurs surfaces de glissement situées en profondeur et de moindre résistance.

7. Causes de glissement :

Les mouvements de terrain résultent d'un changement de l'équilibre des forces dans le versant (Rapport entre forces résistantes et forces motrices) à la suite de processus physiques et / ou Chimiques qui, à leur tour, dépendent de différents facteurs. Ainsi, les processus d'altération agissant à long terme (conduisant à une diminution des forces résistantes), de même que les Fluctuations de la nappe phréatique, influencent la stabilité d'un versant de manière continue. Par ailleurs, une pente peut aussi être déstabilisée rapidement, soit à la suite :

7.1 Action et influence de l'eau :

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

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

7.2 Action de la pesanteur :

L'action de la pesanteur est le moteur principal du mouvement, la stabilité d'un bloc est donnée par le rapport entre les forces stabilisantes et les forces déstabilisantes, on parle du facteur de sécurité (F). Si celui-ci est inférieur à 1, il y a rupture de l'équilibre, et s'il est supérieur à 1, il y a conservation de l'équilibre.

Si l'on augmente le poids d'un bloc ou d'une portion de terrain, cela engendrera une augmentation des forces déstabilisantes et le rapport F diminuera jusqu'à atteindre le seuil d'équilibre limite avant rupture, l'action de la pesanteur, en tant que facteur de mouvement, est intimement liée à l'action anthropique, car le plus souvent l'homme

change les conditions du milieu vers et parfois au-delà de la limite de rupture, soit par surcharge, soit par suppression de la butée en pied.

7.3 La nature des terrains :

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

7.4 Les actions mécaniques externes :

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

- Suppression de la butée de pied de versant. La suppression de la butée de pied peut avoir plusieurs origines :
- Par terrassement.
- Par affouillement ou érosion régressive : exemple Bardo.
- Par dragage : fouille réalisée sous l'eau.
-Implantation des surcharges sur un versant.

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

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

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

7.5 Actions sismiques :

Les séismes, par la mise en vibration des éléments du sol et la modification des conditions de Pesanteur peuvent être à l'origine de la déstabilisation des masses en place. Nous avons vu également dans les milieux meubles saturés, un séisme donnant naissance à une pression interstitielle qui peut entrainer la liquéfaction instantanée, partielle ou totale du milieu.

7.6 Action de déboisement :

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

Le rôle stabilisateur des arbres tient à plusieurs facteurs :

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

7.7 Actions anthropiques :

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

7.8 L'eau et les risques de glissements de terrain :

Les nappes souterraines, et plus exactement leurs fluctuations liées aux conditions Météorologiques ou parfois aux actions humaines, sont très souvent à l'origine de déclenchements des mouvements de versants : glissements, éboulements, coulées ou laves torrentielles. Sur les pentes, l'action déstabilisatrice de l'eau infiltrée dans le sol est triple :

-Accroissement du poids volumique des sols par augmentation de la teneur en eau :

Cet effet est le plus souvent mineur ;

-Changement de comportement rhéologique : le sol passe de l'état solide à l'état de liquide Fluide visqueux ; certaines coulées de boue ou laves torrentielles sont ainsi engendrées par l'imbibition d'une masse de sol. On peut aussi évoquer, lors d'un séisme, la liquéfaction des sables sous nappe qui est à l'origine de nombreux glissements sur très faible pente. Par ailleurs, des circulations d'eau souterraine peuvent engendrer sur le long terme une altération progressive Des terrains encaissants, avec dégradation de leurs caractéristiques mécaniques ;

-Action mécanique défavorable des pressions d'eau souterraine. Cela démontre toute l'importance de l'étude hydrogéologique pour la compréhension De l'évolution des glissements de terrain, mais aussi pour la maîtrise du risque correspondant. Reposant sur les observations de terrain ou la pose de piézomètres, cette étude doit être menée sur une durée suffisante pour apprécier les fluctuations saisonnières ou annuelles des nappes.

L'introduction d'un modèle hydrogéologique dans l'étude de stabilité permet D'évaluer l'influence des eaux souterraines sur la stabilité et de tester l'efficacité d'un Traitement par drainage.

Il apparaît cependant que le couplage hydraulique/mécanique est parfois complexe. Pour de grands versants rocheux, la compréhension du rôle de l'eau dans la déformation et le mouvement est donc encore très imparfaite.

8. Identification de danger de glissement :

L'identification des dangers dus aux mouvements de terrain repose sur une documentation objective de diverses observations et mesures impliquant un danger donné. Il faut s'assurer de prendre en compte les différentes observations sur le site ainsi que les relevés inclinométriques en essayant de bien les interpréter. Il existe plusieurs effets dommageable possible permet ces effets, l'effet glissements de terrain

8.1. Intensité forte :

Les modifications importantes affectant le terrain conduisent à des mouvements différentiels notables du sous-sol et portent un sérieux préjudice à la stabilité des bâtiments. Suite aux fissures qui se développent dans les éléments de structure du bâtiment, aux tassements qu'ils subissent et à leur basculement, une destruction partielle ou totale des bâtiments est possible.

Les portes et les fenêtres ne peuvent plus être utilisées. Les hommes et les animaux sont mis en danger dans les bâtiments. En cas d'écroulement, il y a Danger de mort. Des réparations ne peuvent être réalisées qu'à grands frais. La Plupart du temps, toutefois, les dommages structurels sont si graves qu'une évacuation et la destruction du bâtiment sont inévitables. Les infrastructures sont Fortement affectées (p.ex. routes coupées). Il se produit des ruptures de conduites.

8.2. Intensité moyenne :

Les mouvements de terrain causent des fissures dans les murs, mais cependant pas aux éléments de la structure qui garantissent la stabilité du bâtiment.

L'étanchéité des joints et les liaisons entre les différentes parties du bâtiment sont endommagées. Les portes et les fenêtres coincent. Les hommes et les animaux ne sont pas immédiatement mis en danger dans les bâtiments.

Les dommages concernent cependant la qualité de l'habitat. En général, des réparations sont réalisables avec des moyens raisonnables.

Les infrastructures subissent des dommages (p.ex. déformations des routes et des conduites superficielles et souterraines). Les drainages peuvent se boucher.

8.3. Intensité faible :

De petits mouvements de terrain conduisent à des dommages légers (petites fissures, dégâts aux crépis). La stabilité du bâtiment n'est en aucune manière affectée. Les bâtiments rigides de grande taille ne sont en général pas touchés.

Les hommes et les animaux ne sont pas mis en danger. Les routes peuvent présenter

9. Méthodologie de l'étude d'un glissement :

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

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

10. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons cité les différents types des glissements et les facteurs qui contrôlent le type et le taux de glissement et ces classifications. On a aussi présenté aussi les causses des glissements et les étapes qui permettent de déterminer les paramètres nécessaires à l'analyse de stabilité.

Aussi pour éviter un glissement de terrain, il est important d'installer des moyens de surveillance sur le site jugé instable ou peuvent être également procéder aux moyens de confortement adéquats, en prennent compte tous les facteurs aussi bien liée au mouvement (dimension, géométrie) et les facteurs extérieurs telle que les écoulements et l'altération...etc. pour empêcher tout déplacement de masse.

Aussi, il faut éviter d'implanter des constructions au niveau des têtes des talus et sur les zones déclarer comme instable, et il faut basée sur la plantation des arbres car les bons soutènements naturels des sols sont les arbres.

CHAPITRE II



ETUDE DE STABILITÉ ET TECHNIQUES DE CONFORTEMENT

II-1- Méthode de calcul des glissements de terrain

1.Introduction

Le problème d'analyse de stabilité des talus est l'une des importants problèmes en géotechnique. L'estimation de la sécurité réelle vis-à-vis du risque de rupture est une question complexe surtout dans le domaine des données limitées ou peu connues, dons et suite à des recherches bibliographiques approfondi nous avons constaté la disponibilité des plusieurs méthodes de calcul de la stabilité des terrains, qu'ils sont été proposé par des auteurs, plus ou moins efficaces.

Un mouvement de terrain présente différentes phases, différents mécanismes de rupture et différents matériaux. Deux aspects de ces différences sont d'ordre géométrique et doivent être connus pour pouvoir être décrits par le programme de calcul (il s'agit de la stratigraphie caractérisant le sous-sol et du régime hydraulique du site).

L'étude d'un glissement de terrain nécessite donc de savoir si le problème est celui d'un instant donné ou si l'évolution est la clé de l'étude. Les données du problème vont dépendre de ce choix ; si le temps est pris en compte, le volume des données et le temps de leur acquisition vont être très importants. Le choix de la méthode appropriée au cas étudié dépend de plusieurs paramètres : les moyens disponibles, le comportement global de la pente et aussi de la possibilité d'obtenir les paramètres de calcul correspondant au modèle *(FAURER.M., 2000.*

Dans ce chapitre on définit quelques méthodes de calcul de stabilité des talus, et plus particulièrement les méthodes de calcul à la rupture.

2.Définition du coefficient de sécurité

Le calcul de la stabilité des talus est généralement estimé à l'aide d'un coefficient appelé : coefficient de sécurité FS .Ce coefficient est défini comme étant le rapport du moment par rapport à un point fixe de la résultante des forces résistantes au glissement aux forces provoquant le glissement.

$$F_S = \frac{\sum Moments\ des\ forces\ resis\ \tan t\ aux\ mouvement}{\sum Moments\ des\ forces\ provoquant\ \ le\ mouvement}$$

Le facteur de sécurité minimal F adopté est assez rarement inférieur à 1.5. Il peut quelque fois être égal à 2 voire à 2.5 pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix, ou pour des méthodes dont l'incertitude est grande (analyse en contrainte totale avec risque d'erreur sur la valeur de la cohésion drainée CU) .

La définition des seuils des facteurs de sécurité dépend de l'approche adoptée, des fréquences de sollicitations de l'ouvrage en question et du risque crée par la rupture. En condition normale, Fellenius propose un seuil égal à 1.25 alors que F=1.5 pour Bishop (l'approche de Fellenius est plus conservatoire que celle de Bishop). (Guide technique LCPC .1998)

3. Méthodes de calcul de la stabilité

3.1. Le calcul à la rupture

L'analyse de la stabilité des talus est traitée comme un problème d'équilibre limite. Les calculs à la rupture supposent que le terrain se comporte comme un solide rigide plastique (ou rigide-rupture). Le critère de plasticité (ou rupture) est défini par une loi classique (Mohr-Coulomb en général).

Ce critère atteint au niveau de limite du volume étudié (surface de rupture potentielle).

3.1.1. Rupture plane

Le modèle de calcul est celui d'un massif de sol infini reposant par une interface plane sur un substratum, avec un écoulement parallèle à la pente. La figure suivante représente une tranche de sol et les forces qui lui sont appliquées : W le poids du bloc de sol considéré, V et H les efforts sur les côtés du bloc, N et T les réactions normale et tangentielle à la base du bloc, UL l'effort dû à la pression d'eau latérale et U l'effort dû à la pression d'eau à la base.

Compte tenu de l'hypothèse de pente infinie, on peut admettre que V = 0 et que H et UL s'équilibrent de part et d'autre. En écrivant que la résultante des forces appliquées est nulle, on peut calculer N et T, ainsi que le coefficient de sécurité Fs= Tmax /T.

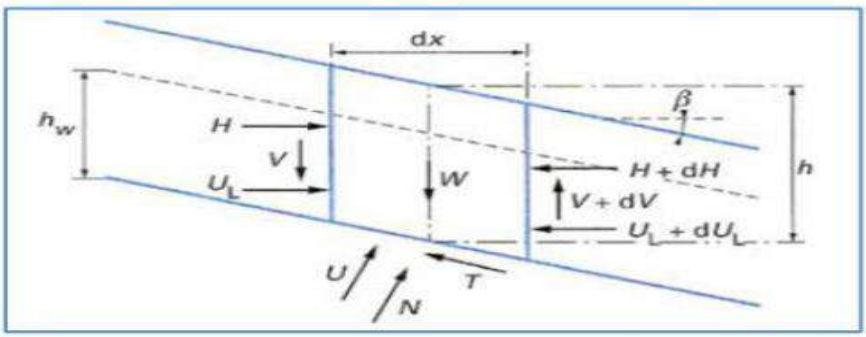


Figure II.I.1 : Rupture plane

Le critère de rupture de Coulomb s'écrit :

$$T_{\max} = c\frac{dx}{\cos\beta} + (N-U)tg\varphi \quad .....(II.1)$$

$$T = W.\sin\beta$$

Avec : β : l'angle d'inclinaison de la pente et du plan de glissement mesuré par rapport à l'horizontale

dx : la distance entre les deux extrémités du bloc.

On obtient l'expression suivante:

$$F = \frac{2}{\sin 2\beta}\frac{c}{\gamma} + \frac{(\gamma h - \gamma_w h_w)}{\gamma h tg\beta} tg\varphi \quad .....(II.2)$$

Avec :

γ: poids volumique du bloc

h : la profondeur verticale du plan de cisaillement.

3.1.2. Rupture circulaire

Dans le cas des ruptures circulaires, le coefficient de sécurité F défini comme étant le rapport des moments des forces résistantes par rapport aux moments des forces motrices. (Pentestunnels.eu/didactpente/pente/.../mod.../methodesC_rupt1.htm).

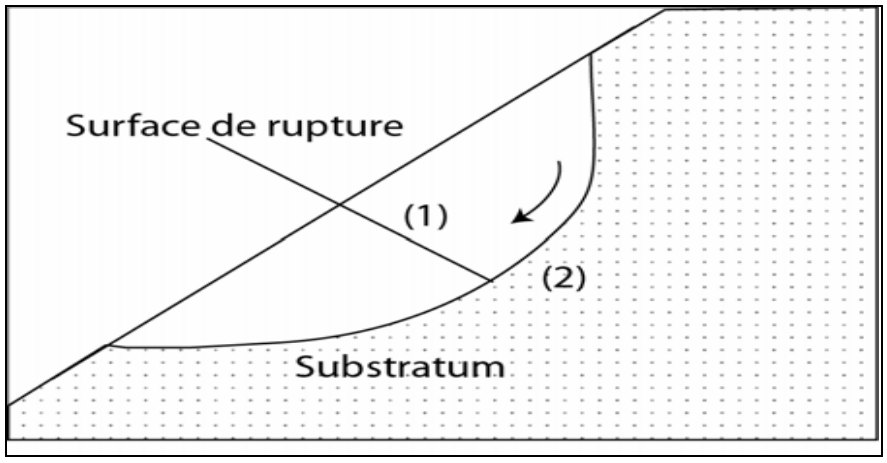


Figure II.I.2 : Surface de rupture

3.2. Méthode d'analyse globale

Le coefficient de sécurité de différents cercles peut être calculé analytiquement (si des hypothèses sur la répartition des contraintes le long de la surface de rupture sont effectuées) et le coefficient de sécurité et la position de la surface de rupture la plus défavorable dans ces cas simples (Méthode de Taylor…).

3.2.1. Méthodes globales (FAURE RM., 2000)

Les méthodes globales (Caquot, 1954 ; Biarez, 1960) permettent une résolution graphique maintenant peu utilisée, mais l'informatique leur apporte un renouveau intéressant. L'intégration de valeurs le long de courbes quelconques étant très simple par discrétisation. Les hypothèses de cette méthode sont les suivantes :

La masse en mouvement est observée dans son ensemble, elle est délimitée par la courbe de rupture ;

Une fonction de répartition des contraintes normales est paramétrée le long de la courbe de rupture

La résolution se fait avec trois équations de la statique appliquée à la masse en mouvement,

3.2.2. Les méthodes graphiques

Taylor (1937), puis Caquot (1954) ont développé une méthode graphique permettant le calcul de ruptures circulaires dans un talus homogène cohérent et frottant, appelée méthode du cercle de frottement. Le terme de cohésion le long de l'arc de cercle (de centre O et rayon R) est du point de vue force équivalente, remplacé par une force parallèle à la corde de l'arc et de valeur c'L, L étant la longueur de l'arc. La réaction le long de la courbe de rupture, inclinée à cp', est tangente au cercle de frottement centré en O et de rayon Rsincp', et on suppose que la résultante passe par l'intersection des autres forces connues (poids, cohésion et pression interstitielle). Biarez (1960) évalue l'erreur introduite par ces hypothèses ; il trouve qu'elle est inférieure à 15% sur le coefficient de sécurité, en majorant la fonction de répartition des contraintes normales le long de la courbe de rupture *(FAURERM., 2000).*

Tavenas et Leroueil (1981 et 1982) discutent dans le cadre de cette approche la signification du coefficient de sécurité F relativement à la distribution des contraintes normales. Ils montrent quelques non-sens et proposent une approche qui considère que la rupture est la fin d'un chemin de contraintes particulier en chaque point de la courbe de rupture ; ils introduisent la notion de marge de sécurité, évaluée en terme de pression interstitielle. Cette approche est donc une mise en forme différente des paramètres intervenant dans le calcul de

la stabilité, en gardant le souci d'une interprétation physique simple du coefficient de sécurité *(FAURER.M., 2000)*.

3.2.3. Méthode de Bell (1969)

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

$$\delta n = \gamma h + \mu \sin \alpha \left(\frac{\Pi(X-X0)}{X1-X0}\right)$$

Où : X, Xi et X0 sont les abscisses curvilignes du point courant et des extrémités de la courbe de rupture. Cependant, cette fonction de répartition n'a pas permis à la méthode de fournir des résultats probants *(FAURERM., 2000).*

3.3. Méthode des tranches

Cette méthode consiste à considérer les forces qui tendent à retenir un certain volume de terrain, délimité par les forces libres du talus et une surface de rupture potentielle et celles qui tendent à la mettre en mouvement

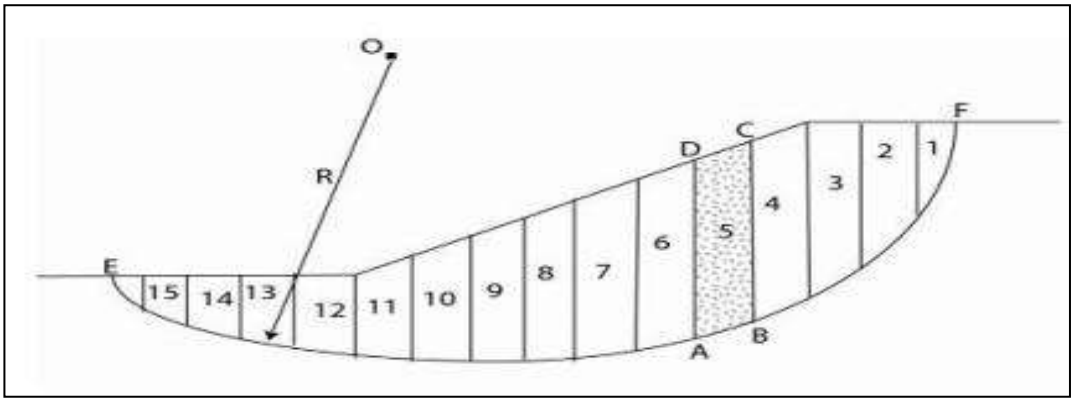


Figure II.I.3 : Découpage d'un talus en tranches

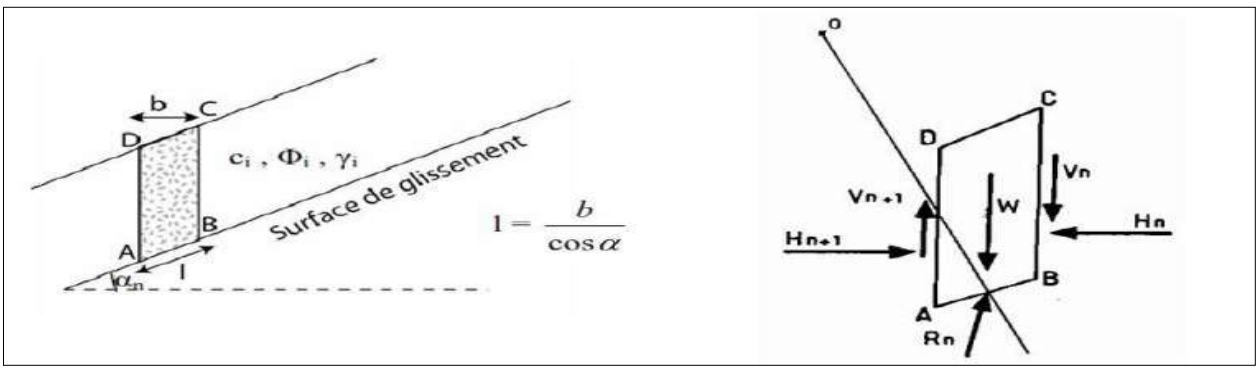


Figure II.I.4 : Les forces agissantes sur une tranche (www.pentesunnels.eu/enseignement/.../ac1_calcul_stabilité_pentes.pdf)

La méthode des tranches consiste à découper le volume de sol en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux. En l'absence d'eau, une tranche (n) est soumise à :

- Son poids W =b∑(γi.hi)
- Les efforts inter-tranches décomposés en efforts horizontaux Hn et Hn+1 et en efforts verticaux Vn et Vn+1
- La réaction Rn du milieu sous-jacent sur l'arc AB (résistance de cisaillement). Elle se décompose en une composante normale et tangentielle.

3.3.1. Méthode de Fellenius (1936)

C'est la méthode la plus simple pour l'analyse de stabilité des talus. Fellenius fait l'hypothèse simplificatrice telle que :

- La ligne de glissement est de forme circulaire
- Les efforts inter-tranches sont totalement négligés.
- La seule force agissant sur l'arc AB est le poids W. Par rapport au centre O, on peut définir : Le moment moteur comme celui du poids des terrains W tendant à provoquer le glissement

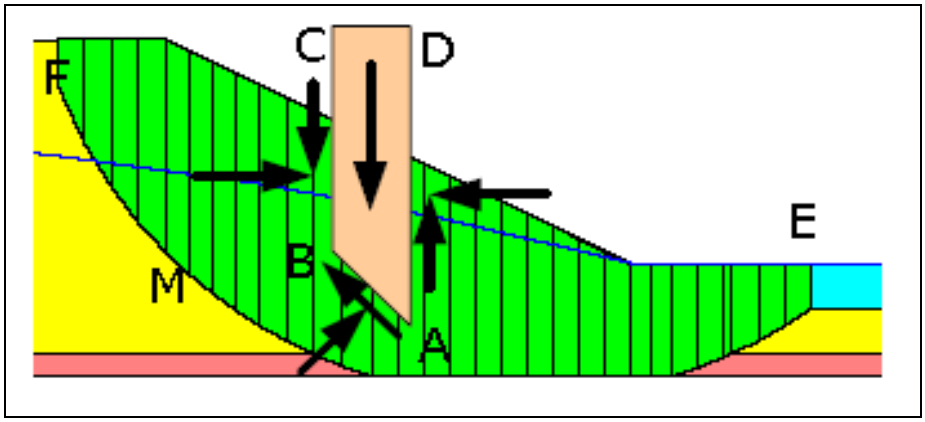


Figure II.I.5 : Forces agissant sur une tranche d'après l'hypothèse de FELLENIUS (Guide technique 1998).

3.3.1.1. Les forces agissant sur une tranche d'après l'hypothèse de FELLENIUS

- **Force de pesanteur (poids propre de la tranche)**

La force de pesanteur est appliquée au centre de gravité pour chaque tranche. Elle est donnée par la formule suivante :

$$F_c = C.AB$$

$$\text{Avec : } AB = \frac{b}{\cos \alpha_i}$$

$W=b\sum(\gamma ihi)$

Avec :

W : poids propre de la tranche

b : largeur d'une tranche

hi : hauteurs des tranches

Le poids ‹‹W›› étant une force qui présente deux composantes :

$N=W \cos\alpha$ et $T=W \sin\alpha$

N : composante normale stabilisatrice

T : composante tangentielle déstabilisatrice au cercle de glissement.

- **Force de cohésion**

C : cohésion du sol considéré.

α : l'angle orienté que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale

b : la largeur des tranches

AB : longueur de l'arc délimitant la base de la tranche.

- **Force de frottement**

$Ff=(N –Ui .AB)tg\varphi= (W \cos\alpha-Ui.AB) tg\varphi$

- **Force de l'eau**

$Ui=\gamma w .h.AB$

- **Force sismique**

$$F_s(sans\ séisme) = \frac{\sum_1^n \left(C_i \frac{b}{\cos \alpha i} + (W \cos \alpha_i - U_i) tag \varphi_i \right)}{\sum_1^n W \sin \alpha_i} \quad .....(II.3)$$

$$F_s(avec\ séisme) = \frac{\sum_1^n \left(C_i \frac{b}{\cos \alpha i} + (W \cos \alpha_i - U_i) tag \varphi_i \right)}{\sum_1^n W \sin \alpha_i + \frac{1}{R} \sum (W * a * dn_i)} \quad .....(II.4)$$

T=a.W

Avec : W : poids de la tranche

a : coefficient d'accélération de zone sismique.

L'expression du facteur de sécurité :

dni : distance entre le centre de gravité de la tranche et le centre du cercle de glissement.

3.3.2. Méthode de Bishop(1954)

La méthode de BISHOP (1955) est assurément la méthode de calcul c'équilibre limite la plus employée pour l'analyse de stabilité. Elle permet de modéliser des talus à géométrie complexe comportant plusieurs couches de sol avec des conditions hydrauliques variées.

Cette méthode repose sur les hypothèses suivantes :

- La ligne de glissement est toujours de forme circulaire.
- Les efforts verticaux inter-tranches sont nuls (Vn-Vn+1=0)
- Le coefficient de sécurité F est constant tout le long de la surface de rupture

L'expression du coefficient de sécurité F donnée par Bishop (1955) en prenant en compte les caractéristiques drainées du sol est la suivante :

$$F_s = \frac{\sum_1^n \left(c'_i b_i + (W_i \cos^2 \alpha_i - u_i b_i) tag\varphi'_i\right) \frac{1}{\cos\alpha_i \left(1 + \frac{tag\alpha_i tag\varphi'_i}{F}\right)}}{\sum_1^n W_i \sin\alpha_i} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (II.5)$$

Avec :

i : l'indice de la tranche

c'i : la cohésion drainée du sol a la base de la tranche

φi' : l'angle de frottement drainée du sol

bi : la largeur de la tranche

Wi : le poids de la tranche

αi : l'angle d'inclinaison par rapport à l'horizontale de la tangente à la courbe de rupture à la base de la tranche.

Sur la base des hypothèses que les efforts inter tranches horizontaux sont nuls la formule devient :

$$F_S = \frac{\sum_{i=1}^n \left(c'_i b_i + \left(W_i \cos^2 \alpha_i - u_i b_i\right) tag\varphi'_i\right) \frac{1}{\cos\alpha_i}}{\sum_{i=1}^n W_i \sin\alpha_i} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (II.6)$$

3.3.3 Méthode des Perturbations

Cette méthode a été mise au point au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC). Par MM. Raulin, Rouques et Toubol (1974) est une méthode d'équilibre limite de calcul de stabilité d'un massif de sol qui fait l'hypothèse de l'équilibre global du massif le long d'une surface de rupture. Elle suppose que la contrainte normale à la surface de rupture potentielle, en un point M de celle –ci, peut être écrite sous la forme :

$\sigma=\sigma0\ (\lambda+\mu\ tng\alpha)$ avec $\sigma0=\gamma h\cos2\alpha$ qui est la contrainte obtenue par Fellenius(1927)

Avec :

γ: le poids volumique du sol au-dessus de M

h : la hauteur au-dessus de M

α : l'angle de la surface de rupture avec l'horizontale

λ : et μ deux coefficients réels à déterminer

Le coefficient de sécurité a pour définition :

$$F=\frac{\tau_{max}}{\tau}=\frac{resistance\ au\ cisaillement\ disponible}{resistance\ au\ cisaillement\ mobilisé}\qquad(II.7)$$

$$\text{Avec : } \tau=\frac{c'+\left[\sigma_0(\lambda+\mu tag\alpha)-u\right]tag\varphi'}{F_S}$$

Ces calculs sont très longs à la main, par contre s'ils sont traités par ordinateur, les temps de calcul sont alors relativement brefs. (Guide technique .1998).

II-2- Technique de confortement

1.Introduction :

Après le calcul de stabilité par les différents méthodes cité ci-dessus, il y a lieu de choisir un système de stabilisation des talus, et pour cela plusieurs méthodes adoptées pour renforcer ou stabiliser les talus.

Donc, si on veut consolider ou stabiliser un glissement de terrain, peu importe que la surface de rupture soit circulaire, logarithmique, plane,...etc. Par contre, il est de la plus grande importance de connaître ses dimensions et d'avoir une idée sur son origine: surcharge, écoulement d'eau, altération des sols ou simplement ruissellement exceptionnel. Le choix de la méthode de consolidation en dépend.

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 suivante présente le principe d'un dispositif de fondation sur pieux dans un glissement. 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, on recommande de prendre un coefficient de sécurité FS = 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 FS= 1,5.

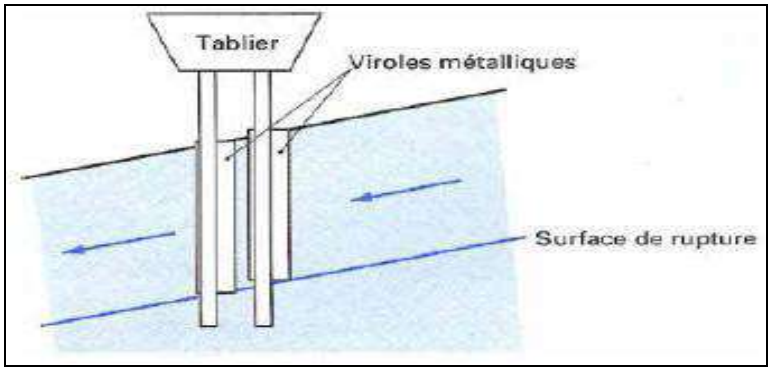


Figure II.II.1 :dispositif de fondation sur pieux

2.TECHNIQUE LEGERS

2.1Allègement en tête

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

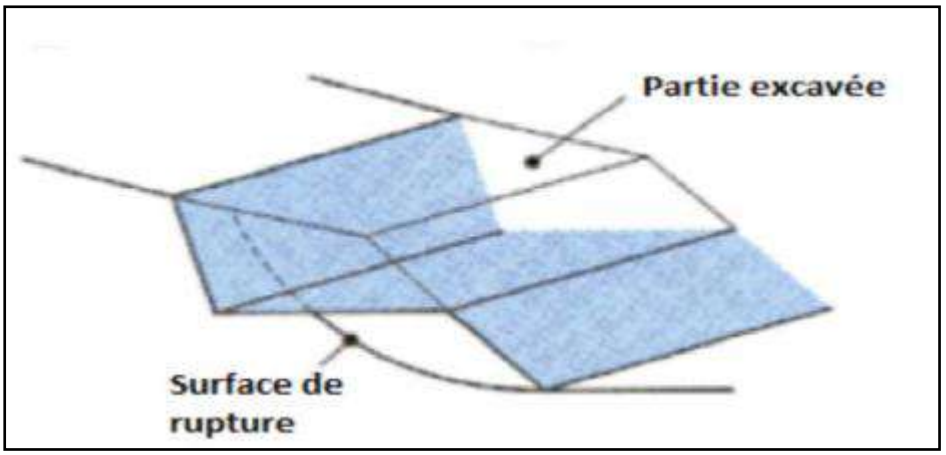


Figure II.II.2 : Allégement en tête (DURVILLE & GILLE, 2008).

2.2 Modification des pentes

2.2.1. Substitution totale ou partielle

La substitution totale consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glissés ou susceptibles de glisser, et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité. Cela permet de reconstituer le profil du talus initial.

Il importe de vérifier la stabilité au cours des phases de travaux et celle du talus définitif dans lequel on prend en compte les caractéristiques du matériau de substitution et du matériau en place.

La substitution de matériaux glissés suppose que l'on connaisse le volume de matériaux concerné, que l'on excave plus profondément que la surface de rupture, et que l'on réalise des redans afin d'assurer un bon accrochage entre le substratum et le sol d'apport.

La tenue des talus provisoires de la purge dépend des conditions de terrassement, de la météorologie, des hétérogénéités locales.

En cas de risque, il est préférable de travailler par plots de faible largeur et de ne pas maintenir de fouilles ouvertes pendant une longue période.

Des substitutions partielles sont souvent employées, sous forme de bêches ou de contreforts discontinus.

Le coefficient de sécurité de la pente ainsi traitée peut être estimé en prenant la moyenne pondérée des coefficients de sécurité de la pente avec et sans substitution.

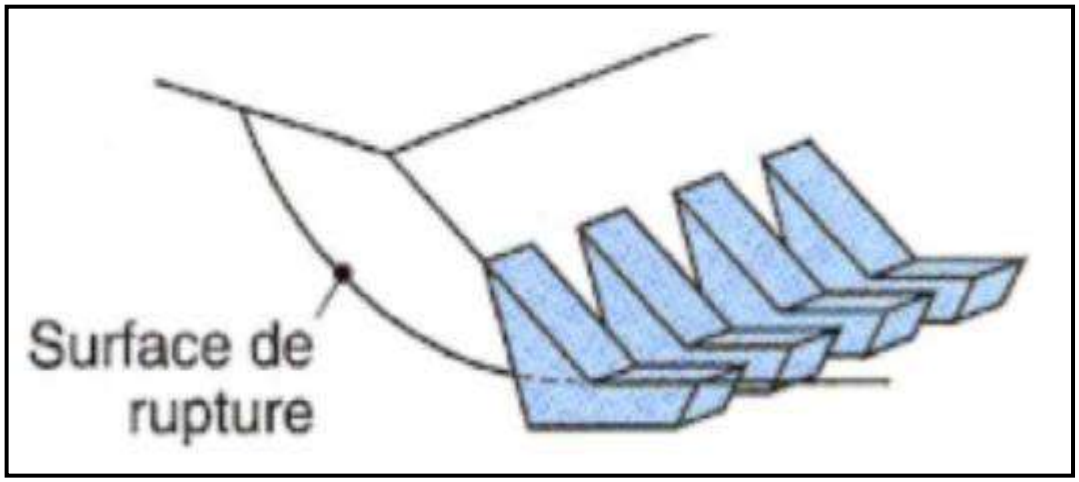


Figure II.II.3 : substitution partielle (DURVILLE & GILLE, 2008).

2.2.2. Remblai de pied

Le chargement en pied d'un glissement est une technique souvent utilisée, généralement efficace.

L'ouvrage, également appelé banquette, berme ou butée, agit par contrebalancement des forces motrices.

Pour qu'il soit efficace, il faut réaliser un ancrage dans les formations sous-jacentes en place. Comme dans le cas d'un ouvrage de soutènement, le dimensionnement doit se justifier par la stabilité au renversement, par la stabilité au glissement sur la base et par la stabilité au grand glissement. Mais en pratique, c'est la stabilité le long de la surface de rupture du glissement déclaré qui est dimensionnant. La stabilité au grand glissement suppose que :

- L'ouvrage limite les risques de reprise du glissement en amont ;
- l'ouvrage ne déclenche pas d'autre glissement, par exemple à l'aval.
- Les ouvrages ainsi dimensionnés, en plus de leur fonction « poids », peuvent assurer un drainage du massif. Aussi utilise-t-on en général un matériau drainant.

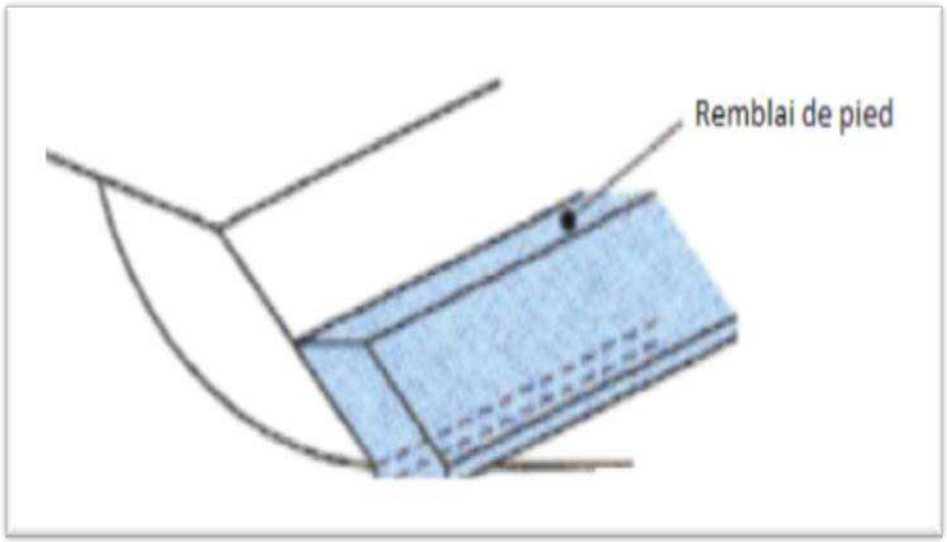


Figure II.II.4: Remblai de pied (DURVILLE & GILLE, 2008).

2.3. Drainage des eaux :

Lorsqu'il est utilisé en tant que drain, un géotextile permet un écoulement dans son plan de pose. On assimile dans ce cas le géotextile à un drain capable de dissiper les pressions interstitielles, de collecter et de conduire les fluides vers un exutoire. Cette fonction suppose aussi l'existence d'un filtre, géotextile ou autre, limitant l'entraînement de particules de sol.

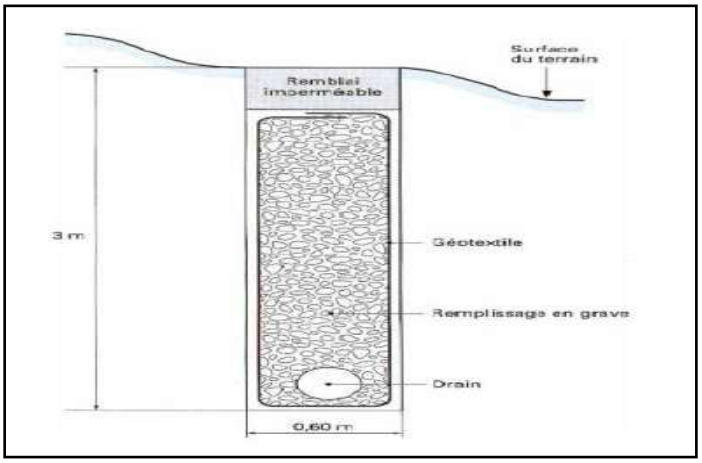


Figure II.II.5 : Coupe type d'une tranchée drainante (DURVILLE & GILLE, 2008).

2.4. Les Géo grilles

2.4.1. Définitions et types des géo synthétiques

Le nom " géo synthétique" désigne les nappes synthétiques utilisées en contact avec le sol. Mis en application depuis une vingtaine d'années dans le domaine du génie civil, les géo synthétiques sont principalement utilisés sous la forme de nappes pour assurer aussi bien un rôle de drain, de filtre, de séparation ou de renforcement. Ils permettent, lorsqu'ils sont incorporés dans la structure, de diminuer la quantité de matériaux utilisés, d'utiliser des matériaux de qualité limitée, d'empêcher l'interpénétration de deux couches, de renforcer en grande déformation un remblai sur sol mou.

Les géotextiles sont des produits tissés, non tissés, ou tricotés, perméables, fabriqués à base de polymère et utilisés dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. La fonction du géotextile dans le sol peut être la séparation, la filtration, et aussi le renforcement. Les géo grilles sont des géo synthétiques dont la fonction est le renforcement des sols. Une géo grille est une structure plane à base de polymère, constituée par un réseau ouvert et régulier d'éléments résistants à la traction et pouvant être assemblés par extrusion, par collage

ou par entrelacement, dont les ouvertures ont des dimensions supérieures à celles des constituants et permettant le confinement du sol. La grandeur des mailles doit être suffisante pour permettre la pénétration des gros éléments du sol, et la création d'un effet d'imbrication de ces constituants dans la géo grille.

Les géo membranes sont des géo synthétiques de faible perméabilité, manufacturés sous la forme de feuilles, qui peuvent être synthétiques, bitumineuses ou composées de bentonite, utilisées en géotechnique ou dans des applications d'ingénierie de l'environnement, hydraulique ou du transport.

Les géo composites résultant quand deux matériaux ou plus sont combinés dans le processus de fabrication des géo synthétiques. Ils peuvent être des composés des géotextiles-géonets, des géotextiles-géo grilles, des géotextiles-géo membranes, des géomembranes-géonets, des noyaux géotextiles-polymères, et des mêmes structures polymères à trois dimensions de cellules.

Il n'y a presque aucune limite à la variété de géo composites qui sont possibles et utiles. Ils peuvent être utilisés, soit en géotechnique (fonctions de séparation et renforcement), soit pour les couches de roulement (fonction de renforcement, particulièrement en réfection). Les géo synthétiques sont constitués principalement de fibres synthétiques pour des raisons de coût et de résistance aux actions chimiques et biologique des sols. Ces fibres sont obtenues par filage puis étirage de structures macromoléculaires appelées aussi polymères. Les polymères les plus couramment rencontrés dans les nappes géo synthétiques sont les suivants :

- ✓**Les vinyliques**, tels que le chlorure de polyvinyle (PVC), très résistants à l'eau et à l'attaque de nombreux produits chimiques ou micro-organismes ; ils sont très utilisés comme drains.
- ✓**Les acryliques** sont utilisés dans les géo synthétiques sous forme de résine ou d'émulsion pour les consolider.
- ✓**Les polyamides** (PM ex : Nylon) sont très sensibles à l'eau et donc peu utilisés.
- ✓**Les polyesters** (PS) possèdent des propriétés mécaniques élevées et une inertie aux acides et aux micro-organismes qui les rendent très intéressants. Ils sont cependant attaqués en surface par les bases.

✓**Les polyoléfines** tels que le polyéthylène (PE) ou le polypropylène (PP) sont également très utilisés du fait de leur forte insensibilité chimique et de leur bonnes propriétés mécaniques et de leur faible coût.

2.4.2 Fonctions des géo synthétiques

L'incorporation de géo synthétiques dans le sol permet d'en améliorer le comportement mécanique et hydraulique. Les rôles principaux sont les suivants (figure 1.5) :

➢**Séparation** : prévention contre le mélange des deux matériaux de natures différentes par l'emploi d'un géotextile.

➢**Renforcement** : utilisation de la capacité de résistance d'un géotextile ou d'un produit apparenté aux géotextiles afin d'améliorer les propriétés mécaniques des sols.

➢**Protection** : fonction consistant à empêcher les endommagements localisés concernant un matériau donné en utilisant le géotextile, en général une géomembrane.

➢**Etanchéité** : contrôle de la migration de gaz ou de liquide.

➢**Filtration** : maintien du sol ou d'autres particules soumis à des forces hydrauliques en permettant le passage de fluides à travers ou dans un géotextile.

➢**Drainage** : collecte et transport des eaux pluviales, souterraines ou d'autres liquides dans le plan d'un géotextile ou d'un produit apparenté aux géotextiles.

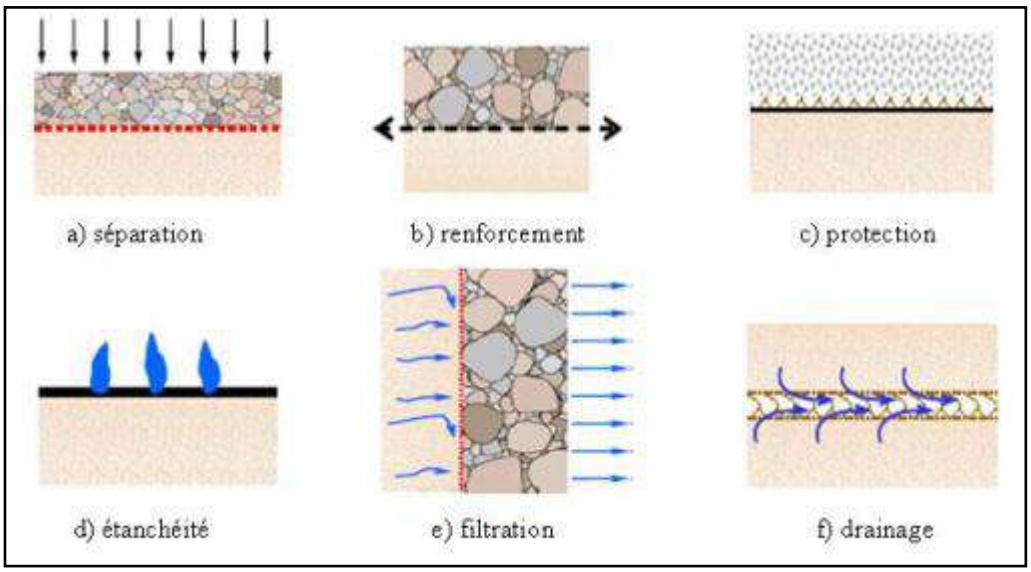


Figure II.II.6 : Rôles principaux des matériaux géo synthétiques.

Les géo synthétiques sont généralement définies par leur fonction principale. Dans un certain nombre d'applications, en plus de la fonction principale, le géo synthétique accomplit généralement une ou plusieurs fonctions secondaires. Il est important de considérer les

fonctions principales et secondaires dans les calculs et les caractéristiques de conception. La géo membrane trouve sa place dans de nombreux domaines de construction. Elle est utilisée dans le milieu hydraulique pour la réalisation de canaux ou de bassins, que ce soit pour l'irrigation, l'alimentation en eau potable ou le lagunage des eaux usées. Ce domaine s'étend à l'ensemble des applications concernant l'eau telle que les masques étanches de digues et de barrages ou les canaux navigables. La géo membrane est aussi employée pour l'étanchéité des stockages de déchets ménagers ou industriels, qu'ils soient d'origine animale, végétale ou chimique. En effet le manque de site naturellement étanche et la réglementation actuelle entraîne l'utilisation de géo membranes.

L'utilisation des géotextiles et des produits apparentés aux géotextiles dépend des besoins de l'ouvrage dans lequel ils sont disposés. Les géotextiles offrent une large étendue de résistance en traction et de raideur, ils peuvent être employés en renforcement de sols comme dans les murs renforcés par exemple.

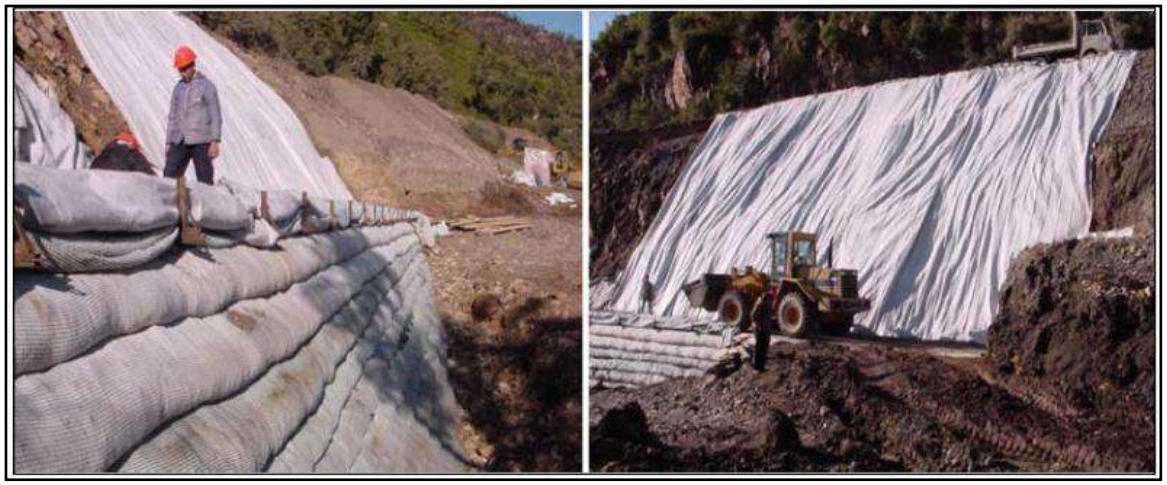


Figure II.II.7 : Parement préfabriqué devant le massif en géotextile (Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes (SETRA)).

La route a été le premier domaine d'emploi où les géotextiles ont été utilisés en quantités importantes ; les géotextiles sont employés pour les routes et les pistes comme séparateurs, renforts, filtres, drains et pour lutter contre l'érosion des talus.

Pour la réalisation des aménagements en bordure de mer (épis, digues défenses de côtes), les géotextiles peuvent remplacer avantageusement des techniques comme celles des tapis filtrants ou des para fouilles.

Les géotextiles sont particulièrement intéressants dans les travaux hydrauliques, car ils permettent la réalisation d'interfaces continues, perméables, filtrantes. Ils sont donc utilisés,

Soit en addition à une structure classique, pour renforcer la sécurité de l'ouvrage, soit le plus souvent, en substitution de matériaux naturels. Dans ce cas, ils permettent des économies car ils remplacent des matériaux généralement calibrés et onéreux; de plus leur mise en œuvre est beaucoup plus facile pour la réalisation d'interfaces inclinées ou verticales.

2.5. Les clous et micropieux

La stabilisation d'un glissement de terrain par clouage repose sur le principe suivant :

La partie supérieure du massif en mouvement engendre une déformation des clous ; les efforts qui en résultent sont transmis par les clous au substratum, qui s'oppose alors au mouvement.

L'efficacité du clouage réside dans la mobilisation d'efforts de traction et de cisaillement dans le clou.

Pour que ces efforts stabilisateurs soient mobilisés, il est nécessaire qu'il se produise des déplacements relatifs sol/clou. Le clouage a donc un effet progressif et des mouvements résiduels se produisent encore après le clouage.

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

3.TECHNIQUE LORDS

3.1. Pieux et barrettes

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

- Dans le pieu par flexion/cisaillement ;
- Au contact sol/pieu, en sollicitation latérale du sol par le fût du pieu (plastification du sol) ;
- Dans le sol, le long de la surface de rupture, par insuffisance d'efforts apportés par les pieux ;
- Dans le sol, si un glissement se produit en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des pieux).

Comme dans le cas des clous et micropieux, l'évaluation de la sécurité au glissement se fait en utilisant une méthode de calcul de stabilité de talus, dans laquelle on introduit les efforts apportés par les pieux.

Exemple d'application

La figure ci-dessus montre un exemple, présenté par SCHLOSSER, et al., (1991), de dimensionnement du renforcement par clouage d'un ancien remblai instable, au profit de la SNCF (FRANCE). Des mesures inclinométriques ont montré l'existence de deux surfaces de rupture. Trois rangées de pieux métalliques foncés de 0.8 m de diamètre ont été utilisées avec un espacement de 2.5 m. Ces pieux de forte inertie ont pour effet de ralentir très rapidement les mouvements. Les propriétés des couches sont dans le tableau suivant.

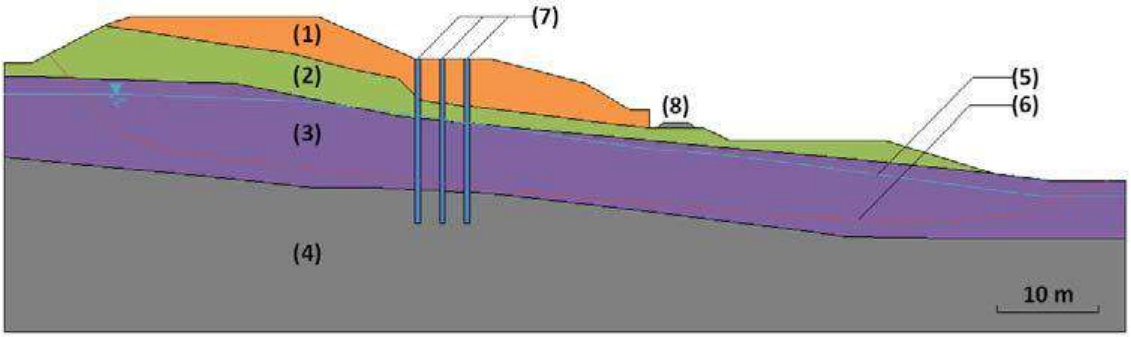


Figure II.II.8 Exemple de stabilisation d'un talus SNCF par clouage (ligne PARIS-LYON, km 23) (1) remblai graveleux, (2) remblai argileux, (3) éboulis marneu x, (4) calcaire, (5) nappe, (6) surface de rupture m, espacement=2.5 m », (8) voie ferroviaire

Tableau II.II.1 Propriétés des couches de sols de l'exemple d'application du clouage

Type de	Remblai	Remblai	Éboulis	Calcai
1	19	19	19	20
2	0	0	0	20
3	25	13	10	35

3.2 Murs de soutènement

3.2.1. Ouvrage de soutènement

Il existe deux types d'ouvrage de soutènement :

3.2.1.1 .Les ouvrages rigides

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

Lorsque l'ouvrage est correctement ancré et suffisamment résistant vis-à-vis des efforts qui lui sont appliqués, il est fixe. La pratique est de dimensionner l'ouvrage en prenant en compte un effort limite de butée du sol en amont, qui est l'effort maximal apporté par les masses en mouvement (la déformation du sol étant une compression), et on cite à titre d'exemple les murs en béton.



Figure II.II.9 : Exemple d'ouvrage rigide : Mur en béton armé (Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes (SETRA)).

3.2.1.2. Les ouvrages souples

Les ouvrages souples sont des structures obtenues à partir de gabions, de murs cellulaires, ou de sol renforcé par fils, par armatures synthétiques ou métalliques, par nappes de géotextiles, par grilles métalliques ou synthétiques.

Ces ouvrages fonctionnent comme les massifs poids décrits ci-dessus. On les dimensionne en deux phases : vis-à-vis de la stabilité interne selon une méthode propre à chacune des techniques, et vis-à-vis de la stabilité externe ainsi que décrit précédemment.

Ces techniques, qui admettent les déformations du sol, sont utilisées nettement plus couramment que les murs rigides.



Figure II.II.10 : Exemple d'ouvrage souple : Mur en gabion (Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes (SETRA)).

3.3. Les palplanches

Les profilés de palplanche sont employés pour la réalisation de constructions de soutènement telles que les murs de quai, travaux portuaires, écluses, estacades de guidage et protections des berges de rivières et de canaux.

Ils ont également largement employé pour les puits de fondation tant sur la terre ferme que dans l'eau, les batardeaux ainsi que les constructions souterraines en général.

Les différents types de palplanches se distinguent par leur procédé de fabrication et leurs principales caractéristiques de forme :

- Palplanches laminées à chaud de forme U, Z et H (à inertie de section),
- Palplanches laminées à chaud à âme plate,
- Palplanches profilées à froid de forme U, Z et de profil RC (rideau de coffrage).

Les profilés en Z et en U sont utilisés pour supporter des charges de flexion. Les profilés plats sont utilisés pour supporter des charges de traction. Les profilés en Z et en U peuvent être employés indépendamment ou combinés avec des pieux tubulaires ou des pieux HP pour les cloisons combinées



Figure II.II.11 : projet d'un ouvrage d'art sur CW84 a Bouaiche W de Médéa

4-Conclusion:

L'étude de stabilité des pentes est habituellement analysée par plusieurs méthode d'équilibre limite, ces méthodes de calcul supposent que le terrain se compose comme un solide qui obéit aux lois classique de la rupture par cisaillement. Le facteur de sécurité est défini comme le rapport entre la résistance au cisaillement et l'effort de cisaillement requis pour l'équilibre de la pente.

Chaque méthode emploie les propriétés mécaniques et phasiques de sol. Pour choisir une méthode de calcul, on doit exploiter les paramètres définis au préalable, dans le but d'apprécier la marge de sécurité du versant vis-à-vis de la rupture et d'identifier la zone instable.

Donc, le choix d'une technique de stabilisation et de confortement est basé toujours les paramètres du site à étudier de point de vue endroit, accessibilité et disponibilité des matériaux de la technique proposée.

CHAPITRE III



ETUDE DE CAS

1. INTRODUCTION :

Dans le présent chapitre on va présenter une étude d'analyse technique de la stabilité d'un glissement de terrain objet de notre étude, pour prévoir une technique de confortement et de stabilisation, basé sur l'étude socio-économique, les zones sujettes à ce glissement sont localisées pour ainsi dire les surfaces de ruptures les plus défavorables.

Le site de glissement présente des différents signes importantes d'instabilité évidents, traduisent par les fissures importantes sur le long du tracé de la route sur environ 50 mètre linéaire, ainsi que le volume de la masse glissées vers le bas du talus.

Donc suite au déclanchement de ce glissement, une campagne de reconnaissance géotechnique a été introduire sur place par le laboratoire LCTP (Laboratoire Centre du Travaux Publics) /Blida, afin de réaliser un programme de reconnaissance géotechnique du différentes couches du site, ce programme comprenant de :

- Des essais in situ : 03 Sondage carottés,
- Des essais en laboratoire

Suite à l'analyse des résultats de la compagne géotechnique, des essais in situ et des constats visuels des désordres, les solutions de confortement et le choix de la technique sont illustrés à la fin de ce travail.

2. Historique des glissements du réseau routier dans la Wilaya de Médéa

Le réseau routier de la Wilaya de Médéa a toujours connu des dégâts importants ; suite aux glissements de terrain qui surviennent chaque hiver pluvieux. Les glissements de terrain observés sont liés aux conditions géomorphologiques néfastes et aux eaux (eaux de nappe, eaux de ruissellement). Cependant, les travaux de terrassement et le mode de culture réalisés par l'homme, ont certainement favorisé (voire déclenché) des glissements de terrain sur des versants instables.

Tous les glissements observés présentent un certain nombre de caractères communs, qui sont :

a) Relief

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

b) Contexte hydrologique

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

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

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

3- Situation du projet:

Le site affecté par le glissement de terrain en question est situé dans la Wilaya de Médéa, sur la route nationale n°64C (RN 64C) reliant la route nationale n°64 (Baata) et la route nationale n°08 (Deux Bassin à Tablat), au pk 14+500 et fait partie de la commune de Laissaouia, situe environ à 80 kms au Nord- Est du chef-lieu de la Wilaya de Médéa, en zone montagneuse, à 1000 mètre d'altitude.

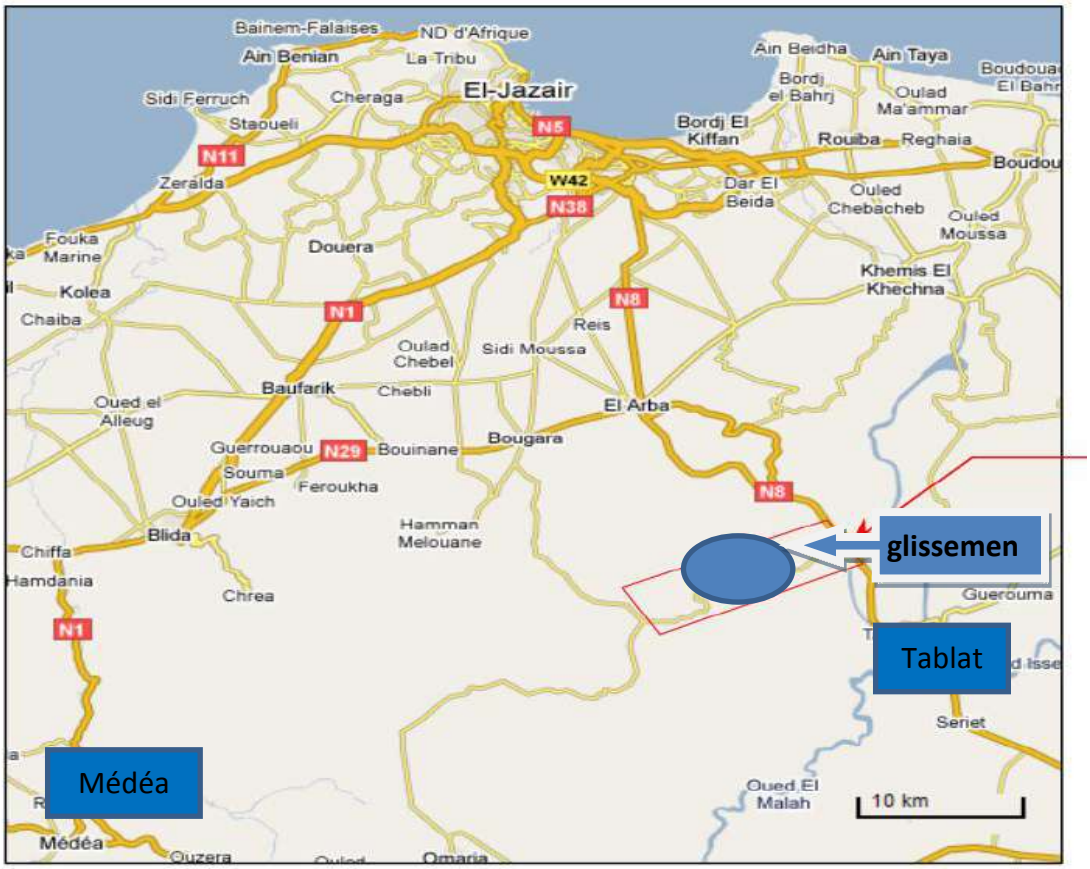


Figure III.1 : plan de situation

4- Géologie et Géomorphologie du site :

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

Localement le glissement de terrain en question situe dans la chaîne de l'Atlas tellien de Tablat, caractérisé par la prédominance d'affleurement du Crétacé inférieur marin, qui correspond à une série compacte et monotone de marnes schisteuse de couleur grises et d'argile marneuses.

Les terrains quaternaires sont assez réduits, cratérisés par quelques placages d'éboulis sur les pentes, qui sont le produit de désagrégation des roches crétacés ; ainsi que par des remplissages d'alluvions dans les lits des oueds (affluents de Oued Isser).

Sur le plan géomorphologique, tout le tracé étudié se développe dans un terrain montagneux, très accidenté, faisant partie de la chaine de l'Atlas tellien de Tablat.



Figure III.2: Géomorphologie du site

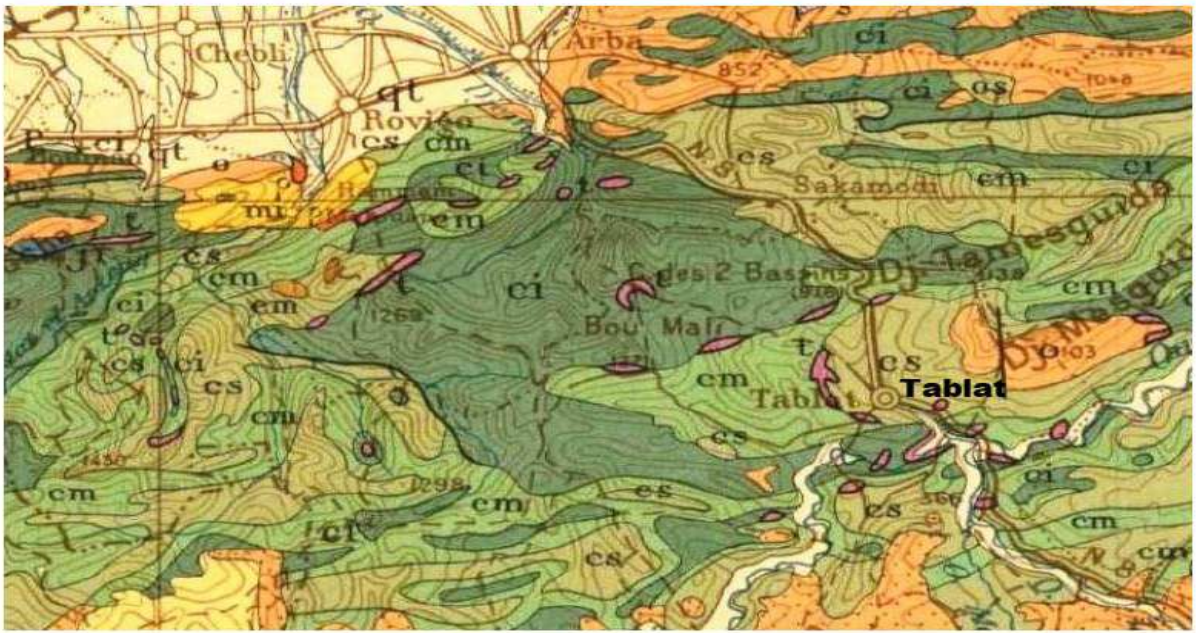


Figure III.3: Extrait de la carte géologique au 1/50 000 ème « MEDEA »

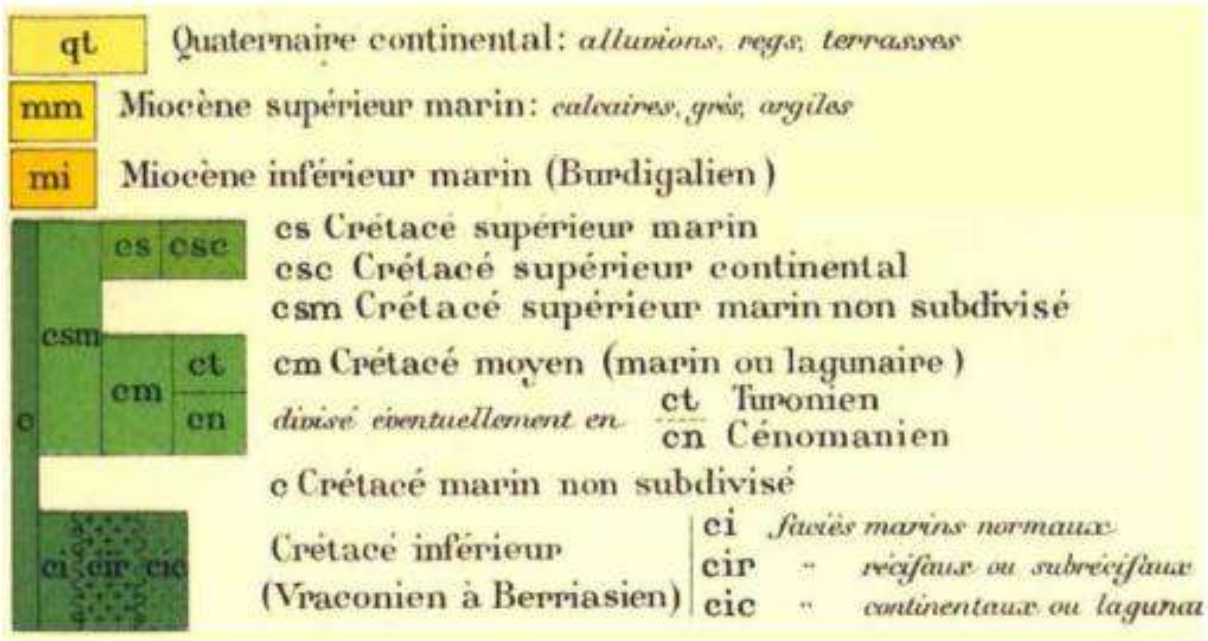


Figure III.4 :Code de la carte géologique

5- Litho-stratigraphie :

5-1- Le néogène :

Les dépôts néogènes sont représentés par les formations miocènes avec :

1) Des grés inferieurs, sableux friables, intercalés de poudingues principalement sur les bords du bassin de Médéa. Cette assise très variable d'épaisseurs atteint jusqu'a 80 à 100 m dans la partie ouest de Médéa, ces grés intimement liées à l'assise argileuse sous-jacente, forment en quelques points de base de l'étage Helvétien, les assises détritiques sont des dépôts de comblement dont on peut suivre les variations brusques en des points très rapprochés.
2) Les marnes argileuses de l'Helvétien inferieur
3) Argile rouges gypseuse, présente le plus souvent l'aspect alluvionnaire et apparaissant dans ;'anticlinal helvétien de Médéa.

5-2- Les formations crétacées :

Les formations crétacées sont représentées par une assise puissante comprenant les dépôts des crétacés inferieurs à supérieurs.

Il s'agit de formations du crétacé inferieur cartés (C^{5-4}), représentées par des calcaires et marnes bacillaires à strates bien réglés.

Cette formation calcaire apparait dans les ravinements du plateau helvétien et dans les anticlinaux de la région.

5-3- Aperçu Tectonique :

Cette région occidentale de Médéa, correspond à une structure néogène plissée et fracturée ou se compliquent des rides anticlinales.

Cette tectonique laisse affleurer les assises crétacées et oligocènes et donne lieu, ainsi à trois zones synclinales, présentant sous des épaisseurs diverses, la série complétée de l'étage helvétien.

Cette tectonique plio-quaternaire évolue dans les temps actuels par une sismicité connue de la région.

La région de Médéa appartient au domaine tellien et se compose des anticlinoriums de Blida et de Tablat, qui correspondent à des massifs autochtones au sud desquels se mettent en place les nappes telliennes.

Les mouvements tectoniques enregistrés dans la région sont liés à l'orogenèse alpine, ils sont subdivisés en 03 types de déformations.

Les déformations tangentielles se manifestent par les déplacements de nappes de charriage.

Les déformations souples et cassantes se manifestent par des plis et des tailles de directions différents.

6- Sismicité

La région Tellienne est un espace tectoniquement complexe à vulnérabilité sismique naturelle élevée. Cette sismicité est liée aux mouvements tectoniques complexes de convergence de la plaque africaine au sud et de la plaque eurasienne au nord. La tectonique de compression qui en découle génère de nombreuses failles actives dont l'interaction peut générer des séismes.

D'après les règles parasismiques algériennes (R.P.A 2003), la région de Médéa est classée dans la zone (II a) où la sismicité est moyenne.

En analysant la sismicité historique et la classification sismique de la région de Médéa, il ressort que le facteur sismique est à prendre en compte dans l'aménagement.

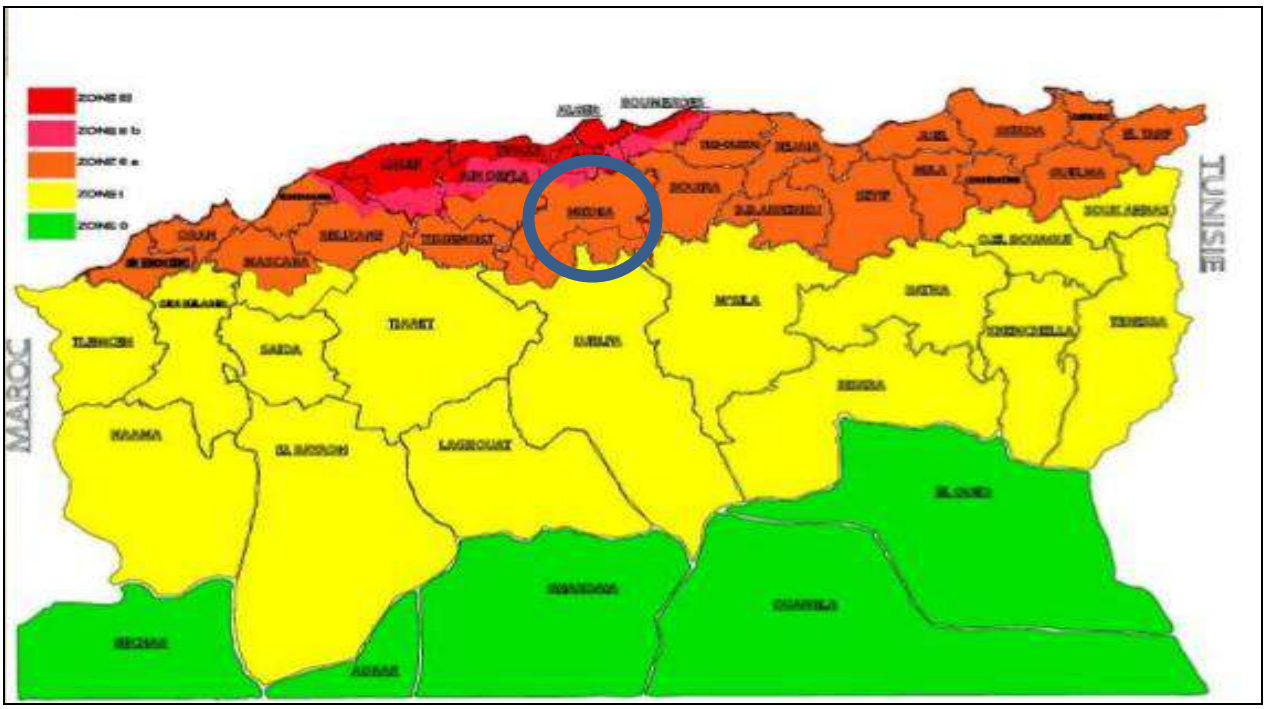


Figure III.5 ***: Carte de zonage sismique du territoire national- RPA2003***

7- Observations des désordres :

Après différentes sorties sur le site du glissement et constations, nous avons observé la présence des dégradations persistantes importantes au niveau de la couche de roulement de la route, ainsi qu'un déplacement des masses de terre sur le talus : ceci dénote que ce glissement est actif et profond, ces désordres se manifestent par :

- ✓ Présence des fissures au niveau de l'accotement et sur la couche de roulement avec soulèvement et déplacement d'une partie de la chaussée sur environ d'une hauteur de 2.00 mètre
- ✓ Hétérogénéité du sol constituant les couches supérieures du site
- ✓ Erosion interne des couches supérieures due au soutènement des eaux pluviales
- ✓ Absence de système de drainage en amont et en aval (favorise le glissement de terrain)
- ✓ Présence des fissures important au niveau de talus



PHOTO III.1 : signes de glissement



PHOTO III.2 : signes de glissement



PHOTO III.3 : vue général du glissement

8- Causes du glissement :

Suite aux différent sorties et observation sur site du glissement en question, on a constaté que le tracé de la route est traversé un site vallonné, dont le régime, la forte pluviométrie et les mauvaises conditions de drainage des eaux de ruissellement des talwegs se dirigent vers l'aval, favorisant les mouvements des sols supportant le tracé de la route.

Selon les constats visuelles et observations on a remarqué que tous les dégradations observées sont du coté talus sur un linéaire environ de 50 ml.

L'analyse et l'observation de l'état des lieux montrent que les principales causes ayant engendré et continuent d'aggraver le risque de glissement sont :

- ✓ La morphologie défavorable du versant sur lequel repose la route.
- ✓ L'altération des propriétés géotechniques des sols supportant la route
- ✓ L'infiltration des eaux provoquant des érosions internes et une saturation des argiles et marnes.
- ✓ Les pressions engendrées par l'écoulement des eaux et traversant les argiles et les marnes.
- ✓ Le passage d'un ancien talweg dans le sens du glissement.
- ✓ La manque d'un ouvrage d'assainissement et de drainage sur la face du talweg
- ✓ L'absence d'un système de protection du versant inferieur de la route, par des brises en gabion ou autre matériau.
- ✓ L'absence d'un système de végétation (plantation des arbres) sur le long du talus.

9- Reconnaissance géotechnique

Sur la base des observations de terrain, et tenant compte des contraintes du site, un programme de reconnaissance géotechnique détaillé a été établi par le laboratoire LCTP-Blida chargé de l'étude géotechnique. La reconnaissance du site est comportée de :

- ✓ Des sondages carottés, ils ont été réalisés principalement au niveau de glissement affectant le tronçon d'étude (03 sondages carottés).
- ✓ Des essais de laboratoire, ils seront réalisés sur des échantillons intacts, prélevés des sondages carottés à différentes profondeurs.

  Deux types d'essais seront réalisés :

1- **Essais d'identification** :

4) Mesures de teneur en eau naturelle (WN).
5) Mesures de densité sèche (γd).
6) Analyses granulométriques.
7) Limites d'ATTERBERG.

2- Essais mécaniques :

8) Essais de cisaillement à la boite.
9) Essais œdométriques.

9-1 Sondage Carotté :

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

Les échantillons extraits sont dits "remaniés" lorsque les conditions de leur conservation et transport détruisent l'état et la structure du sol tel qu'il était en place. Ces échantillons sont utilisés pour identifier les sols notamment par les essais de "granulométrie", de "limites d'Atterberg" et de "poids volumique ".

Les échantillons extraits sont dits "intacts" lorsque l'on prend le plus grand soin dans leur extraction, conservation et transport au laboratoire. L'opération particulière, dans ce cas, consiste à paraffiner l'échantillon de sol dès son extraction ; ce qui permettra de conserver au maximum la structure et l'état du sol tel qu'il était en place. Ces échantillons peuvent servir a tous les essais de laboratoire aussi bien d'identification (granulométrie, limites d'Atterberg,…) que mécanique (compressibilité et cisaillement).

Les trois sondages carottés (SC01, SC02 et SC03), sont réalisés respectivement en amont et en aval de glissement.

9-2 Description des sondages :

a- Sondage N°SC01 ;

Le premier sondage SC01 a été réalisé au niveau de la partie supérieure de la chaussée et atteint à une profondeur de 08,00 mètre et relevé des couches de corps de chaussée sur 21 cm (Grave bitume et béton bitumineux), une couche de remblais sur une profondeur de 5.00 mètre et une autre couche de nature schiste argileux,

Profondeur	Nature de sol
De 0 à 0,06 m	Couche de roulement en BB 0/14
De 0,06 m à 21 cm	Couche de base en GB 0/20
De 0,21 m à 05,00 m	Remblais (alluvions argileux)
De 05,00 m à 08,00 m	Schiste argileux gris anthracite à noir

Tableau III.1 : Résultats des sondages carottés N°01

a- Sondage N°SC02 ;

Le deuxième point du sondage (SC02) révèle un substratum schisteux de couleur gris anthracite à noir, atteint à une profondeur de 08,00 à 10.00 mètre, surmonté par une couche de remblais (alluvions argileux). L'ensemble est coiffé par une couche du revêtement du corps de chaussée (Grave bitume Béton bitumineux) sur une épaisseur de 0,21 m.

Profondeur	Nature de sol
De 0 à 0,04 m	Couche de roulement en BB 0/14
De 0,04 m à 18 cm	Couche de base en GB 0/20
De 0,18 m à 08,00 m	Remblais (alluvions argileux)
De 08,00 m à 10,00 m	Schiste argileux gris anthracite à noir

Tableau III.2 : Résultats des sondages carottés N°02

a- Sondage N°SC03 ;

Le troisième point du sondage SC03 révèle un substratum schisteux de couleur gris anthracite à noir, atteint à une profondeur de 07,50 à 15.00 mètre, surmonté par une couche de schiste argileux sur une profondeur de 1.00 m a 7.5 m.

Profondeur	Nature de sol
De 0 à 01,00 m	Terre végétale
De 01,00 m à 7.50 m	Schiste argileux
De 07,50 m à 15,00 m	Schiste argileux gris anthracite à noir

Tableau III.3 : Résultats des sondages carottés N°03

9-3 Essais au laboratoire:

9-3-1 Catégories d'essais de laboratoire:

Outre l'investigation expérimentale in-situ, il a été réalisé une campagne d'essais de laboratoire sur des échantillons de sol, extraits lors du sondage carotté.

Les essais de laboratoire peuvent être subdivisés en trois (03) grandes catégories:

a) **Les essais d'identification** : Ceux sont essentiellement le "poids volumique", la "teneur en eau", les "limites d'Atterberg", la "granulométrie" (par tamisage ou par sédimentomètrie) et l'analyse chimique.

b) **Les essais de résistance** : Ceux sont des essais qui permettent d'étudier la résistance du sol, d'en déduire sa capacité portante, et de conclure sur la stabilité des fondations superficielles ou profondes, des ouvrages de soutènement, …etc.

c) **Les essais de compressibilité** : Ceux sont des essais qui permettent de prédire a l'ampleur du tassement du sol de site étudié.

9-3-2 Choix du type d'essai de laboratoire:

Trois (03) sondages carottés ont été réalisés au site étudié, à partir de lesquels, des échantillons de sol sont extraits. Ces échantillons de sol sont soit remaniés, destinés certains type d'essais (poids volumique, granulométrie,…), soit conservés intacts en les enveloppant dans de la paraffine, destinés eux pour d'autres essais (compressibilité ou cisaillement…).

9-3-3 Résultats des essais de laboratoire

L'ensemble des caractéristiques géotechniques des sols étudier sont récapitulées dans le tableau cité ci-dessus.

a- Limites d'Atterberg :

En fonction de la teneur en eau, un sol remanié se présente suivant des consistances variables pour lesquelles on peut distinguer trois états : état liquide, état plastique et état solide.

Le passage du sol d'un état {un autre se fait graduellement et les frontières séparant ces états sont définies conventionnellement par ce qu'on appelle les "limites d'Atterberg".

Les limites d'Atterberg sont donc deux teneurs en eau particulières, déterminées expérimentalement (photo suivante) qui séparent les trois (03) états de consistance ; celle qui sépare l'état liquide de l'état plastique est appelée "limite de liquidité", notée Wl, celle qui sépare l'état plastique de l'état solide est appelée "limite de plasticité", notée . WP.

La teneur en eau est calculée par. W= 'Pw/Ps) x100 et exprimée en pourcentage (%).



Figure III.6 : Essai limite d'atterberg

Les limites d'Atterberg ont une importance essentielle en mécanique des sols. Elles permettent en particulier de classer les sols fins et interviennent dans la classification des sols grenus.

Sondage n°	Profondeur (m)	W (%)
SC 01	2.00 – 5.00 m	14,30
SC 02	2.00 – 8.00 m	14,00
SC 03	1.00 – 7.50 m	15,20

Tableau III.4 : Résultats de la teneur en eau

b- Essai CBR :

L'essai CBR permet de déterminer la résistance du sol à la rupture par l'essai CBR et en obtient l'indice portant qui est le nombre exprimant le rapport de pression sur l'échantillon à la pression obtenue sur le terrain par suite et grâce ç des abaques on peut déterminer l'épaisseur de la couche de fondation nécessaire à la construction d'une chaussée.

Sondage n°	Profondeur (m)	Indice portant (CBR)	Classe de portance d'une sol
SC 01	2.00 – 5.00 m	13	Faible portance
SC 02	2.00 – 8.00 m	14	Faible portance
SC 03	1.00 – 7.50 m	8.5	Faible portance

Tableau III.5 : Résultats CBR

c- Essai au bleu de Méthylène (VBS) :

L'essai au bleu de Méthylène dit à la tache permet la détermination de l'activité et de la qualité de la fraction argileuse d'un échantillon.

Sondage n°	Profondeur (m)	Valeur de bleu	Observation
SC 01	2.00 – 5.00 m	4,5	Très sensible à l'eau
SC 02	2.00 – 8.00 m	4,5	Très sensible à l'eau
SC 03	1.00 – 7.50 m	3,2	Très sensible à l'eau

Tableau III.6: Résultats du Bleu Méthylène

10. Analyse de la stabilité du glissement à l'aide d'un programme TARLEN 4 (V 2.0.4):

10.1 Introduction:

L'analyse et l'étude de la stabilité se fait par le biais de la méthode d'équilibre limite qui adopte la méthode des tranches afin de vérifier la stabilité du talus, cette méthode consiste essentiellement à découper le talus en plusieurs tranches verticales et à étudier l'équilibre de ces tranches, chaque cercle retenu comme surface de glissement potentiel est ainsi étudié : celui qui fournit la plus faible valeur du coefficient de sécurité représente la solution du problème.

10.2 Aperçu sur logiciel Tarlen:

C'est un programme qui permet la vérification de la stabilité des ouvrages géotechniques, avec ou sans renforcements : talus naturels, remblais, barrages et digues ; ouvrages renforcés par tirants précontraints, clous, pieux et micro pieux, géotextiles, géo grilles, terre armée et bandes de renforcement,

Ce programme consiste à tester plusieurs surfaces de ruptures probables des glissements observés correspondant à des coefficients de sécurité minimums (Fs=1).

En rupture plane et circulaire, le coefficient de sécurité (Fs) est calculé par les approches de Bishop et Jambu (perturbation circulaire) et en rupture non circulaire, par la méthode des perturbations non circulaires.

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 profil est alors décrit par des segments reliant un ensemble de points, délimitant chacun d'eux une partie propre de la pente.

10.3 Hypothèses de calcul

L'hypothèse de calcul sont résumés comme suit :

- Le profil de calcul de la masse supposé en mouvement a été considéré dans axe suivant la ligne de plus grand pente
- Les caractéristiques géotechniques prises comme paramètres initiaux dans le calcul sont à long terme.
- Dans le calcul on a pris en compte plusieurs facteurs pour l'évaluation du risque de glissement par exemple, la variation du niveau de la nappe phréatique, la chaussée, la

surcharge, le séisme et en fin le renforcement du talus, et pour cela on effectuée les étapes suivants :

1) Etudier la zone affectée à l'état initiale avec et sans la nappe phréatique.
2) Effectué la vérification du talus avec et sans l'effet de séisme.
3) Elaboration d'une technique de confortement et de stabilisation.
4) Vérification la stabilité du talus après les travaux de confortement.

10.4 Actions sismique

On introduit les valeurs des accélérations sismiques agissant dans le sens horizontal et vertical calculées à partir de la méthode statique équivalente qui est la méthode la plus couramment utilisé dans ces cas-la.

Ces valeurs dépendent de l'accélération sismique maximale de référence qui varie selon la zone de sismicité dans laquelle est implanté l'ouvrage d'une part et de l'importance de cet ouvrage d'autre part.

Donc notre ouvrage est implanté dans la wilaya de Médéa considéré comme une zone de moyenne sismicité, et de classe II.a, ce dernier est classé 1A (**voir tableau**), l'accélération sismique maximale de référence correspondant à ces deux classes est de l'ordre de **A=0.25g**

A partir de l'accélération maximale de référence et selon et selon la méthode statique équivalente on obtient les résultats suivants :

$\sigma h = 0,5A = 0,125$ ……. Composante horizontale

$\sigma v = +0,3\sigma h = 0.0375$……. Composante verticale

	Zone sismique			
Groupe	I	II a	II b	III
1 A	0,15	0,25	0,30	0,40
1 B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25

Tableau III.7 : Les valeurs du coefficient d'accélération classe A

10.5 Vérification de la stabilité du glissement

Afin de déterminer la stabilité du talus soit à l'état initial ou à l'état final, la méthode utilisée pour établir la vérification est celle du calcul à la rupture circulaire de Bishop.

Le coefficient de sécurité s'exprime par : F (bishop)=moment résistant/moment moteur.

Les calculs se font selon les Eurocode 07 - approche 3, qui utilisent des facteurs de sécurité partiels (Γ) pour les états limites ultimes sur les actions, les paramètres du sol, les éléments de renforcement et les résistances géotechniques.

10.5.1 a l'état initial :

Premièrement il faut effectuée une vérification de stabilité de ce glissement a son état initial (sans aucune traitement) et passe par deux étapes de calcul, a l'état courant et accidentelle (introduire les coefficients d'accélération sismique) sans tenir compte la nappe phréatique, vu que cette dernier est plus profond et n'a aucune influencé sur l'instabilité de ce glissement.

Donc la vérification de stabilité à l'état initial a donné lieu au résultats inferieur aux exigence ce qui traduire que ce talus se trouve à un état instable nécessite une intervention immédiate par une confortement ou stabilisation.

Suite à la géométrie du talus et les caractéristiques géotechniques du sol, La modélisation du terrain dans le profil de la zone du glissement verticalement au milieu (le cas le plus défavorable), selon le sens du glissement a été faite en suivant les étapes de simulation suivantes :

1- Situation n° 01 : talus glissé sans confortement (sous sollicitation statique).

2- Situation n° 02 : talus glissé sans confortement (sous sollicitation pseudo - statique) : introduction des coefficients d'accélération de la zone sismique (A=0.25g (selon RPA 2003)).

Pour la nappe phréatique est considéré comme nul vu qu'elle est très profond selon les sondages carottiers réalisés sur site.

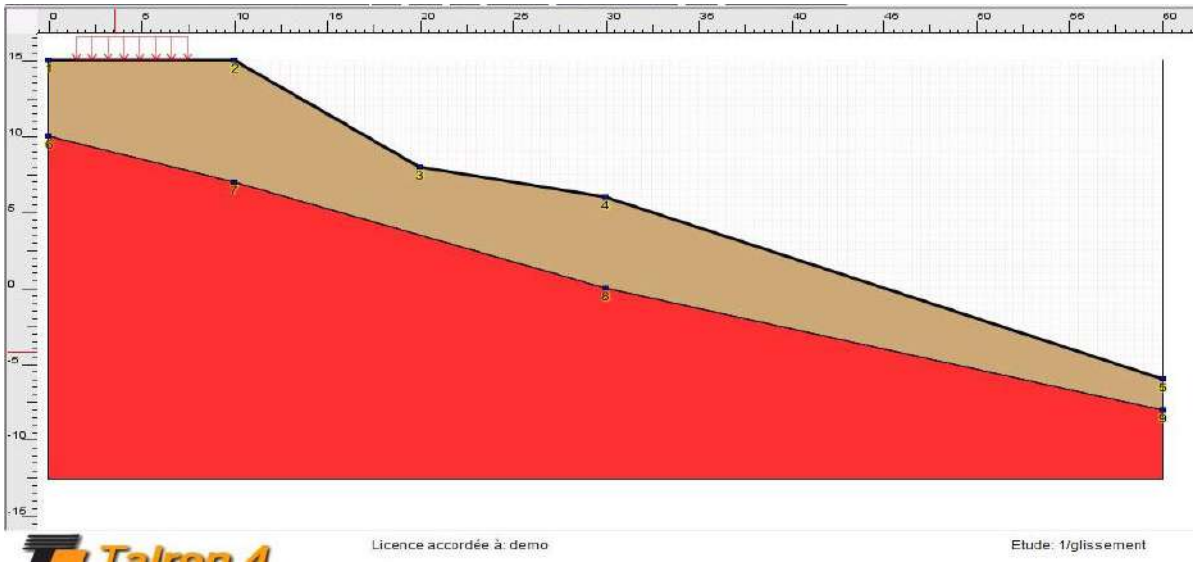


Figure III.7 : Modélisation Du Talus A L'état Initial

10.6 Interprétation des résultats :

La vérification de la stabilité du glissement de terrain à l'état initiale pour les deux sollicitations (statique et pseudo statique), à l'aide du programme Tarlen 4, on a observé que les valeurs du coefficient de sécurité (FS) obtenus sont à l'ordre de 0.85 et 1.00, inférieurs aux exigences de Bishop ce qui montre que ce talus se trouve en état d'équilibre instable, nécessite un confortement.

N°	Situation de calcul	Valeur du Coefficient de sécurité obtenu	Norme du Bishop
01	Situation courant (statique)	1	**1.5**
02	Situation accidentelle (pseudo statique)	0.85	**1.3**

(Tableau III.8 : Tableau des valeurs Fs à l'état initial)

10.7 Technique proposé pour le confortement

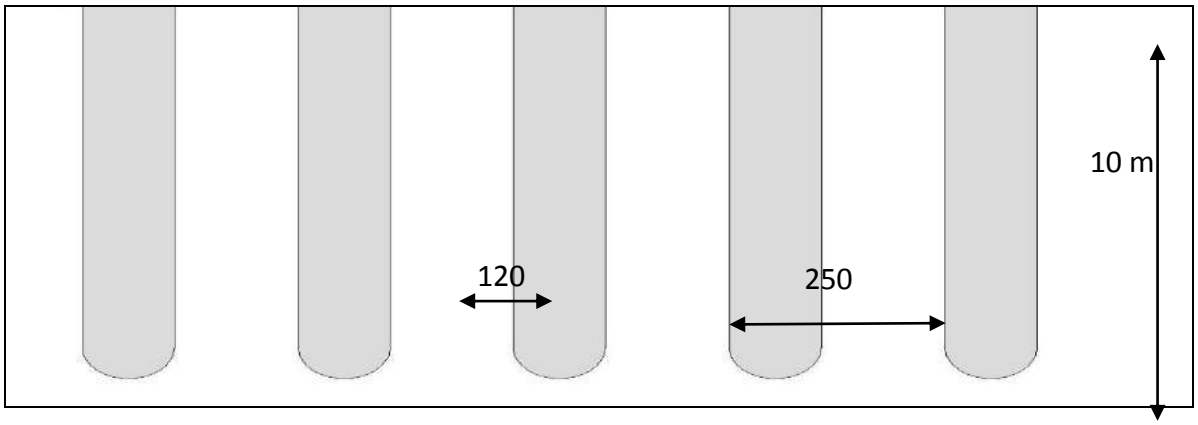
Après analyse et étude de stabilité et exploitation des résultats obtenus des valeurs du coefficient de sécurité (FS) a son état initial, il faut accélérer et faire vite a la recherche d'une technique de confortement et de stabilisation de ce glissement, qui donnent un gain de sécurité dans des conditions technico-économiques acceptables et assure la stabilité du talus.

Dans ce cas, et pour stabiliser ce glissement (objet notre cas d'étude), une technique de confortement et de stabilisation a été élaborer et proposée, elle a été étudiée en tenant compte des désordres observés sur place et l'état du talus et selon la nature et la composition des

différentes couches du sol ressortir par l'étude géotechnique établir sur place, et de la menace d'une réactivation ultérieure de la zone instable.

Vu le volume important de ce glissement et afin de stoppé et arrêté ce mouvement la solution de confortement et de stabilisation proposé consiste à :

- Réalisation d'un rangé de pieux en béton armé dosé à 350 kg/m3, de 1.20 m de diamètre ancré dans la couche inferieur de nature schiste argileuse a un profondeur d'ancrage de -10.00 m, espacé de 2.50 m, avec une résistance à l'effort tranchant de 700 kn/ml, ces pieux sont surmontés d'une longrine de couronnement de dimension de 1.20x0.80 m (voir Figure III.8).
- Reconstruction des remblais de la partie glissée au niveau de la chausse
- Réalisation des fossés bétonnés avec raccordement aux ouvrages busées les plus proches.



(Figure III.8 type des pieux proposé)

10.8 Vérification de la stabilité du Talus après confortement:

La vérification de la stabilité du talus a l'état final ou après leur confortement passe aussi par deux étapes de calcul, a l'état courant et accidentelle (introduire les coefficients d'accélération sismique).

Donc après vérification de stabilité à l'état final et aux différents analyses et simulations nous avons constaté que les valeurs de coefficients de sécurité sont augmentées par apport à l'état initial (1.61) et (1.38), supérieur aux valeurs exigés dans la méthode de Bishop (1.5) pour l'état courant et (1.3) pour l'état accidentelle.

Donc, ces résultats montrent que le talus est stable et aucun risque de se glissé et l'efficacité du technique proposé

N°	Situation de calcul	Valeur du Coefficient de sécurité obtenu	Norme du Bishop
01	Situation courant (statique)	1.61	**1.5**
02	Situation accidentelle (pseudo statique)	1.38	**1.3**

(Tableau III.9 : Tableau des valeurs Fs à l'état final)

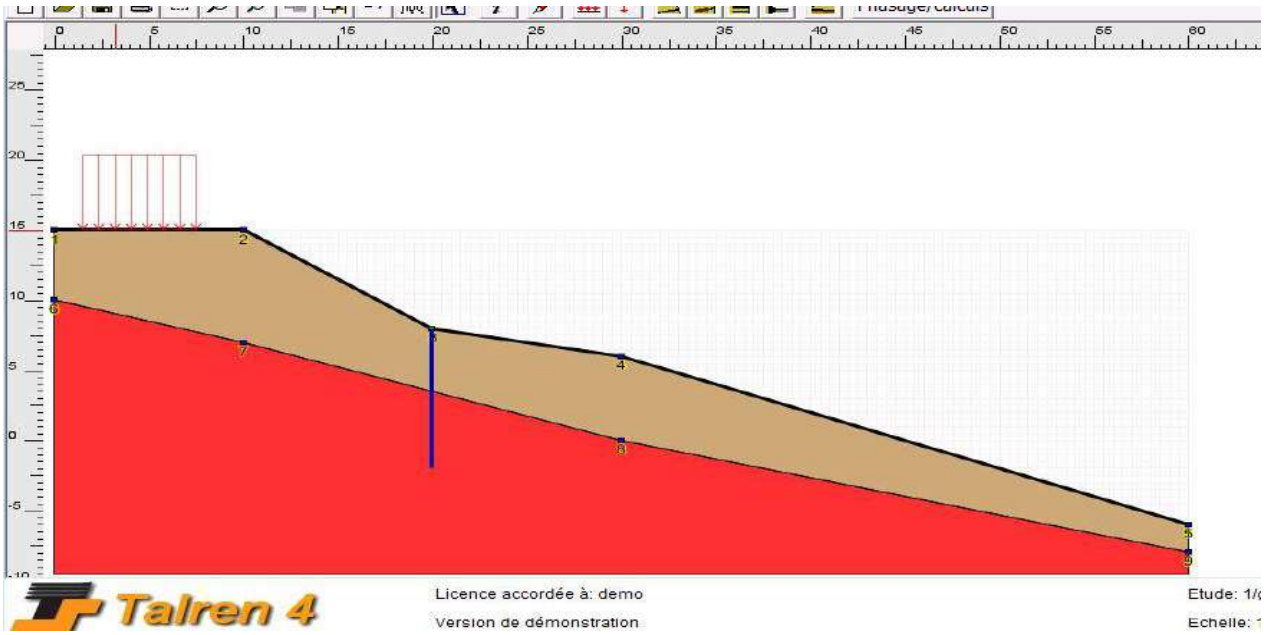


Figure III.9 : Modélisation du talus après confortement

11-Conclusion :

Dans le présent chapitre on a résumé et comprendre que quel que soit la nature et le volume du glissement de terrain il y'a tous jours une technique de stabilité en face, passe la détermination et l'analyse des paramètres influant sur l'instabilité de ce dernier.

Donc, dans ce cadre on a exposé un exemple de calcul d'une cas réel d'un glissement de terrain survenu sur la route national n°64C dans la région de laissaouia, wilaya de Médéa, ce glissement est caractérisé par un déplacement d'une masse de terre importante, évolution des fissures et des dégradations au niveau de la couche de roulement,

L'analyse de ce glissement donne des valeurs de FS non conforme et montre que les principaux causses de ce glissement sont l'hétérogénéité des couches inferieurs et la morphologie défavorable du site.

La technique choisi et proposé pour stabiliser ce glissement donne des valeurs de FS supérieur aux exigences ce montre l'efficacité de ce mode de confortement.

CONCLUSION GÉNÉRALE



CONCLUSION :

En Algérie, l'instabilité des talus reste le plus grand phénomène affectant le corps terrestre et lui faire déstabilisé et accuse plusieurs dégradations et ainsi des accidents touchent les constructions comme, les ouvrages.

Ces mouvements deviennent de plus en plus insupportables tant sur le plan humain que matériel. La fréquence et la magnitude de ces phénomènes observés dans le territoire d la wilaya de Médéa montrent bien que ces aléas constituent un risque majeur pour une grande partie de la population des communes situées dans les zones proches des versants instables.

Le déclenchement de ce phénomène est liée par plusieurs paramètres, naturelle (gel dégel, pluie torrentielles, les talus a fort ponte et la nature des sols….) et aussi humains (terrassement anarchique, urbanisation, abattage des arbres, feux des foret..)

Etant un glissement d'une route a la commune de Aissaouia et affectant un tronçon routier et lui faire déstabilisé et crée une difficulté de la circulation des usagers sur ces points,

Notre étude a été cerner d'analyse le problème et lui conforté techniquement, en tenant compte de la sécurité des personnes et des biens, et aussi les usagers de la route.

Enfin, il faut noter que le phénomène des glissements fait partie de la nature. Il a toujours existé et continuera d'exister. Vu l'évolution et les tendances observées, la démarche à suivre face aux risques naturels, en général, nécessite un changement de conception. Il faut passer d'une action purement défensive à l'égard d'événements aléatoires à une gestion du risque.

Les professionnels impliqués dans la mise en œuvre de la politique de prévention et de

Protection, qu'ils soient politiques ou techniques.

BIBLIOGRAPHIE



- LAMIA, MEDJITNA NASRI. 2008. Memoire de magister. *Les glissements de terrains en 2D et 3D; Etude Comparative entre Flac et Plaxis.* UNIVERSITE 20 AOUT 1955 DE SKIKDA, 2008.
- BET BICS . (2012). *Rapport de diagnostic preliminaire du glissement de terrain RN24 au PK 226+300 et solution de traitement provisoire.* Bejaia: Source DTP.
- ALI, B. (2011). *Introduction à la géotechnique TomeII.* Office des publication universitaire (OPU).
- BENDADOUCHE, H., & SEFAIHI, L. (2003). Confortement par remblai de pied (pathologie de glissement de Aach El Baz). *Acte su 13éme congré regional africain de la géotechnique.* Merrakeche.
- DURVILLE, J. L., & GILLE, S. (2008). Stabilité des pentes ,glissement en terrains meubles. *Technique de l'ingénieur,traité de construction* ..
- LEBOURG, M. T. (2000, novembre 7). Analyse Géologique et mécanique de glissement de terrain dans des moraines des Pyrénés centrales et occidentales. Bordeaux, FRANCE.
- KHEMISSA. M ,2006 , *Methode d'analyse de la stabilitè et technique de stabilisation des pentes*, Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur , 2006 Lyon (France).
- Mémoire de fin d'étude Master ARAB R , 2007.
- Divers documents DTP de MEDEA
- Sources et sites Internet.
- Bouafia Ali (Introduction a la Géotechnique) Tome 2 Département de Génie civil Faculté des sciences de l'ingénieur Université Saad Dahleb de Blida (Algérie) 10/2011.
- A. Koudery . Stabilité des pentes, Cours réalisé avec le soutien de l'agence universitaire de la francophonie AUF, 2005.

ANNEXES



COUPE LITHOLOGIQUES DE SONDAGE

CAISSES DES SONDAGES

RAPPORT DE FORAGE

Sondage : N°1

Projet : L'investigation géotechnique d'un glissement sur la route RN64 entre Aissaouia et Tablat **Dossier N° :**

Endroit : **Client :**

Date début :
Date fin :
Profondeur forée (m) : 8
Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
X :
Y :
Z :

Boue de forage :
Type forage :
Foreuse :

Etat des échantillons :
Intact | Remanié | Paraffiné | Roche

Échelle (m)	Élévation (m) / Profondeur (m)	Récupération (25 50 75 100)	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
1.0											Remblais (Alluvions argileux)	
2.0												
3.0												
4.0												
5.0	-5.00											
6.0	5.00										Schiste argileux gris anthracite à noir	
7.0												
8.0	-8.00											
9.0	8.00										Fin du forage à une profondeur de 8 m.	
10.0												
11.0												
12.0												
13.0												
14.0												
15.0												
16.0												
17.0												

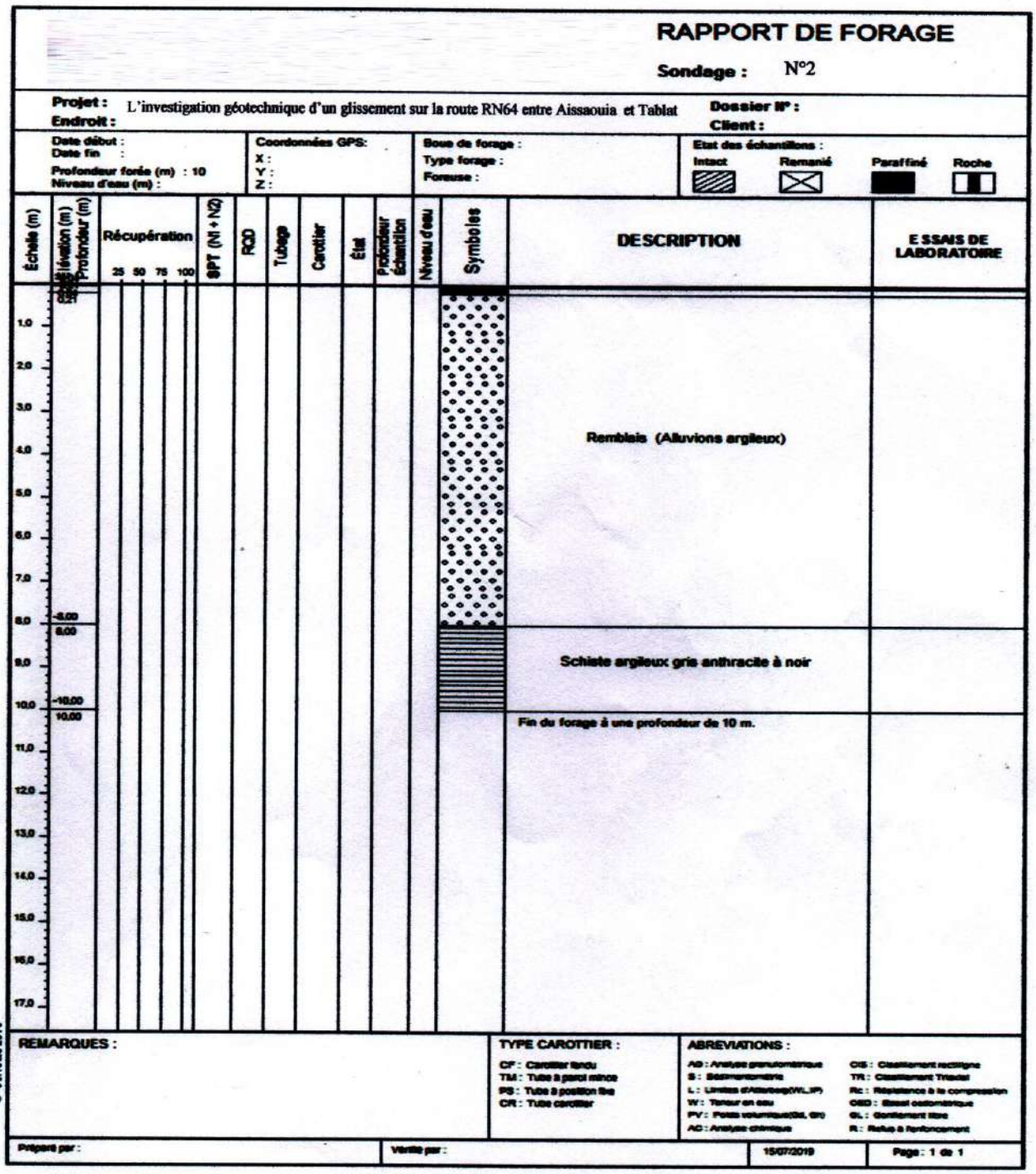
REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :
CF : Carottier fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à position fixe
CR : Tube carottier

ABREVIATIONS :
AG : Analyse granulométrique
S : Sédimentométrie
L : Limites d'Atterberg(W_L, IP)
W : Teneur en eau
PV : Poids volumique(Sd, Gh)
AC : Analyse chimique
CIS : Cisaillement rectiligne
TR : Cisaillement Triaxial
Rc : Résistance à la compression
OED : Essai oedométrique
GL : Gonflement libre
R : Refus à l'enfoncement

Préparé par | Vérifié par | 15/07/2019 | Page : 1 de 1

© SolTeda 2013



RAPPORT DE FORAGE

Sondage : N°2

Projet : L'investigation géotechnique d'un glissement sur la route RN64 entre Aissaouia et Tablat **Dossier N° :**
Endroit : **Client :**

Date début : **Coordonnées GPS:** **Boue de forage :** **Etat des échantillons :**
Date fin : X : **Type forage :** Intact Remanié Paraffiné Roche
Profondeur forée (m) : 10 Y : **Foreuse :**
Niveau d'eau (m) : Z :

Échelle (m)	Cote d'élévation (m) / Profondeur (m)	Récupération (25 50 75 100)	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
1,0 … 17,0	-8,00 / 8,00										Remblais (Alluvions argileux)	
	-10,00 / 10,00										Schiste argileux gris anthracite à noir	
											Fin du forage à une profondeur de 10 m.	

REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :
CF : Carottier fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à piston fixe
CR : Tube carottier

ABREVIATIONS :
AG : Analyse granulométrique — CIS : Cisaillement rectiligne
S : Sédimentométrie — TR : Cisaillement Triaxial
L : Limites d'Atterberg(WL_IP) — Rc : Résistance à la compression
W : Teneur en eau — OED : Essai oedométrique
PV : Poids volumique(Dd, Dh) — GL : Gonflement libre
AC : Analyse chimique — R : Refus à l'enfoncement

Préparé par : Vérifié par : 15/07/2019 Page : 1 de 1

© Soltesta 2013

RAPPORT DE FORAGE

Sondage : N°3

Projet : L'investigation géotechnique d'un glissement sur la route RN64 entre Aissaouia et Tablat **Dossier N° :**

Endroit : **Client :**

Date début :
Date fin :
Profondeur forée (m) : 15
Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
X :
Y :
Z :

Boue de forage :
Type forage :
Fonsuse :

Etat des échantillons :
Intact | Remanié | Paraffiné | Roche

Echelle (m)	Elévation (m) Profondeur (m)	Récupération (25 50 75 100)	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
2.0 – 7.0	-7,00										Schiste argileux	
8.0 – 14.0	-15,00										Schiste argileux gris anthracite à noir	
15.0	15,00										Fin du forage à une profondeur de 15 m.	

REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :
CF : Carottier fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à piston fixe
CR : Tube carottier

ABREVIATIONS :
AG : Analyse granulométrique — CIS : Cisaillement rectiligne
S : Sédimentométrie — TR : Cisaillement Triaxial
L : Limites d'Atterberg(WL,IP) — Rc : Résistance à la compression
W : Teneur en eau — OED : Essai oedométrique
PV : Poids volumique(Gd, Gh) — GL : Gonflement libre
AC : Analyse chimique — R : Refus à l'enfoncement

Préparé par : | Vérifié par : | 15/07/2019 | Page : 1 de 1

© SolTests 2013





Sondage N°01



SONDAGE N°02


GLISSEMENT SUR RN
CN°80A
AE7.50


E/S D'UN GLISSEMENT SUR RN N° 66C PK 16+500
SU°03
PE:7.50
CN°80
AE:15.00

SONDAGE N°03