République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche scientifique

Université Dr. Yahia Farès de MEDEA

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie de la Matière

Projet de fin d'etude

Pour l'obtention du diplôme de Master II

Option : GEOTECHNIQUE

Thème

Etude de stabilisation d'un glissement de terrain par géosynthétiques et drainage à Tablat

Encadré par :
Mr. RAHMANI

Présenté par :

- ***REBAHI Adel***
- ***Koulibaly boubaker***

Promotion 2012

Remerciements

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

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

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

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

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

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

Dédicaces

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

Après mon DIEU pour leurs sacrifices :

A Mes chers parents que dieu les gardes et préserve.

A Mes frères

A toute la famille ***« Rebahi»*** *et sans exception.*

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

Mes amies intimes : benaissa ;Rabah et Brahim.

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

Adel



Dédicaces

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

Après mon DIEU pour leurs sacrifices :

A Mes chers parents que dieu les gardes et préserve.

A Mes frères

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

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

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

Boubacar



LISTE DE FIGURE

Figure 1. Glissement de terrain 4
Figure .2. Glissement rotationnel simple 6
Figure.3. les modifications géomorphologiques de la surface du glissement de la Clapiers 7
Figure .4. Cinématique du glissement 8
Figure 5. Eboulement spectaculaire d'AOKAS 8
Figure 6 et 7. Coulée de boue dans la ville de Sétif 9
Figure 8. Rupture spectaculaire du remblai autoroutier autoroute Est-ouest Bouira 9
Figure 9. Pénétromètre statique et dynamique 11
Figure 10. boite de Casagrande 12
Figure 11.Facteurs influençant la stabilité du talus 15
Figure 12. Contrainte normale au plan de rupture 16
Figure 13. Critère de rupture de Coulomb 17
Figure 14. Forces agissant sur une tranche de sol selon la méthode de Fellenius 18
Figure 15. Hypothèse simplificatrice de Fellenius 18
Figure 16.17.18.Typologie des géotextiles 28
Figure 19.20.21.Produit apparentés aux géotextiles 28
Figure 22- Renforcement par effet d'armature Figure 23- Renforcement par effet membrane 29
Figure 24. Géocomposites 30
Figure 25. Modes de déformation d'un géosynthétique 32
Figure 26.Inclusion en condition de traction 32
Figure 27. Effet Membrane 32
Figure 28. Tranchée drainante 33
Figure 29 .forces s'exercent sur un mur-poids 35
Figure 30. 31. sécurité au renversement et règle du tiers central pour le calcul de la sécurité 36
Figure 32.Eperon drainant 38
Figure 33.Masque drainant 38
Figure 34. Galerie drainante 38
Figure 35. Les éperons drainants 39
Figure 36. Tranchée drainante 40
Figure 37. Extrait de la carte topographique montrant le tracé de la RN08 43
Figure 38. Carte géologique de la région (Extrait de la carte géologique de l'Algérie, 2ème édition) 44
Figure 39.Affaissement constaté sur site après rechargements successifs 44
Figure 40.Fissures transversales et obliques observées sur site 44

Figure 41. Morphologie du site en amont du glissement accidenté 45
Figure42. exemple d'une caisse d'un sondage carotté SC n°01 46
Figure 43 . Exemple d'une fiche Pénétrogrammes dynamique P.D.L 47
Figure 44 Levé topographique de la zone de glissement 49
Figure 45. Model de calcul effectué manuellement Cercle de glissement 51
Figure 46 . Talus modélisé avec prise en compte de la nappe et des surcharges d'exploitation 55
Figure 47 .les cercles de rupture 56
Figure 48 .Tranchée drainante 58
Figure 49 . Talus modélisé après rabattement de la nappe 58
Figure 50. Modélisation du talus avec géotextile 59
Figure 51.Modélisation du talus renforcé par la méthode Ordinaire Différents cercles de glissement 60
Figure 52. Schéma de calcul mur en béton armé 61

LISTE DE TABLEAU

Tableau 1 : principaux efforts mobilise par les inclusions 25

Tableau 2 : Les résultats d'essais de sondage 01 46

Tableau 3 : résultat d'essai pénétrométrique 47

Tableau 4 : résultat d'essai teneur en eau degré de saturation 49

Tableau 5 : la densité sèche et humide 49

Tableau 6 : résultats d'analyse granulométrique 49

Tableau 7 : les limites d'atterbeg 49

Tableau 8 : résultat d'essai de cisaillement 49

Tableau 9 : les paramètres de résistance 50

Tableau 10 : Calcul manuel du coefficient de sécurité selon la méthode de Fellinius 52

Tableau 11 : Calcul manuel du coefficient de sécurité selon la méthode de Bishop 53

Tableau 12: Calcul des coefficients de sécurité selon différentes méthodes Fellenius et Bishop 56

Tableau 13:Valeurs des forces stabilisatrices du mur de soutènement 62

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE 1

PARTIE I. ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE I : LES MOUVEMENTS DE TERRAINS 3

1-LES MOUVEMENTS DE TERRAIN : 3

1-1 Classification des mouvements de terrain : 3

1-1-1 Les écroulements : 3

1-1-2 Fluage : 3

1-1-3 Les coulées : 3

1-1-3-1 Les caractéristiques générales des coulées peuvent être énumérées comme suit : 3

1-1-4 Les glissements : 4

1-2-Les zones propices aux mouvements de terrain : 4

2-LES GLISSEMENTS : 4

2-1-Définition du glissement : 4

2-2-Les facteurs de glissement : 5

2-3 Les types de glissements: 5

2-3-1 Glissement plan : 5

2-3-2 Glissement rotationnel simple avec un seul cercle de glissement : 6

2-3-3 Glissement rotationnel complexe ou succession de glissements simples emboîtés : 6

2-4 Caractérisation d'un glissement de terrain 6

3-Quelques événements historiques : 6

3 - 1 - En Europe : 6

3 - 2 -ALGERIE : 7

4-Diagnostic de quelques cas de glissements expertisés en Algérie 8

5- CONCLUSION 9

CHAPITRE 2 : ETUDE GEOTECHNIQUE 10

1-INTRODUCTION 10

2- Démarches pour l'étude d'un glissement de terrain : 10

2- 1-Reconnaissances préliminaires et études géotechniques : 10

2-1-1-Les essais géotechniques : 10

2-1- 2-Reconnaissance géologique : 12

2-1-3-Reconnaissance hydrogéologique : 12

2-1-4- Reconnaissance géophysique 13
2-1- 5- Repérage topographique de la zone instable 13
3- L'EAU : 13
3-1- A propos de l'eau dans le sol : 13
3-1-1-Rôle de l'eau : 13
3-1-1-a- Eau de pluie 13
3-1-1-b- Présence de nappe 13
3-2-L'eau et le déclenchement des instabilités : 13
3-3 Importance du drainage 14
4- CALCUL DE LA STABILITE 14
4-1-Choix de la valeur du coefficient de sécurité . 15
4-2-Facteurs influençant la stabilité des talus 15
4-3-Calcul du coefficient de sécurité 15
4-3-1- Calcul à la rupture : 17
4-3-1-1 Rupture plane : 17
4-3-1-2. Méthode de Fellenius (rupture circulaire) : 18
4- 3-1-3-Méthode de Bishop : 19
4-3 -1-4-Méthode de Taylor (appelée méthode de cercle de frottement) 20
4-3-2-Méthode des perturbations : 20
4-3-3-Méthode numérique : 20
4-4-Comparaison et conclusion sur les principales méthodes d`analyse de stabilité: 20
5-CONCLUSION 21
CHAPITRE 3 : STABILISATION 22
1-INTRODUCTION 22
2- DEFINITION DU RENFORCEMENT 22
3- CONCEPTS ET TYPES 23
3- 1-Concept de sol renforcé : 23
3- 2 -Types de renforcement : 23
3-2-A- Les renforcements rigides : 23
3-2-b- les renforcements souples: 24
4. methodologie de la reparation et du renforcement d'une structure 25
5- Les efforts mobilisés pour les différents renforcements : 25
6- CONCLUSION 26
CHAPITRE 4 : LES GEOSYNTHETIQUES 27
1-qu'est ce qu'un geosynthetique 27

2-typologie des geotextiles 27
3-mode de fonctionnement des geotextiles de renforcement 28
4-avantages des geotextiles 29
5-typologie des geomembranes 29
5-1-Géo membranes 29
5-2-Produits apparentés aux géo membranes 29
6-geocomposites 29
6-1-description du géo composite 29
6-2-fonctions du géo composite 30
7-les geosynthetiques 30
7-1-Les missions principales des géo synthétiques 30
7-2-Les fonctions principales des géo synthétiques 31
8-modes de deformations des geosynthetiques 31
9-ouvrages et dispositifs de drainage 32
9-1-Description d'une tranchée drainante 32
9-2-Fonctions d'une tranchée drainante 33
9-3-Description d'un masque drainant géo composite 33
9-3-3 Fonctions d'un masque drainant géo composite 33
10-CONCLUSION 33
CHAPITRE 5 : OUVRAGES DE SOUTENEMENT 34
1-Différents types d'ouvrages de soutènement 34
2.1. Dimensionnement des murs de soutènement 34
2.2. Dimensionnement 34
2.2.2 Sécurité au renversement 35
2.2.3 Sécurité vis-à-vis d'une rupture du sol de fondation 36
CONCLUSION 36
CHAPITRE 6 : DRAINAGE 37
1 – Méthodes de confortement des talus 37
2– Drainage 37
2– 1 - Types de drainage 37
2-1-a- Massifs drainants 37
2-1-b- Drains verticaux 38
2-1-c- Les drains subhorizontaux 38
2-1-d- Les galeries drainantes 38
2-1-e- Les éperons drainants 39
2-1-f- Les tranchées drainantes 39

2-2- Domaine d'utilisation 40
Conclusion partie bibliographique 41

PARTIE II. ANALYSE DU GLISSEMENT

1- Aperçu de géologie régionale 42
1-1-Localisation et topographie du glissement 42
3-2 Géologie et géomorphologie du site 43
4- Description des désordres et état des lieux 44
5- Programme d'intervention et de synthèse de résultats 45
6- Reconnaissance in-situ 46
6.a-Sondages carottés 46
6.b-Résultats des essais pénétrométriques 46
* Pathologie et causes du glissement: 47
6.c-Levé topographique: 48
6-D-Essais de laboratoire 49
1-Essais d'identification 49
2-Essais mécaniques 49
Interprétation des résultats 49
6-E-Niveau piézomètre 50
8-Données géotechniques du talus 50
9- Méthodologie de travail 51
*Interprétation des résultats de la reconnaissance 54
10- Modélisation de la stabilité du glissement par logiciels 54
10-a-calcul de stabilité 54
10-b- Les résultats obtenus 56
Conclusions 56

PARTIE III. ETUDE DE CONFORTEMENT

1-ETUDE DU CONFORTEMENT AVEC LE LOGICIEL TALREN 4 57
1.1. Talus avec tranchée drainante 57
1-2- Analyse des résultats: 58
1.2. Talus renforcé par mur en géotextile 59
1-3 Talus renforcé par mur de soutènement en béton armé 59
2-4 Résultats du confortement avec Mur de soutènement : 60
2-Calcul de la stabilité externe du mur en béton armé: 60
2-1- Données géométriques: 61

2-2- Caractéristiques du sol : 61
3. Calcul des forces de poussées: 61
4. Calcul statique : 61
5 .Calcul de la stabilité sismique : 62
CONCLUSION GENERALE 67
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES 68
ANNEXES 69

ملخص:

إن هذا العمل المتواضع يتمثل في انجاز مذكرة نهاية الدراسة الجامعية تحت عنوان دراسة انجراف التربة أساليب الحد من انزلاق تربة تقع في ولاية المدية دائرة تابلاط .

لهذا بدأنا بعموميات حول حركات التربة و بالضبط انزلاق التربة: مميزاتها- أنواعها - مختلف أسبابها - وأنظمة الحلول المقترحة لها وطرق حسابها.

بعد ذلك قمنا بتحليل هذا الانزلاق بواسطة برنامج TALREN 4 .

أخيرا قمنا بدراسة مختلف أساليب الحد من الانزلاق واخترنا أحسنها تقنيا واقتصاديا.

Résumé :

Ce modeste travail consiste à l'analyse et l'étude de confortement d'un glissement de terrain situé à la Wilaya de Médéa (tablate).

Pour tout cela nous avons commencé par des généralités sur les mouvements de terrain exactement sur les glissements, leurs caractéristiques, leurs types et leurs différentes causes, ainsi que les différents systèmes de confortement et les différentes méthodes de calcul.

Ensuite nous avons fait l'analyse de ce glissement à l'aide de d'un logiciel de calcul (TALERN) pour déterminer les surfaces de ruptures et leurs coefficient de sécurité.

Enfin nous avons fait une étude des différents systèmes de confortements et nous avons choisit la meilleure solution technique et économique.

Abstract:

This modest work consists to the analysis and the survey of confrontments of landslide situated in the Wilaya of médéa (tablate). More precisely.

For this, we began by generality on the movements of land on the slips, precisely on their features, their types and their different reasons, as well as the different systems of confortements and the different methods of calculation.

Then we made the analysis of this slip with the help of software of calculation (TALERN) to determine the surfaces of ruptures and their coefficient of security.

Finally we made a study of the different systems of confortement and we have chosen the best technical and economic solution.

INTRODUCTION GENERALE

Comme nous le montrent les évènements récents, des phénomènes naturels peuvent avoir des conséquences dramatiques sur les populations confrontées à divers risques naturels majeurs. Certains sont uniquement d'origines naturelles tels que les séismes, les tremblements de terre et d'autres favorisés ou provoqués par les activités humaines tels que le réchauffement climatique(pluis ;neige…). Un autre type de risque menace certaines régions : les glissements de terrain. Complexes et difficilement prévisibles, capables de provoquer des catastrophes majeures, ils nécessitent des mesures de prévention. Ainsi, Comme tout événement naturel, les mouvements de terrain doivent être bien étudiés et diagnostiqués en détaille.

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

Cette région du pays en compte une population croissante et concentrée est progressivement poussée à occuper des espaces de plus en plus exposés à ce risque. C'est ainsi que de nombreux investissements dans divers domaines (Habitat, Travaux Publics et Hydrauliques) ont été compromis, depuis une période récente.

Les causes essentielles de cela reviennent, non pas seulement à la qualité des structures ou des matériaux de construction utilisés, mais aussi et surtout à la faible stabilité des terrains de fondation et aux agressions des facteurs extérieures, tel que changement des cours d'eaux, déforestation, construction et terrassements anarchique et la pluviométrie exceptionnelles qui se résument en changements climatiques inattendues.

C'est ainsi que nous avons abordé cette problématique de façon structurée, dans la mesure où il fallait d'abord préciser des thèmes basiques mais essentiels pour l'étude d'un glissement.

En premier lieu, on affirme que ce dernier a bien lieu et on précise les zones instables du talus et on diagnostique le plus précisément les causes et enfin et de ce fait étudier le confortement du glissement, à cet effet notre travail sera divisé en trois parties.

La première partie est réservée à la bibliographie, qui fera l'objet d'une étude théoriquement approfondie sur les glissements de terrain et les investigations faites après détection du phénomène, pour apporter des solutions à ce problème il était impératif de traiter le chapitre analyse du glissement en général puis d'approfondir le cas de confortement par géotextiles dans le dernier chapitre de cette bibliographie.

Dans la deuxième partie de ce présent rapport, qu'est l'étude du glissement avant confortement du talus, l'objet était d'analyser avec des modèles de calcul et de vérification d'instabilités des terrains en commentant les photos prises sur les lieux et nous avons exploité les données géotechniques et géométriques à l'aide du logiciel « TALREN 4 » afin de déterminer les surfaces de rupture éventuelles. Ce logiciel permet l'analyse de la stabilité des terrains et détermine les surfaces de rupture potentielles.

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

PARTIE I. ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE I : LES MOUVEMENTS DE TERRAINS

1-LES MOUVEMENTS DE TERRAIN :

Plusieurs classifications sont possibles puisqu' il existe une grande diversité des critères de choix motivée par la spécialité des auteurs (critère géologique, critère mécanique…..) .En fait la classification n'est pas une fin en soit, mais un moyen de dénombrer les principaux types de mouvements, de façon a pouvoir évoquer certaines de leurs caractéristiques essentielles ou de les retrouver.

On retiendra la classification agrée par le comité international de géologie de l'ingénieur, qui distingue quatre catégories : Ecroulement, Glissement, Fluage et Coulée.

1-1 Classification des mouvements de terrain :

1-1-1 Les écroulements :

Les écroulements sont des chutes soudaines de masses rocheuses importantes occasionnés généralement par des fissures préexistantes, représentés par l'effondrement d'un plan de falaise vertical formant au pied du versant un amas de matériaux grossiers pouvant s'étendre sur plusieurs kilomètres .Les terrains donnant lieu a des écroulements sont exclusivement les roches massives pouvant former de hautes falaises**.**

1-1-2 Fluage :

Les fluages correspondent à des mouvements lents dus à des sollicitations atteignant le domaine plastique qui sont de ce fait proche de la rupture .L'état ultime peut être soit la stabilisation soit la rupture. Ces mouvements affectent principalement des versants naturels divers

1-1-3 Les coulées :

Les coulées constituent des mouvements de terrain qui s'assimilent largement autant à des problèmes de transport de matériaux par l'eau, qu'a des problèmes de glissement. Le mouvement de la coulée est analogue à celui d'un fluide visqueux, il concerne les matériaux meubles généralement saturés Cependant, ce sont souvent des matériaux issus de glissements qui alimentent les coulées.

1-1-3-1 Les caractéristiques générales des coulées peuvent être énumérées comme suit :

- Les matériaux sont meubles, hétérogènes a matrice argileuses.
- Le phénomène se déclenche généralement lorsque le matériau dépasse une teneur en eau critique le rendant semi fluide.
- Les coulées s'accroissent aux dépends des terrains meubles rencontrés dans leur progression.
- Les distances franchies par les coulées sont sans commune mesure avec l'étendue couverte initialement par les matériaux qui leurs ont donné naissance.
- La vitesse est très irrégulière : on observe des arrêts de mouvement ainsi que des reprises brusques

- La vitesse semble liée au degré de saturation en eau du sol et plus généralement aux pressions interstitielles qui dépendent de la pluviométrie .La coulée se caractérise par des mouvements saisonniers.

- Les masses en mouvement peuvent atteindre plusieurs m^3

1-1-4 Les glissements :

Un glissement de terrain, est un versant instable de montagne ou de colline qui se détache et glisse dans le sens de la pente. Le volume du glissement dépend de la surface et de la profondeur de la rupture.

Ce phénomène fera l'objet d'une étude plus approfondie

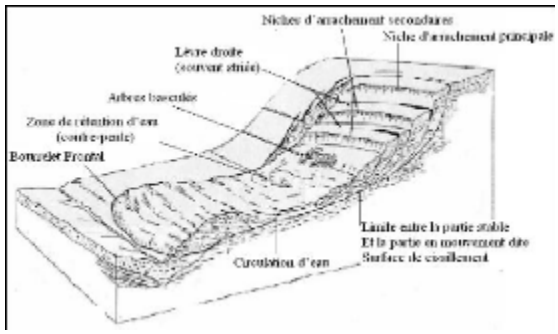


Figure 1. Glissement de terrain

- **Les actions des hommes peuvent rendre les mouvements de terrain plus fréquents**

-**Le déboisement :** le sol n'étant plus retenu par les racines, les précipitations ne sont plus interceptées par les arbres et s'imprègnent directement dans le sol.
-**Les terrassements** : créent des ruptures de pente et peuvent déstabiliser le terrain.

1-2-Les zones propices aux mouvements de terrain :

Certaines zones sont propices aux mouvements de terrain.

- Les falaises sont des zones à risque, à cause de l'eau qui s'infiltre dans les fissures de la roche. En gelant, elle y exerce des pressions importantes. L'alternance gel/dégel la fragilise et la fissure (écroulements et effondrements).

- Les zones à pentes moyennes (40°/50°) sont aussi des zones à risques .La couche d'humus reposant sur la roche peut glisser. Le glissement se produit quand cette couche est très humide (le glissement de terrain)

- Les terrains dont le sous-sol est creusé par des cavités (artificielles ou naturelles) sont des zones à risque, qui peuvent s'affaisser ou s'effondrer,

2-LES GLISSEMENTS :

2-1-Définition du glissement :

Les glissements de terrain sont des phénomènes géologique**s** localisés qui se traduisent par des mouvements gravitaires d'une partie du sol constituant les versants, se déplaçant sous l'effet de son poids propre. Les mouvements sont alors complexes avec des composantes en rotation et en translation le long d'une surface de rupture franche en profondeur.

Ils s'accompagnent de développement de fissures et d'affaissements, souvent préjudiciables pour le bâti et les infrastructures en surface «Les ruptures de pente ont causé des pertes de

vies, la destruction de propriétés, la diminution de la valeur de propriétés, des baisses de productivité de terres agricoles ou forestières et des interruptions des systèmes de transport».

2-2-Les facteurs de glissement :

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

-Les facteurs d'origine naturelle tels que :

- Elévation du niveau de la nappe en relation avec la pluviométrie,
- Affouillement par un cours d'eau,
- Une diminution des résistances du sol ; le cas le plus fréquent est la diminution de l'angle de frottement interne des argiles sous l'effet de l'eau. Dans quelques rares cas, cette dernière est vaporisée (du fait des énergies libérées par les très grandes masses en jeu), son effet est alors multiplié.
- Souvent l'eau est le principal facteur (Pressions interstitielles- ravinement-érosion)

-Les facteurs d'origine anthropique tels que

- Modification de la géométrie de la pente,
- Suppression de la butée en pied,
- Modification du régime hydrologique naturel de la pente,
- Modification de l'utilisation des sols
- Une augmentation des charges en amont, comme la construction d'un ouvrage,
- Une diminution des appuis en pied de pente, comme un terrassement mal pensé et trop raide, ou à une échelle différente le retrait d'un glacier,
- plus rarement, un facteur déclenchant peut intervenir telle qu'une vibration de machine, une explosion ou un séisme (à noter que les séismes peuvent être des facteurs indirects, en organisant les écoulements d'eau souterrains) séisme.

2-3 Les types de glissements:

-Il en existe trois sortes:

2-3-1 Glissement plan :

Le glissement plan se produit après qu'une couche concernée (parfois mince) devienne lubrifiante, le mouvement est une translation selon un plan incliné plus ou moins régulier, il s'établit dans la majorité des cas au droit de discontinuités du massif de terrain.

2-3-2 Glissement rotationnel simple avec un seul cercle de glissement :

Dans ce cas de glissement, la masse instable bascule suivant une courbe de rupture qui peut être assimilée à un cercle, ou à une spirale logarithmique.

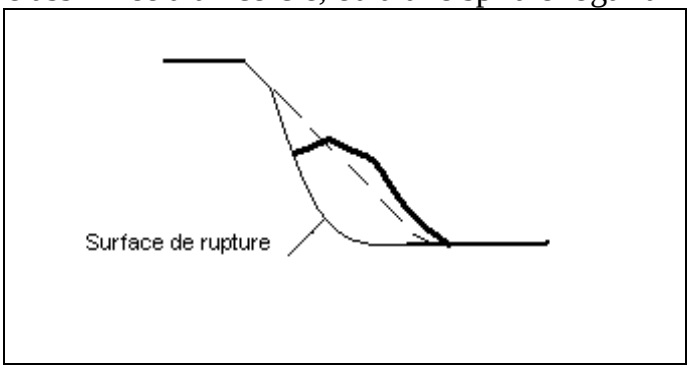


Figure .2. Glissement rotationnel simple

2-3-3 Glissement rotationnel complexe ou succession de glissements simples emboîtés :

Il s'agit de glissements multiples (emboîtés) les uns dans les autres. L'apparition du premier glissement en bas de la pente induit une perte de butée pour les terres situées au-dessus, provoquant ainsi, des glissements successifs remontant vers l'amont.

2-4 Caractérisation d'un glissement de terrain

Un glissement se caractérise :

- ✓ Dans sa partie amont, par des niches d'arrachement ou crevasses, principales et latérales, avec brusque rupture de pente (pente concave) ;
- ✓ Dans sa partie avale, par un bourrelet de pied (ou frontal) à pente convexe. La poussée exercée par le bourrelet de pied se marque fréquemment par un tracé anormal des cours d'eau en aval.
- ✓ Par une surface topographique bosselée (ondulations, dissémination de blocs de forte taille...).

3-Quelques événements historiques :

3 – 1 – En Europe :

Cas la Clapiere (France)

On cite le glissement de terrain survenu au Sud de la France dans une région dénommée la Clapiers en rive gauche de la vallée de la Tinée, au cœur du massif cristallin du

Mercantour et à seulement 50 kilomètres de Nice. Dont la constitution géologique du terrain est composée de gneiss plus ou moins altéré.

La comparaison des photographies prises entre 1952 et 2002 permet de suivre les modifications géomorphologiques de la surface du glissement (Voir photos N° 8).dont nous montrons ci-dessous des photos prises de 1976 à 2002.

La Figure (3) présente une série photographique des années (1976), (1984), (1987), (1992), (1997) et (2002) ci-dessous, montrent l'évolution des différentes instabilités du site



Figure.3. les modifications géomorphologiques de la surface du glissement de la Clapiers

Comme le montre la figeur 3, le terrain concerné par le glissement de terrain présente une forte pente supérieure à 60° et qui est sujette à un glissement certain.

Il a concerné une route avec un profil mixte déblai-remblai dans une zone montagneuse. La zone s'étend sur une longueur de 80m. Les investigations géotechniques ont mis en évidence depuis la surface, des éboulis gréseux, des bancs gréseux et des alternances de marnes schisteuses et de grés.

3-2 ALGERIE :

Cas de Bejaia

La figure (4) présente un schéma global du glissement survenu à Bedjaia où des infiltrations d'eau du coté amont et l'absence totale de drainage ont favorisé l'évolution du glissement. Les couches supérieures ont glissés sur la couche de marne d'épaisseur limitée et la couche de grés altérés.

Plusieurs propositions techniques de traitement du glissement et de la reconstruction de la chaussée ont été présentées. La solution retenue est celle d'un massif renforcé par géotextiles avec un parement à face enveloppée en couche végétale.

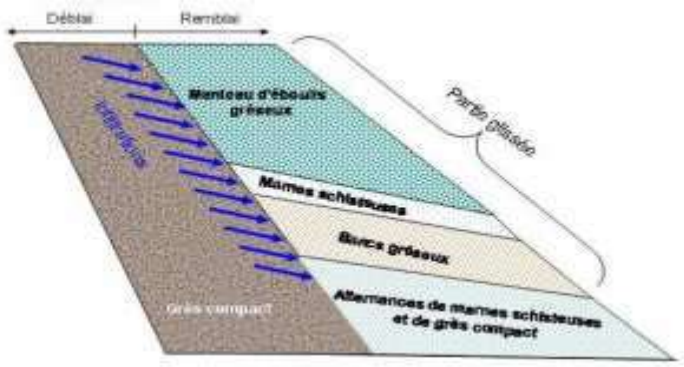


Figure .4. Cinématique du glissement

4-Diagnostic de quelques cas de glissements expertisés en Algérie

La réalité du phénomène nous a souvent surpris

- Plusieurs cas sont apparus ces dernières années avec la rigueur des hivers provoquant l'abondance d'eau pluviale.
- Parfois inattendu : éboulement spectaculaire d'AOKAS (village situé à 25km à l'Est de BEJAIA).



Figure 5. Eboulement spectaculaire d'AOKAS

Un impressionnant éboulement de terrain s'est produit dans la soirée du lundi 9 mai 2005, vers 21h 30,





Figure 6 et 7. Coulée de boue dans la ville de Sétif

- **Description des désordres :** Glissement de talus aval entraînant une partie importante de l'accotement. Le décrochement subi et de l'ordre de 1.00m, les sols glissés forment un bourrelet en bas du talus.



Figure 8. Rupture spectaculaire du remblai autoroutier autoroute Est-ouest Bouira

5- CONCLUSION

Après avoir bien défini ce qu'est un glissement, ses causes, ses différents types, ainsi que les zones qui lui sont propices, reste maintenant à l'étudier. Il est nécessaire d'entreprendre une investigation géotechnique, géologique et hydrogéologique, de procéder à une auscultation bien détaillée, choisir la méthode adéquate ainsi que les diverses solutions assurant le confortement du glissement .ceci étant l'objet du deuxième chapitre.

CHAPITRE 2 : ETUDE GEOTECHNIQUE

1-INTRODUCTION

Après détection d'un glissement l'ingénieur responsable doit faire toutes les investigations nécessaires pour connaître les données relatives au phénomène et aboutir à la solution la mieux adaptée.

2- Démarches pour l'étude d'un glissement de terrain :

La démarche d'élaboration d'un dispositif de confortement d'un glissement de terrain procède des éléments suivants :

* Paramètres géométriques.

* Paramètres hydraulique.

*Paramètres mécaniques.

* Paramètres sismiques.

La détermination de ces paramètres constitue la première phase de l'étude de glissement ; c'est la phase de reconnaissance préliminaire et des études géotechniques .La deuxième phase étant l'analyse de stabilité qui permet d'étudier le glissement potentiel d'une masse de sols et de déterminer son degré de stabilité ou d'instabilité.

La troisième phase de l'étude consiste à définir le principe de confortement qui assure la stabilité de la masse étudiée en glissement.

2- 1-Reconnaissances préliminaires et études géotechniques :

Les moyens de la reconnaissance préliminaire et des études géotechniques doivent être adaptés au site considéré et à l'étendue de la zone étudiée

2-1-1-Les essais géotechniques :

A. Essais "in situ"

Compte tenu de l'hétérogénéité des terrains d'une zone instable, les essais in situ sont particulièrement adaptés et d'exécution rapide.

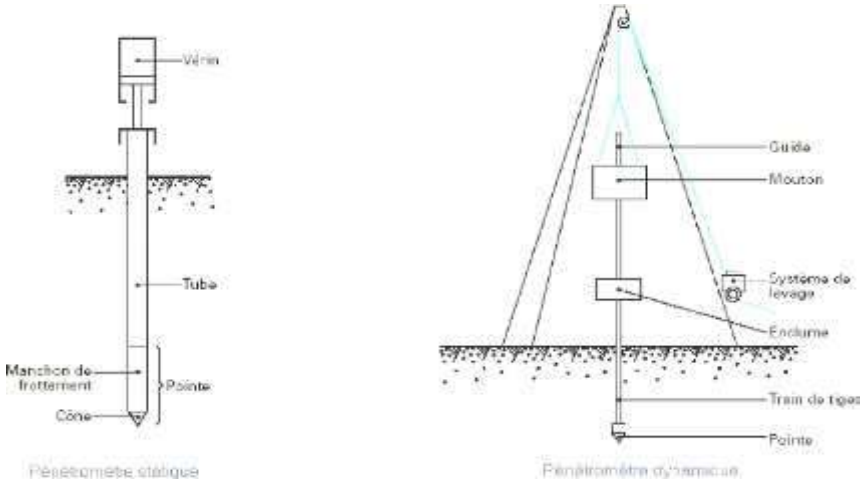


Figure 9. Pénétromètre statique et dynamique

- **Le pénétromètre dynamique :**

Il permet la détermination de la résistance mécanique d'un sol. Une pointe métallique portée par un train de tiges pénètre dans le sol par battage successif.

On mesure ensuite à intervalles d'enfoncement régulier, l'énergie nécessaire correspondante.

- **Le pénétromètre statique :**

Il permet d'enfoncer, à vitesse lente et constante (0,5 à 2 cm par seconde) des tiges munies d'une pointe à leur extrémité. Il est conçu pour mesurer le frottement latéral sur les tubes extérieurs qui entourent la tige centrale et les efforts sous la pointe.

B. Essais de laboratoire :

- **Teneur en eau naturelle :**

Elle définit le rapport en % du poids d'eau Ww que le sol contient au poids Wd de ses éléments secs. L'obtention des éléments secs s'obtient par dessiccation du sol pendant 24 heures à l'étuve à 105°C.

- **Analyse granulométrique :**

Elle permet de déterminer la distribution dimensionnelle en poids des éléments d'un matériau. Elle comprend deux opérations:
-tamisage pour les éléments de dimensions supérieures ou égales à 80 m m.
-Sédimentométrie pour les éléments de dimensions inférieures à 80 m m.

- **Les limites d'Atterberg :**

Ce sont des paramètres géotechniques destinés à identifier un sol et à caractériser son état au moyen de son indice de consistance.

Par définition, les limites d'Atterberg (limites de liquidité et de plasticité) sont les teneurs en eau pondérales correspondantes à des états particuliers d'un sol. Elles visent à déterminer le domaine hydrique dans lequel un sol argileux a un comportement plastique.

- **Les essais de cisaillement :**

La boîte de Casagrande est constituée de deux demi-coquilles sur lesquelles on exerce perpendiculairement au plan de jonction des deux demi-coquilles, une pression. L'échantillon, comprimé subit une compaction, c'est à dire qu'il perd une certaine proportion d'eau. L'une des deux coquilles étant fixe, on exerce alors une pression latérale, tendant à faire glisser l'autre parallèlement à leur séparation. En augmentant progressivement cette contrainte, on constate que la résistance de l'échantillon croît, passe par un maximum, puis décroît jusqu'au moment où se produit la rupture.

L'usage de cet essai est notamment approprié pour l'étude des glissements de terrain.

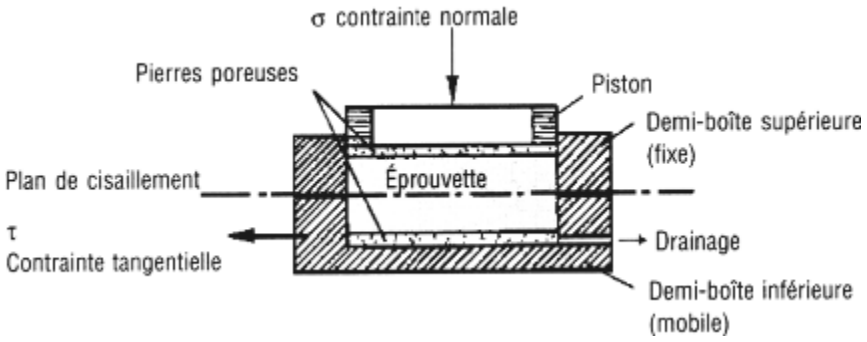


Figure 10. boite de Casagrande

- **L'essai oedométrique :**

Un échantillon de sol est placé dans une boîte cylindrique rigide de section circulaire entre deux pierres poreuses assurant son drainage. Un piston permet d'appliquer sur l'échantillon une contrainte verticale uniforme constante pendant un temps déterminé. on peut établir des courbes de compressibilité (indice des vides en fonction de la contrainte) et de consolidation (variation relative de tassement en fonction du logarithme du temps).

2-1- 2-Reconnaissance géologique :

- C'est l'identification du sol par observation visuelle des différentes couches, confirmée par l'examen des cartes géologiques. On observe donc pour cela des puits, galeries ou tranchées qui donnent une coupe généralement "fraîche" de sol. Il est aussi possible d'utiliser des cavités existantes.
- La nature et la géométrie des formations géologiques
- La forme géométrique du substratum

2-1-3-Reconnaissance hydrogéologique :

Etant donné le rôle primordial que joue l'eau dans les instabilités de pentes, l'étude hydrogéologique est très importante. Elle a pour but de connaître la répartition des pressions interstitielles dans le sol, leur évolution dans le temps et, en prévision de la réalisation d'un drainage, le fonctionnement des nappes (sens des écoulements, alimentation...). Les techniques utilisées sont la piézométrie, le repérage des niveaux d'eau dans les puits, les mesures de débits de sources, le recueil des données météorologiques.

Le suivi de ces paramètres doit se faire pendant une année au minimum, afin de disposer d'une image représentative des conditions hydrogéologiques du site.

- **Les essais hydrogéologiques :**

a- Mesure du coefficient de perméabilité k sur le terrain

Les mesures se font généralement sur le terrain par deux types d'essais.

-L'essai ponctuel

Pour les formations meubles ou peu consolidées, on l'appelle essai Lefranc. Il est habituellement exécuté en même temps que le sondage. Il consiste à injecter ou à pomper de l'eau à débit constant Q dans une cavité limitée par la paroi du sondage et à la partie supérieure par un bouchon étanche. On crée ainsi une variation de charge dans la cavité.

Lorsque le régime d'équilibre est atteint, on a la relation simple : $Q = k.C.h$ avec C : coefficient qui dépend de la forme de la cavité. Pour une meilleure précision, on pompe et injecte à plusieurs débits.

L'essai Lefranc est rapide à réaliser, mais le volume intéressé est faible (5 m autour de la cavité), donc la précision sur la perméabilité est également faible. Pour obtenir une valeur correcte, il est nécessaire de réaliser de nombreux essais sur un site pour avoir une valeur moyenne.

Cet essai peut se réaliser également dans les piézomètres.

-L'essai de pompage

On réalise un puits de diamètre suffisant pour descendre une pompe ou une crépine jusqu'au mûr imperméable. Autour de ce puits, on pose des piézomètres. On pompe à débit constant et l'on suit le rabattement dans le puits et les piézomètres. On obtient pour chaque piézomètre, une valeur de k (perméabilités) et S (coefficient d'emmagasinement).

Après l'arrêt du pompage, on enregistre la remonté de la nappe dans les piézomètres, ce qui permet de calculer la perméabilité du terrain d'une manière plus facile que la descente.

L'essai de pompage donne une valeur moyenne de la perméabilité dans un volume très grand. La précision obtenue est de l'ordre de 10%.

b-Mesure du coefficient de perméabilité en laboratoire

Le coefficient de perméabilité des sols peut être mesuré en laboratoire, sur des échantillons de petit volume (quelques centaines de centimètres cubes). Ces essais sont habituellement effectués sur des éprouvettes de sol homogène, taillées dans les carottes prélevées sur le terrain. La mesure directe de la perméabilité des sols en laboratoire s'effectue selon deux procédures, dites « à charge constante » et « à charge variable ». Les essais à charge constante sont mieux adaptés aux sols de forte perméabilité et les essais à charge variable aux sols de faible perméabilité. [1]

2-1-4- Reconnaissance géophysique

Les méthodes de reconnaissance géophysiques permettent de déterminer la nature des couches profondes en utilisant par exemple leurs caractéristiques:

(Magnétiques, prospection électrique, Prospection sismique, Prospection gravimétrique)

2-1- 5- Repérage topographique de la zone instable

Pour repérer topographiquement la zone instable, il est nécessaire de réaliser un levé topographique à grande échelle (1/500, 1/1000) du secteur ou se situé la zone instable, d'en extraire un plan des courbes de niveau , ainsi que des profils en travers jalonnés .

3- L'EAU :

3-1- A propos de l'eau dans le sol :

3-1-1-Rôle de l'eau :

L'eau à une grande influence sur la stabilité des talus, En effet celle-ci a tendance à s'écouler le long de la pente. En s'écoulant, l'eau entraîne les particules du sol en diminuant ses caractéristiques géotechniques (par : érosion, infiltration).

3-1-1-a- Eau de pluie

De part leur composition chimique, leur quantité ainsi que leur force de chute, les eaux de pluies agissent de façon néfaste sur la stabilité des pentes.

3-1-1-b- Présence de nappe

Les argiles miocènes renferment une nappe dans le niveau de la marne altérée. Une nappe se matérialise par des sources au contact d'une formation imperméable et est exploitée au moyen de puits traditionnels.

3-2-L'eau et le déclenchement des instabilités :

Dans les sols meubles, l'eau, présente entre les grains solides, développe une pression interstitielle u.

La loi de Terzaghi introduit la relation entre contraintes totales σ, contraintes effectives σ' (s'exerçant sur le squelette solide) et pression interstitielle u :

$$\sigma = \sigma' + u.$$

Le critère de rupture le plus simple que l'on utilise dans les sols est le critère de Mohr-Coulomb, qui exprime la résistance au cisaillement τf à l'aide de deux caractéristiques, la cohésion c et l'angle de frottement φ :

$$\tau_f = c + (\sigma - u)tg\varphi = c + \sigma' tg\varphi$$

3-3 Importance du drainage

L'eau s'écoule librement à partir des sols à gros grains tels que graviers et roches écrasées. Aussi ce type de matériau peut-il se maintenir sur des pentes égales à sa pente d'éboulement. D'un autre côté, les sois à grains fins ne se drainent pas facilement et l'eau exerce une forte influence sur leur résistance et leur comportement.

À cause de leur faible perméabilité, le courant d'eau qui les traverse est réduit et la pression de l'eau des pores peut varier largement lorsque les conditions de la nappe aquifère subissent des changements. À l'état sec, ces sols ne s'écroulent pas immédiatement même si leurs pentes sont extrêmement raides; leur stabilité décroît cependant avec le temps.

4- CALCUL DE LA STABILITE

Le principe de calcul de stabilité des talus consiste à déterminer le facteur de sécurité FS par lequel il faut diviser la résistance de la surface de glissement pour que la masse potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre.

Ce facteur peut être écrit de la façon suivante :

$$FS = \frac{Q_{max}}{Q} \quad (1)$$

Q: cette valeur définit la sollicitation vectorielle ou tensorielle appliquée au massif (force H, force V, moment M).

Q max : valeur maximale de Q

Le facteur de sécurité pourrait être calculé, pour un paramètre sélectionné, en prenant le ratio de la valeur à la rupture, par la valeur calculée sous les conditions de projet de ce paramètre.

On distingue deux démarches pour le calcul de facteur de sécurité :
1. Dans la première, le glissement a déjà eu lieu, il s'agit d'une valeur de FS inférieure ou égal à 1 :
2. La deuxième, la plus fréquente, consiste à déterminer la marge de sécurité disponible et adopter les solutions adéquates pour améliorer la sécurité de l'ouvrage en répondant à des exigences en fonction de l'emploi des talus.

4-1-Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité

Le facteur de sécurité minimal FS adopté est assez rarement inférieur à 1.5. Il peut quelquefois être égal à 2, voire à 2.5 pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix (grand risque pour les personnes, site exceptionnel), ou pour des méthodes dont l'incertitude est grande (analyse en contrainte totale avec risque d'erreur sur la valeur de la cohésion drainé Cu).

Pour certains sites peu importants ou pour certains ouvrages courants, et lorsqu'il n'y a pas de risque pour la vie humaine, on peut accepter des valeurs plus faibles pendant un moment très court ou pour des fréquences faible : 1.2 voire 1.1. Mais pour pouvoir se rapprocher ainsi de 1, c'est-à-dire de la rupture, il faut être sûr de la validité des hypothèses et des paramètres adoptés, ce qui souvent est difficile en géotechnique.

La définition des seuils des facteurs de sécurité dépend de l'approche adoptée, des fréquences de sollicitations de l'ouvrage en question et du risque créé par la rupture. En condition normale, Fellenius propose un seuil égale à 1.25, alors que FS = 1.5 pour Bishop (l'approche de Fellenius est plus conservatoire que celui de Bishop).

4-2-Facteurs influençant la stabilité des talus

Voici quelques facteurs influençant la stabilité du talus

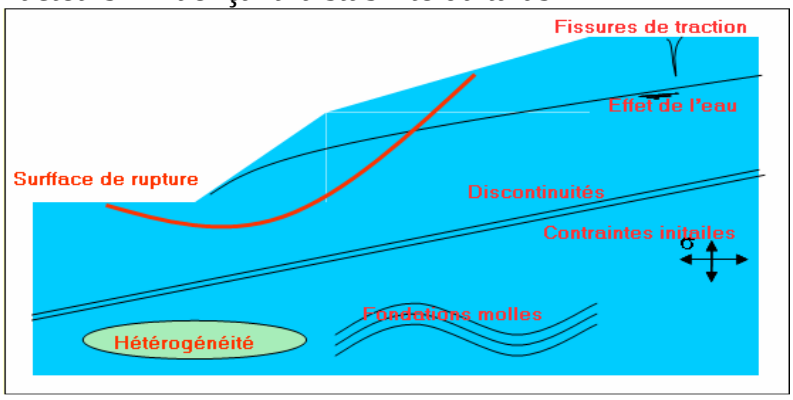


Figure 11.Facteurs influençant la stabilité du talus

Le coefficient de sécurité est lié à:

- L'approche adoptée pour calculer ce coefficient;
-L'état de contraintes dans le milieu (Méthode adoptée)
-Aux propriétés du milieu
- L'hypothèse de la forme de la surface de rupture.

4-3-Calcul du coefficient de sécurité

Considérons un élément carré d'unité (dx = dy = 1) exposé aux contraintes normales σ 1 et σ 3 appliquées aux côtés de l'élément. Comme l'élément est assez petit, il est donc logique d'accepter que le plan de rupture soit une ligne droite. L'inclinaison du plan de rupture est définie par l'angle q. La rupture du milieu est normalement due aux contraintes de cisaillement développées à la surface de rupture. A partir des équations d'équilibre, la contrainte mobilisée de cisaillement f et la contrainte normale mobilisée σ f au plan de rupture peuvent être déterminées en fonction de σ 1 et σ3.

Contrainte normale au plan de rupture:

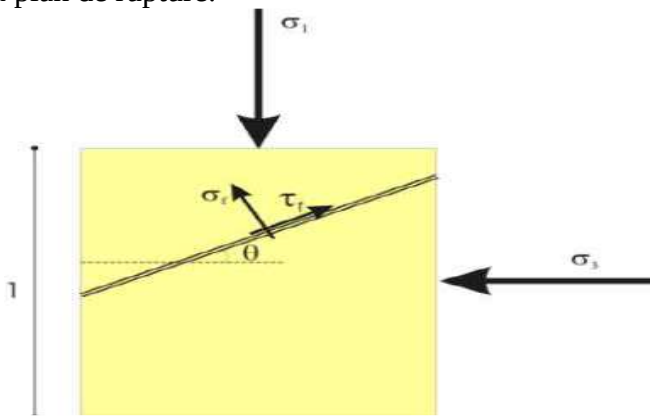


Figure 12. Contrainte normale au plan de rupture

Contrainte tangentielle au plan de rupture:

$$\tau_f = (\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}) \sin 2\theta \quad (2)$$

On définit le facteur de sécurité FS comme le rapport de la résistance au cisaillement disponible à la résistance au cisaillement mobilisée, ce qui traduit la réserve de sécurité

dispose le terrain sous cette sollicitation (σ 1, σ 3) et en fonction du critère de rupture **(c,φ)**

FS = Résistance au cisaillement disponible / Résistance au cisaillement mobilisée.

Donc, on peut écrire:

$$FS = \frac{c + \sigma_f . \tan\varphi}{\tau_f} \quad (3)$$

On aura finalement :

$$FS = \frac{c + (\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} . \cos 2\theta) * \tan\varphi}{\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} . \sin 2\theta} \quad (4)$$

En mécanique et selon le critère de Mohr-Coulomb, nous pouvons prouver que l'angle du plan de rupture est égal à 45+ φ/2 par rapport à la direction principale **σ**3. Il est uniquement fonction de l'angle de frottement. nous pouvons donc calculer la valeur du facteur de sécurité par rapport au plan potentiel de rupture. En remplaçant la valeur de q par 45+ φ /2 dans la relation (4), nous trouvons:

$$FS = \frac{\tau_m}{\tau_d} = \frac{[c / \tan\varphi + 0.5 \times (\sigma_1 + \sigma_3) - 0.5 \times (\sigma_1 - \sigma_3) \times \sin\varphi] \tan\varphi}{0.5 \times (\sigma_1 - \sigma_3) \cos\varphi} \quad (5)$$

4-3-1- Calcul à la rupture :

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

Les ruptures planes représentent un cas particulier très simple dans son principe. Pour les surfaces de rupture de forme quelconque, le calcul est beaucoup plus complexe.

Pour évaluer la stabilité des talus par une méthode à l'équilibre limite, il existe des méthodes linéaires et non linéaires. Les méthodes linéaires sont des méthodes directes de calcul de FS et les méthodes non linéaires nécessitent un processus itératif. Les méthodes les plus connues sont données ci-après. Montrant les points de différence entre les méthodes de calcul vis-à-vis des hypothèses adoptées. Les méthodes non linéaires différentes essentiellement par les hypothèses faites sur les forces inter-tranches.

4-3-1-1 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 F = T max /T.

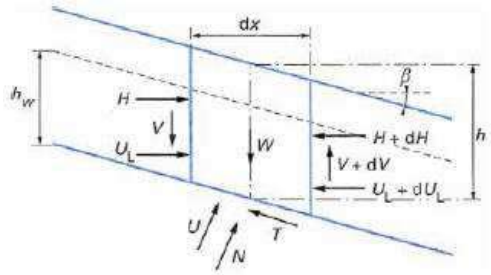


Figure 13. Critère de rupture de Coulomb

4-3-1-2. Méthode de Fellenius (rupture circulaire) :

C'est la méthode la plus simple pour l'analyse de stabilité des talus. Fellenius suppose que le volume de glissement délimité par la surface de glissement et la topographie du talus est subdivisé en n tranches. Chaque tranche est considérée comme un solide indéformable, en équilibre sur la ligne de glissement. Considérons un talus recoupant un certain nombre de couches de sols de caractéristiques différentes ci,φi,γ i. La stabilité est étudiée en considérant le problème 2D, c'est-à-dire en analysant l'équilibre d'une masse de sol d'épaisseur unité dans le sens perpendiculaire à la figure.

Soit un cercle quelconque de centre O et de rayon R pour lequel on vérifie la sécurité vis-à-vis du risque de glissement. La méthode consiste à découper le volume de sol concerné (compris dans l'arc EMF) en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux. Etudions l'équilibre de l'une de ces tranches, par exemple la tranche "ABCD".

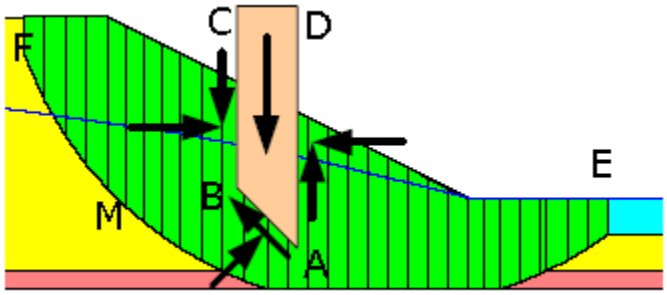


Figure 14. Forces agissant sur une tranche de sol selon la méthode de Fellenius

Les forces agissant sur cette tranche sont les suivantes:

-son poids W;
-la réaction du milieu sous-jacent sur l'arc AB;
-les réactions sur les faces verticales BC et AD décomposées en réactions horizontales H et en réactions verticales V. Il s'agit de forces internes au massif étudié.
-les pressions hydrauliques.

Définissons par rapport au centre O :

-le moment moteur, comme celui du poids des terres W (et des surcharges éventuelles), qui tend à provoquer le glissement ;
-les moments résistants, comme ceux des réactions s'opposant globalement au glissement de la tranche.

La surface de rupture étant limitée par les points E et F, le coefficient de sécurité global FS est défini par le quotient: FS = SEF(des moments résistants maximaux) /SEF(desmomentsmoteurs).
Considérons la somme des moments pour l'arc EF, sachant que la somme des moments des forces est nulle. Fellenius a fait une hypothèse qui simplifie considérablement les calculs, à savoir que la seule force agissant sur l'arc AB est le poids W, à l'exception des forces internes.

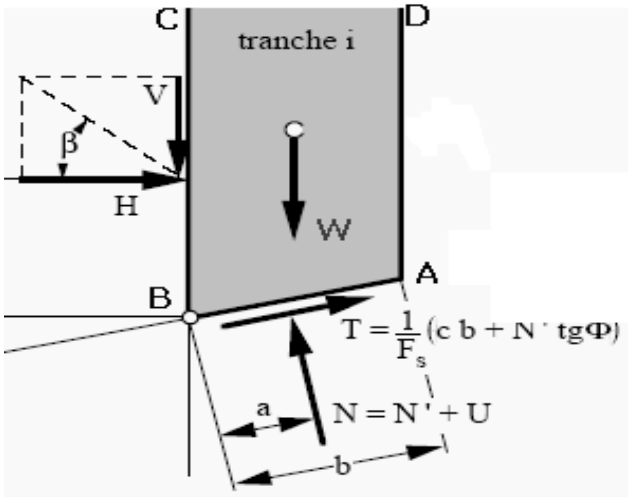


Figure 15. Hypothèse simplificatrice de Fellenius

La somme des moments pour toutes les tranches est :

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

ayon du cercle de glissement.
che dans laquelle est situé l'arc de la tranche AB.
Par ailleurs, le moment moteur est dû à Tn et égal à TnxR, d'où:

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

4- 3-1-3-Méthode de Bishop :

Développée par Bishop en 1955, cette méthode constitue une amélioration théorique de la méthode de Fillenuis. C'est la méthode la plus employée pour l'analyse de stabilité. Elle suppose V_I=0 (interaction horizontale entre tranches).

Le calcul de F nécessite des itérations (calcul numérique). Contrairement à celle de la méthode de Fellenius qui en donne une expression explicite.

Le calcul se fait par itérations à partir d'une première approximation de F que l'on peut tirer de la formule de Fellenius.

On peut montrer que cette expression de F est équivalente à :

F = moment des forces résistantes / moment des forces motrice

4-3 -1-4-Méthode de Taylor (appelée méthode de cercle de frottement)

- **Hypothèses :**

-La ligne de glissement est supposée circulaire,
-Jusqu'à une certaine profondeur au-dessous du pied de talus le sol est parfaitement homogène.
-A cette profondeur, le sol repose sur la surface horizontale d'une couche plus consistante, dite base résistante, dans laquelle la surface de glissement ne pénètre pas,
-Il n'y a ni nappe phréatique, ni écoulement d'eau.
-La répartition des contraintes à la base est comprise entre une répartition uniforme et une répartition sinusoïdale le long de l'arc de glissement

4-3-2-Méthode des perturbations :

La méthode des perturbations 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 :

$$\sigma = \sigma_0(\lambda + \mu tg\beta)$$

Avec $\sigma_{\grave{a}} = \beta h \cos^2 \beta$, qui la contrainte obtenue par Fillenuis (1927).

Dans ces expressions, γ désigne le poids volumique du sol au-dessus de M, h est la hauteur au-dessus de M, γ, l'angle, en M, de la surface de rupture avec l'horizontale, λ et μ deux coefficients réels à déterminer

4-3-3-Méthode numérique :

a- Méthode aux éléments finis.
b - Méthode aux différences finies.

4-4-Comparaison et conclusion sur les principales méthodes d`analyse de stabilité:

On sait que les méthodes de calcul du coefficient de sécurité a la rupture ne s`appuient pas sur les mêmes hypothèses et pourrant les résultats différent très peu. En fait le degré de précision dépend principalement du cas examine. Pour certains, les résultats obtenus par les méthodes simples peuvent ne pas différer de façon significative de ceux donnés par les méthodes les plus précises.

Des calculs comparatifs ont été effectués par différents auteurs:

Ils montrent clairement que la méthode de FELLENIUS sous-estime **F** et est donc prudente, ce qui va dans le sens de la sécurité. Cependant la portée de cette sous-estimation peut être si large, qu`elle conduit à des solutions inacceptables sur le plan «économique ».

Les différences obtenues vont conduire en générale à des positions différentes pour la surface de glissement, a moins que celle-ci ne soit subordonne a l`existence de discontinues géologiques importantes.

Il est toujours préférable d`utiliser la surface réelle de rupture et une analyse relativement Simplifiée(méthode de Jambu avec coefficient correcteur par exemple) plutôt que d`assimiler cette surface a une forme circulaire théorique.

Enfin l`utilisation de la méthode des éléments finis constitue un pas très important pour les études pratiques de pentes qui traitent des problèmes réelles. Cependant, il faut être prudent quant aux simplifications excessives concernant les paramètres des matériaux et leur comportement défini.

5-CONCLUSION

Lorsqu'un glissement est détecté il est important de procéder a tous les essais indispensables cités auparavant dans ce présent chapitre .les résultats trouvés indiquerons le type de confortement à mettre en place pour assurer la stabilité du talus, donc il est nécessaire de connaître le confortement adéquat a chaque cas de glissement.

C'est pour cette raison que nous avons jugé indispensable d'entamer le chapitre suivant qui traitera tout ce qui concerne les confortements.

CHAPITRE 3 : STABILISATION

1-INTRODUCTION

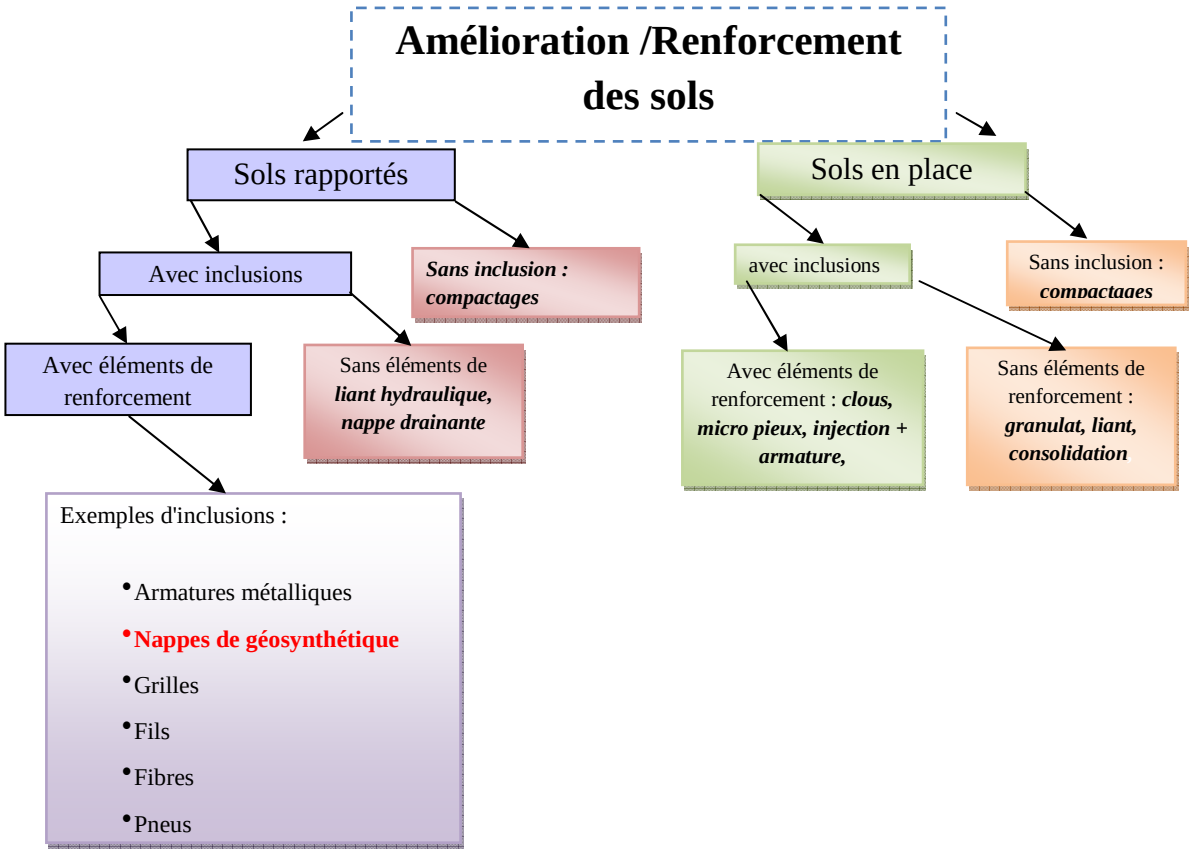
Les problèmes de stabilité sont, relatifs à la géologie, à la géométrie des pentes, à la résistance du sol, aux conditions climatiques, aux infiltrations d'eau, etc... auxquelles s'ajoute l'érosion. Mais le plus souvent ces problèmes sont le résultat des érosions permanentes dues à l'absence de mesures de prévention ou d'atténuation à long terme . Les accidents commenceront par des glissements superficiels du sol, ou des éboulements localisés, avant que des catastrophes plus graves n'aient lieu.

Des solutions connues parfois comme "dures" ou "inertes" (mécaniques) doivent être identifiées pour pallier à ces problèmes de stabilité, solutions qui permettent de s'assurer que les travaux d'ingénierie ont prévu des mesures de sécurité adéquates, et ne représentent aucun danger, surtout humain. D'autre part, le glissement de sol et les problèmes d'érosion peuvent être traités par la bio-ingénierie ou éco ingénierie, qui non seulement apportera des solutions, mais produira également un résultat plus esthétique qui est la tendance prédominante des environnementalistes d'aujourd'hui.

2- DEFINITION DU RENFORCEMENT

Le renforcement des sols consiste, dans son principe, à associer un sol à des éléments résistants de manière à former un matériau composite.

Après une présentation des différents types de renforcements et des techniques correspondantes, on étudie le comportement élémentaire entre le sol et un élément de renforcement, comportement qui est commun à toutes les techniques de sol renforcé



3- CONCEPTS ET TYPES

Dans les ouvrages de soutènement de type traditionnel : murs poids, parois moulées, rideaux de palplanches, le sol retenu ne participe pas à la stabilité de l'ouvrage. Au contraire, dans les ouvrages de type plus récent : murs cellulaires ou à caisson, murs à ancrages multiples et ouvrages en sol renforcé, une partie du sol à retenir participe à la stabilité d'ensemble de l'ouvrage, en étant associée à des éléments structuraux. Le développement récent de ces techniques est lié aux économies qui peuvent être réalisées, d'autant plus que ce type d'ouvrage, relativement flexible, peut s'adapter à tout type de sol de fondation. Ainsi, la préfabrication des éléments structuraux comme la rapidité de construction permettent d'économiser aussi bien sur les matériaux que sur la main-d'œuvre.

3- 1-Concept de sol renforcé :

Dans un sol renforcé, les propriétés mécaniques du sol initial, qui le plus souvent ne possède pas de résistance en traction, se trouvent améliorées par la mise en place d'inclusions résistant à la traction. C'est ainsi qu'un sable, purement frottant, renforcé par des armatures métalliques possède une cohésion « apparente » qui peut être mesurée à l'essai triaxial. Le calcul précis de la cohésion « apparente » d'un sol renforcé, matériau composite anisotrope, est relativement complexe et peu utilisé en pratique pour le dimensionnement des ouvrages en sol renforcé par des éléments linéaires ou bidimensionnels. Pour de tels ouvrages le dimensionnement est fait par une approche « discrète », c'est-à-dire où les éléments sont modélisés séparément du sol. L'approche « composite » au moyen de la cohésion « apparente » est notamment utilisée dans le dimensionnement des ouvrages en sol renforcé de façon tridimensionnelle.

3- 2 -Types de renforcement :

Il existe une très grande variété d'éléments de renforcement utilisés dans la pratique et que l'on classe généralement suivant leur forme géométrique ; unidimensionnelle (linéaire), bidimensionnelle ou tridimensionnelle. En outre, un grand nombre de matériaux constitutifs sont possibles : acier, fibres de verre, géotextiles et produits apparentés (matières plastiques), etc. Il est à noter que les renforcements bidimensionnels et tridimensionnels, du fait de leur géométrie, ne peuvent être utilisés qu'avec des sols rapportés.

Les renforcements sont divisés en deux grandes parties :

3-2-a- Les renforcements rigides :

Le procédé des inclusions rigides verticales est de plus en plus utilisé pour le renforcement d'ouvrages de géotechniques tels que :

- Les dallages et les fondations des bâtiments industriels et commerciaux
- Les remblais
- Les réservoirs de stockage ou bassins et ouvrages des stations d'épuration

❖ Les colonnes ballastées

Les colonnes ballastées sont constituées par des fûts (diamètre de 0,60 à 1,20 m) de matériau d'apport mis en place et compacté dans le sol à l'aide d'un vibreur radial placé à la pointe d'un tube qui lui sert de support.

Elles permettent d'obtenir une amélioration en place des caractéristiques globales du sol d'assise. Les colonnes ballastées fonctionnent également comme des drains, par accélération du processus naturel de consolidation.

❖ Le clouage

Les clouages des sols et rochers sont des structures de soutien et servent d'éléments de raccordement .On connaît cette technique sous les termes de « sol à armatures » ou «

assemblage à chevilles ». On utilise des tiges en acier (clous) et en plastique qui servent d'ancres souples, mais également des pieux ou des corps d'injection pour « Armaturer » le sol.

❖ **Les murs de soutènement**

Un mur de soutènement se compose la plupart du temps de deux parties :

-La paroi résistante : voile

-La semelle de fondation.

Les murs de soutènement en béton armé constitué la catégorie la plus courante des ouvrages de soutènement (3/4)

Ils peuvent être de formes diverses et être réalisé de multiple façon.

❖ **Les palplanches :**

Les palplanches sont de grandes plaques, qui s'emboîtent différemment selon le modèle.

En général, elles sont en métal (acier), celles en béton étant trop lourdes et trop fragiles pour les ouvrages imposants comme les parkings souterrains. Le profil d'une palplanche peut être de forme diverse.

Les palplanches sont en principe utilisées en complément d'un autre type de paroi et forme rarement l'enceinte proprement dite. Elles assurent surtout un rôle d'étanchéité additionnelle en formant un écran tout autour de l'enceinte coté terrain

3-2-b- les renforcements souples :

Il s'agit d'ajouter au sol des éléments de matière souple destinés à permettre à l'ouvrage de résister à des sollicitations qu'il n'était pas en mesure de supporter auparavant, ces renforcements travaillent généralement en traction comme les géotextiles, les géo grilles, et les texsols.

❖ **Terre armée**

La technique de la terre armée date des années 60 et depuis elle n'a pas cessé d'évoluer tant au niveau des outils de dimensionnement qu'au niveau des matériaux et esthétique du parement de protection.

Le principe de la terre armée repose sur l'association d'armatures synthétiques à un remblai mis en œuvre par couches successives.

Les efforts de poussée des terres sont repris par frottement sol armatures. Les armatures sont solidarisées à un parement généralement en béton.

❖ **Soutènements en TEXSOL**

Les caractéristiques du matériau TEXSOL permettent de réaliser des talus de soutènement dont les pentes peuvent dépasser 75 degrés.
Ces ouvrages très raides exécutés en déblai ou en remblai simultanément aux terrassements apportent une solution simple pour contenir les glissements de terrain ou stabiliser les talus en conservant des emprises limitée.

❖ **Les géo synthétiques:**

Les géosynthétiques sont des produits dont au moins l'un des constituants est à base de polymère synthétique ou naturel, se présentant sous forme de nappe, de bande ou de structure tridimensionnelle, utilisé en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. Ces produits sont utilisés dans les domaines tels que la construction routière, les travaux hydrauliques, les chemins de fer, les terrains d´aviation, etc.

❖ **Le pneusol :**

Le pneusol est un matériau composite constitue de deux éléments ayant des modules de déformation très différents : d'une part le pneu et d'autre part le sol. Le

comportement global d'un tel matériau résulte des caractéristiques mécaniques des deux composants de base et de leurs proportions relatives.

4. METHODOLOGIE DE LA REPARATION ET DU RENFORCEMENT D'UNE STRUCTURE

L'analyse d'une structure, son examen et la définition du projet ultérieur de réparation ou de renforcement suppose une exacte connaissance des raisons et des causes qui amènent à se poser le problème.

La méthodologie peut se résumer aux investigations suivantes :

1. Analyse des désordres
2. Connaissance de la structure existante
3. Jugement de l'opportunité de la réparation

5- Les efforts mobilisés pour les différents renforcements :

Dans le renforcement des sols, les inclusions sont qualifiées de passives car elles ne sont pas mises en tension lors de leur installation, contrairement aux tirants précontraints .c'est sous l'effet des déformation du sol, durant ou après la construction, et par l'intermédiaire de l'interaction entre le sol et le renforcement, qu'elles se mettent a travailler.

Suivant leur rigidité relative par rapport au sol, elles peuvent travailler simplement en traction et compression comme une barre ou une membrane, ou de manière plus complexe en traction et compression, cisaillement et flexion comme une poutre, la mobilisation de ces efforts dépend de nombreux facteurs dont les plus important sont : la rigidité relative des inclusions par rapport au sol, leur géométrie, extensibilité, orientation et densité, ainsi que le procède de construction (tableau 2)

Tableau 1 –principaux efforts mobilise par les inclusions

TECHNIQUES DE RENFORCEMENT	TRACTION	COMPRESSION	CISAILLEMENT	FLEXION
ARMATURES OU BANDES EN RENDLAI (terre armée.)	***			
Nappes en remblai (géotextiles, geogrilles, geoccomposites) Treillis horizontaux verticaux (tervoile) Procèdes utilisant des pneus en remblai (pneusol, arma- pneusol, pneu-tex)	***			
Clouage (sol en places)	**		*	*
Renforcements tridimensionnels en remblai (micro renforcements, fibres, fils)	**	**	*	*
*faible **important *** prépondérant				

6- CONCLUSION

Même si les techniques de renforcement des sols sont très diverses, elles possèdent un certain nombre de points communs, aussi bien au niveau du comportement local de l'interaction entre le sol et le renforcement qu'au niveau global du comportement de la structure.

Historiquement, des méthodes de dimensionnement spécifiques ont été développées pour chaque technique. La tendance actuelle, avec le développement de normes, est d'harmoniser les méthodes de calcul entre les techniques similaires et d'utiliser des calculs aux états limites avec coefficients de sécurité partiels.

CHAPITRE 4 : LES GEOSYNTHETIQUES

L'utilisation des géotextiles comme renforcement a connu un essor considérable en partie grâce à des techniques de mise en place simples et peu onéreuses. La nature et les caractéristiques du produit, surtout sa grande déformabilité, lui permettent de s'adapter à des déformations relativement importantes sans se rompre. Sa grande surface de contact avec le sol garantit une bonne liaison et donc un bon renforcement.

Les répercussions avantageuses de cette technique sur le plan économique sont liées d'une

part, à l'utilisation d'une gamme de sols assez étendue incluant les sols de médiocres qualités (sols argileux humides et certains déchets industriels) et d'autre part, à l'utilisation d'une technique simple, qui ne nécessite ni une main d'œuvre qualifiée, ni un matériel sophistiqué pour son transport et sa mise en place.

Les premières études de renforcement des sols remontent aux travaux de Vidal 1969.

Depuis, la technologie a subi une évolution et un développement remarquable. De nos jours, les méthodes de renforcement des sols sont multiples.

1-QU'EST CE QU'UN GEOSYNTHETIQUE

Un géosynthétique est le terme générique désignant un produit dont au moins l'un des constituants est à base de polymère synthétique ou naturel, se présentant sous forme de nappe, de bande, ou de structure tridimensionnelle, utilisé en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique ou du génie civil.

Les géo synthétiques sont classés en deux grandes familles :

1. Les produits perméables : géotextiles et produits apparentés aux géotextiles,
2. Les produits essentiellement imperméables: géomembranes et produits apparentés aux géomembranes.

Les géotextiles sont des produits issus de l'industrie textile, d'origines naturelles (fibres de coton et de jute) ou synthétiques (polyester, polyéthylène, polypropylène, rarement le polyamide). Les produits apparentés aux géotextiles sont principalement les géogrilles, les geobags, les geotubes, les géoconteneurs en polymères.

Les géomembranes sont des nappes continues imperméables qui sont le plus souvent à base de polymère ou de bitume. Les produits apparentés aux géomembranes sont principalement les géosynthétiques benthoniques (GSB).

2-TYPOLOGIE DES GEOTEXTILES

2-1-Géotextiles

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

2-1-1-Géotextile non tissé :

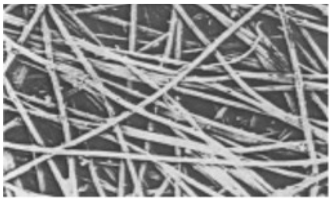
Géotextile fait de fibres, de filaments ou d'autres éléments orientés directionnellement ou au hasard et lié(e)s de façon mécanique, thermique ou chimique. L'aiguilletage donne une structure souple et déformable. Le thermocollage donne des géotextiles plus rigides.

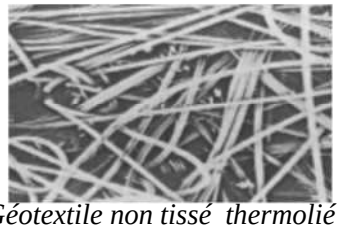
2-1-2-Géo tricoté :

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

2-1-3-Géo tissé :

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


Géotextile non tissé aiguilleté


Géotextile non tissé thermolié

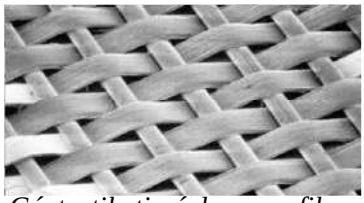
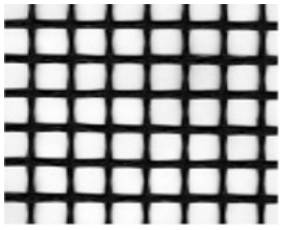

Géotextile tissé de mono filament

Figure 16.17.18.Typologie des géotextiles

2-1-4 Produits apparenté aux géo textiles:

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


Géogrille


Géotextile alvéolaire

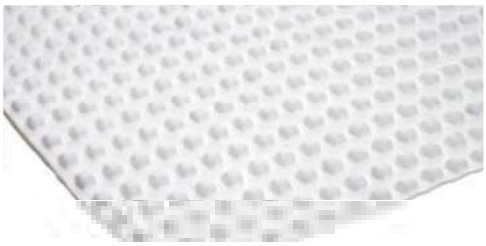
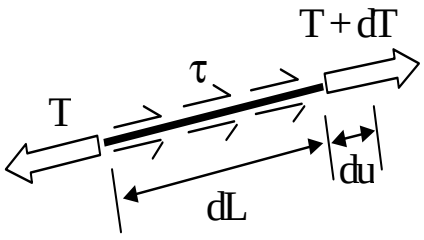

géoespaceur

Figure 19.20.21.Produit apparentés aux géotextiles

3-MODE DE FONCTIONNEMENT DES GEOTEXTILES DE RENFORCEMENT

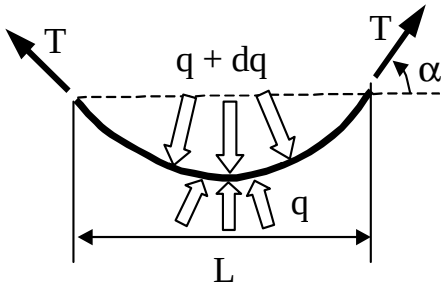
Les géotextiles de renforcement sont dotés d'une très bonne rigidité axiale et d'une très faible rigidité en flexion-cisaillement. Ils sont caractérisés par :

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



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

Figure 22- Renforcement par effet d'armature



$$2T\sin\alpha = dqL$$

Figure 23- Renforcement par effet membrane

4-AVANTAGES DES GEOTEXTILES

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

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

5-TYPOLOGIE DES GEOMEMBRANES

5-1-Géo membranes :

Produit adapté au génie civil, mince, souple, continu, étanche aux liquides même sous sollicitations de service. Dans l'état actuel des techniques, ni les produits de faible épaisseur fonctionnelle (inférieure à 1 mm), ni les produits dont l'étanchéité est assurée uniquement par un matériaux argileux ne sont considérés comme des géomembranes.

Nous distinguons principalement deux types de géomembranes : les géomembranes polyoléfines et les géomembranes bitumineuses.

- Les géomembranes polyoléfines diffèrent entre elles par le type de polymère qui les compose. Les principaux polymères utilisés sont : Polyéthylène haute densité (PEHD), Polyéthylène basse densité (PEBD), Polypropylène (PP), Ethylène propylène diène monomère (EPDM), Polychlorure de vinyle (PVC).
- Les géomembranes bitumineuses différent entre elles par l'armature géosynthétique et le type de bitume (bitume oxydé où bitume élastomère) utilisés.

5-2-Produits apparentés aux géo membranes :

Les produits apparentés aux géomembranes sont essentiellement les géosynthétiques benthoniques (GSB). Ils sont constitués de bentonite conditionnée entre deux géosynthétiques. Ils différent entre eux par le type de bentonite et le mode de conteneurisation (mode de fabrication).

6-GEOCOMPOSITES

6-1-Description du géo composite :

Produit géo composite constitué d'une nappe composite (nappe drainante et filtres), équipé ou non de mini-drain . Les géo composites homogènes (sans mini-drains) sont utilisés lorsque les débits à drainer sont faibles et nécessitent la réalisation de tranchées collectrices intermédiaires de manière à limiter les pressions sous les ouvrages. La structure du géo composite équipé de mini drains est illustrée sur la figure 2. Elle résulte de l'assemblage par aiguilletage des éléments suivants :

- une nappe filtrante non tissée aiguilletée en polypropylène (filtre inférieur),
- une nappe drainante non tissé aiguilletée en polypropylène,
- des mini-drains en polypropylène, perforés régulièrement selon deux axes alternés à 90°,
- une nappe filtrante non tissée aiguilletée en polypropylène (filtre supérieur).



Figure 24. Géocomposites

6-2-Fonctions du géo composite :

Collecter et évacuer les venues d'eau permanentes ou temporaires, qui apparaissent dans une zone plus moins étendue de la plateforme vers un exutoire et ce dans plusieurs configurations, notamment dans les applications de:

- drainage sous remblai
- drainage sous remblai sous plateforme en déblai
- drainage sous chaussée
- drainage zone de transition déblai-remblai
- drainage sous remblai sur sols compressibles
- drainage sous géomembranes

7-LES GEOSYNTHETIQUES

7-1-Les missions principales des géo synthétiques :

Les matériaux géosynthétiques sont utilisés dans tous les domaines de la construction, plus particulièrement en géotechnique et le domaine de l'environnement. Ils sont utilisés dans diverses applications pour remplir une ou plusieurs des fonctions suivantes : séparation, filtration, drainage, protection et renforcement.

Les géosynthétiques permettent :

- D'améliorer les caractéristiques mécaniques et/ou hydrauliques des sols ou des matériaux ;
- D'économiser le volume des matériaux nobles (sables, graves, etc.) ;
- De remplacer partiellement ou totalement les matériaux granulaires ;
- De construire rapidement ;
- D'augmenter la durabilité des ouvrages ;
- De diminuer le coût des ouvrages ;
- De limiter l'ouverture de carrière et de zones d'emprunt ;
- De limiter la circulation et le nombre de rotation des engins.
- etc.

Notons que les géocomposites peuvent remplir plusieurs fonctions en même temps. Ils sont conçus, le plus souvent à partir de plusieurs géosynthétiques dont chacun des éléments remplit une fonction bien précise. Leurs avantages résident dans la mise en œuvre (une seule mise en œuvre) et l'optimisation de chaque fonction.

A titre indicatif, dans les applications de drainage, nous utilisons des géocomposites ou les fonctions de drain et de filtre sont assurées par des éléments distincts associés

industriellement en usine.

7-2-Les fonctions principales des géo synthétiques :

Les principales fonctions des géosynthétiques sont résumées comme suit :

- **Les fonctions mécaniques des géotextiles:**
  - Séparation : insérés entre deux matériaux de nature différente, les géotextiles les empêchent de se mélanger. Cette technique est employée en construction ferroviaire pour éviter les remontées de couches argileuses au passage des convois par un mécanisme de pompage.
  - Renforcement : des nappes de géotextiles empilées et alternées avec un sol faible permettent le maintien de talus , le renforcement de routes sur des zones d'effondrement, ou la stabilisation de glissements de terrain .
  - Protection : on peut en particulier citer la protection de géomembranes employées pour la conception de bassins de rétention (collecte des ruissellements routiers) . Dans de tels ouvrages, les géotextiles, placés entre le sol et la géomembrane, protègent celle-ci de la perforation. On retrouve également ce type de dispositif dans les tunnels, où les géomembranes isolent la paroi en béton des infiltrations.
  - Anti-érosion : les géotextiles peuvent être utilisés contre l'action d'éléments naturels (pluie, vent, vagues) et favoriser la végétation des talus ou des berges par exemple.
- **Les fonctions hydrauliques considérées sont les suivantes :**
  - Filtration: les géotextiles sont utilisés en substitution de filtres à sable sur des tranchées drainantes, en sous couches de berges... Même s'ils n'induisent aucune rétention particulière en leur sein, ils favorisent la rétention des métaux dans le sol avoisinant en ralentissant l'écoulement et en améliorant le contact entre la solution métallique et les particules du sol porteuses de carbonates susceptibles de capter les ions métalliques .
  - Drainage : les géotextiles épais sont capables de transporter des flux liquides importants en fondations (immeubles, tunnels). On peut également citer l'emploi de géoespaceurs, destinés à maintenir de l'espace entre deux matériaux en vue de faciliter le drainage.

8-MODES DE DEFORMATIONS DES GEOSYNTHETIQUES

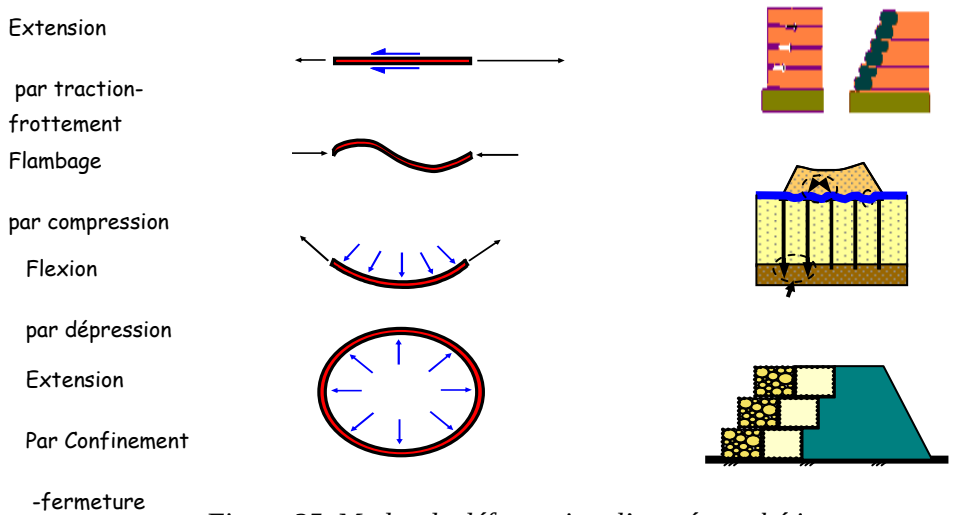


Figure 25. Modes de déformation d'un géosynthétique

Les nappes géosynthétiques positionnées régulièrement dans le massif améliorent les caractéristiques mécaniques du sol de remblaiement utilisé.

- Concept de renforcement
- Inclusion en condition de traction

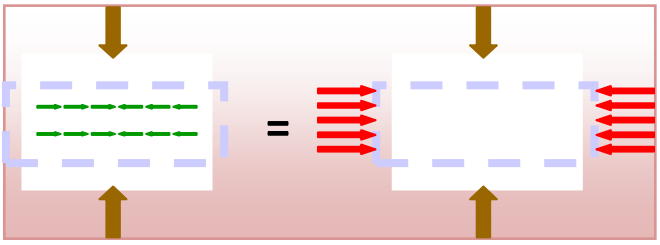


Figure 26.Inclusion en condition de traction

Contrainte tangentielle à l'interface du sol

Effet « membrane »

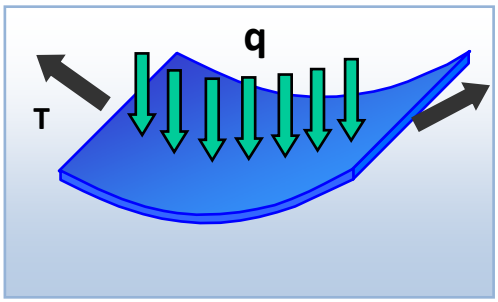


Figure 27. Effet Membrane

9-OUVRAGES ET DISPOSITIFS DE DRAINAGE :

Les principaux ouvrages de drainage incluant des géosynthétiques sont décris dans les paragraphes qui suivent.

9-1-Description d'une tranchée drainante :

- Tranchée à paroi verticale
- Profondeur de un à plusieurs mètres
- Largeur est entre 0,3 et 0,5 m.
- Rempli de matériau drainant (type grave 20/40) entouré d'un géotextile de filtration,
- Implantée soit dans l'axe d'un terre-plein central, soit latéralement en pieds de talus de déblai, soit latéralement sous les bords extrêmes des couches de forme ou de fondation ou encore en rive de chaussée

La structure d'une tranchée drainante type est illustrée sur la figure suivante.

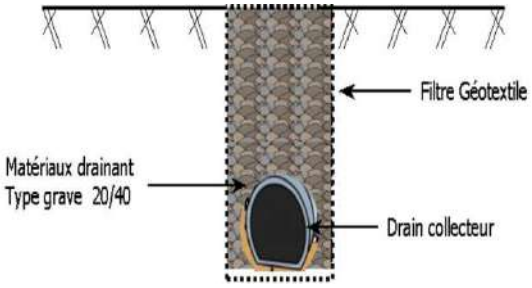


Figure 28. Tranchée drainante

9-2-Fonctions d’une tranchée drainante :

Les rôles d’une tranchée drainante sont :

- Ecran capillaire,
- Drains de rive de chaussée
- Protection vis à vis du gel
- Traitement ponctuel de problèmes spécifiques (rabattement de nappe, sources, etc.) Les tranchées drainantes traditionnelles sont remplacées très souvent par l’Ercan Drainant en Rive de Chaussée (EDRC)

9-3-Description d’un masque drainant géo composite :

Les masques drainants traditionnels décrits précédemment peuvent être remplacés avantageusement par une solution géo composite dans les deux cas suivants :

1. le talus est stable sans apport de poids supplémentaire mais les infiltrations et les arrivées d’eaux peuvent être sources d’instabilités et de ruptures ;
2. le matériau d’apport est capable de remplir la fonction mécanique mais pas la fonction hydraulique.

9-3-3 Fonctions d’un masque drainant géo composite :

Fonction hydraulique : Intercepter les venues d’eau dans les talus de déblai ou talus naturels et diminuer les pressions interstitielle

10-CONCLUSION

Les techniques géosynthétiques offrent des solutions alternatives aux solutions traditionnelles avec en plus de nombreux avantages :

- Rapidité et simplicité d’exécution
- Efficacité et pérennité
- Souplesse dans leurs fonctionnements
- Économique et écologique

CHAPITRE 5 : OUVRAGES DE SOUTENEMENT

Les murs de soutènement sont des ouvrages généralement verticaux qui, permettent de contenir des terres, ou tout autre matériau granulaire ou pulvérulent, donnant à celui-ci une meilleure stabilité. La retenue des terres par un mur de soutènement répond à des besoins multiples : préserver les routes et chemins des éboulements et glissement de terrain, structurer une berge naturelle en un quai (ports maritimes et voies navigables), parer en soubassement les fondations d'édifices de grande hauteur ou de digues, créer des obstacles verticaux de grande hauteur (murs d'escarpe et glacis dans les fortifications), soutenir des fouilles et tranchées de chantier pour travailler à l'abri de l'eau (batardeau), établir des fondations ou créer des parkings souterrains, etc.…

1-Différents types d'ouvrages de soutènement :

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

L'effort de poussée exercé par le massif de terre retenu. Article Ouvrages de soutènement. Poussée et butée peut être repris de diverses manières. Trois modes principaux peuvent être distingués :

- la poussée est reprise par le poids de l'ouvrage de soutènement
- la poussée est reprise par encastrement de l'ouvrage de soutènement ;
- la poussée est reprise par des ancrages.

2.1. Dimensionnement des murs de soutènement :

Dimensionner un ouvrage de soutènement consiste à déterminer ses éléments géométriques et ses éléments structuraux pour qu'il soit stable sous l'action des forces qui lui sont appliquées et notamment de la poussée des terres qu'il retient.la plupart des méthodes de dimensionnement reposent sur des calculs à la rupture avec la prise en compte de coefficients de sécurité. Dans le cas des parois souples ou semi-flexibles ancrées, telles que les rideaux de palplanches et les parois moulées, il est Courant de dimensionner l'ouvrage par un calcul en déformation à partir de là au module de réaction qui consiste à assimiler la paroi retenant le sol à une poutre sur un appui élastoplastique continu.

2.2. Dimensionnement :

Dimensionner un mur consiste à déterminer sa géométrie et sa structure (ferraillage pour un mur en béton armé) pour qu'il soit stable sous l'action des forces suivantes :

— le poids du mur W
— la force de poussée Fa
— la force de butée à l'aval Fp
— la réaction du sol sous la fondation R

Le dimensionnement comporte les étapes suivantes en ce qui concerne la stabilité Externe :

— calcul des efforts de poussée et de butée ;
— sécurité vis-à-vis d'un glissement sur la base du mur ;
— sécurité au renversement ;
— sécurité vis-à-vis d'une rupture du sol de fondation ;
— sécurité vis-à-vis d'un grand glissement englobant le mur.

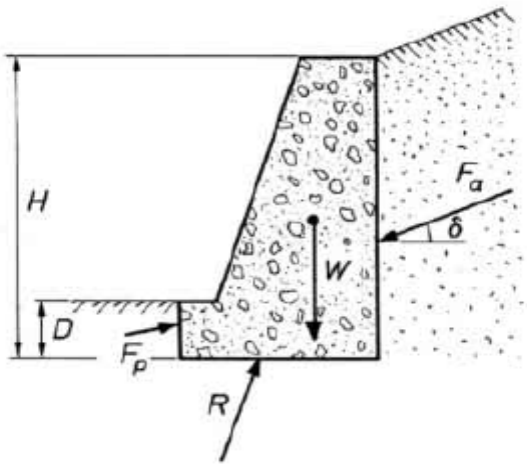
2.2.1 Sécurité vis-à-vis d'un glissement sur la base du mur

Le coefficient de sécurité *FG* vis-à-vis d'un glissement sur la base du mur est défini comme le rapport de la force résistante de cisaillement à la composante tangentielle de la réaction exercée sur la base.

Si *R* est cette force de réaction, *T* et *N* ses composantes suivant la base du mur et la normale , tan *ä* le coefficient de frottement entre le sol de fondation et la base du mur, le coefficient de sécurité vis-à-vis d'un glissement a pour expression :

$$FG = \frac{N}{T} \text{ tag } \delta$$

En règle générale, on ne tient pas compte, dans la détermination de la force *R*, de la butée des terres qui s'exerce sur la partie frontale du mur.



F_a force de poussée
F_p force de butée
R réaction du sol sous la fondation
W poids du mur

Figure 29 .forces s'exercent sur un mur-poids

Pour un contact sol-béton, on admet que le frottement sol-mur sur la base a la même Valeur qu'au parement: **δ =2/3 φ**

Avec **φ** angle de frottement interne du sol.

Le coefficient de sécurité *FG* doit être supérieur ou égal à 1,5.

2.2.2 Sécurité au renversement

La sécurité au renversement d'un mur traduit son équilibre statique par rapport au moment des forces exercées. Le coefficient de sécurité est calculé en considérant l'équilibre limite, généralement lorsque le mur se renverse autour de son arête extérieure.

Au-dessus de la base, le mur est sollicité par deux types de forces **:**

— des forces qui tendent à renverser le mur autour de son arête extérieure ;
— principalement la force de poussée ;
— des forces qui tendent à stabiliser le mur autour de cette arête ; principalement
— poids du mur.

$$F_R = \frac{M_2}{M_1} = \frac{W\, d_1}{F_a\, d_2}$$

Si *M*1 et *M*2 sont les moments de ces forces autour de l'arête extérieure, on définit le Coefficient de sécurité au renversement *FR* par le rapport de ces deux moments

La valeur de *FR* doit être supérieure ou égale à 1,5.

On utilise aussi parfois la règle du tiers central**,** qui consiste à s'assurer que la réaction *R* sur la base passe dans le tiers central de la semelle de fondation. Cette règle équivaut à ce que, dans

une distribution linéaire des contraintes verticales sous la semelle, aucune zone de cette semelle ne soit décomprimée.
Vis-à-vis de la sécurité au renversement, la règle du tiers central est plus sévère que la méthode du rapport des moments ; elle correspond à une valeur de *FR* supérieure à 2

2.2.3 Sécurité vis-à-vis d'une rupture du sol de fondation

La sécurité vis-à-vis d'une rupture du sol de fondation est obtenue par l'adoption d'un coefficient de sécurité égal à 3 sur La capacité portante du sol de fondation relative à une charge excentrée et inclinée.

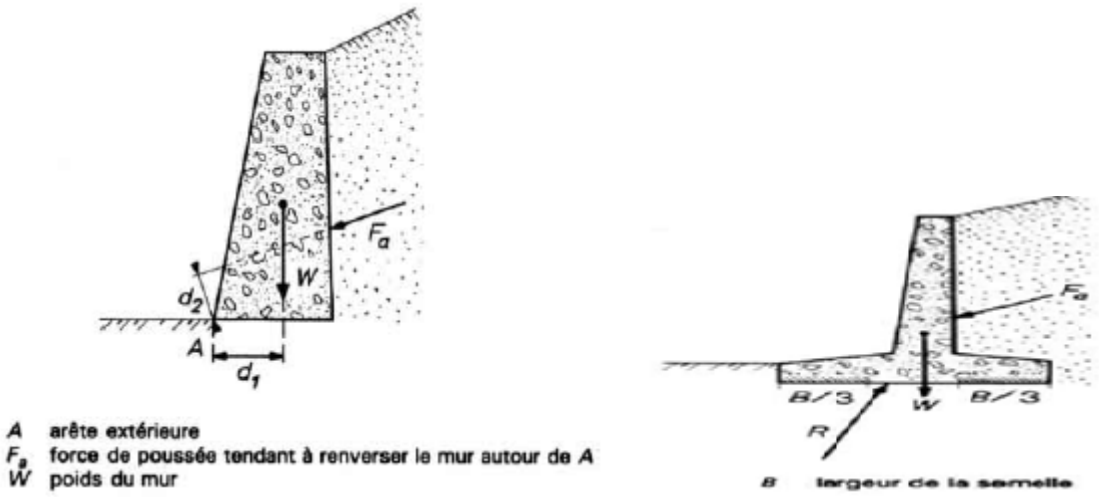


Figure 30. 31. sécurité au renversement et règle du tiers central pour le calcul de la sécurité

CONCLUSION :

L'objet de ce chapitre est de déterminer les forces de poussée et de butée en fonction de la géométrie du mur et du massif de sol retenu, des caractéristiques mécaniques du sol et des déplacements relatifs du mur par rapport au sol.

Tous ces ouvrages ont en commun la force de poussée exercée par le massif de sol retenu. Par contre, c'est principalement la manière dont est reprise cette force de poussée qui différencie les différents types d'ouvrages.

CHAPITRE 6 : DRAINAGE

Les résultats obtenus dans le chapitre précédent révèlent que le terrain est instable dans toutes les sections étudiées, ce qui nécessite d'établir une étude de confortement empêchant le glissement du tronçon.

Les confortements des talus au glissement est l'ensemble des méthodes qui servent à stabilisés la masse de terrant instable.

Le choix de la méthode de confortement varié d'une part avec les caractéristiques et l'état de chaque site comme le type des sols, les conditions de drainage et les surcharges, et d'autre part avec le coût économique (quand il existe plusieurs solutions de confortent).

1 – Méthodes de confortement des talus:

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

- Modifications géométriques (Déchargement, Reprofilage et Substitution);
- Organes résistants en pied;
- Renforcement par inclusions rigides ou souples (clouage ou géotextile);
- Traitement chimique ou biologique (en cas des sables lâches).

2– Drainage:

Comme on a vus dans le chapitre III, l'eau est à l'origine de la majorité des glissements de terrain. Par conséquent, l'abaissement du niveau des eaux souterraines et la réduction de la pression des pores sont des moyens logiques d'améliorer la stabilité.

En outre, l'implantation d'un dispositif de drainage est souvent moins coûteuse que les autres méthodes de stabilisation. En conséquence, le drainage est souvent une méthode, que ce soit seul ou conjointement avec d'autres méthodes.

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

- Il réduit la pression interstitielle dans le sol, ainsi que la contrainte totale et la contrainte de cisaillement;

- Il réduit les forces motrices de la pression de l'eau dans les fissures.

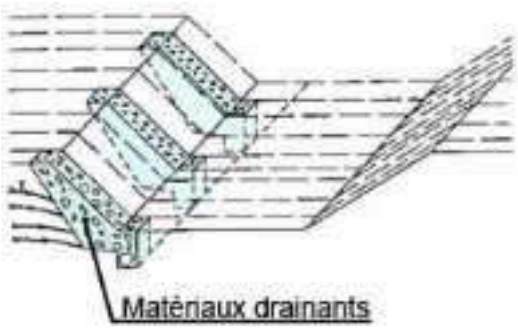
2– 1 - Types de drainage:

Les types de drainages profonds le plus couramment utilisés sont:

2-1-a- Massifs drainants

Les massifs drainants, constitués de matériaux naturels perméables (sables, graves, cailloux, enrochements) doivent être capables d'évacuer les débits d'eau drainés. Ils sont associés à des filtres qui évitent les phénomènes d'érosion interne et de colmatage.

Ces ouvrages de drainage interne peuvent prendre la forme de masques, de tranchées, de tapis ou d'éperons drainants. Ils sont de réalisation complexe et exigent une grande minutie à la mise en œuvre.



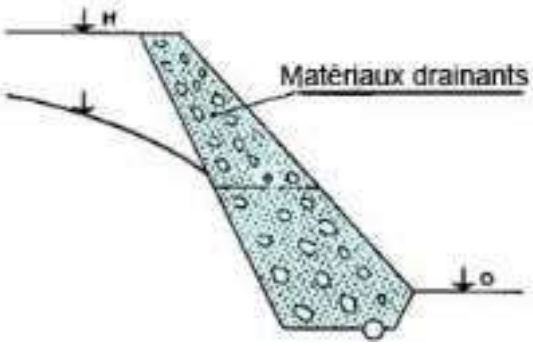


Figure 32.Eperon drainant

Figure 33.Masque drainant

2-1-b- Drains verticaux

Les drains verticaux sont utilisés pour l'amélioration de sols saturés en eau (ex : terrains silteux ou argileux). La technique consiste à foncer verticalement dans le terrain, suivant un maillage déterminé, un drain préfabriqué. Au moment de sa mise en service, le drain véhicule l'eau du terrain jusqu'à la surface. La surcharge est apportée soit par un remblai de préchargement, soit par d'autres méthodes

2-1-c- Les drains subhorizontaux

Lorsqu'on est en présence de masses de terre peu perméables (limons, sables argileux, argiles, terre végétale, marnes) qu'une ou plusieurs nappes d'eau rendent instables (remblais, talus), l'emploi de drains sub-horizontaux permet d'en améliorer fortement la stabilité en captant l'eau des nappes. Il s'agit de forages remontants, faits avec des sondeuses rotatives, équipés de tubes spéciaux imputrescibles, Ø voisin de 10 cm, longueur pouvant atteindre 100 m.

Leur efficacité est due non seulement au captage et à l'élimination de l'eau mais aussi à la modification des écoulements à l'intérieur de la masse de terre: une pression de courant verticale stabilisatrice se substituant à une pression de courant horizontale perturbatrice.

2-1-d- Les galeries drainantes:

Les galeries drainantes ont en général des sections modestes (hauteur 1.80 à 2.00 m, largeur 1 à 2 m) afin de permettre le contrôle et la maintenance des ouvrages. La base de la galerie est positionnée à une profondeur légèrement inférieure à celle du niveau moyen des eaux souterraines, tandis que son sommet intercepte ce niveau. Dans certains cas, un réseau de drains subhorizontaux peut être foré à partir de la galerie pour rendre le drainage plus efficace. Les galeries drainantes peuvent soit être laissées vides, soit être remplies avec du matériel drainant.

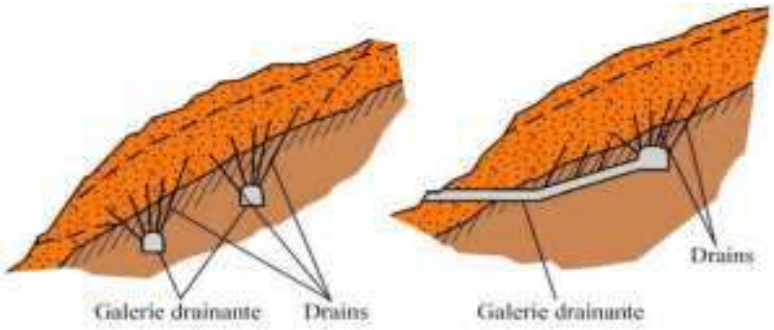


Figure 34. Galerie drainante

2-1-e- Les éperons drainants:

Les éperons drainants sont des excavations étroites (environ 1 m) mais pouvant atteindre une profondeur supérieure à 7 m, qui comportent une cunette bétonnée surmontée par un système de drainage de section variable et par une structure porteuse perméable. Les éperons drainants sont disposés selon la plus grande ligne de pente du versant, avec une distance entre eux qui dépend à la fois de la hauteur de l'éperon, de la longueur du drainage et de la profondeur de la surface de glissement. La structure porteuse de l'éperon peut être constituée par:

- Un mur en pierres sèches, disposées en couches inclinées d'environ 30° vers le terrain, avec un niveau de graviers et de sable entourant le tube drainant.

- Un écran de gabions revêtu d'une couche de sable ou protégé par un géotextile.

- Une cloison centrale en béton séparant des parties latérales en matériel drainant sablo graveleux, protégée ou non par du géotextile.

Figure 35. Les éperons drainants



2-1-f- Les tranchées drainantes:

Les tranchées drainantes sont des structures allongées, disposées perpendiculairement aux écoulements. Elles ont une profondeur de 4 à 6 m et une largeur d'environ un mètre (0.80 à 1.20 m).

Dans le cas des versants peu inclinés (5 à 10º), le fond de l'excavation peut avoir une pente uniforme. Pour les pentes plus élevées ou pour des tranchées très longues, un terrassement doit être réalisé. Le fond de la tranchée est constitué par un exutoire en béton, sur lequel on dispose un tube en PVC, en béton ou en métal. Le tube est recouvert par un corps drainant, qui peut être constitué par:

- Des graviers et des sables lavés, contenant peu de particules fines recouverts par une couche de terrain végétal d'environ 50 cm d'épaisseur.

-Une couche de graviers lavés d'une épaisseur de 5 à 20 mm, complètement enveloppée dans un géotextile mis à contact avec le terrain à drainer. Le remplissage de la tranchée est ensuite complété par une couche de sable, puis par du terrain végétal.

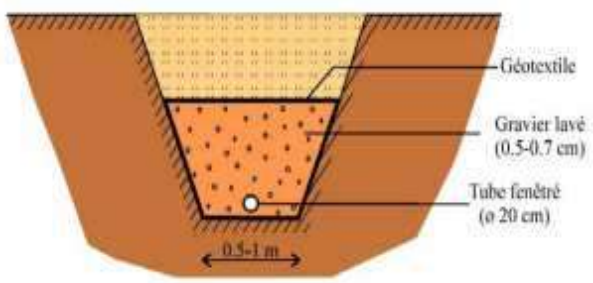


Figure 36. Tranchée drainante

2-2- Domaine d'utilisation:

- ❖ Les drains subhorizontaux sont principalement utilisés:

- Dans les interventions de confortement des glissements rotationnels. Ils sont alors placés à la hauteur des zones d'arrachement.

- Dans tous les cas où l'inclinaison du versant est élevée.

Les drains subhorizontaux sont couramment associés à des puits verticaux de grand diamètre ou à des galeries drainantes. Ils sont alors disposés en éventail sur un ou plusieurs niveaux, ou parallèlement entre eux.

- ❖ Les éperons drainants sont utilisés dans les interventions de confortement des

pentes en mouvement qui nécessitent, à cause de la profondeur du plan de glissement, des caractéristiques lithologiques ou de l'inclinaison du terrain, l'association d'une action résistante par rapport aux poussées des terrains en mouvement à l'action drainante elle-même.

❖ Les galeries drainantes sont couramment associées aux drains subhorizontaux et aux puits. Elles sont utilisées dans les interventions de confortement et déstabilisation des pentes en mouvement, dans le cas de conditions hydrogéologiques particulières (présence de zones de failles ou d'intense fracturation, contact entre le substratum rocheux et les dépôts de couverture, etc.). Afin de garantir la stabilité des ouvrages importants, ces situations requièrent toutes un abaissement du niveau de la nappe.

❖ Les tranchées drainantes sont utilisées pour le drainage des eaux d'infiltration et de la nappe. L'abaissement du niveau piézométrique et la réduction des pressions d'eau dans le terrain permettent d'obtenir une augmentation de la cohésion, améliorant ainsi les conditions de stabilité du versant.

Les tranchées drainantes, de même que les éperons et les parois drainantes sont utilisées dans les interventions de confortement des glissements rotationnels et/ou des glissements peu profonds.

Conclusion partie bibliographique :

Certes la théorie ne peut se défaire de la pratique, elle reste néanmoins indispensable pour avoir une meilleure approche du problème.

L'étude bibliographique nous a permis d'une part d'acquérir des connaissances en ce qui concerne les mouvements de terrain en générale, et les glissements en particulier, d'autre part d'appréhender l'amplitude de ces catastrophes ,qui malheureusement sont très souvent sous-estimée en comparaison avec d'autres phénomènes mis en exergue par la masse média.

Pour aborder l'étude du glissement il existe plusieurs méthodes basées sur différentes hypothèses mais dont le raisonnement est généralement le même.

L'étude bibliographique nous a permis de :

- ✓ Déterminer les types de glissements et leurs causes probables.
- ✓ Exposer les essais de laboratoire et in situ.
- ✓ Déterminer les types de renforcements et les paramètres mécaniques qui conditionnent la stabilité d'un sol.
- ✓ La technique de renforcement par géotextile associée à un parement cellulaire modulable qui permet de raidir les talus des remblais des rampes d'accès aux ouvrages d'art.
- ✓ Déterminer les méthodes de calcul de la stabilité des pentes, qui sont basées essentiellement sur la détermination de coefficient de sécurité FS.

PARTIE II. ANALYSE DU GLISSEMENT

Ce chapitre est réservé à l'étude de la stabilité des talus avant de procéder à son confortement, les zones sujettes à ce glissement sont localisés pour ainsi dire les surfaces de ruptures les plus défavorables.

Le site présente des signes d'instabilité évidents, une campagne de reconnaissance géotechnique sur la RN08 au PK56+500 à Tablat comprenant :

- Huit (08) pénétromètres dynamiques poussés jusqu'au refus.
- Une campagne de sondage carotté composé d'un sondage de 20 m de profondeur.

Suite à l'analyse des résultats de la compagne géotechnique, des essais in situ et des constats visuels des désordres, des solutions de réparations et de confortement sont illustrés à la fin de ce mémoire.

1- Aperçu de géologie régionale :

1-1-Localisation et topographie du glissement

Le glissement objet de ce mémoire est situé sur la route nationale n°8 à Tablat dans le nord de la Wilaya de Médéa. C'est un axe routier important relie le nord au sud Est algérien. Une route bidirectionnelle d'une chaussée en deux voies de 7 mètres largeur avec des accotements de 1.50 de part et d'autre.

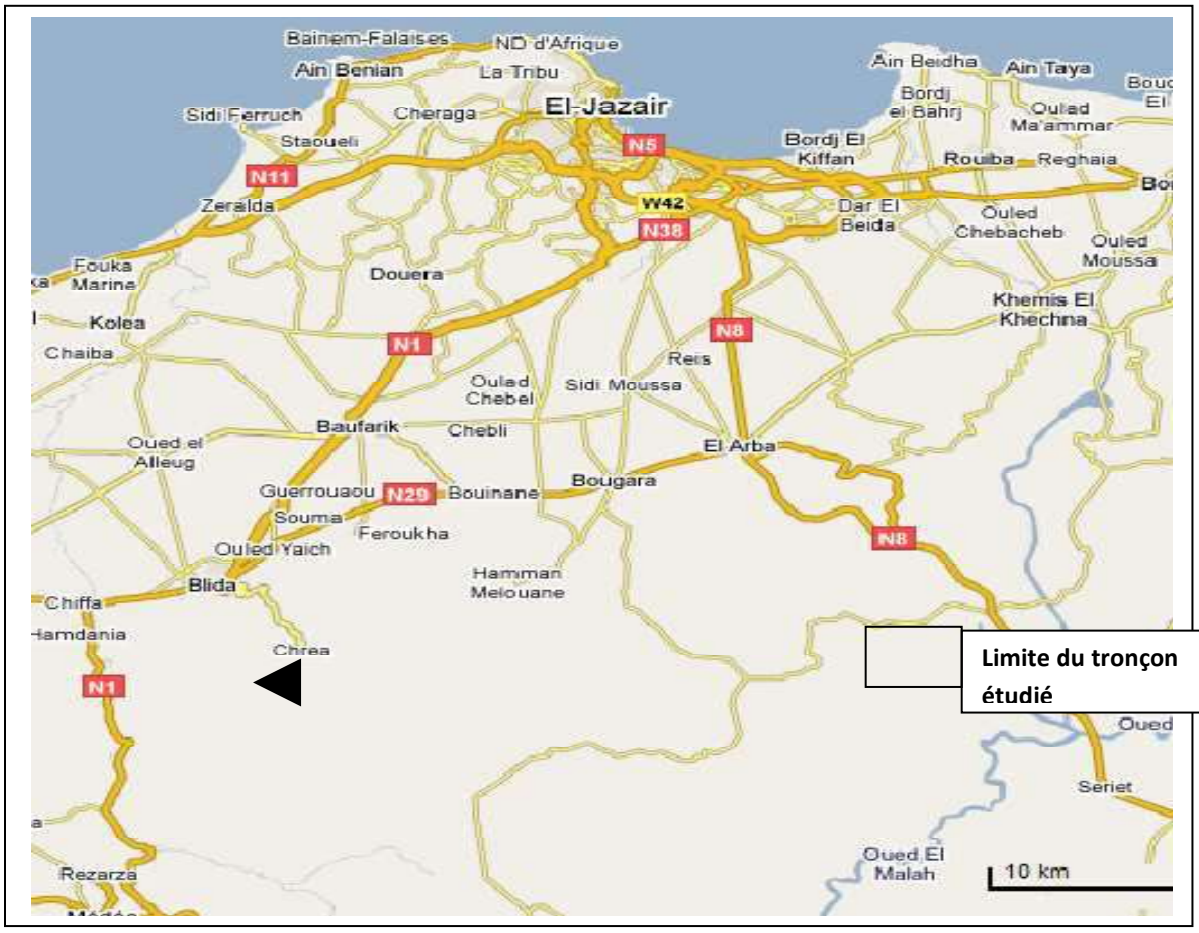


Figure 37. Extrait de la carte topographique montrant le tracé de la RN08

3-2 Géologie et géomorphologie du site :

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

Localement la zone d'étude se situe dans la chaîne de l'Atlas tellien de Tablat, caractérisée 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.

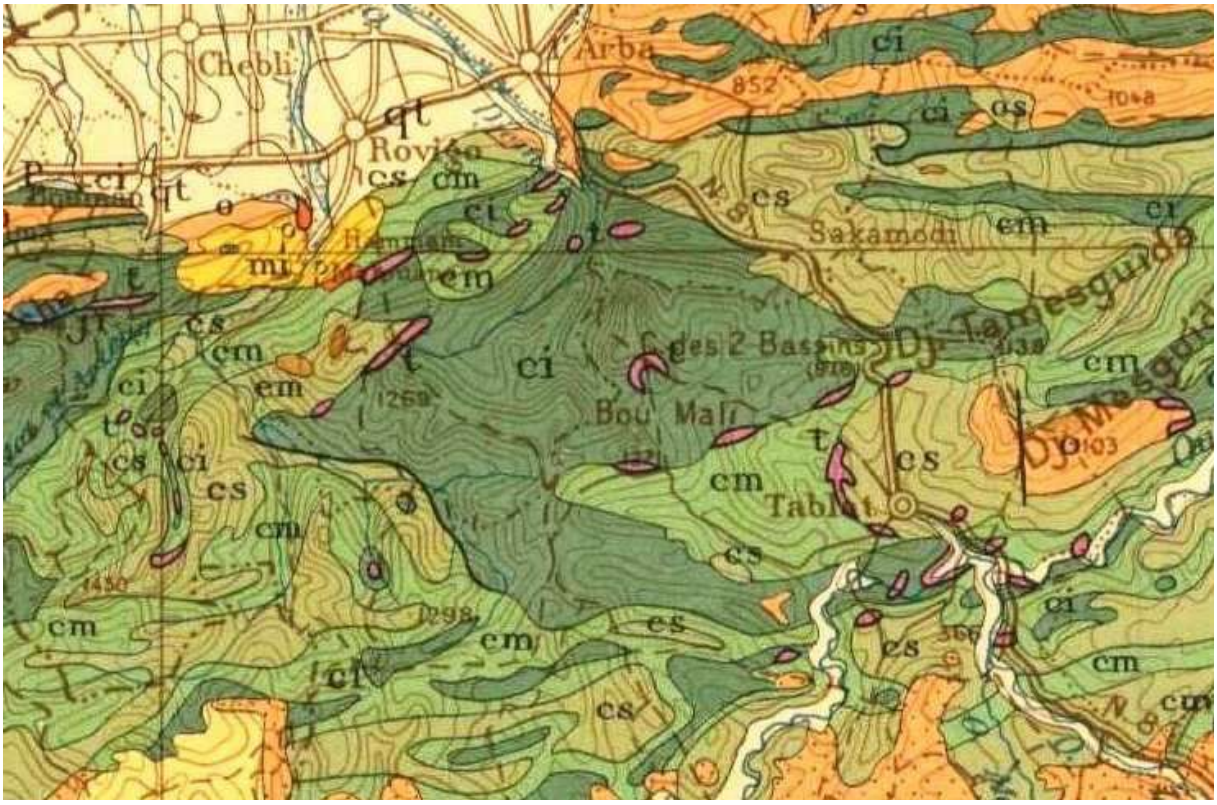


Figure 38. Carte géologique de la région (Extrait de la carte géologique de l'Algérie, 2ème édition)

4- Description des désordres et état des lieux :

Le glissement situé dans une route est en profil mixte (déblai remblai). Les observations de terrain ont mis en évidence les constatations suivantes:

- L'affaissement de la route au droit de la demi chaussée coté droit en allant vers Alger, est due aux propriétés géotechniques des remblais qui sont médiocres et peu compactes et à l'infiltration des eaux météoriques provoquant ainsi une érosion interne.



Figure 39.Affaissement constaté sur site après rechargements successifs

- Les désordres qui affectent une superficie visible de quelques mètres carrées, se traduisent principalement par des fissures transversales (perpendiculaires à l'axe de la chaussée) au milieu de la chaussée et des affaissements affectant une zone localisée proche de l'accotement coté remblai



Figure 40.Fissures transversales et obliques observées sur site

- Il ressort, d'après les informations requises de l'historique du glissement qu'après des années d'exploitation, il à été constaté des dégradations persistantes au niveau de la route, malgré les multiples travaux de réparation et de rechargements.
- L'examen de la morphologie du terrain montre que les désordres sont dus à des pressions dues aux écoulements des eaux sous le corps de la chaussée et traversant les schistes altérés. L'érosion intense observée en tête du talus aval est due à la géomorphologie très défavorable du versant sur lequel repose la route.

Notons aussi que le talus situé en amont et aval de la route, ne présente pas de signes d'instabilités évidentes.

Le glissement se trouve dans un site vallonné, dont le régime hydraulique, la forte pluviométrie et les mauvaises conditions de drainage des eaux de ruissellement et des eaux souterraines se dirigeant vers l'aval, favorisent les mouvements des sols supportant le remblai. Les dégradations sont observées côté remblai.



Figure 41. Morphologie du site en amont du glissement accidenté

- Affaissement centimétrique principale au cœur de la chaussée.
- Talus amont et aval du carrefour, ne présentant pas de signes d'instabilité évidents.
- Absence de caniveau de part et d'autre de la route.

L'examen préliminaire du site nous a permis de constater ce qui suit :

- Talus de déblai rocheux en état d'équilibre stable**.**
- Des fissures et des affaissements dans le corps de la chaussée.
- Erosion intense de la crête du remblai aval.
- Absence d'un système d'évacuation des eaux pluviales (Absence de caniveaux de part et d'autre de la route.).
- Absence d'un système de drainage permettant d'évacuer les eaux souterraines.

Outre les désordres et les fissures observées dans des zones localisées sur la chaussée aucun signe d'instabilité relatif au glissement des terrains n'a été observé. Le versant amont est visiblement stable dont la végétation et les arbres qui y poussent sont droits indiquant l'absence du mouvement.

5- Programme d'intervention et de synthèse de résultats :

- **Sondages carottés :** d'une profondeur de 20 m, permettre la connaissance de la lithologie du terrain et le prélèvement d'échantillons intacts de carottes pour les essais de laboratoire.
- **Essais de pénétration dynamique :** poussés jusqu'au refus, permettent de connaître les épaisseurs et les résistances des couches traversées.
- **Levé topographique:** permettra de relever toutes les signes d'instabilité et d'établir des profils et plan des solutions de réparation.
- **Compagne d'essai au laboratoire.**
- P**iézométries.**

6- Reconnaissance in-situ

6.a-Sondages carottés

Les sondages carottés ont été réalisés jusqu'à 20 m de profondeur. Ils ont révélé la lithologie suivante :

Tableau 2 : Les résultats d'essais de sondage 01

SC N0	Profondeur(m)	Lithologie
1	00.00-01.50	TVO composer le corps de chausse
	1.50-8.00	marne alterré
	8.00-20.00	marne seine



Figure42. exemple d'une caisse d'un sondage carotté SC n°01

6.b-Résultats des essais pénétrométriques

Les courbes obtenues des essais du pénétromètre dynamique réalisés sur site montrent une variation de la résistance du sol, traduites par des pénétrogrammes en dents de scie d'une profondeur allant de 6 à 12m.

Les valeurs enregistrées montrent deux niveaux de résistance pour tous les pénétromètres réalisés avec des refus enregistrés de 6 à 12.2m de profondeur. Des chutes de résistance située entre 0 et 6m de profondeur avec une valeur moyenne de 20 bars.

Excepté pour les pénétromètres n°1, 5, 6 et 8 ou on l'on constate une résistance élevée avec un refus de faible profondeur où la résistance de l'ordre de 100 bars.

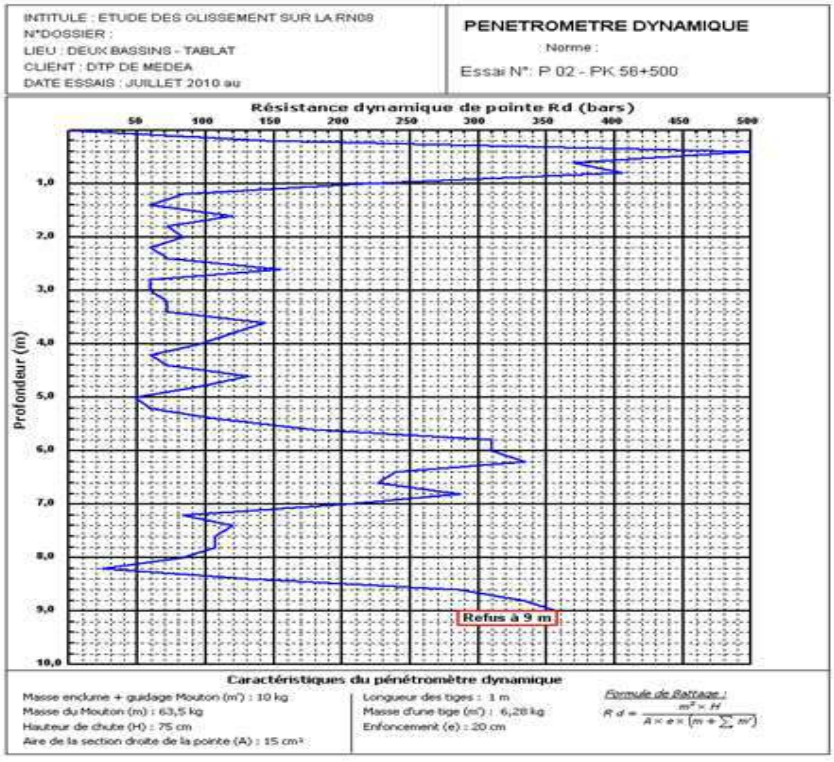


Figure 43 . Exemple d'une fiche Pénétrogrammes dynamique P.D.L

* Pathologie et causes du glissement:

Les causes probables pouvant induire les désordres observés, sont comme suit :

- Poinçonnement du sol support du ramblai.
- Qualité des matériaux de remblai et de leur mise en œuvre.

a. Poinçonnement du sol support du remblai

La contrainte admissible est calculée à partir des résultats obtenus par les essais au pénétromètre dynamique en appliquant la formule suivante :

$$Q\ adm = \frac{Rp}{25}$$

Qadm : contrainte admissible
Rp : résistance de pointe minimale (bars)
$\alpha = 25$: Cœfficient de sécurité

b. Qualité des matériaux des remblais et sol support

Les essais pénétrométriques les plus défavorables ont mis en évidence entre 0 et 3m de profondeur, l'existence d'un sol présentant une résistance mécanique faible de 20 bars avec des creux des diagrammes témoins d'une érosion interne provoquée par les eaux météoriques. Le soutirage des fines induit une disparition progressive du sol d'assise du corps de chaussée donc un affaissement (non un tassement). Ce phénomène est généralement accentué quand le remblai est mal compacté.

Cette cause fondamentale s'est aggravée, par le fait que les eaux météoriques saisonnières ne peuvent s'évacuer vers un exutoire, d'où l'explication du phénomène dont les manifestations sont aujourd'hui nettement visibles.

RESULTATS DES ESSAIS PENETROMETRIQUE

Tableau 3 .résultat d'essai pénétrométrique

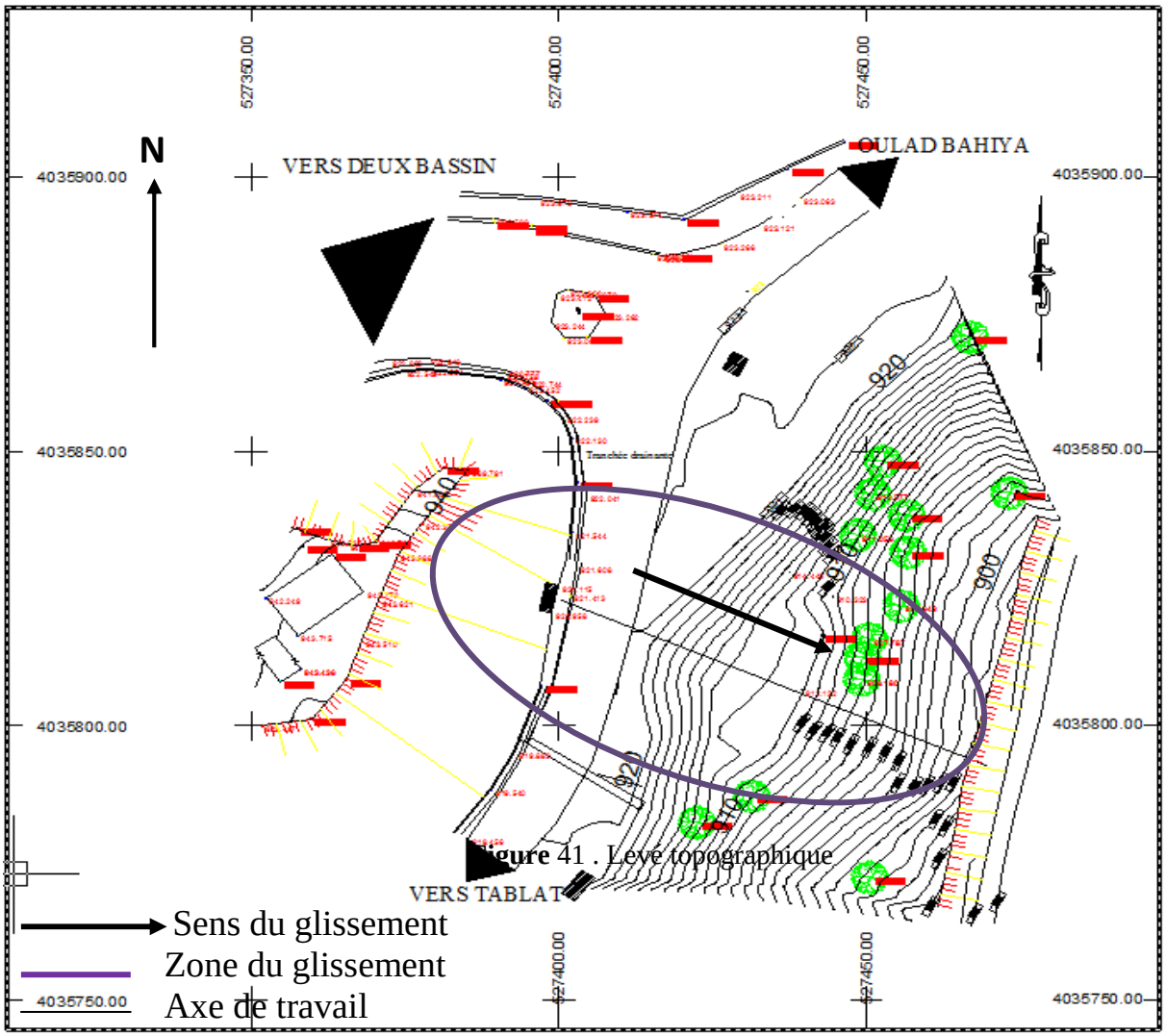
N° pénétromètre	Nature	**Variation R_p moy (bars)**	**Profondeur (m)**	**Refus (m)**
1	Remblai compact	300	0 – 0.6	0.6
2	Remblai moyen	50	0 - 5	9.0
	Schiste compact	100	5.0 – 9.0	
3	Schiste moyen	48	0 – 6.8	9.0
	Schiste moyen	60	6.8 – 9.0	
4	Remblai lâche	20	0 – 2.8	6.2
	Schiste altéré	40	2.8 – 6.2	
5	Remblai compact	120	0 – 1.0	1.0
6	Remblai compact	60	0 – 1.2	1.2
7	Schiste compact	70	0 – 4.0	6.4
	Schiste très compact	200	4.0 – 6.4	
8	Remblai compact	200	0 – 0.6	0.6

A partir de l'allure des pénétromètres dynamiques (voir annexes), nous pouvons tirer les observations suivantes :

- Une décroissance linéaire des résistances de pointe entre 0 et 6m de profondeur, ce qui démontre l'état lâche des sols.
- Des chutes de résistances marquées par des creux des diagrammes des pénétromètres des sols impliquant une érosion interne des sols dus à l'infiltration des eaux météoriques.

Ces érosions internes induisent à long terme des déplacements du sol d'assise de la chaussée.

6.c-Levé topographique:



igure 41 . Levé topographique

Figure 44 Levé topographique de la zone de glissement

6.D-Essais de laboratoire

Les échantillons intacts récupérés des sondages carottés ont été soumis aux essais suivants:

1-Essais d'identification

- Mesure de teneurs en eau et degré de saturation :

Tableau 4 : résultat d'essai teneur en eau degré de saturation

Echantillon	Ech01	Ech02	Ech03	Ech04
Sc N°	01	01	01	01
Profondeur	3 –3.5	5.8 –6.4	9–9.5	14.5–15
W (%)	15.9	14.27	13.68	13.28
Sr (%)	79.09	77.48	92.63	93.48

- Mesure de densités

Tableau 5 : la densité sèche et humide

Echantillon	Ech01	Ech02	Ech03	Ech04
Sc N°	01	01	01	01
profondeur	3 –3.5	5.8 –6.4	9–9.5	14.5–15
γ_d	1.75	1.8	1 .93	1.95
γ_h	2.03	2.06	2.19	2.21

- Analyses granulométriques

Tableau 6:résultats d'analyse granulométrique

Ech N°	Sc N°	profondeur	Pourcentage des passants inferieurs à 5 mm	Pourcentage des passants inferieurs à 2mm	Pourcentage des passants inferieurs à 0.08 mm
01	01	3 –3.5	98	95	58
02	01	5.8 –6.4	99	98	68
03	01	9–9.5	96	92	42
04	01	14.5–15	-	-	93

- Limites d'Atterberg

Tableau 7: les limites d'atterbeg

Echantillon	Ech01	Ech02	Ech03	Ech04
Sc N°	01	01	01	01
profondeur	3 –3.5	5.8 –6.4	9–9.5	14.5–15
W_l	39.94	23.57	31.97	30.9
I_p	19.09	14.9	15.6	12.2

2-Essais mécaniques

- Essais de cisaillement

Tableau 8 : résultat d'essai de cisaillement

Echantillon	Ech01	Ech02
Sc N°	01	01
profondeur	9–9.5	14.5–15
C_{cu} (Bars)	0.05	2
Φ'_{cu} (°)	13	22

Interprétation des résultats

Les analyses granulométriques réalisées sur ces matériaux présentent des passants à 80 µm compris entre 24 et 77%.

Les limites d'Atterberg se traduisent par des teneurs en eau de limite de liquidité allant de 31 à 51% et des indices de plasticité allant de 11 et 27%.

Selon la classification géotechnique USCS, ces matériaux appartiennent à la famille des marnes altérées peu plastique à très plastique.

La densité sèche est de 1.87t/m^3 et la teneur en eau naturelle est de 17%. Ces matériaux sont mouillés à saturés (Sr de 91%) avec une compacité élevées.

Les essais de cisaillement (saturés) rapides réalisés à la boite de Casagrande ont donné les paramètres de résistance suivants:

Tableau 9 : les paramètres de résistance

Sondage	Nature	Cohésion C (bar)	Angle de frottement Φ (°)
SC-1 (5.0-5.4)	Marne altérée	0.05	18
SC-1 (9.5-10.0)	Marne	2	13

6.E-Niveau piézomètre :

Le niveau d'eau dans le sol est à partir de 2 m.

8-Données géotechniques du talus :

Le talus étudié est composé d'un sol de surface considéré comme étant de la marne altérée.

- -Ce sol possède une épaisseur qui varie de 7.5 à 8m.
- -On note la présence d'une nappe phréatique à environ 2m de profondeur.
- -Une surcharge estimée à 10KN/m2 a été prise en considération dans la Les paramètres géotechniques pour la modélisation du talus sont :

Marne altérée

$$C= 5\ KN\ /m2\ ,\quad \varphi\ °=13°\ ,\quad \gamma=18\ KN\ /m^3$$

- Le deuxième sol est beaucoup plus consolidé que le premier.
- c'est de la marne seine.
- il possède les caractéristiques géotechniques suivantes :

Marne saine

$$C= 200\ KN/m2\quad \varphi\ °=22°\quad \gamma=20\ KN/m^3$$

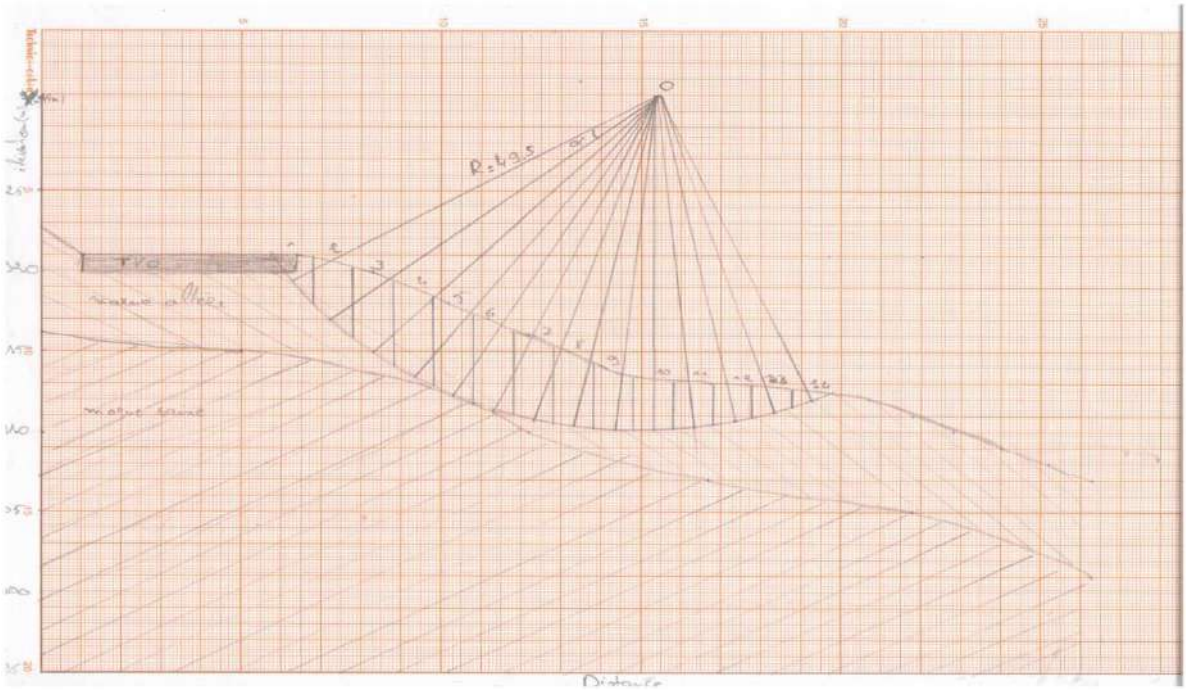


Figure 45. Model de calcul effectué manuellement Cercle de glissement

9- Méthodologie de travail

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

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

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

9-a- Calcul manuel du coefficient de sécurité selon la méthode de Fellinius :

Tableau 10 : Calcul manuel du coefficient de sécurité selon la méthode de Fellinius

Tranche	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
α	58	50	40	34	28	22	16	11	5	0	-17	-13	-19	-25	
b	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	
z	1,6	3,6	5	5,4	5,6	5,4	5	4,2	3,6	3,2	3	2,4	1,8	0,8	
γ	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	
c	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	
φ	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	
W = γ. z	28,8	64,8	90	97,2	100,8	97,2	90	75,6	64,8	57,6	54	43,2	32,4	14,4	
u	0	16	30	34	36	34	30	22	16	12	10	4	0	0	
c. b/ cosα	18,855	15,549	13,050	12,059	11,324	10,784	10,402	10,186	10,038	10	10,456	10,262	10,575	11,032	
W.cosα	15,274	41,674	68,964	80,598	89,012	90,129	86,517	74,212	64,553	57,6	51,642	42,093	30,636	13,052	
(W.cosα) – (u. b/cosα).tgα	3,524	-1,864	-2,154	-0,324	1,725	3,875	5,561	6,781	7,483	7,753	7,090	7,818	7,069	3,011	
(c. b/ cosα)+ [(W.cosα) – (u.b/cosα).tg α]	22,379	13,684	10,895	11,734	13,049	14,659	15,963	16,968	17,521	17,753	17,547	18,081	17,644	14,044	Σ = 221,929
W.sinα	24,415	49,621	57,826	54,329	47,300	36,394	24,795	14,417	5,6448	0	-15,780	-9,7130	-10,543	-6,0828	Σ = 272,626

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=14}[c'_i \frac{b_i}{cos\alpha_i} + \left(W_i\, cos\alpha_i - \frac{u.b}{cos\alpha_i}\right) tan\varphi_i]}{\sum_{n=1}^{n=14} W_i sin\alpha_i} \qquad [2]$$

$$F_s = \frac{221,929}{272,626} = 0,814$$

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

Tableau 11. Calcul manuel du coefficient de sécurité selon la méthode de Bishop

Tranche		01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12	13	14	
(W- u. b).tg φ		6,645	7,568	6,922	6,737	6,645	6,737	6,922	7,291	7,568	7,753	7,845	8,122	7,476	3,322	
c. b		10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	
[(W- u. b).tg φ]+ [c.b]		16,64	17,56	16,92	16,73	16,64	16,73	16,92	17,29	17,56	17,75	17,84	18,12	17,47	13,32	
Cosα + (sinα.tgφ/Fs)	Fs =0,8	0,774	0,863	0,951	0,990	1,018	1,035	1,040	1,036	1,021	1	0,872	0,909	0,851	0,784	
	Fs= 0,96	0,734	0,827	0,920	0,963	0,995	1,017	1,027	1,027	1,017	1	0,886	0,920	0,867	0,804	
	Fs =0,94	0,738	0,831	0,923	0,966	0,998	1,019	1,028	1,028	1,017	1	0,884	0,919	0,865	0,802	
([(W- u. b).tgφ]+ [c. b])/ (Cosα + (sinα.tg φ/Fs))	Fs= 0,8	21,48	20,33	17,78	16,89	16,34	16,16	16,25	16,68	17,20	17,75	20,46	19,92	20,51	16,98	Σ = 254,79
	Fs= 0,96	22,67	21,23	18,37	17,37	16,71	16,45	16,46	16,82	17,27	17,75	20,13	19,69	20,14	16,55	Σ = 257,68
	Fs =0,94	22,540765 4	21,138809 2	18,314417	17,319529 2	16,674629	16,422997 5	16,446618 1	16,813085 1	17,264944 7	17,753100 5	20,173093 4	19,715217 1	20,187524 1	16,597264 9	Σ = 257,36
W.sinα		24,41	49,62	57,82	54,32	47,30	36,39	24,79	14,41	5,644	0	- 15,78	- 9,713	- 10,54	- 6,082	Σ = 272,62

$$F_s = \frac{1}{\sum_{i=1}^{i=14} w_i sin\alpha_i} . \sum_{i=1}^{i=14} \frac{[W_i - u_i . b_i] \tan \varphi'_i + c'_i . b_i}{\cos \alpha_i + sin\alpha_i . \frac{tan\varphi'_i}{F_s}} . \quad [3]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} F_{s1} = \frac{254,793}{272,626} = 0,93 \\ F_{s2} = \frac{257,687}{272,626} = 0,94 \\ F_{s3} = \frac{257,361}{272,626} = 0,94 \end{array} \right\} \quad \boxed{\mathbf{Fs}_{\mathbf{Bishop}} = \mathbf{0,94}}$$

Le calcul donne des coefficients de sécurité minimal inférieur à **1** donc le talus est instable.

*Interprétation des résultats de la reconnaissance

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

- Le talus de remblai a été déstabilisé suite aux infiltrations des eaux de ruissellement à travers les argiles altérées. Ces eaux ont provoqué la saturation du pied du versant, provoquant un mouvement de celui-ci sur une profondeur moyenne.
- Les différentes simulations ont abouti à des coefficients de sécurité F :
    - de 1.0, sans prise en compte de la pression interstitielle ; et Fu de 0.94 en considérant la pression interstitielle et ceci sans aucune mesure de confortement.

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

- D'instable : Fu ou F < 1
- Stable : F ou Fu > 1

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

10- Modélisation de la stabilité du glissement par logiciels :

Actuellement, ils existent plusieurs logiciels utilisés pour les calculs des glissements, mais chaque logiciel à ses propres algorithmes : méthodes de résolutions et paramètre de modélisation. Le calcul de traitement de stabilité du glissement est effectué dans le présent mémoire avec le logiciel Talren 4.

10-a-calcul de stabilité :

Le programme TALREN version 4 dont le calcul est basé sur la méthode des tranches. Ce programme consiste à tester plusieurs surfaces de ruptures probables des glissements observés correspondant à des coefficients de sécurité minimums ($F_s \leq 1$).

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

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

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

- **Modélisation du talus sans confortement :**

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

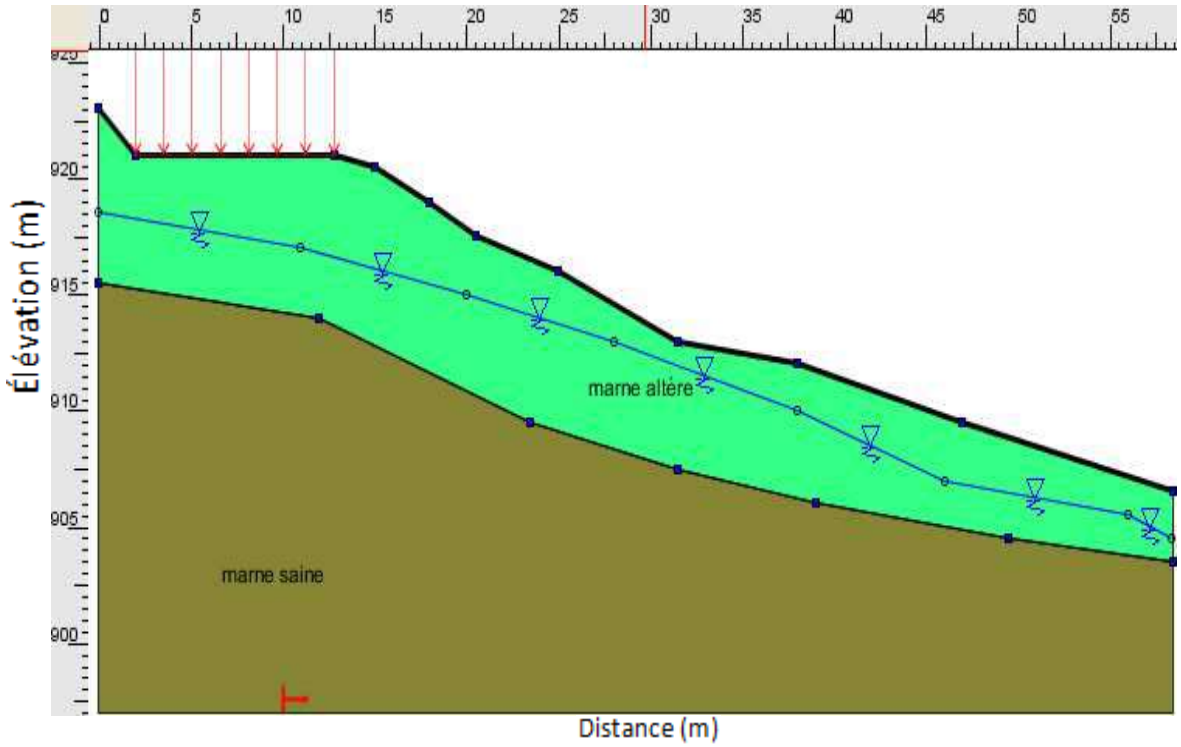


Figure 46 . Talus modélisé avec prise en compte de la nappe et des surcharges d'exploitation

Les surcharges d'exploitations sur la route est égale à 10 kPa

- **Localisation des surfaces de rupture potentielle**

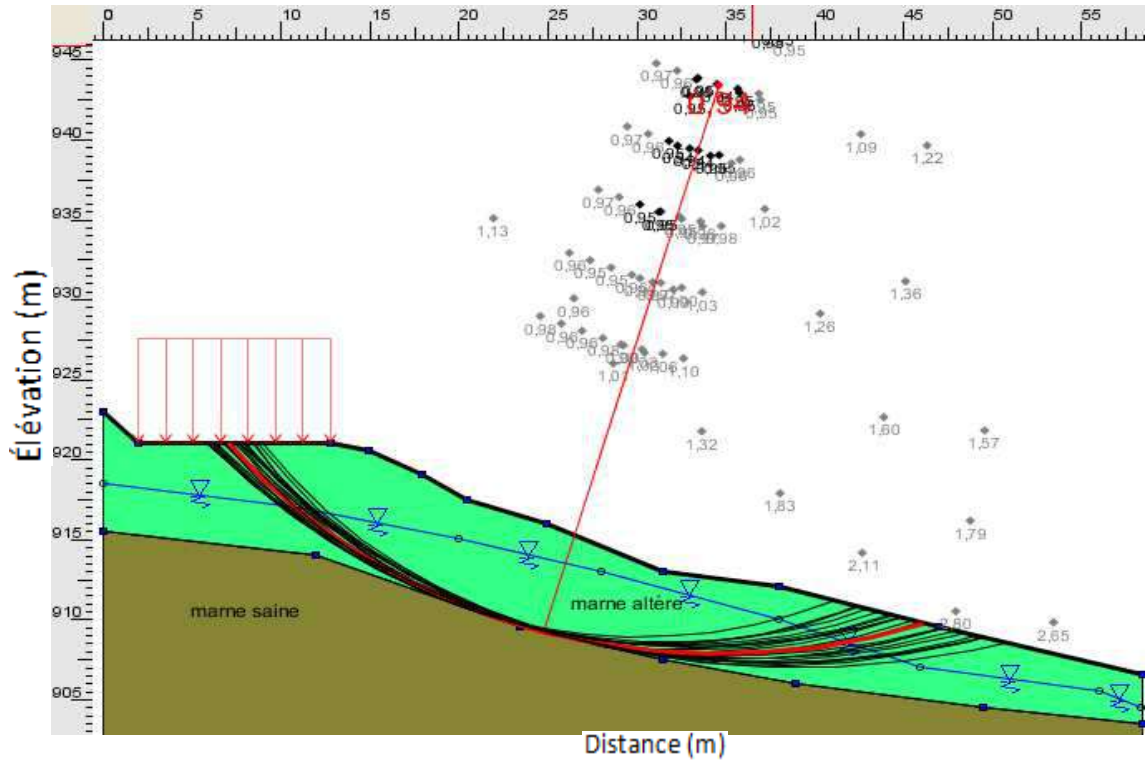


Figure 47 .les cercles de rupture

10-b- Les résultats obtenus :

Le logiciel Talren 4 est basé sur la méthode des tranches et donne les valeurs minimales de coefficient de sécurité, pour chaque méthode :

Tableau 12 : Calcul des coefficients de sécurité selon différentes méthodes Fellenius et Bishop

Méthode	***Coefficient de sécurité minimal*** $Fs._{min}$	**Coordonnés du cercle correspondant**		
		X(m)	Y(m)	R
Fellenius	0.814	46.62	957.38	53.56
Bishop	0.94	46.62	957.38	53.56

Conclusions :

La présente conclusion retrace les principaux phénomènes décelés et rappelle les dispositifs recommandés à cet effet.

Le type de mouvement observé sur la RN8 PK56+500, est un glissement rotationnel en tête du talus (affaissement).

Les principales causes sont:

- Nature des remblais mis en place surtout à l'arase supérieure sont médiocre.
- Résistances de pointe faibles enregistrées sur les pénétromètres dynamiques sur la partie supérieure des remblais sur environs 1.5m de hauteur avec une résistance de pointe de 20bars.
- Affaissement des couches constituant le corps de chaussée dû à la résistance faible du sol support.
- Absence d'un système de drainage (caniveau et descente d'eau).

Des moyens importants sont nécessaires pour d'une part atténuer ce phénomène d'instabilité, et d'autre part prévenir l'aggravation de ce mouvement de terrain.

Le choix de la solution de confortement s'appuie sur des impératifs technico économiques.

PARTIE III. ETUDE DE CONFORTEMENT

Tenant compte des résultats du chapitre précédent, nous proposons dans ce qui suit différentes méthodes de confortement, bien sûr en prenant en compte l'aspect du glissement ,et en écartant les méthodes de confortement appropriées au glissement profond et semi-profond.

La solution choisie consiste à une stabilisation par remblai renforcé par géotextiles. Nous retiendrons ensuite l'ouvrage le mieux adapté comme soutènement.

1-ETUDE DU CONFORTEMENT AVEC LE LOGICIEL TALREN 4

1.1. Talus avec tranchée drainante

En premier lieu nous avons opté pour tranchée drainante.

L'objectif est de limiter les infiltrations dans le massif. Les eaux peuvent provenir des zones de sources ou ce sont des eaux de ruissellement. En effet, les eaux de surface ont tendance à s'infiltrer dans les fissures, à stagner dans les zones de faible pente et aggravent ainsi une instabilité amorcée.

Etude du confortement du site étudié:

D'après les analyses effectuées et les résultats obtenus dans le chapitre précèdent, on a constaté que les infiltrations des eaux et les surcharges routières sont à l'origine de l'instabilité du tronçon mettant donc le site dans un état critique avec un coefficient de sécurité de 0.94 déjà subie une rupture du gabion.

Afin de bien choisir la méthode de confortement convenable d'une part avec les caractéristiques géométriques et mécaniques du terrain, et avec le coût économique vis-à-vis de l'importance du tronçon d'autre part, on a prés en considération le système de drainage et la forte pente du talus.

Après une comparaison avec d'autres méthodes de confortement il apparaît que la stabilisation du talus peut être assurée par une combinaison de deux dispositifs de confortement:

Chargement du pied de talus par un organe renforcé par géotextile;

Et en outre par un système de drainage.

– Le système de drainage:

Un système de drainage doit être effectué dans la partie amont du tronçon utilisant l'un des dispositifs cités précédemment comme par exemple les galeries drainantes, les éperons drainants ou les tranchées drainantes.

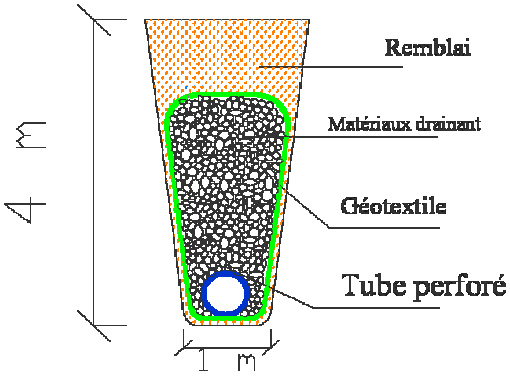


Figure 48 .Tranchée drainante

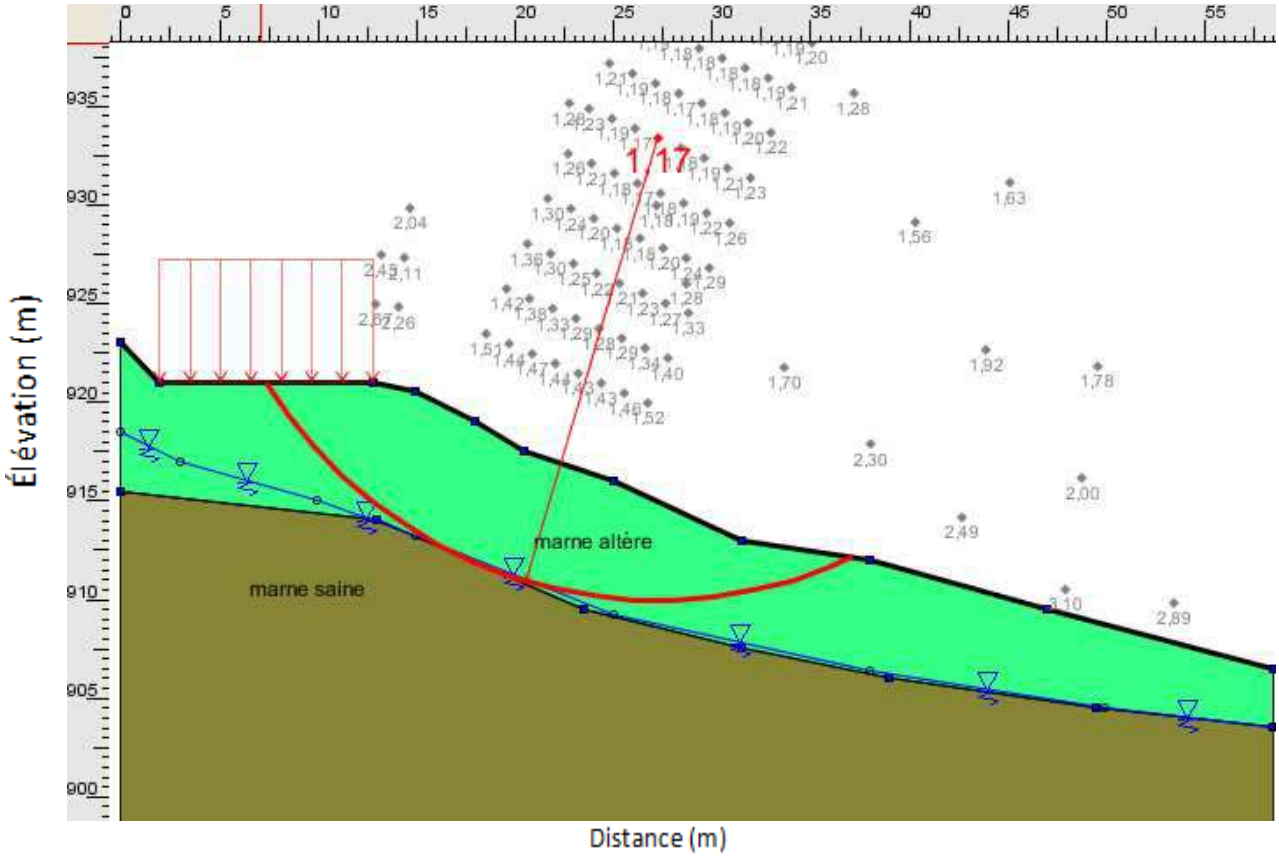


Figure 49 . Talus modélisé après rabattement de la nappe

Les tranchées drainantes sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe phréatique. Elles sont implantées sur les accotements de façon à venir recouper les filets d'eau (lignes de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles, etc.). Ces tranchées peuvent être réalisées de plusieurs façons : à la pelle mécanique, à la trancheuse et à la haveuse de paroi.

1-2- Analyse des résultats:

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

1.2. Talus renforcé par mur en géotextile

Pour un espacement vertical de 0.8m entre nappes et une résistance à la traction de 150kn/ml :

*Résultats du confortement avec géotextile :

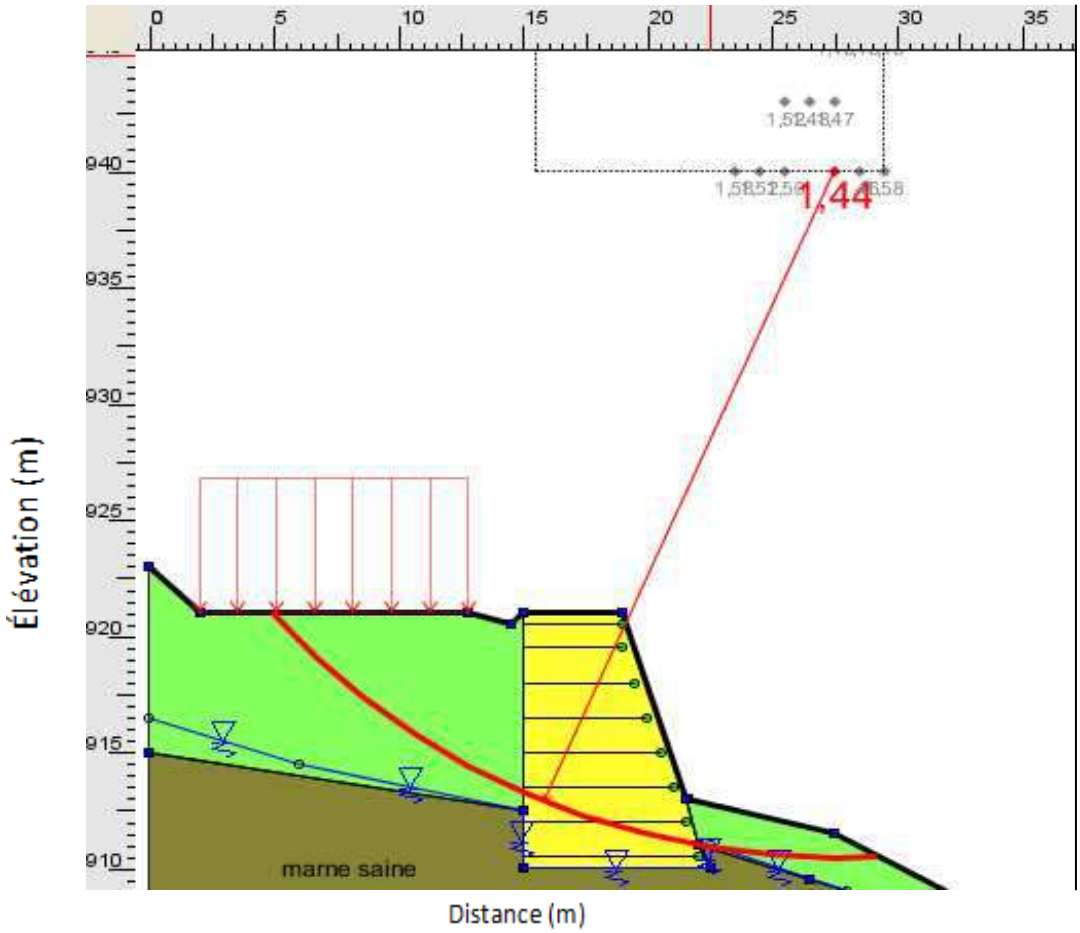


Figure 50. Modélisation du talus avec géotextile

Caractéristiques du système de renforcement :

- Géotextile de renforcement dont la résistance à la traction minimale est de 150Kn/m.
- Espacement vertical entre deux nappes est de 0.8m.
- Densité du remblai du mur renforcé est de 20 KN / m3.
- Hauteur de 8m, base 7m.

1.3 .Talus renforcé par mur de soutènement en béton armé

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

Il convient de mettre en place un dispositif de drainage efficace. En effet, l'évacuation des eaux se rassemblant à l'arrière du voile devra être assurée par :

- un réseau de barbacanes suffisamment dense et situé le plus près possible de la base du mur

- un drain collecteur longitudinal en pied de remblai.

*** Résultats du confortement avec Mur de soutènement :**

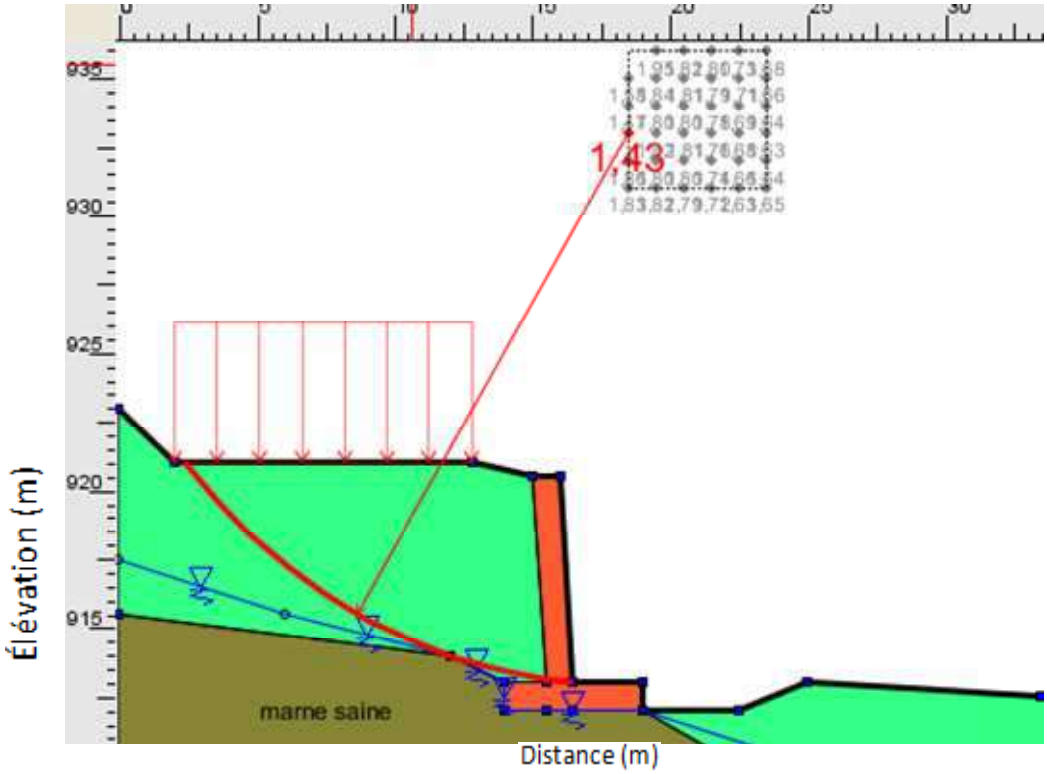


Figure 51.Modélisation du talus renforcé par la méthode Ordinaire. « Différents cercles de glissement »

2-Calcul de la stabilité externe du mur en béton armé:

Le dimensionnement externe d'un mur en terre repose sur les mêmes principes que le dimensionnement des murs poids en maçonnerie ou en béton.

- La largeur de la base de mur est prise égale à: B = 0. 3H, d'où H = 8m .

Où H est la hauteur total du mur.

La stabilité du mur est vérifiée si les trois critères suivant sont vérifiés:

- non glissement du mur,
- non renversement du mur,
- non poinçonnement du sol sous la base du mur.

2-1- Données géométriques:

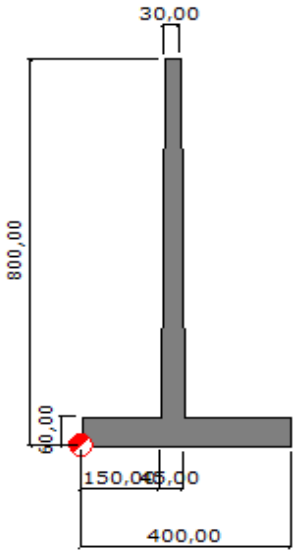


Figure 52. Schéma de calcul mur en béton armé

2-2- Caractéristiques du sol :

Les caractéristiques de terrain naturel : σ_s = 2.5 bar, γh 20kN/m^3, φ = 30,
C = 0 bar, β = 0, λ = 0.
*Surcharge :
q =10 KN/m^2

3. Calcul des forces de poussées:

Les caractéristiques de terrain naturel : σ_s = 2.5 bar, γh = 20 kN/m^3, φ = 30°,
C = 0 bar, β = 0, λ = 0.

A. Poussée de terre :

$P_a = \frac{1}{2} . K_a . \gamma_h . H^2$

Avec : $k_a = tg^2 (\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$ (Formule simplifiée de Rankine)

$k_a = tg^2 (\frac{\pi}{4} - \frac{5}{2}) = 0,33$

$P_a = \frac{1}{2} . 0,33 . 20 . 8^2 = 211.2$ kN

$\delta = 2/3.\varphi = 20^0$

$P_{a\,x} = P_a \cdot \cos\delta = 198.46$ kN
$P_{a\,y} = P_a \cdot \sin\delta = 72.23$ Kn

B. Poussée de surcharge:

$K_q = \frac{Ka}{\cos(\lambda-\beta)}$ avec $\beta = \lambda = 0 \rightarrow K_q = K_a = 0{,}33$.
$P_q = K_q . q . H = 26.4$ kN

$P_{q\,x} = P_q \cdot \cos\delta = 24.80$ kN
$P_{q\,y} = P_q \cdot \sin\delta = 9.03$ kN

C. Poids du voile :
$P_v = 8 . 0{,}3 . 25 = 60$ kN

D. Poids des terres sur semelle :
Gt= 3 .2,7. 20 = 162 kN

E. Poids propre de la semelle :
Ps = 4 . 0,4 . 25 = 40 KN

Désignation		Act. verticale (KN)	Act.horizontale KN	dist. % A (m)	Mom. De Renversement (KN. m)	Mom. Stabilisant (KN. m)
Poussée des terres:	$P_{a\,x}$		198.46	1,13	224.26	
	$P_{a\,y}$	72.23		2		144.46
Poussée dûe au surcharge	$P_{q\,x}$		24.80	1,7	42.16	
	$P_{q\,y}$	9.03	-	2		18.06
Poids voile	P_v	60	-	1.85		111
Poids semelle	Ps	40	-	2,35		94
Poids remblais	Gt	162	-	3,35		542.7
Total		343.26	223.26		266.42	910.22

Tableau 13. Valeurs des forces stabilisatrices du mur de soutènement

4. Calcul statique :

- Stabilité vis-à- vis du renversement:

Coefficient de sécurité:

Mst / Mrenv = 3.416 >1,5 => o.k ! la condition de non renversement est vérifiée.

- Stabilité vis-à-vis du glissement:

Coefficient de sécurité:

$\frac{N}{T}.tg\delta = 3{,}09$ > 1,5 => o.k ! la condition de non glissement est vérifiée.

- Stabilité vis-à-vis du non poinçonnement:

Excentricité % A:

e_A = (Mrenv - Mst) / N = 2,59 m

e_G = 0,24 m < B/6 = 0,78 m → σ_{max} = 69,04 KN/m^2

σ_{max} = 0,69 bars < σ_{Sol} =2.5 bars o.k ! la condition de non poinçonnement est vérifiée

5 .Calcul de la stabilité sismique :

La vérification de la stabilité est effectuée par application de deux coefficients sismiques k_h = A (%g) et k_v = ± 0,3 k_h au mur et au remblai retenu ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le remblai selon les combinaisons (k_h, k_v) et (k_h, - k_v).

Coefficient d'accélération A :

Zone	groupe 1A	groupe 1B	groupe 2	groupe 3
IIa	0.25	0.20	0.15	0.10

(RPA99 V2003)

k_h = A (%g)=0.15 et k_v = ± 0,3 k_h=0.045.

La poussée active dynamique globale qui s'exerce à l'arrière du mur est égale à :

- P_{ad} = 1/2 K_{ad} (1 ± k_v) γ H^2, appliquée horizontalement à H/2 au dessus de la base de la semelle du mur.
- K_{ad} = coefficient de poussée dynamique donné par :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\phi-\theta)}{\cos^2\theta}\left[1+\sqrt{\frac{\sin\phi\sin(\phi-\beta-\theta)}{\cos\theta\cos\beta}}\right]^{-2}$$

- γ : poids volumique du sol de remblai
- ϕ : angle de frottement interne du remblai sans cohésion
- H : hauteur de la paroi verticale à l'arrière du mur sur laquelle s'exerce P_{ad}
- β : angle de la surface du remblai sur l'horizontale
- θ = arctg (k_h / (1 ± k_v)).

A.N:

$\theta^{(+)}$=8.16°, $\theta^{(-)}$=8.92°

Donc : $K_{ad}(\theta^{+})$ =0,427 , $K_{ad}(\theta^{-})$ = 0,438

P_{ad}^{+} = 52,91kN.

P_{ad}^{-} = 48,35 kN.

Lorsque le remblai supporte une surcharge verticale uniforme q, la poussée dynamique est égale à : $P_{pd}(q) = K_{ad}(1 \pm k_v)\, qH / \cos\beta$, appliquée horizontalement à H/2 au dessus de la base de la semelle du mur.

$P_{pd}(q)$ = 15,56 kN.

Soit le moment de renversement dynamique :

$M_r^{+} = P_{ad}^{+}.\, H/2 + P_{pd}.\, H/2$= 116,4 kN.m

- Stabilité vis-à- vis du renversement:

La stabilité au renversement du mur autour de l'arête aval de la semelle sera vérifiée en tenant compte d'un coefficient de sécurité de 1,3.

Coefficient de sécurité:

Mst / Mrenv = 6,25 >1,3 =>o.k ! la condition de non renversement est vérifiée.

- Stabilité vis-à-vis du glissement:

$T = P_{ad}^{+} + P_{pd}$ =68,47 kN.

Coefficient de sécurité:

$\frac{N}{T}.tg\delta = 2{,}094$ > 1,2 => o.k ! la condition de non glissement est vérifiée.

- Stabilité vis-à-vis du non poinçonnement:

excentricité % A:

e_A = (Mrenv - Mst) / N = 2,46 m

excentricité % G:

e_G = 0,11 m < B/6 = 0,78 m $\rightarrow \sigma_{max}$ = 60,27 KN/m^2

σ_{max} = 0,603 bars < σ_{Sol} =2.5 bars . o.k ! la condition de non poinçonnement est vérifiée.

7. Ferraillage :

- Béton: fc28 = 25,00 MPa ; Densité: 25 KN/m3
- Acier: fe = 400 MPa ; enrobage: 3,00 cm

fissuration: préjudiciable

➢ Rideau :

- Ferraillage à ELU:

$M_U = 1{,}35\frac{1}{3}.\ P_a.\ H + 1.5\ P_q.\ H/2 = 102{,}112$ kN.m

Pour b =100 cm, h= 30 cm , c1= c2=3 cm ,on obtient Au= 17,98 cm^2

- Ferraillage sous action dynamique (accidentelle) :

$M_{acc} = P_{ad}^{+}.H/2 + P_{pd.}\ H/2 = 216{,}4$ kN.m

Pour b =100 cm, h= 30 cm, c1= c2=3 cm, on obtient A= 24,3 cm^2

✓ Le ferraillage donné par le calcul dynamique est prépondérant donc on prend :

A_{cal}= 24,3 cm^2

$A_{choisis}$= 12HA16 = 24.3 cm^2 (St=14 cm)

A_{REP}= 8HA10 (St =20 cm)

➢ Semelle :

1/ Semelle avant :

$M_{U\ MAX}$=66,51 kN.m

Pour b =100 cm, h=40 cm, c1= c2=3 cm, on obtient Au= 6,4 cm^2

A_{cal}= 6,4 cm^2

$A_{choisis}$= 5HA14 = 6,79 cm^2 (St = 20 cm)

A_{REP}= 4HA10 (St =25 cm)

2/ Semelle arrière :

$M_{U\ MAX}$ =24.4 kN.m

A_{cal}= 4,2 cm^2

$A_{choisis}$= 4HA12 = 4,52 cm^2 (St =20 cm)

$A_{rép}$= 4HA10 (St =25 cm)

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

ces derniers sont inutiles vu:

- La grande hauteur du talus qui atteint 8 m de hauteur;
- La sécurité pendant la mis en œuvre;
- La durée de réalisation;
- Et le coût économique.

CONCLUSION GENERALE

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

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

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

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

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

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

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

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[01]- M.CASSAN *« Géotechnique de l'ingénieur » (reconnaissance des sols)*

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

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

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

[05]- Z .DJIDJELI *« Pollutec 2006-glissement de terrain dans le domaine des travaux publics- »*

[06]- Z .DJIDJELI *« glissements terrains dans le domaine des Travaux Publics-ENTP 2007 »*

[07]- G . DEGOUTTE & P .ROYET *« Aide-mémoire de mécanique des sols »édition 2005*

[08]- M .FAKIHI *«Confortement du glissement de terrain au niveau du PK 255 de la RN 6 liaison FES-TAZA »*

[09]- H .FACI & H .ATTAB & F .FEDGHOUCHE *« Rapport de mission sur des glissements de terrain survenu dans la ville Jijel »Avril 2005*

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

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

[12]- J-L DURVILLE & G .SÈVE *« Glissements en terrain meuble »*

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

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

[15]- B . DJEDDI *« Stabilité du remblai de Bouira en Algérie Nouvelle Approche ENTPE »*

[16]- W. AMEDJKOUH & Y. ZAGAAR *« Renforcement des sols par nappes en géotextiles à parement cellulaire » mémoire PFE 2007*

[17]- T. Bensaid *« Etude d'un glissement de terrain à el harrouche sur la RN3 PK 45+000 W. SKIKDA » mémoire PFE 2006*

[18]- Sites internet :

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

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

http://www.bdmvt.net/definitions.a

ANNEXES

PHOTOS DES CAISSES

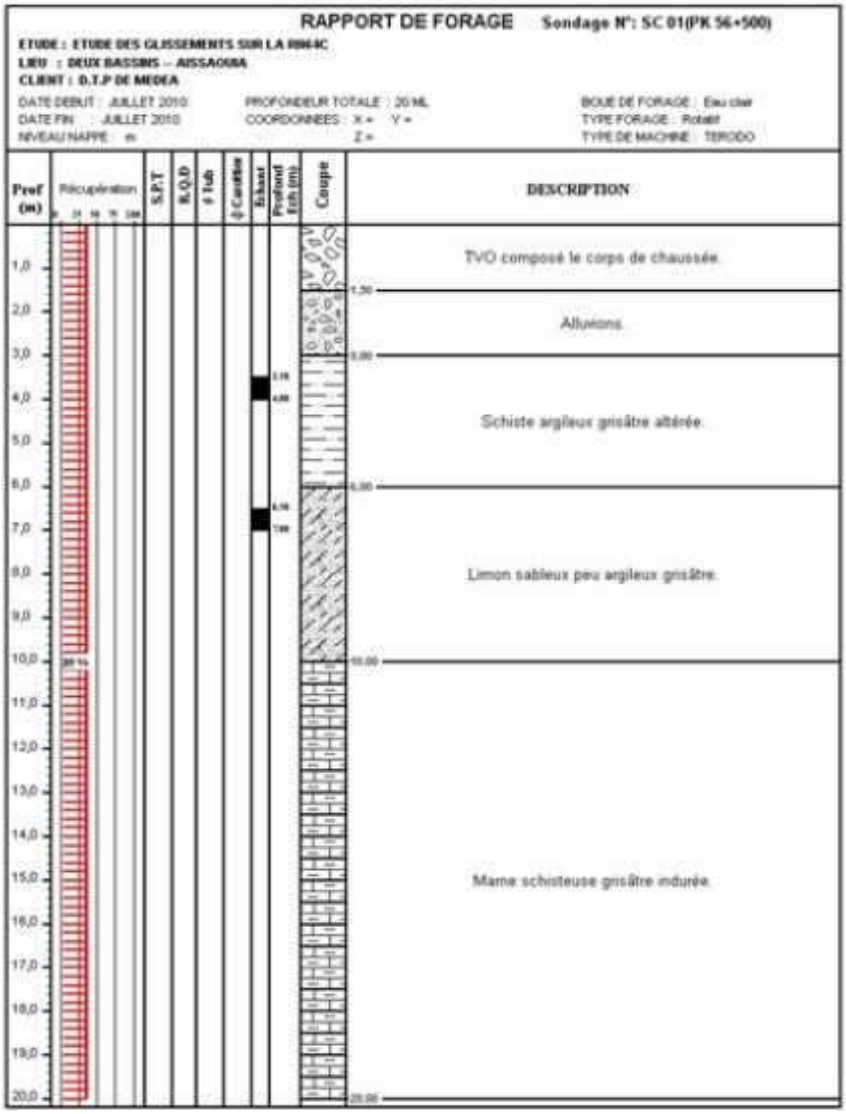


RN 8 PK 56+500 Sondage N°1 Caisse N°1 Profondeur de 00.00m à 14.00m



RN 08 PK 56+500 Sondage N°1 Caisse N°1 Profondeur de 00.00m à 16.00m

SONDAGES CAROTTES



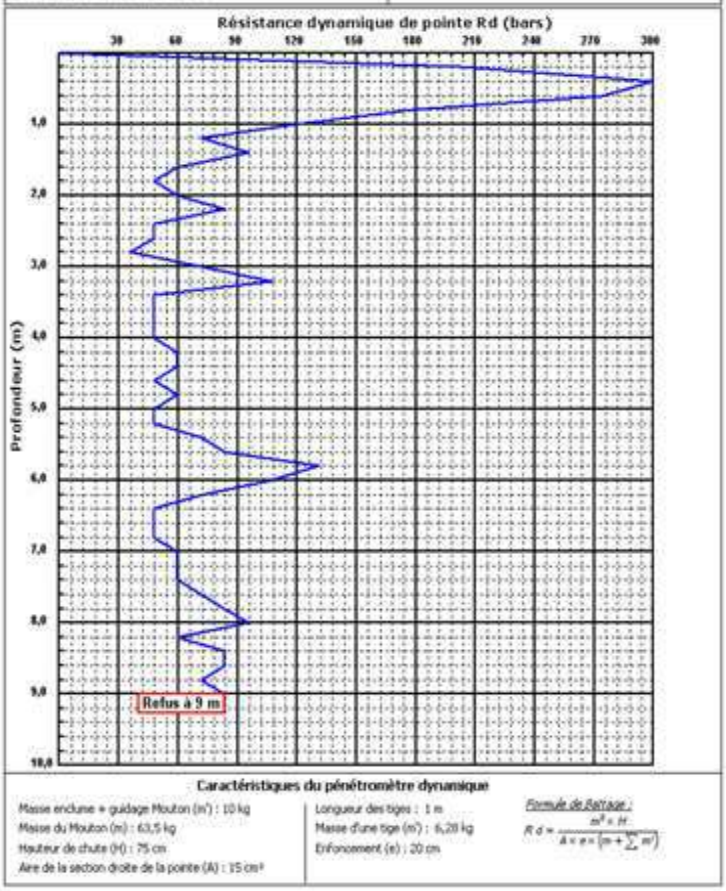
PENETROGRAMME DYNAMIQUE

INTITULE : ETUDE DES GLISSEMENT SUR LA RN08
N°DOSSIER :
LIEU : DEUX BASSINS - TABLAT
CLIENT : DTP DE MEDEA
DATE ESSAIS : JUILLET 2010 au

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Norme :

Essai N°: P 03 - PK 56+500



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 10 kg
Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
Hauteur de chute (H) : 75 cm
Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 6,28 kg
Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

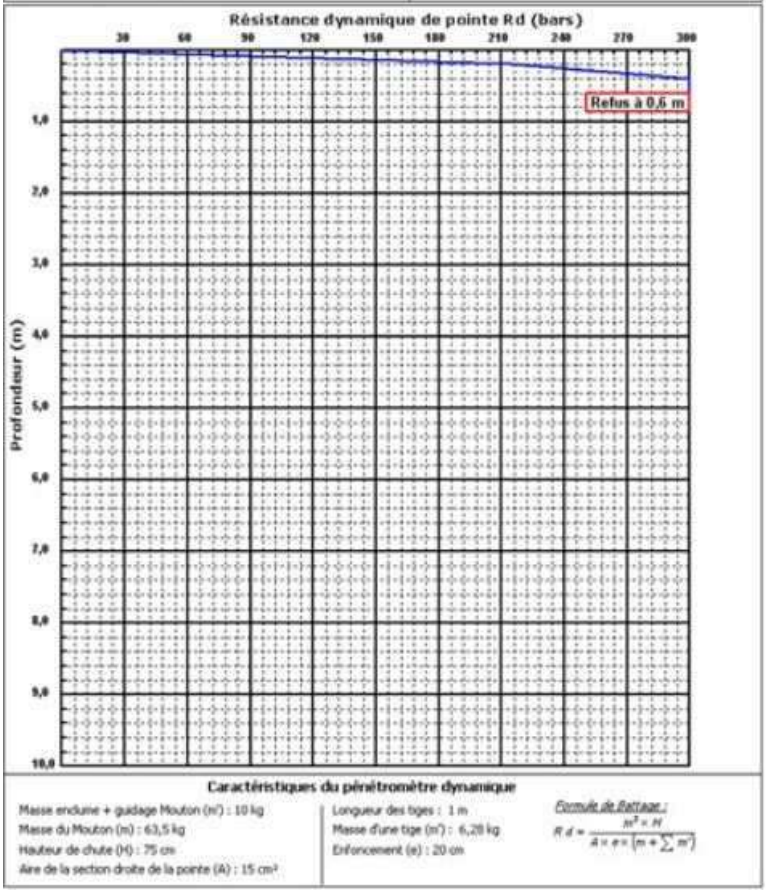
$$Rd = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times (m + \sum m')}$$

INTITULE : ETUDE DES GLISSEMENT SUR LA RN08
N°DOSSIER :
LIEU : DEUX BASSINS - TABLAT
CLIENT : DTP DE MEDEA
DATE ESSAIS : JUILLET 2010 au

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Norme :

Essai N°: P 01 - PK 56+500



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 10 kg
Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
Hauteur de chute (H) : 75 cm
Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 6,28 kg
Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

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

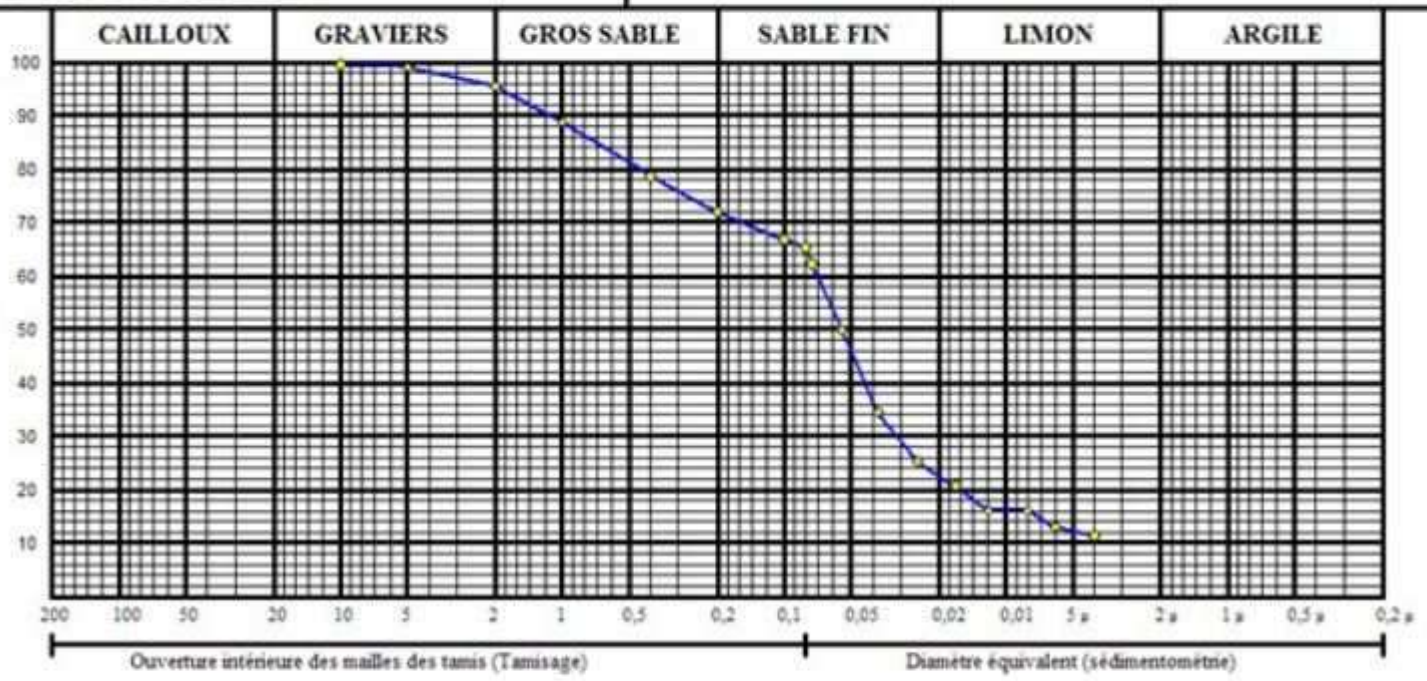
ESSAIS DE LABORATOIRE

ETUDE : ETUDE DES GLISSEMENT SUR LA RN64C et RN 08
CLIENT : DTP Medea
LIEU : DEUX BASSIN
DATE ESSAIS : SEPTEMBRE 2010

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

Selon NFP 94-056 & NFP 94-057

RN08 PK56+500 SN°2: 3.00-3.50 m



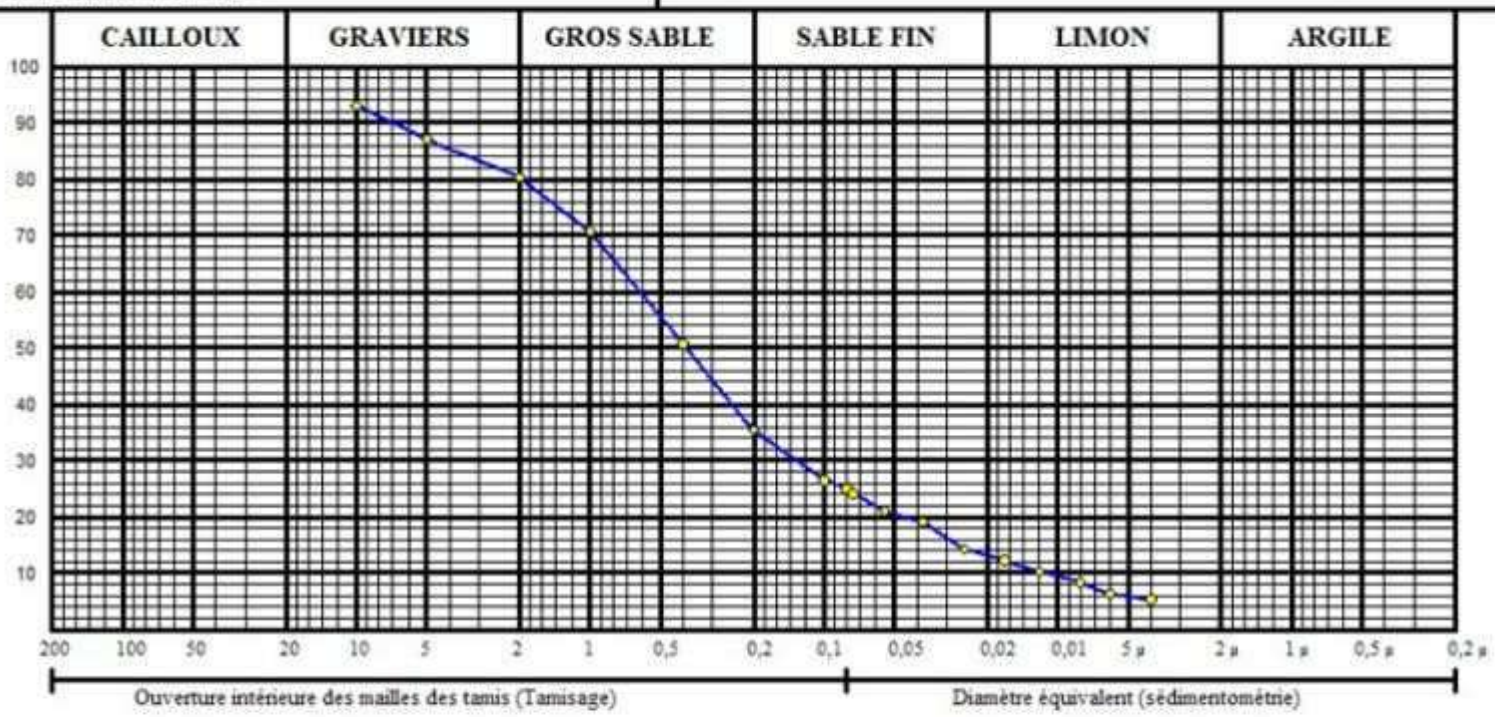
Echantillon	< 80 µ (%)	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat°
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
Ech 21	65,32 %	39,94 %	20,85 %	19,09 %	Ap

ETUDE : ETUDE DES GLISSEMENT SUR LA RN64C et RN 08
CLIENT : DTP Medea
LIEU : DEUX BASSIN
DATE ESSAIS : AOUT 2010

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

Selon NFP 94-056 & NFP 94-057

RN08 PK56+500 SN°2: 5.80-6.40 m



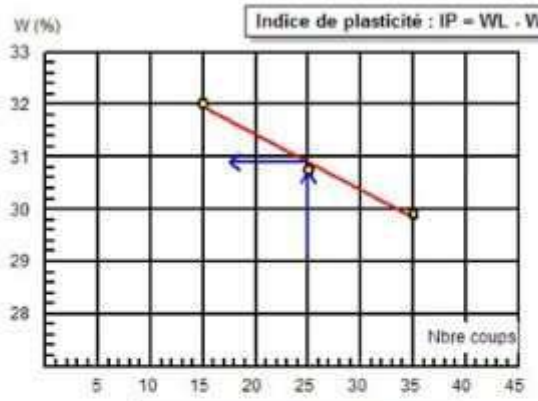
Echantillon	< 80 µ (%)	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat°
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
Ech 34	25,03 %	23,52 %	14,90 %	8,62 %	SA

Limites d'Atterberg

Selon NF P94-051

Etude : ETUDE DES GLISSEMENT SUR LA RN64C et RN8	Réf : PK 56+500 (SN°2)
N° Dossier :	Profondeur : 14.50-15.00 m
Lieu : TABLAT- Deux Bassin	Nature :
Client : DTP DE MEDEA	Date essais : septembre 2010 au

Indice de plasticité : IP = WL - WP = 12,2%



Essai N°	W (%)
1	18,97
2	18,43

Limite de Liquidité (WL) = 30,9 %

Limite de Plasticité WP = 18,7 %

ABAQUE DE CASAGRANDE

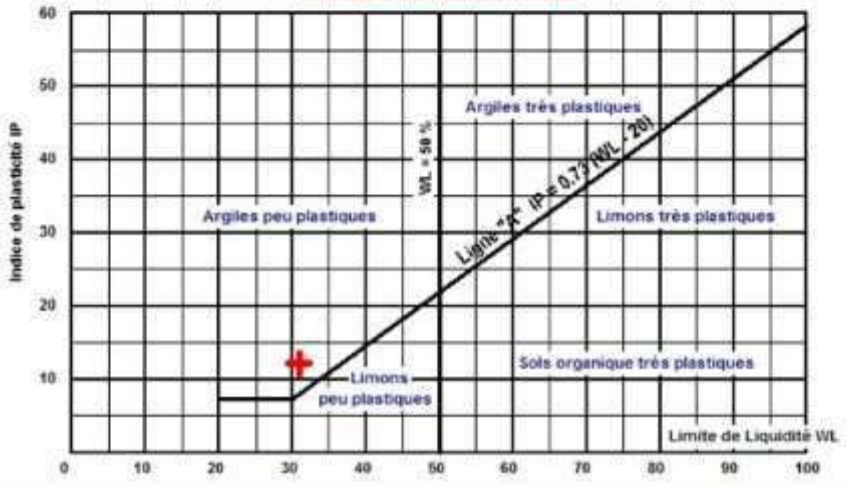


TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS D'ESSAIS :

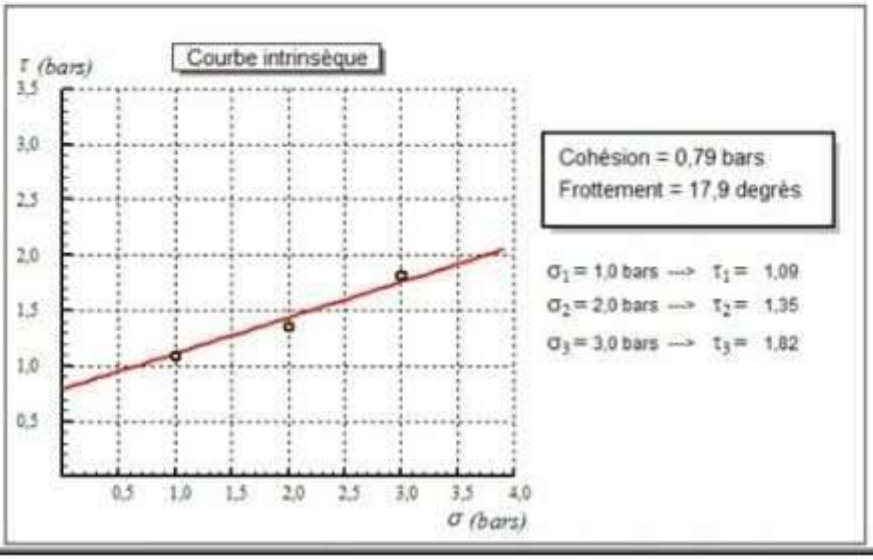
sondage		N °1			
Profondeur **m**		3 –3.5	5.8 –6.4	9–9.5	14.5–15
Densité sèche	γ_d	1.75	1.8	1 .93	1.95
Teneur en eau	**W (%)**	15.9	14.27	13.68	13.28
Degré de saturation	**Sr (%)**	79.09	77.48	92.63	93.48
Densité humide	γ_h	2.03	2.06	2.19	2.21
granulométrique	**5mm**	99	87	55	82
	2mm	95	80	40	79
	0.08mm	65.4	25	22.01	39.5
Limites d'atterberg	**WL**	39.94	23.57	31.97	30.9
	IP	19.09	14.9	15.6	12.2
Essai de cisaillement	**C bar**			16	2
	Φ (°)			15	22

RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE: NF P94-071-1 Août 1994

Etude : GLISSEMENTS SUR LA RN64C&08	Type d'essai : UU
Dossier N° :	Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn
N° Sond : RN08 SN°02 PK 56+500	Date début essais : JUILLET 2010
Prof : 7.00-7.30m	Date fin essais : JUILLET 2010
Nature sol :	





Cohésion = 0,79 bars
Frottement = 17,9 degrés

σ_1 = 1,0 bars ---> τ_1 = 1,09
σ_2 = 2,0 bars ---> τ_2 = 1,35
σ_3 = 3,0 bars ---> τ_3 = 1,82