الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE DR. YAHIA FARES DE MEDEA

FACULTE DE TECHNOLOGIE

Département du Génie Civil



Mémoire de Fin d'Études

Présenté pour l'obtention du Diplôme
de Master en Génie Civil

Option : Géotechnique

THEME

Etude de traitement du glissement de terrain sur l'entrée sud de la ville d'Ouamri

Proposé et dirigé par :

Mr : MESSAD ALI

Préparé et présenté par :

Mr. BENNAOUI RABEH

Mr. BOUHMIDI SOFIANE

Mr. CHELABI BELGACEM


بسم الله الرحمن الرحيم

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, nous remercions le bon Dieu, le clément et le miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Et nous remercions nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous puissions terminer nos études.

Nous exprimons notre profonde reconnaissance à notre encadreur Monsieur MEZAAD ALI pour ces conseils et orientations bénéfiques et indispensables.

Ainsi à tous nos amis trouvent ici l'expression de nos remerciements les plus sincères.

Nous remercions chaleureusement tous les enseignants et le personnel de l'Université Yahya Fares de Medea

Merci à tous les gens qui ont, de diverses façons, de prés ou de loin contribué à l'élaboration de cet ouvrage.

DEDICACE

Au non d'Allah, le tous misécordieux, le très misécordieux.

Tous d'abord je tiens a remercier le tous puissant de

m'avoir donné le courage, et la patience pour

arriver a cet stade afin de réaliser

ce modeste travail que

Je dédie :

Ames très chers parents.

Ames frères et mes sœurs.

A toute la famille.

A tous mes amis sans exception.

A toute la promotion 2017.

A tous qui m'aiment et que j'aime.



BELKACEM

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

- ***Ma mère, mon père, sans eux, je n'aurais pas abouti à ce stade d'étude, que Dieu puisse m'aider à les honorer, les servir et les combler.***

- ***A Tous mes amis***

- ***A mes frères et mes sœurs.***

- ***A Ma famille et mes proches***

RABEH

DÉDICACE

Je dédie ce modeste travail à :

Mes chers parents, qui ont été toujours présent pour me
Soutenir et m'encourage durant toutes mes années d'études

Sans oublier, mes sœurs et mes frères

À mes amis : à tous mes amis sans exception

À tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin dans l'accomplissement
De notre tâche trouvant ici l'expression de nos sentiment les sincères

A tous mes enseignants.
A toute la promotion 2017.

SOFIANE

SOMMAIRE

INTRODUCTION……...…01

CHAPITRE I : MOUVEMENTS DE TERRAIN

1. Définition du mouvement de terrain …….02
2. Types de mouvement de terrain……..02
   2. 1. Les mouvements lents et continus …….02
   2. 2. Les mouvements rapides et discontinus …….....06

CHAPITRE II : LES GLISSEMENTS DE TERRAIN

1. Définition du glissement…….……10
2. Le processus du glissement de terrain…….……10
3. Les types des glissements de terrain ……..10
4. Caractérisation d'un glissement de terrain…….……11
5. La classification du glissement de terrain …….……12
6. Les facteurs d'influence sur le glissement ……..…14
7. Conséquences sur les personnes et les biens ……..17
8. Les techniques de protection contre les glissements…….....18

CHAPITRE III : ANALYSE DE STABILITE

1. Introduction ……20
2. analyse de stabilité …… ……20
3. Propriétés nécessaires à l'analyse…….……..23
4. Principe de l'analyse de stabilité ……...…23
5. Coefficient de sécurité ……..24
6. Développement des méthodes d'analyse……27

CHAPITRE IV : LES MURS DE SOUTENEMENTS

1. Introduction……37
2. les type murs en béton armé……..38

2.1. mur en «t renversé» classique……38
2.2. mur à contreforts……38
2.3. murs divers …… ..41
3. forces agissantes sur les murs de soutènements……41
CHAPITRE V : LES GEOTEXTILES ET DRAINAGES
1. Introduction……43
2. Les géotextiles ……44
3. Drainage …… 51
CHAPITRE VI : DIAGNOSTIQUE DU GLISSEMENT D'OUAMRI
1. Présentation générale de la zone d'étude…… ..56
1.1. la wilaya de Médéa……... ..56
1.2. Limite géographique…….. ...57
1.3. Présentation de la ville d' Ouamri……57
1.4. Géologie générale……58
1.5. Cadre tectonique et sismique……...59
1.6. Climat ……..61
2. Auscultation visuelle de l'état du glissement……62
3. programme d'investigation……63
CHAPITRE VII : ANALYSE DU GLISSEMENT PAR LOGICIEL TALREN 04
1. Présentation du logiciel TALREN 4…….....73
2. Calcul et Vérification……73
3. Calculs à l'aide du logiciel « TALREN4 »……74
. 4. Modélisation du talus sans confortement …….....76
5. Les résultats obtenus……..76
6. Conclusion de l'étude du glissement…….77
7. Etude du confortement de glissement……78
8. Etude du confortement avec logiciel……....80
CONCLUSION ……81
BIBLIOGRAPHIE

ملخص

في اطار نهاية المشوار الدراسي ومن اجل الحصول على شهادة الماستر تخصص هندسة جيوتقنية قمنا باختيار موضوع الانزلاقات الارضية المنتشرة على مستوى مختلف المناطق في العالم ومن بين اكثر المناطق التي تشهد مثل هذه الانزلاقات مدينة وامري بالمدية التي تتميز بالانهيارات الارضية المتكررة وذلك نضرا للتحركات الجيولوجية ووجود المياه الجوفية ,

ولقد اخترنا الانزلاق الارضي المتواجد بالمدخل الجنوبي لمدينة وامري ففي بداية المذكرة تطرقنا الى الانهيارات الارضية بصفة عامة والانزلاقات بصفة خاصة وذلك بالتذكير باهم الاسباب وكيفيات معالجتها .

وفي الجزء الاخير من المذكرة قمنا بدراسة حالة الانهيار الارضي المتواجد بالمدخل الجنوبي لمدينة وامري ودراسة كيفية حماية هذا الانزلاق وتدعيمه بجدار حماية من الخرسانة المسلحة وذلك باستعمال برنامج " تالرن "

Résumé

Dans le cadre de la fin du parcours académique et pour l'obtention du diplôme master génie civil option géotechnique. Nous avons choisi le sujet des glissements de terrain qui se propagent dans le monde entier. Parmi les zones les plus courantes de ces glissements de terrain, la wilaya de Médéa qui caractérise par des glissements de terrain répétés, En raison des mouvements géologiques et de la présence d'eaux souterraines,
Nous avons choisi le glissement de terrain à l'entrée sud de ouamri . Au début de notre travail , nous avons parlé sur les mouvements de terrain en général et les glissements en particulier, en rappelant les raisons et la façon de les traiter.
Dans la partie finale du mémoire, nous avons étudié l'état du glissement de terrain situé à l'entrée sud de la ville de ouamri et nous étudions la façon de protéger cette glissement et de la renforcer avec un mur de soutenement en béton armé tous cela a l'aide du programme " talren "

Aabstract

Within the framework of the end of the academic course and for the obtaining of the diploma master civil engineering option geotechnique. We have chosen the subject of landslides that spread throughout the world. Among the most common areas of these landslides, the Médéa wilaya which is characterized by repeated landslides. Due to geological movements and the presence of groundwater,
We chose the landslide at the south entrance of ouamri. At the beginning of our work, we talked about land movements in general and landslides in particular, recalling the reasons and how to deal with them.
In the final part of the paper we examined the state of the landslide at the southern entrance of the city of ouamri and we are studying how to protect this sliding and to reinforce it with a reinforced concrete support wall all This has the help of the program "talren"

INTRODUCTION GENERALE

Les problèmes de stabilité de pentes se rencontrent fréquemment dans la construction des routes, des canaux, des digues et des barrages. En outre certaines pentes naturelles sont ou peuvent devenir instables. Une rupture d'un talus peut être catastrophique et peut provoquer des pertes en vies humaines ainsi que des dégâts considérables.

L'estimation de la sécurité réelle vis-à-vis du risque de rupture est une question complexe surtout dans le domaine des données limitées ou peu connues.

L'étude d'un talus comporte, outre la reconnaissance du site et le choix des caractéristiques mécaniques des sols, un calcul de stabilité pour déterminer d'une part la courbe de rupture le long de laquelle le risque de glissement est le plus élevé, d'autre part la valeur correspondante du coefficient de sécurité.
Cependant une longue expérience a été acquise tant que les méthodes de calcul que dans les techniques de construction, de telle sorte que les problèmes de stabilité des pentes peuvent maintenant être résolus avec une assez bonne fiabilité.

Dans notre mémoire, 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 .

Notre travail est composé d'un partie 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.

Et un 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.

Et enfin un partie qui réservée à la vérification des solutions de confortement proposés.

Le mémoire se termine par une conclusion générale.

INTRODUCTION

CHAPITRE I :

LES MOUVEMENTS DE TERRAIN

CHAPITRE II :

LES GLISSEMENTS DE TERAAIN

CHAPITRE III :

ANALYSE DE STABILITE

CHAPITRE IV :

LES MUR DE SOUTENENMNT

CHAPITRE V :

LES GEOTEXTILES ET DRAINAGE

CHAPITRE VI :

DIAGNOSTIQUE DU GLISSEMENT DE OUAMRI

CHAPITRE VII :

ANALYSE DU GLISSEMENT PAR LOGICIELS

CONCLUSION

MOUVEMENTS DE TERRAIN

1. Définition du mouvement de terrain

Un mouvement de terrain est un déplacement plus au moins brutal du sol ou du sous-sol, sous l'effet d'influence naturelle (agent d'érosion, pesanteur, séisme…etc.) ou anthropique (exploitation, déboisement, terrassement,…etc.). Ce phénomène comprend diverses manifestations : lentes ou rapides, en fonction des mécanismes initiateurs, des matériaux considérés et de leur structure.

2. Types de mouvement de terrain

Le mouvement de terrain a pour caractéristique d'être difficilement prévisible et constitue un danger pour la vie humaine en raison de son intensité, de la soudaineté et du caractère dynamique de son déclenchement.

Selon la vitesse de déplacement, deux ensembles peuvent être distingués :

Les mouvements lents et les mouvements rapides. Seuls les mouvements rapides sont directement dangereux pour l'homme. Leurs conséquences sont d'autant plus graves que les masses déplacées sont importantes. Les conséquences des mouvements lents sont essentiellement socioéconomiques ou d'intérêt public.

2. 1. Les mouvements lents et continus

Ces mouvements entraînent une déformation progressive des terrains, pas toujours perceptible par l'homme. Ils regroupent : l'affaissement, le tassement, le glissement, la solifluxion, le fluage, le retrait-gonflement et le fauchage. Ils touchent principalement les biens, à travers la fissuration des constructions. Ces désordres peuvent se révéler si grave pour la sécurité des occupants et par conséquent la démolition des bâtiments s'impose.

❖ L'affaissement

L'affaissement c'est une dépression topographique en forme de cuvette à grand rayon de courbure dû au fléchissement lent et progressif du terrain de couverture avec ou sans fractures ouvertes. Dans certains cas il peut être le signe annonciateur d'effondrement des ouvrages .

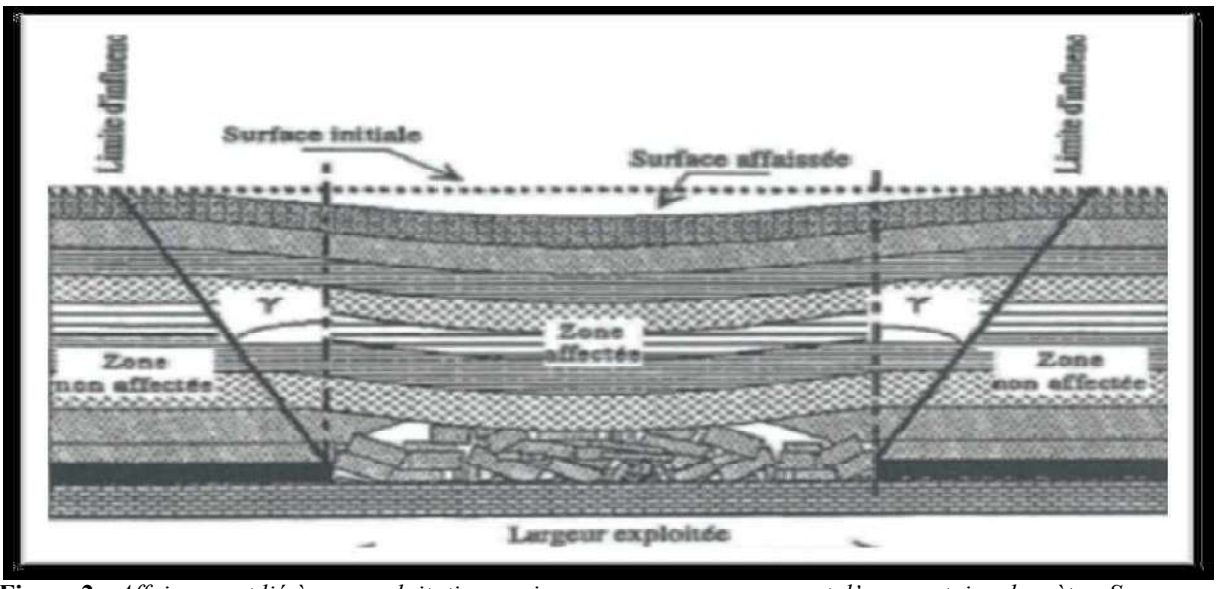


Figure 2 : *Affaissement lié à une exploitation ancienne avec un recouvrement d'une centaine de mètre. Source : INERIS : institut national de l'environnement industriel et des risques.*

Cet affaissement crée un tassement différentiel sur les fondations qui se traduit par des fissures plus ou moins importantes et ouvertes, parfois traversantes, allant de la dégradation du ravalement à la ruine des murs porteurs, en passant par le blocage des portes et fenêtres.

❖ Le tassement

Le tassement c'est une diminution de volume de certains sols (vases, tourbes, argiles...etc.), sous l'effet des charges appliquées et de l'assèchement. Ce phénomène peut être de grande extension et affecte des agglomérations entières (Mexico, construite sur des alluvions, s'est tassée de sept mètres depuis le début du siècle par exploitation excessive de la nappe).

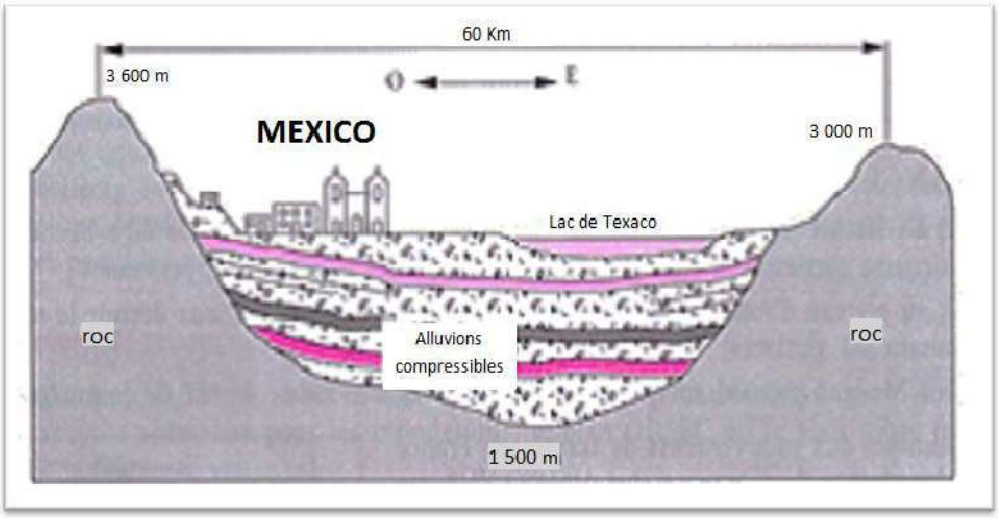


Figure 3 : *Schéma Explicatif des phénomènes: Tassement à MEXICO*

Source: Risques d'effondrement de bâtiments et les mouvements de terrain. http://www.csdivonne.fr.st

❖ Le glissement de terrain

Il s'agit du déplacement lent d'une masse de terrain cohérente le long d'une surface de rupture. Cette surface a une profondeur qui varie de l'ordre du mètre à quelques dizaines de mètres dans des cas exceptionnels. Les volumes de terrain mis en jeu sont considérable, les vitesses d'avancement du terrain peuvent varier jusqu'à atteindre quelques décimètres par an.

*Se produisent généralement en situation de forte saturation des sols en eau.

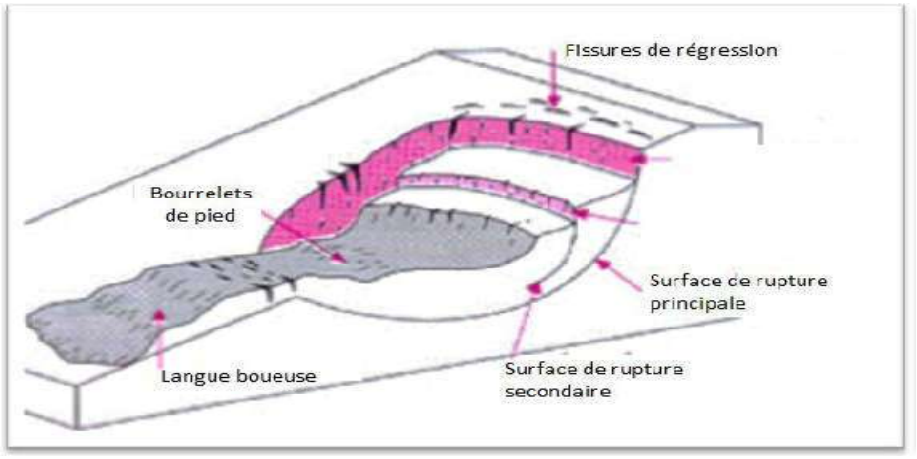


Figure 4 : *Schéma Explicatif du phénomène : Glissement de terrain*
Source: Risques d'effondrement de bâtiments et les mouvements de terrain. http://www.csdivonne.fr.st

❖ Le retrait-gonflement

Le retrait-gonflement se manifeste dans les sols argileux, il est lié aux variations d'eau dans le sol. Lors des périodes de sécheresse, le manque d'eau entraine un tassement irrégulier du sol en surface (retrait). A l'inverse, un nouvel apport d'eau dans ces terrains produit un phénomène de gonflement.

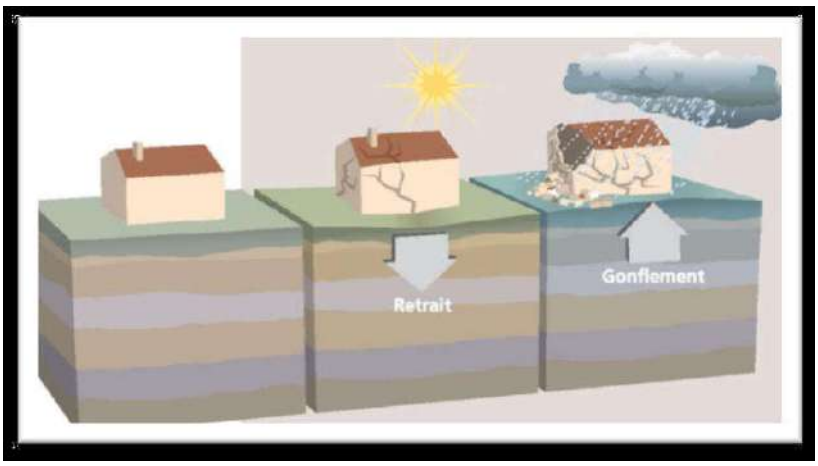


Figure 5 : *Schéma Explicatif des phénomènes : Retrait –Gonflement*
Source: www. Prim.net

❖ Le fluage

Le fluage est caractérisé par des mouvements lents et continus, mais à des vitesses faibles.

Dans le cas du fluage, il est difficile de mettre en évidence une surface de rupture. Le mouvement se produit généralement sans modification des efforts appliqués (contrairement aux glissements) : en fait le matériau est sollicité à un état proche de la rupture. Ce type de mouvement peut : soit se stabiliser, soit évolué vers une rupture.

La figure ci-après (figure 6) montre le mécanisme du phénomène de fluage.

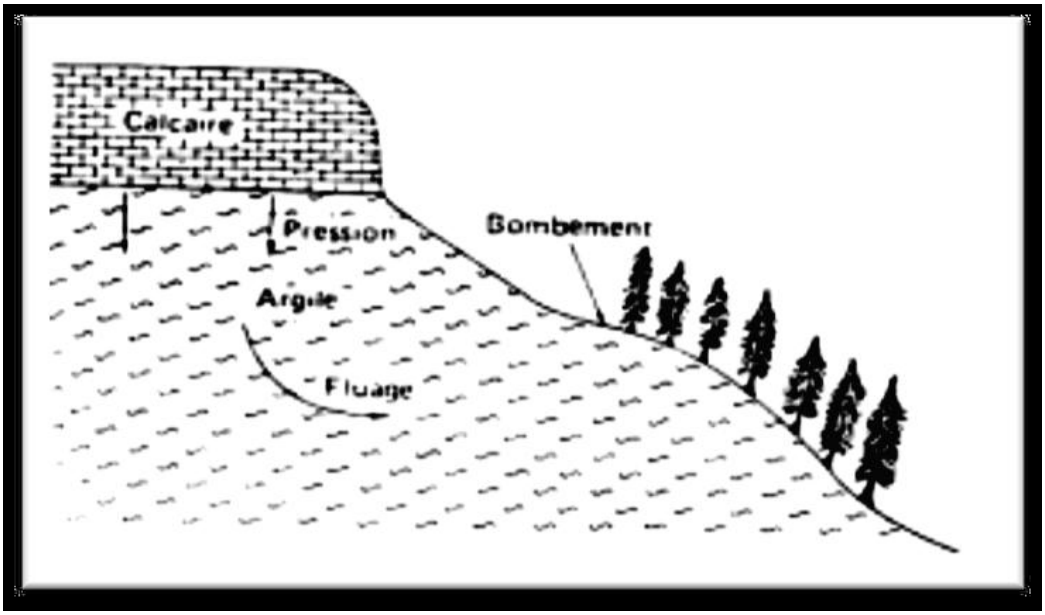


Figure 6 : *Le phénomène de fluage. Source : THOMAS LEBOURG*

❖ Solifluxion

La solifluxion est un phénomène d'écoulement des sols en surface sur des pentes très faibles. Elle correspond à un mouvement de masse superficiel qui est déclenché lorsque la charge en eau dépasse le seuil de plasticité du matériau. Le sol peut alors fluer dans la pente sur un plan de décollement saturé d'eau.

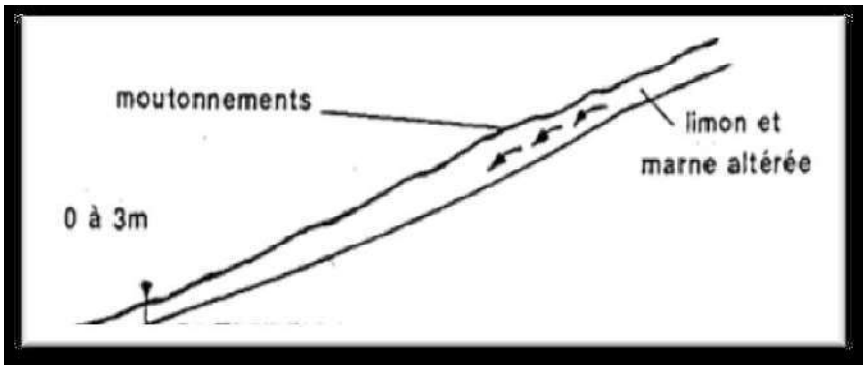


Figure 7 : *Phénomène de la Solifluxion. Source : Risque mouvement de terrain Commune de Clouange.* http://www.moselle.equipement.gouv.fr/IMG/pdf/Notice_cle1d1a2c.pdf

2. 2. Les mouvements rapides et discontinus

Ils se propagent de manière brutale et soudaine. Ils regroupent l'effondrement, les chutes de pierres et de blocs, l'éboulement et les coulées boueuses.

Les mouvements rapides touchent majoritairement les personnes, avec des conséquences souvent dramatiques. Ces mouvements ont des incidences sur les infrastructures (bâtiments, voies de communication…etc.), allant de la dégradation à la ruine totale.

❖ Les effondrements de cavités souterraines

Ils résultent de la rupture des appuis ou du toit d'une cavité souterraine, rupture qui se propage jusqu'en surface de manière plus au moins brutale, et qui détermine l'ouverture d'une excavation grossièrement cylindrique.

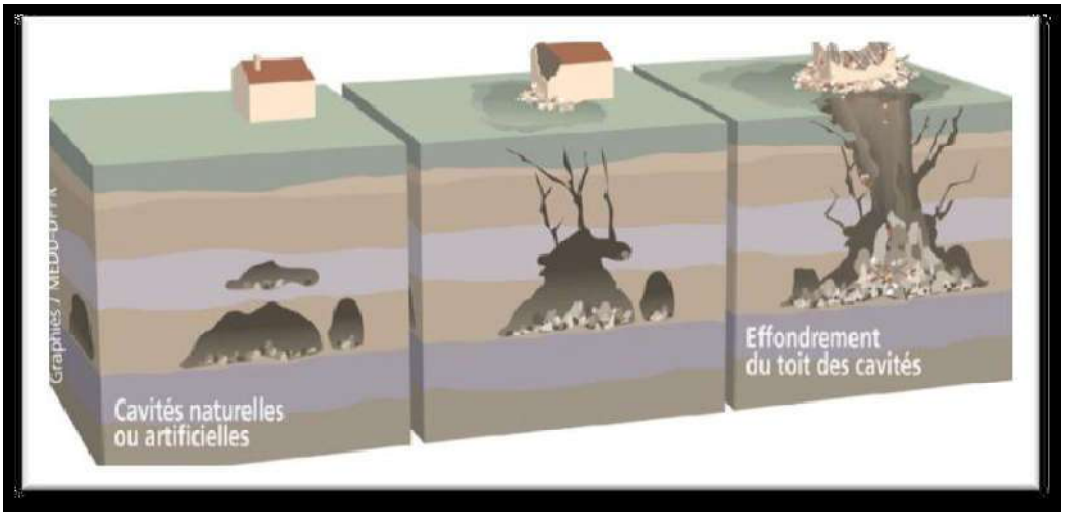


Figure 8 : *Schéma Explicatif des phénomènes : Effondrements des cavités souterraines Source: www. Prim.net*

❖ L'éboulement, chutes de blocs et de pierres

L'évolution des falaises et des versants rocheux engendre des chutes de pierres (volume < 1 dm^3), des chutes de blocs (volume > 1 dm^3), ou des écroulements en masse (volume pouvant atteindre plusieurs millions de m^3.



Figure 9 : *Schéma Explicatif des phénomènes : les éboulements, chutes de blocs et de pierres Source: www. Prim.net*

❖ Les coulées de boues et laves torrentielles

Il s'agit d'un mouvement rapide d'une masse de matériaux remaniés à forte teneur en eau et de consistance plus ou moins visqueuse. Ces coulées de boues prennent fréquemment naissance dans la partie aval d'un glissement de terrain.

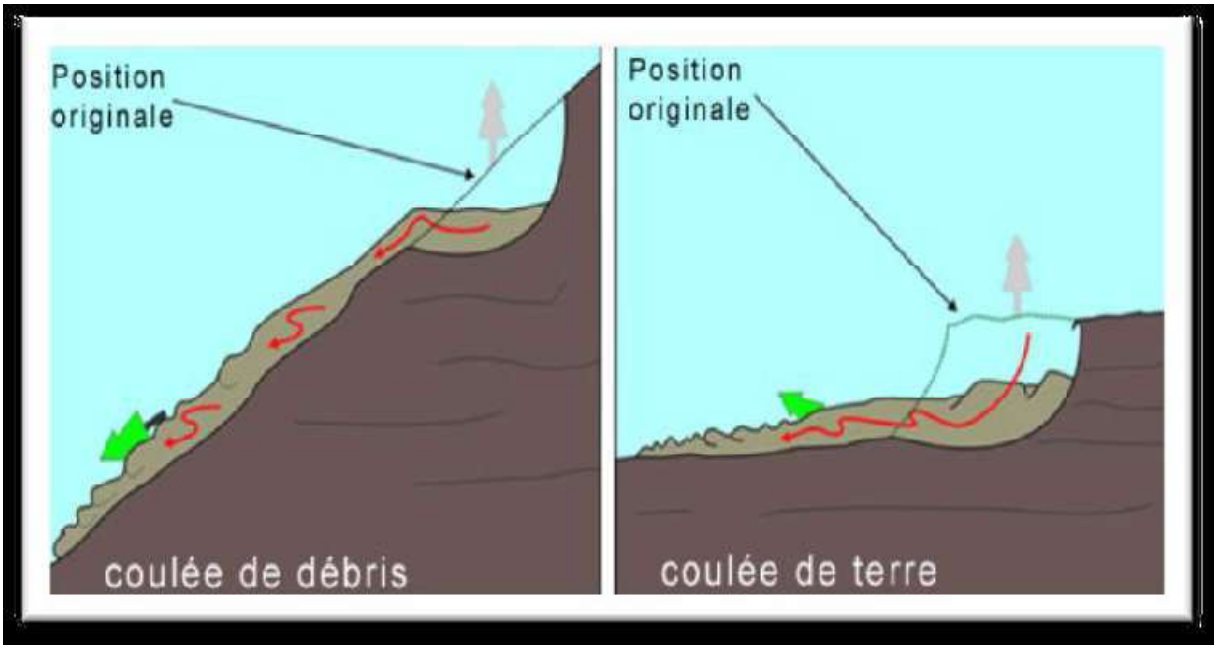


Figure 10 : *Schéma qui illustre une coulée de boue*
Source: www. atlas.nrcan.gc.ca/auth/francais/nrcan

❖ Erosion littorale

Les zones littorales sont soumises à un recul quasi généralisé : glissements ou effondrements dans le cas de côtes à falaises, érosions dans le cas de côtes basses sableuses.

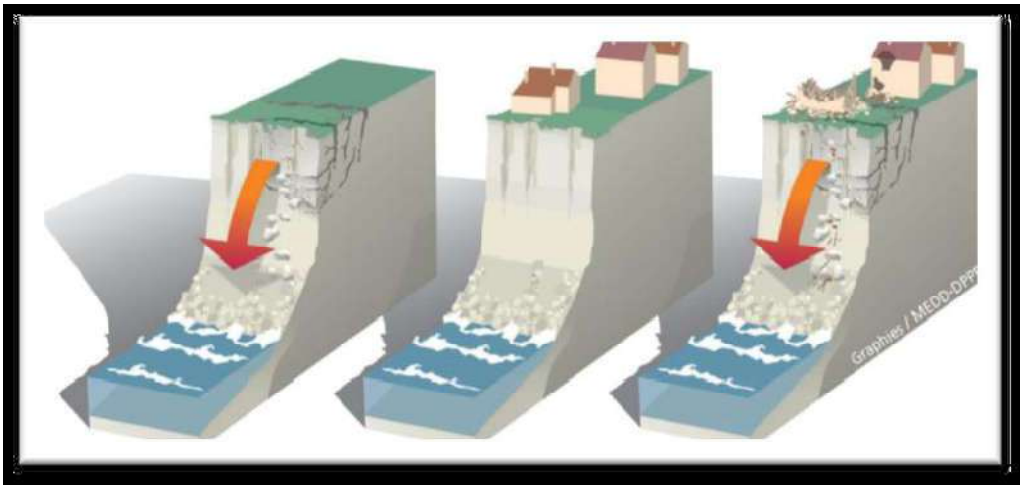


Figure 11 : *Schéma Explicatif des phénomènes : L'érosion littorale Source: www. Prim.net*

LES GLISSEMENTS

1 . Définition du glissement

Les glissements de terrain sont des phénomènes géologiques 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. Le processus du glissement de terrain

Les glissements de terrain peuvent se produire sur des pentes modérées à raide de 10° à 40° degrés et se différencient selon la nature du sol et l'influence de l'eau ; Les mouvements de terrain varient par leur vitesse et par leur forme.

3. Les types des glissements de terrain

Les glissements de terrain apparaissent plutôt le long des surfaces planes et dans tous types de matériaux. Ils correspondent au déplacement d'une masse de terrains meubles ou rocheux au long d'une surface de rupture (plane, circulaire ou quelconque). Selon la géométrie de cette surface, on peut distinguer trois types principaux de glissements :

- **Glissement plane (translatif)**

Lors d'un glissement plane, les couches de l'ensemble de terrain se déplacent selon une surface plus ou moins plane. Il s'étend sur une surface très vaste allant jusqu'à 30 km². L'épaisseur des masses glissées peut atteindre plusieurs dizaine de mètres.

❖ Glissement circulaire ou rotatif

Lors d'un glissement circulaire, la masse se déplace vers l'aval le long d'une surface de rupture circulaire. Habituellement, les glissements de type circulaire sont de faible volume et le déplacement des matériaux est limité.

❖ Glissement quelconque

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

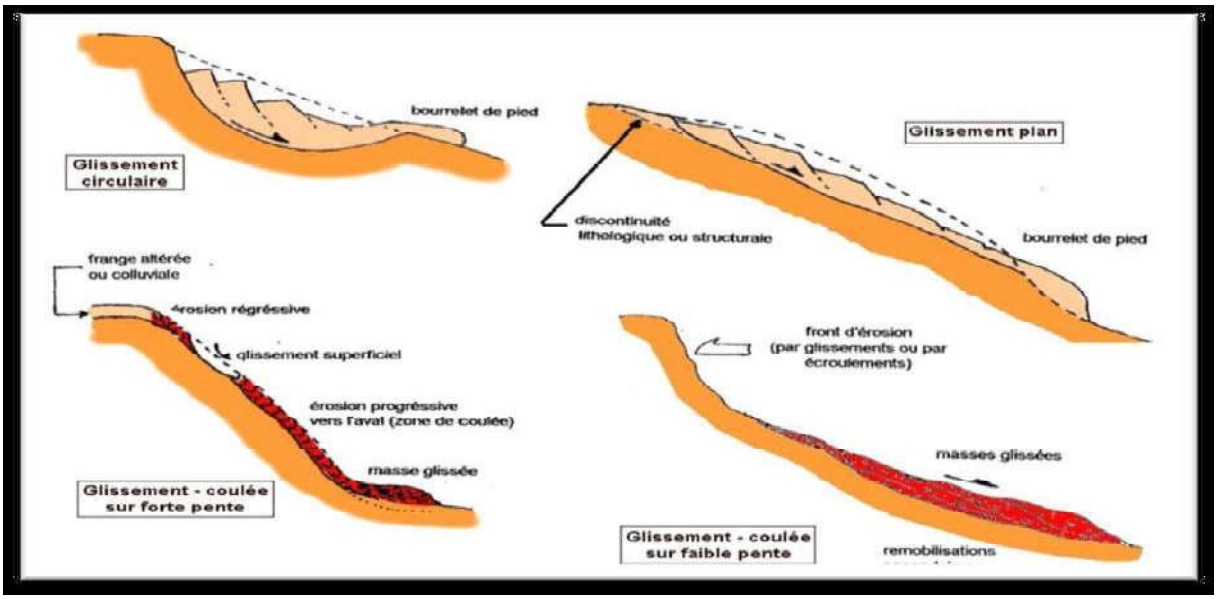


Figure 12: *Les types de glissements de terrain Source: www.brgm.fr*

3. 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...).

5. La classification du glissement de terrain

Les glissements de terrain peuvent être classés en fonction de la profondeur de leur surface de glissement et de la vitesse moyenne du mouvement.

Classification d'après la profondeur de la surface de glissement (en m sous la surface du sol)

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

Classification selon l'activité (en fonction de la vitesse moyenne de glissement en cm par an à long terme)

Glissement	Vitesse de glissement
Substabilité, très lent	0 – 2 cm/an
Peu actif, lent	2 – 10 cm/an
Actif (ou lent avec phases rapides)	> 10 cm/an

Tableau 1 : *La classification de glissement de terrain. Source: Office fédéral de l'environnement Division Prévention des dangers;2009*

❖ Glissement superficiel

Dans les pentes où la couche superficielle se trouve en état d'équilibre limite, une dégradation temporaire de la qualité du sol, par saturation lors de pluies notamment, entraîne soit des écoulements sans limites nettes (solifluxion), soit des glissements avec des arrachements superficiels mettant à nu la surface. La profondeur limite théorique admise entre glissement profond et superficiel est de 2

m.

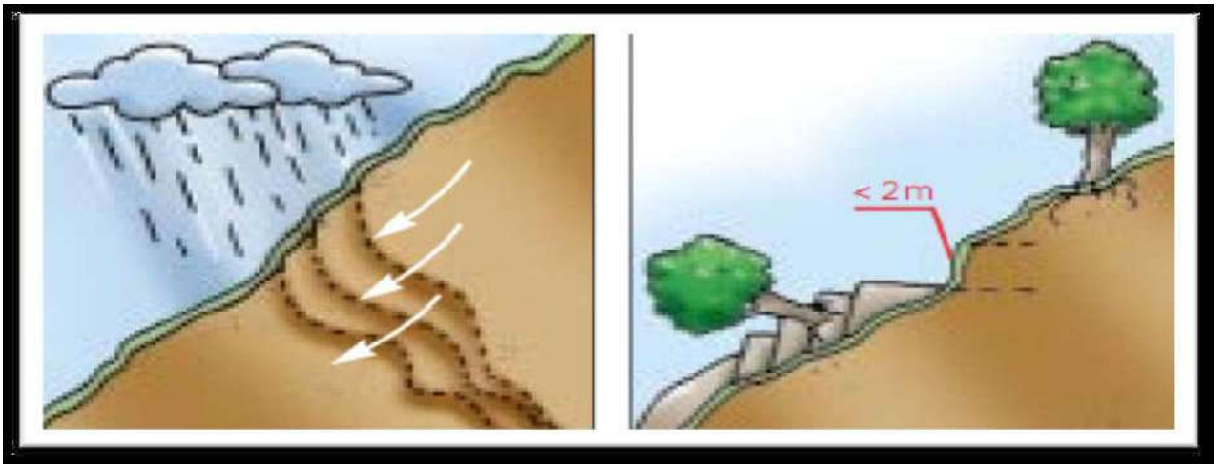


Figure 13: *Schémas Solifluxion, Glissement superficiel. Source : www.sieng.ch*

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



Photo 1 : *Glissement superficiel le long des berges du Rhône. Source: www.sieng.ch*

❖ Glissement profond

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



Photo 2 : *Glissement profond dans la région de Peney. Source:* ***www.sieng.ch***

6. Les facteurs d'influence sur le glissement de terrain

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

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

6. 1 Action et influence de l'eau.

La variation des conditions hydrauliques est l'une des principales causes de glissement de terrain et son action dans la rupture de l'équilibre se manifeste à travers plusieurs façons et à différents stades. C'est principalement, la pluviométrie

que les auteurs s'accordent à considérer comme étant le facteur le plus influent, et plus particulièrement, ils montrent une occurrence entre des mouvements et des pluies de fortes intensités. Les eaux provenant des ouvrages construits par l'homme : pratiquement tous recevant ou transportant de l'eau peuvent être à l'origine de glissement de terrain. L'action de l'eau sur différent type de sol, mais surtout pour les sols fins et argileux, l'apport d'eau entraine une baisse de résistance du milieu.

6. 2. L'action de la pesanteur

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

6. 3.La nature des terrains

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

6. 4. Les actions mécaniques externes

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

- Suppression de la butée de pied de versant

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

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

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

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

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

6. 5. Actions sismiques

Les séismes, par la mise en vibration des éléments du sol et la modification des conditions de pesanteur peuvent être à l'origine de la déstabilisation des masses en place.

Nous avons vu également dans les milieux meubles saturés, un séisme donnant naissance à une pression interstitielle qui peut entrainer la liquéfaction instantanée, partielle ou totale du milieu.

6.6. Action de déboisement

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

Le rôle stabilisateur des arbres tient à plusieurs facteurs :

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

6. 7. Actions anthropiques

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

7. Conséquences sur les personnes et les biens (enjeux)

Les grands mouvements de terrain étant souvent peu rapides, les victimes sont, fort heureusement, peu nombreuses. En revanche, ces phénomènes sont souvent très destructeurs, car les aménagements humains y sont très sensibles et les dommages aux biens sont considérables et souvent irréversibles. Les bâtiments, s'ils peuvent résister à de petits déplacements, subissent une fissuration intense en cas de déplacement de quelques centimètres, seulement. Les désordres peuvent rapidement être tels que la sécurité des occupants ne peut plus être garantie et que la démolition reste la seule solution.

Les mouvements de terrain rapides et discontinus (effondrement de cavités souterraines, écroulement et chutes de blocs, coulées boueuses), par leur caractère soudain, augmentent la vulnérabilité des personnes. Ces mouvements de terrain, ont des conséquences sur les infrastructures (bâtiments, voies de communication …), allant de la dégradation a la ruine totale;
ils peuvent entrainer des pollutions induites lorsqu'ils concernent une usine chimique, une station d'épuration…

Les éboulements et chutes de blocs peuvent entrainer un remodelage de paysage ; par exemple l'obstruction d'une vallée par les matériaux déplacés engendrant la création d'une retenue d'eau pouvant rompre brusquement et entrainer une vague déferlante dans la vallée.

Pour les mouvements lents, il n'y a pas de risque humain direct et leurs conséquences sont essentiellement socio-économiques ou d'intérêt public. Ce sont des dommages structurels très importants qui mènent à la ruine ou de fréquents arrêtés de péril et d'évacuation (destruction totale ou partielle d'ouvrages de construction : habitations, infrastructures routières…).
De façon indirecte, ce sont des perturbations au niveau de l'activité et des pertes financières importantes.

8. Les techniques de protection contre les glissements

Dans le cas des glissements de terrain, les techniques actives sont privilégiées aux méthodes passives. En effet, une fois qu'un glissement de terrain mettant en jeu de grandes quantités de matériaux est amorcé, il est difficile d'en maîtriser les conséquences.
La réalisation d'un système de drainage (tranchée drainante, éperon drainant, masque drainant ou drains ponctuels subhorizontaux) est une technique couramment utilisée pour limiter les infiltrations d'eau.

8.1 Tranchée drainant

Les murs de soutènement en pied de glissement limitent également leur développement.

8.2 Murs de soutènement

Dans le cas des coulées boueuses, la végétalisation des versants permet de réduire la quantité de matériaux mobilisables, et donc l'intensité du phénomène. L'utilisation de végétaux dans le cas des autres types de glissements est à préconiser avec prudence, ceux-ci pouvant également avoir un rôle
D'autres techniques sont mise en place :
On peut augmenter la stabilité des pentes existantes en suivant trois méthodes principales: contrôle de la nappe aquifère, aplanissement général de la pente, et suppression de l'érosion au pied de cette dernière.
L'amélioration du drainage donnera de bons résultats. On construira des fossés etdes drains souterrains destinés à empêcher l'accumulation d'eau de surface au-dessus de la partie supérieure de la pente. On prendra les mesures nécessaires pour que ce genre de fossés n'engendre aucune érosion.

S'il s'avère nécessaire d'exécuter des travaux à proximité d'une pente, on devra toujours, organiser les opérations de manière à améliorer les moments de stabilité. Les poids ajoutés au pied de la pente, de même que les matériaux enlevés de la crête, augmentent les forces stabilisantes. Lorsqu'on a à faire à un banc naturel, il importe particulièrement de ne pas extraire de matériaux du pied de la pente; lorsqu'on y installera des remblais ou bermes, on utilisera des matériaux auto-draineurs de manière à ne pas élever le niveau de la nappe aquifère.

La lutte contre l'érosion constitue un moyen très efficace de soutenir des pentes qui comportent à leur pied des ruissellements ou des masses d'eau engendrant une notable action de vague. On peut lutter contre ce type d'érosion en utilisant un perré, une berme rocheuse, ou un petit mur de revêtement construit le long du pied de la pente.

1. Introduction

Dans l'analyse de stabilité des pentes, il faut résoudre deux problèmes :

1 - Définir la résistance au cisaillement mobilisable.

2 - Mécanique, stabilité d'une masse (analyse des τ, σ analyse de contrainte).

Probabiliste, **F.S. = s/ τ.**

2. Analyse de la stabilité

Au début du dix-neuvième siècle, un ingénieur français, Alexandre Collin, qui travaillait à la construction de canaux, remarqua que les surfaces de cassure formées par les glissements de terrains survenant dans l'argile le long des berges d'un canal adoptaient une forme incurvée semblable à celle qui est illustrée Figure 1. Il publia en 1846 un mémoire dans lequel il suggérait une méthode statique d'analyse basée sur une surface courbe et mesurait la résistance des sols au cisaillement. On a, depuis cette époque, proposé diverses méthodes d'analyse. Elles ont conduit à la méthode du cercle de glissement, mise au point par des ingénieurs suédois spécialisés dans les ports et sur laquelle reposent les techniques actuellement utilisées.

La Figure 2 représente les caractéristiques essentielles de la méthode. On y suppose que la surface de rupture affecte la forme d'un arc de cercle. Grâce à la comparaison des forces perturbatrices et des forces de résistance, on obtient, pour chaque surface probable de rupture, un coefficient de sécurité. Il est nécessaire d'effectuer plusieurs essais avant de pouvoir déterminer, pour une pente donnée, le cercle le plus dangereux. Les calculatrices digitales, qui sont particulièrement commodes pour l'exécution de ces recherches, sont très largement utilisées dans ce but. La géologie structurale exige, dans certains cas, une analyse de stabilité basée sur une combinaison de surfaces de défaillance courbes et plantes. On peut classer les informations nécessaires à l'exécution des analyses de stabilité suivant les trois

rubriques ci-après :

- Géométrie de la pente
- Des eaux superficielles et souterraines
- Résistance de la masse du sol

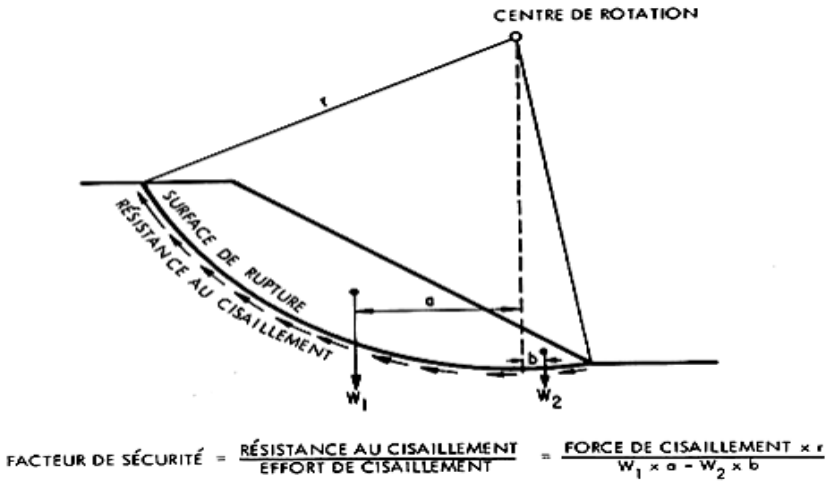


Figure 13. Analyse de stabilité des pentes.

Sur ces trois éléments, seule la géométrie de la pente peut être déterminée entre des limites étroites à partir de relevés du sol ou à l'aide de cartes établies en utilisant les techniques de photogrammétrie aérienne.

C'est par forages et explorations d'essai qu'on peut déterminer les situations des eaux superficielles et souterraines. Il est nécessaire de procéder à l'identification de toutes les couches du sol et de déterminer leur résistance en utilisant les procédés d'essai du sol. Il importe de prêter une grande attention aux couches inclinées, aux fissures, et à toutes les caractéristiques structurales susceptibles d'influer sur la stabilité. On déterminera également la position de la nappe aquifère et on recherchera toutes les informations renseignant sur son niveau maximal au cours de l'année.

L'analyse de stabilité d'une pente donnée ne saurait être précise. Lorsqu'on applique la méthode, on utilise, en effet, concernant le comportement des masses

naturelles au cisaillement, certaines hypothèses qui sont rarement vérifiées dans la nature. La valeur principale d'une analyse de stabilité réside dans le fait qu'elle

procure une méthode rationnelle permettant de juger des mesures à prendre pour réduire le risque d'une défaillance de pente.

2.1 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. Pour que la pente reste stable, les efforts de cisaillement qui s'exercent à l'intérieur d'une pente doivent être Neutralisés par la résistance au cisaillement. La pression de l'eau des pores, déterminée par la position de la nappe aquifère, exerce une influence directe sur la résistance apparente au cisaillement acquise par le sol, plus la pression de l'eau des pores est élevée, plus la résistance au cisaillement est faible. En fait, si le drainage naturel est interdit par des conditions telles que le gel d'une face du sol, la pression de l'eau pourrait, même dans le cas des sols granulaires, s'élever au point d'engendrer une situation instable. Le drainage ou la position de la nappe aquifère exercent ainsi une influence directe sur la stabilité de la pente.

2.2 Conditions du sol

Deux remarques relatives aux conditions du sol s'imposent. Les problèmes les plus critiques de stabilité des pentes se présentent d'ordinaire, en premier lieu, sur les sols à grains fins et particulièrement sur les argiles. Ceci résulte en partie de ce

qu'il est difficile de les drainer et de ce que, sur ce genre de sol, les processus d'érosion par ruissellement et vagues amènent de nombreuses pentes au point de rupture.

Le second point concerne le comportement des sols à grains fins impliqués dans un déplacement des terres. En acquérant par moulage une autre forme, ils peuvent perdre une fraction notable de leur résistance. On désigne l'importance de cette perte sous le nom de sensibilité. Les hautes sensibilités correspondent aux grandes pertes de résistance. Il se peut, comme l'indique la Figure 1, que les débris d'un glissement de terrain sur sols à haute sensibilité ne séjournent pas au pied de la pente, mais se dispersent et s'en éloignent.

3. Propriétés nécessaires à l'analyse

A. Géométrie et stratigraphie (évaluation possible)

B. Poids unitaire

C. Charges externes

D. Résistance au cisaillement (y compris la pression interstitielle)

Si on simplifie :

- géométrie

- résistance**.**

4. Principe de l'analyse de stabilité

Comme la plupart des problèmes de mécanique des sols, on analyse la stabilité des pentes par équilibre limite S/τ aucune donnée sur la déformation.

C'est à dire en équilibrant la résistance maximum (mobilisable) du sol aux efforts existants sur un plan de rupture donnée.

• Une des hypothèses les plus impotentes est donc que l'on peut mobiliser en même temps sur toute la surface de rupture la résistance maximum du sol. Cette méthode de l'équilibre limite convient bien aux matériaux à rupture plastique et moins bien aux matériaux à rupture fragile. (Notion de rupture

mobilisable).

• On assume problème plan; on néglige l'effet de cuvette 5 à 10 %.

• On considère plusieurs surfaces planes critiques, surface à priori inconnue.

5. Coefficient de sécurité

5.1 Définition

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 sur pour que la masse potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre.

Ce facteur peut être écrit de la façon suivante :

$$FS = \frac{Q_{max}}{Q}$$

● 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 peut citer plusieurs exemples:

● FW = niveau de l'eau à la rupture / niveau de l'eau initial (ou de projet)
● FL = chargement ultime / chargement appliqué
● FS(Q) = a_{max} (rupture) / a_{max} (Q) ; Q : le chargement sismique d'accélération maximale a_{max}.

5.2 Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité

Le facteur de sécurité minimal FS adopté est assez rarement inférieur à 1.5. Il peut 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.
Le tableau ci-dessous, nous donne les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entoure.

FS	**Etat de l'ouvrage**
<1	Danger
1.0-1.25	sécurité contestable
1.25-1.4	sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants sécurité contestable pour les barrages, ou bien quand la rupture serait catastrophique
>1.4	satisfaisante pour les barrages

Tableau 02 : Les valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage.

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 égal à 1.25,

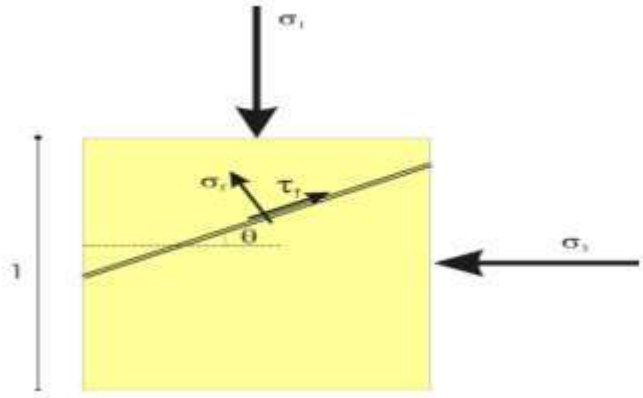
alors que FS = 1.5 pour Bishop (l'approche de Fellenius est plus conservatoire que celui de Bishop).

5.3 Calculer le coefficient de sécurité

Considérons un élément carré d'unité (dx = dy = 1) exposé aux contraintes normales $\sigma 1$ et $\sigma 3$ 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 θ. 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 τf et la

contrainte normale mobilisée σf au plan de rupture peuvent être déterminées en fonction de σ1 et σ3.

5.3.1 Contrainte normale au plan de rupture



Représentation du plan de rupture

5.3.2 Contrainte tangentielle au plan de rupture

$$\tau_f = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right) \sin 2\theta \qquad (2)$$

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 (σ1,σ3) et en fonction du critère de rupture (c,ϕ)

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

Donc, on peut écrire:

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

En remplaçant les équations (1) et (2) dans l'équation (3), on trouve:

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

En mécanique et selon le critère de Mohr-Coulomb, nous pouvons prouver que l'angle du plan de rupture est égal à $45+\phi/2$ par rapport à la direction principale $\sigma 3$. 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 $45+\phi/2$ dans la relation (4), nous trouvons:

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

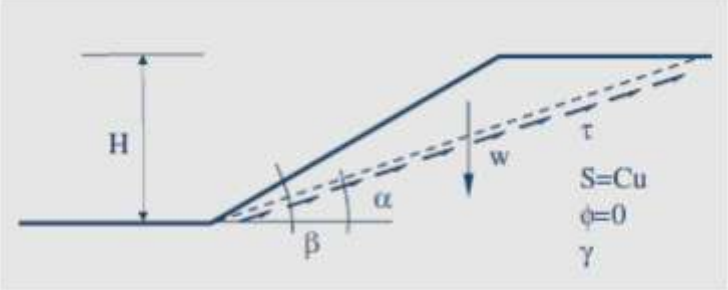
6. Développement des méthodes d'analyse

Développement des méthodes d'analyse $\phi = 0$

But : refaire cheminements qui ont amené aux techniques d'analyse et bien comprendre le principe.

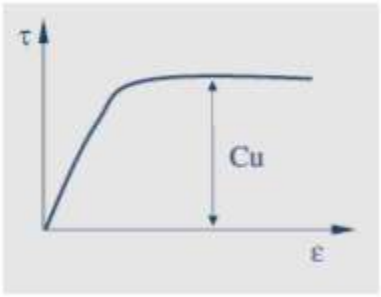
Culman (1774)

- Méthode très simple : suppose une surface de rupture plane



- Calculer la contrainte de cisaillement nécessaire pour équilibre sur un plan supposé de glissement;
- Déterminer la résistance mobilisable sur ce plan (indépendante de σ');

• F.S. = résistance mobilisable / résistance de cisaillement nécessaire pour équilibre;
• Déterminer la surface critique.



Analyse de stabilité analyse de contrainte pour τ.

Culman a trouvé une expression pour obtenir le facteur de sécurité en fonction de β, H, α, γ et Cu.

Cette méthode montre que pour ϕ=0 (donc pour un sol cohésif), F.S. = *f*(β, H, γ, Cu).

Collin (1870)

Collin a commencé en 1870 à traiter la stabilité des pentes par des cercles (selon observation).

6.1 Méthode suédoise (1912)

Méthode en ϕ =0 (contrainte totale); Équilibre des moments autours d'un point O; Rotation d'un bloc circulaire

W = gravité

Moment renversant : $M_R = -W.\ a$

Moment résistant : $M_O = R.l.\tau$

À l'équilibre $M_R + M_O = 0$

On n'a pas parlé de résistance encore – Analyse des contraintes pour trouver τ.

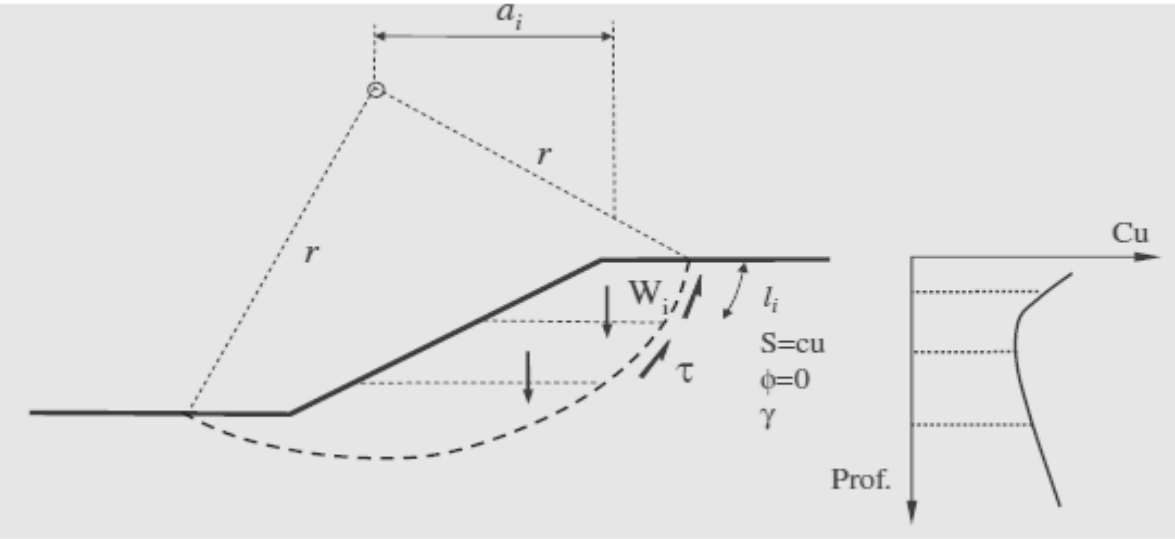
$-Wa + R.l.\tau = 0$ (τ = contrainte de cisaillement mobilisable et S est la résistance au cisaillement disponible)

Sol homogène : S = Cu

$$F.S. = R \sum Cu_i l_i / \sum W_i a_i$$

Le facteur de sécurité vaut pour un seul cercle.

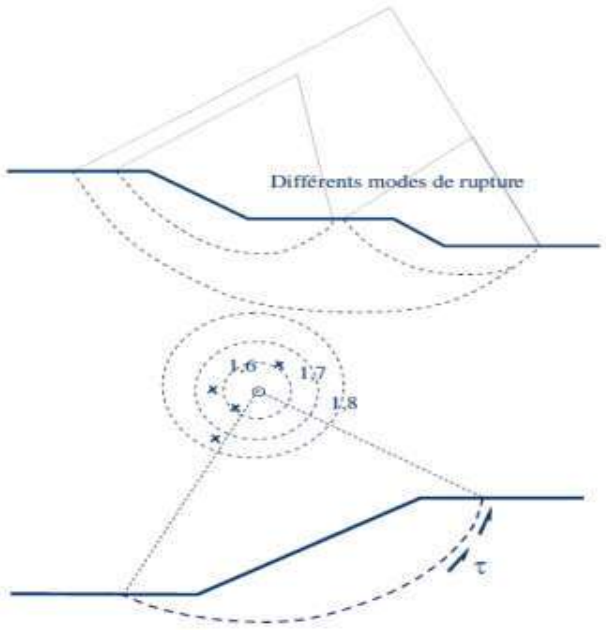
Ce cercle assumé de rupture n'est pas nécessairement le plus critique.



6.1.1 Détermination du cercle critique : (valable pour ϕ=0 et c' et ϕ')

a) d'abord déterminé différents modes de rupture.

Il s'agit d'essayer plusieurs cercles pour être certain qu'à un moment donné on a trouvé le cercle de rupture critique.



- Méthode pour s'assurer que nous avons le minimum.
- Localisation approximative du centre du cercle critique.

b) Une bonne méthode pour s'assurer que nous avons le cercle critique est de tracer des lignes de contours de F.S.

Afin de donner des contours, ces cercles doivent avoir quelque chose en commun (une restriction commune).

- Tous les cercles passent par un même point.
- Tous les cercles tangents à une même élévation
- Tous les cercles ont le même rayon.

Procédure :

- Choix d'une restriction commune.
- Développement des contours et détermination de F.S. minimum.

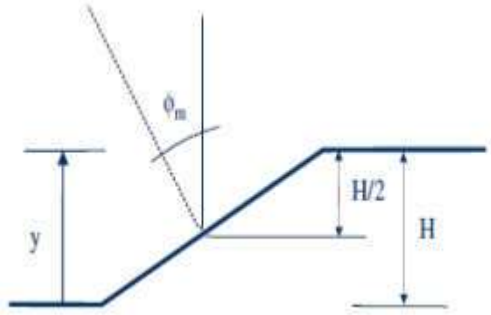
• Répéter en changeant la restriction.
Il est possible d'avoir deux ou trois séries de contours; c.à.d. 2 ou 3 F.S minimum (Ex. Pente avec une berme).

6.1.2 Guide pour localisation du cercle critique

A. Le cercle de rupture passe souvent par les pieds de la pente :
• Si l'angle de frottement interne grande par rapport à la cohésion : Cercle élevé (cercle en pieds).
• Si $\phi = 0$ mais Cu augmente rapidement avec la profondeur.
• Si pente abrupt $\beta > 53°$.



B. Cercle profond dans d'autre cas
• Si présence d'une couche molle, cercle au fond de la couche molle.
• Si $\phi = 0$ et Cu diminue avec la profondeur, cercle au fond de la couche molle.



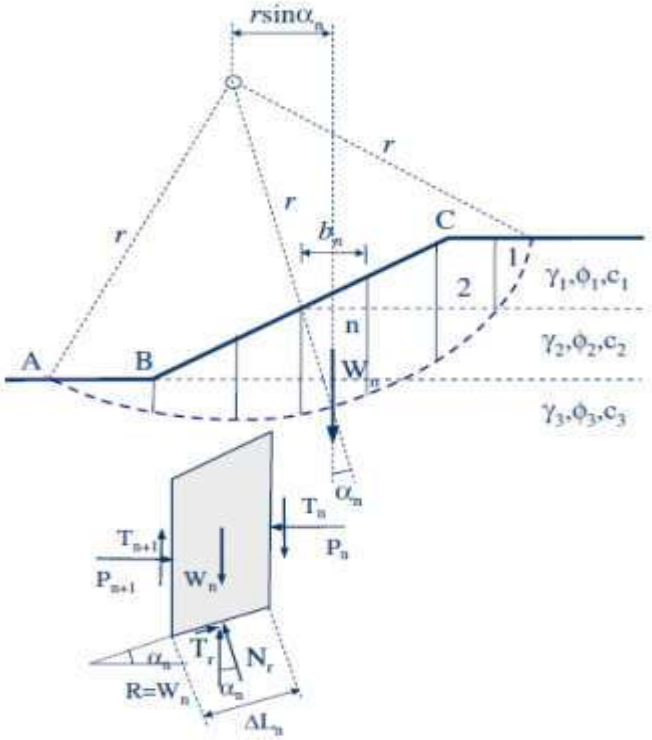
C. Position du centre du cercle critique
$\tan\phi_m = \tan\phi' / F.S.$
Y = 1 ½ H si cohésion forte
Y = 6 H si friction forte
En fait si c=0 R infini la surface de rupture devient une droite.

6.1.3 Méthode d'analyse par contrainte effective

(Pouvant utiliser contraintes effectives S c' et ϕ' (i.e. résistance effective par changement de contraintes effectives; résistance varie avec la profondeur)
Les méthodes que nous avons vues précédemment sont proposées pour $\phi = 0$. (i.e. pour un sol dont la résistance ne varie pas avec la contrainte normale).
Il existe plusieurs situations où on est intéressé de représenter le sol par $\sigma = c' + \sigma \tan\phi$.

En contrainte effective $s = c' + (\sigma - u) \tan\phi$.
Ceci signifie que si on veut déterminer la résistance au cisaillement qui peut être mobilisée sur la surface de rupture, il faut connaître la contrainte normale effective sur ce plan.
Maintenant analyse de contrainte = τ et σ_N pour déterminer S.

6.2 Méthode globale



Il existe des méthodes qui vont surtout être utilisées pour tracer des abaques. Ces méthodes ne font pas intervenir des tranches, considérant toute la masse du sol limitée par la surface de rupture. Elles ne considèrent que des sols homogènes. Elles sont utiles surtout pour faire des abaques.

Ex :

- Log spiral
- Cercle de friction

Ces méthodes ne seront pas vues dans le cadre de ce cours.

Nous verrons plutôt des méthodes d'application plus générales faisant intervenir des tranches et des surfaces de rupture circulaires.

6.2.1 Forces sur une tranche

Si la tranche est en équilibre, ces forces doivent satisfaire les 3 conditions d'équilibre. Les inconnus et équations pour un système de n tranches est :

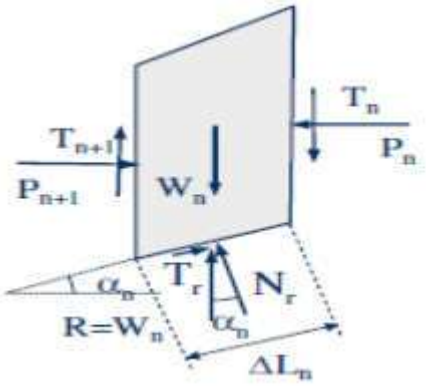
n équations des moments pour chaque tranche; $\sum M = 0$
n équations des forces verticales pour chaque tranche; $\sum Fy = 0$ 3n
n équations des forces horizontales pour chaque tranche; $\sum Fx = 0$

} 3n

Les inconnus sont comme suit :

1 facteur de sécurité
n forces normales N à la base de chaque tranche
n localisations de la force normale
n-1 forces normales entre les tranches 5n-2 inconnus
n-1 forces de cisaillement
n-1 localisations des forces entre les tranches

} 5n-2 inconnus

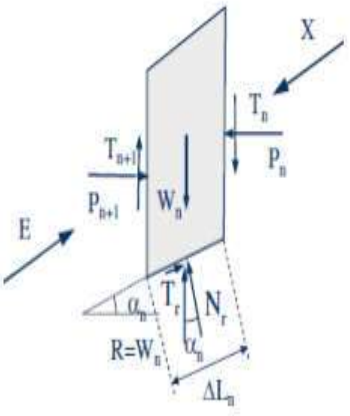


Si on veut satisfaire toutes les conditions d'équilibre, nous avons 5n-2 inconnus à déterminer. Or nous ne disposons que de 3n équations.

Le système est donc statistiquement indéterminé
Les méthodes que nous allons voir ne pourraient donc pas satisfaire rigoureusement aux 3 conditions d'équilibre. Les méthodes vont habituellement satisfaire l'équation des moments et peut être une autre condition.
Dans le cas de l'équilibre d'une surface circulaire, il est possible de faire quelques hypothèses. Il est possible d'assumer que W et N agissent au centre de la base de la tranche. Ainsi la localisation de la force normale à la base de la tranche n'a plus d'importance et disparaît (-n inconnus). Il reste donc (4n-2) inconnus.

6.3 Méthode des tranches

Dans cette méthode, nous assumons que les forces résultantes (E et X) entre les tranches sont parallèles et que leur somme est négligeable de sorte qu'elles ne causent pas de moment autour du centre du cercle de rupture. De cette façon, nous avons éliminé n inconnus et nous avons maintenant (3n-2) inconnus et 3n équations.



Si on fait maintenant l'équilibre des moments autour de O.

$M_R + M_O = 0$

On a aussi $M_O = \sum W_i a_i$ F.S. $= S/t _\tau = S/F.S.$

$M_R = \sum \tau_i l_i R_i \tau = c+\sigma_N \tan\phi$ /F.S.

$M_R = \sum l_i R (c_i+\sigma_{Ni} \tan\phi)/F.S.$

$= (R /F.S.)\sum l_i (c_i+\sigma_{Ni} \tan\phi)$

σ_N est la contrainte normale $= N_r / l_i = W_i \cos\alpha_i / l_i$ (il s'agit d'une hypothèse).
T est la contrainte nécessaire à l'équilibre ou la contrainte de cisaillement à

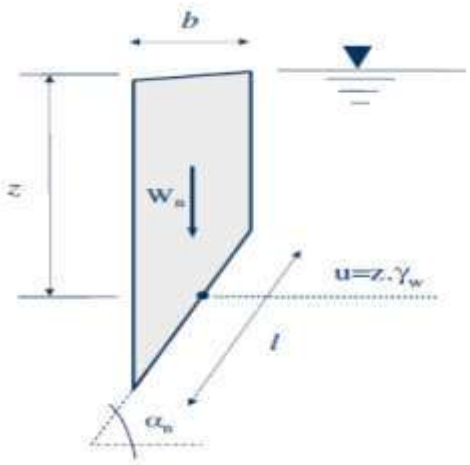
l'équilibre.
S est la résistance au cisaillement mobilisable (inconnue) et elle est reliée à F.S.

À l'équilibre : $M_R + M_O = 0$.
$-\sum W_i a_i + (R/F.S.)\sum l_i (c_i+\sigma N_i \tan\phi) = 0$ _F.S. $= R\sum l_i (c_i+\sigma N_i \tan\phi)/ \sum W_i a_i$
Or $a_i = R \sin\alpha_i$ et $\sigma_N = W_i \cos\alpha_i / l_i$ _F.S. = _ $(l_i c_i+W_i \cos\alpha_i \tan\phi)/$ _$W_i \sin\alpha_i$

$$F.S. = \sum (l_i c_i+W_i\cos\alpha_i\tan\phi)/ \sum W_i \sin\alpha_i$$

Si on veut exprimer F.S. en fonction de la contrainte effective $\sigma' = \sigma - u$
$\sigma = c'+\sigma'_N \tan\phi'$
$\sigma'_N = \sigma_N - u$
$\sigma'_N l = \sigma_N l - u l$
$\sigma'_N l = W \cos\alpha - u l$
$F.S. = \sum (l_i c'_i + (W_i \cos\alpha_i - u_i l_i) \tan\phi')/ \sum W_i \sin\alpha_i$
Cette formulation amène cependant certaines difficultés. Lorsque α augmente, σ_N devient de plus en plus petite ($\sigma_N = W_i \cos\alpha_i / l_i$).
$W = \gamma.z.b$
$\sigma_N = Wi \cos\alpha / l = \gamma.z.b.\cos\alpha / l$
$l = b/\cos\alpha$
$\sigma_N = \gamma.z.b. \cos\alpha / (b/\cos\alpha) = \gamma.z.\cos2\alpha$
Donc si le plan de cisaillement est vertical $\alpha = 90$ $\sigma_N = 0$
En présence de l'eau ($u > 0$)
$\sigma'_N = \gamma.z.\cos2\alpha - u = \gamma.z.\cos2\alpha - z.\gamma w = \gamma.z.\cos2\alpha - z.\gamma/2 = \gamma.z.(\cos2\alpha - 1/2)$
Donc si $\alpha = 45o$ et nappe en surface
$\sigma'_N = 0$

Ce que nous venons de voir implique qu'il est possible d'avoir à un certain moment des contraintes effectives $\sigma'_N < 0$.
Si par exemple $\gamma = 20$ kN/m3 et $\alpha > 45o$



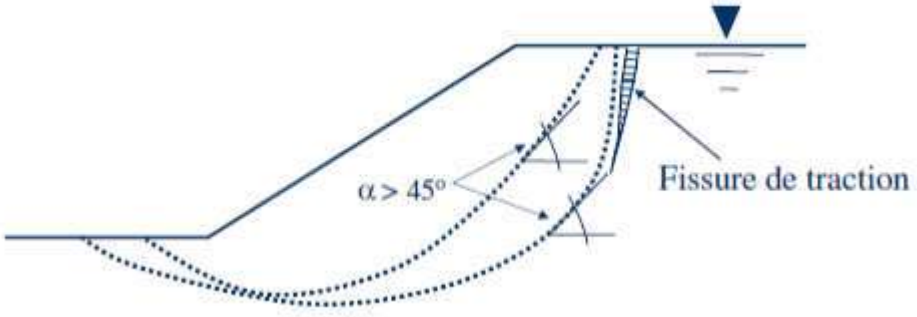
$\sigma'_N = \gamma.z.\cos^2\alpha - z.\gamma w = z\,(20.\cos^2\alpha - 10) = 10.z(2(<0.5)-1) < 0$

Si par exemple $\gamma = 17$ kN/m3

$\sigma'_N = 0$ $17\cos^2\alpha - 10 = 0$ $\alpha = 39{,}9^o$

Donc pour $\alpha > 39{,}9^o$ $\sigma'_N < 0$

En termes d'analyse des contraintes il existe à des endroits des zones dites de traction.



Est-ce que le sol peut travailler en traction et jusqu'à quel point ?

On sait que le sol ne peut pas prendre beaucoup de traction. De quelle façon nous allons traiter ce problème?

$c'l + w\cos\alpha - u\,l\tan\phi$ = résistance au cisaillement mobilisée à la base de la tranche.

Il existe trois possibilités :

1 Faisons la sommation des + et des - . La somme des S (résistance) est alors très faible.

2 Faisons la somme des S pour les tranches où $(w\cos\alpha - u\,l) > 0$ donc pour $\sigma'_N > 0$

3 Faisons la somme des S pour les tranches où $S > 0$.

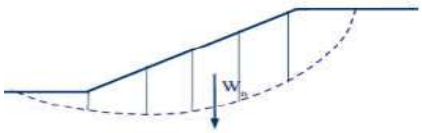
Quelle est la meilleure solution ?

1er donne de F.S trop faible.

2e et 3e sont acceptables. Mais le 2e est probablement le meilleur des deux.

6.4 Méthode de Bishop (qu'on appelle habituellement Bishop simplifiée)

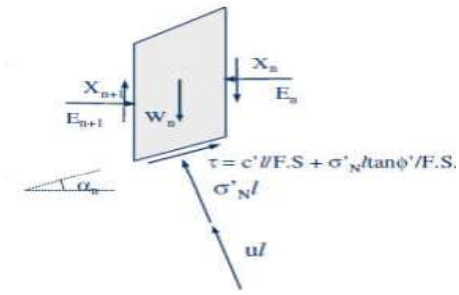
La méthode de Bishop diffère de celle des tranches surtout parce qu'elle fait l'équilibre dans chacune des tranches pour trouver σ_N au lieu d'assumer celle ci comme étant égale à W cosα. $\sigma_N \sum F_v$

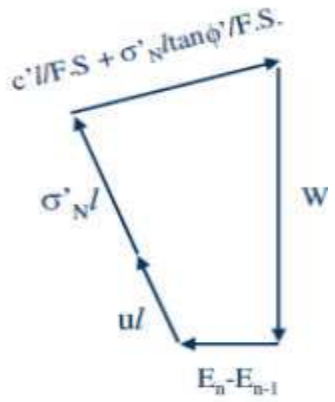


En fait on voit que si on fait l'équilibre des forces pour obtenir σ'N, on n'a pas nécessairement W cos a.

Hypothèse : $X_n - X_{n-1} = 0$

Si on trace le polygone des forces pour trouver σ'N pour chaque tranche, on a alors :





Dans la $\sum F_v$, E_n-E_{n-1} n'entre pas en ligne de compte mais influence le polygone à l'équilibre :

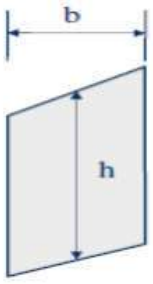
$\sum F_v = 0$

$-W+u\,l\cos\alpha + \sigma_N' l \cos\alpha + c' l \sin\alpha / F.S + \sigma'_N l \tan\phi \sin\alpha / F.S. = 0$

$\sigma N' l\,(\cos\alpha + \tan\phi\sin\alpha/F.S.) = W - u\,l\cos\alpha - c' l \sin\alpha / F.S.$

$\sigma N' l = (W - u\,l\cos\alpha - c' l \sin\alpha / F.S.) / (\cos\alpha + \tan\phi \sin\alpha / F.S.)$

Méthode des tranches : $\sigma'_N l = W\cos\alpha - u\,l$.



6.4.1 Méthode de Bishop

Équilibre de l'ensemble :

$\sum M = 0$ pour déterminer F.S.

De l'équilibre des moments, on a déjà établie : $F.S. = \sum (l_i\, c'_i + \sigma'_{Ni}\, l_i \tan\phi') / \sum W_i \sin\alpha_i$ (bishop est différent que dans le calcul de σ'N).

Si nous remplaçons σ'N dans l'équation :

$F.S. = (1/\sum W_i \sin\alpha_i). \sum (l_i\, c'_i + \{W - u l \cos\alpha - c' l \sin\alpha / F.S.) / (\cos\alpha + \tan\phi\sin\alpha/F.S.\} \tan\phi')$

Si on veut une expression avec le même dénominateur, nous

faisons $m\alpha = \cos\alpha + \tan\phi\sin\alpha/F.S.$

$F.S. = (1/\sum W_i \sin\alpha_i).\sum [l_i c'_i \cos\alpha + (W-u l \cos\alpha)\tan\phi']/m\alpha$

À noter m_α contient F.S. (inconnu). Il faut donc procéder par itération converge rapidement.

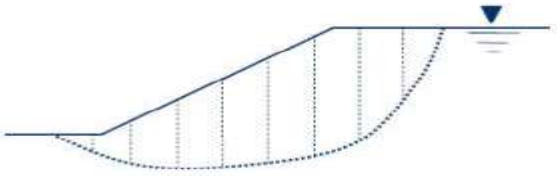
Si on travaille à la main, il est plus simple de réécrire cette équation avec $b=l \cos\alpha$

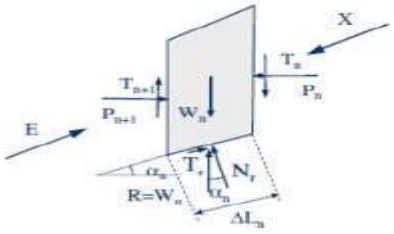
$m_\alpha = hb \sin\alpha$; $W=\gamma hb$

$F.S. = (1/\sum h_i b_i \sin\alpha_i).\sum [b_i (c'_i + (\gamma h_i - u_i) \tan\phi']/m_\alpha$

Lorsqu'on travaille à la main, le terme m_α est assez fastidieux à évaluer.

Il existe cependant des tables qui permettent de donner directement le terme en fonction de α et de $\tan\phi/ F.S.$





Si on utilise des tranches, quelle que soit la forme assumée de la surface de rupture, nous avons comme déjà vu :

(5N – 2) inconnus et 3 N équations

À peu près toutes les méthodes assument que la force normale à la base de la tranche est appliquée au centre de celle-ci, nous avons alors :

(4N – 2) inconnus et 3N équations

Nous devons donc faire N-2 autres hypothèses. Dans la suite de ce chapitre, nous ne verrons pas tous les détails de formulation des méthodes d'analyse(surface générale). Nous verrons surtout les hypothèses et les relations de calcul.

1. INTRODUCTION

Un ouvrage de soutènement est une construction destinée à prévenir l'éboulement ou le glissement d'un talus raide .

Les ouvrages de soutènement sont essentiellement employés, soit en site montagneux pour protéger les chaussées routières contre le risque d'éboulement ou d'avalanches, soit en site urbain pour réduire l'emprise d'un talus naturel, en vue de la construction d'une route, d'un bâtiment ou d'un ouvrage d'art.

II existe deux grandes classes d'ouvrages de soutènement :

- **les murs de soutènement** qui sont composés d'une paroi résistante et d'une semelle de fondation.

C'est le cas des murs en béton armé en «T renversé» ou des murs-poids, qu'ils soient en maçonnerie (briques, pierres,…) ou formés d'éléments spéciaux (murs Peller, gabions métalliques).

- **Les écrans de soutènement** qui sont composés seulement d'une paroi résistante :

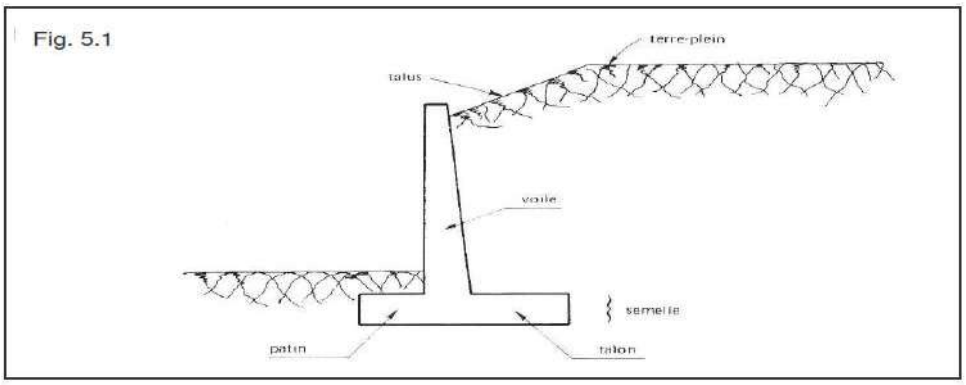
Exemples :

- rideau de palplanches formé de profilés métalliques emboîtés les uns dans les autres et fichés dans le sol,
- paroi moulée en béton armé,
- mur en terre armée avec parement composé d'écailles en béton.

2. LES TYPE MURS EN BÉTON ARMÉ

Les murs en béton armé peuvent avoir des formes diverses et être réalisés de multiples façons :

2.1. mur en «T renversé» classique



Le mur en «T renversé» est la forme classique pour un mur en béton armé de treillis soudé. Il est économique sans contreforts, tant que sa hauteur n'excède pas 5 à 6 mètres, et peut-être réalisé sur un sol de qualités mécaniques peu élevées. En effet, par rapport à un mur-poids de même hauteur, il engendre des contraintes sur le sol plus faibles pour une même largeur de semelle.

Dans le cas de murs en déblai (c'est-à-dire réalisés en terrassant un talus) les limitations de volume de terrassement et les difficultés de tenue provisoire des fouilles obligent à réduire le talon et à augmenter le patin (figure 5.2).

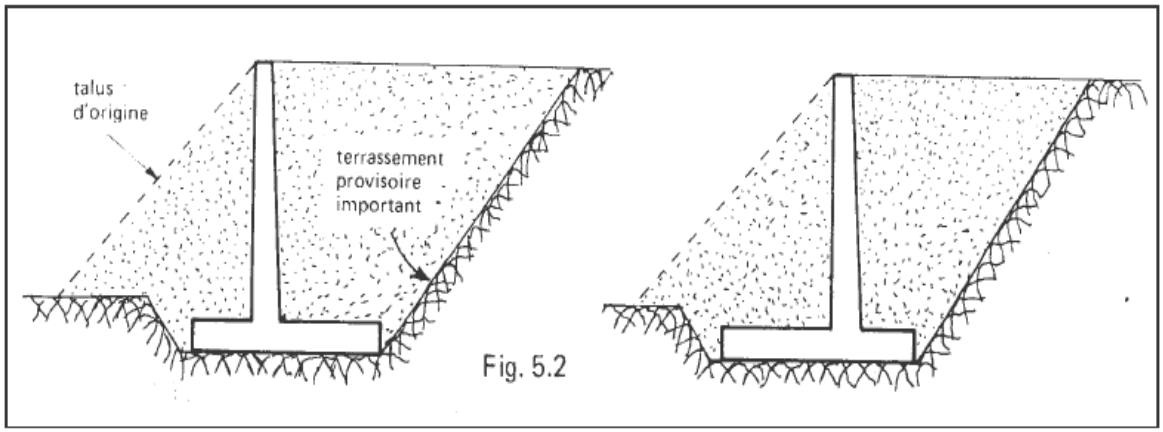
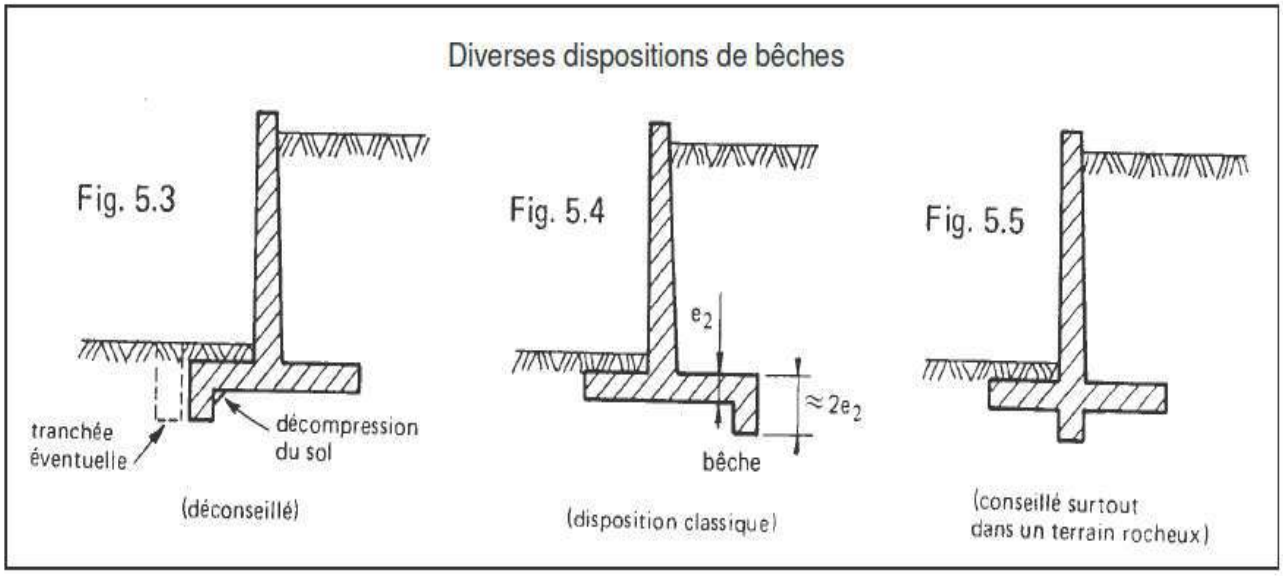


Fig. 5.2

Parfois, la stabilité au glissement du mur nécessite de disposer sous la semelle une «bêche». Celle-ci peut être soit à l'avant, soit à l'arrière de la semelle, soit parfois encore en prolongement du voile.

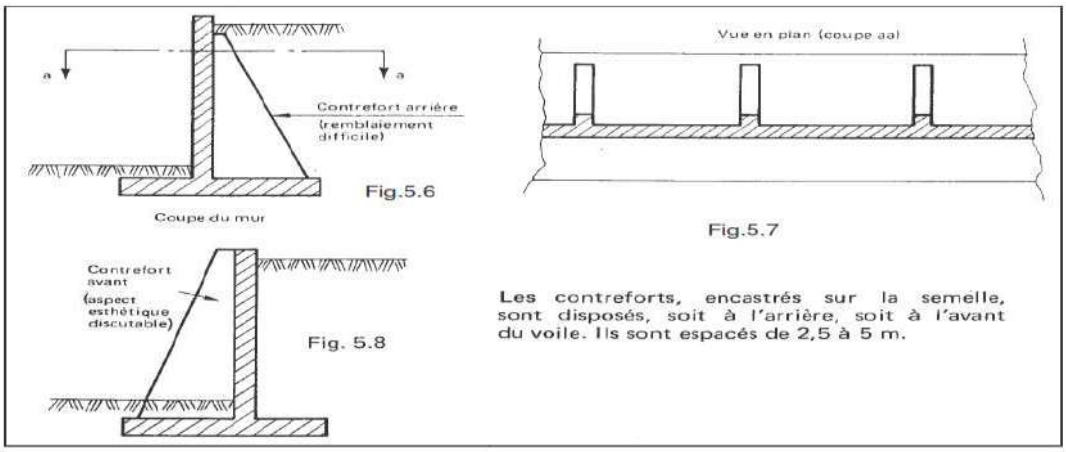
Cette bêche est toujours coulée en «pleine fouille» sans coffrage. Le premier cas (figure 5.3) peut paraître intéressant car il permet de mettre la semelle totalement hors gel. Mais à l'ouverture de la fouille de la bêche, il y a un risque de décompression du sol dans la zone où il est le plus sollicité. De plus, il y a aussi un risque de voir, après la construction du mur , la butée devant la bêche supprimée par des travaux de terrassement (ouverture d'une tranchée pour pose d'une canalisation par exemple).



Le troisième cas (figure 5.5) est peu employé. Il est néanmoins très intéressant car il permet de réaliser facilement le ferraillage de l'encastrement du voile sur la semelle en prolongeant dans la bêche les treillis soudés formant armatures en attente.

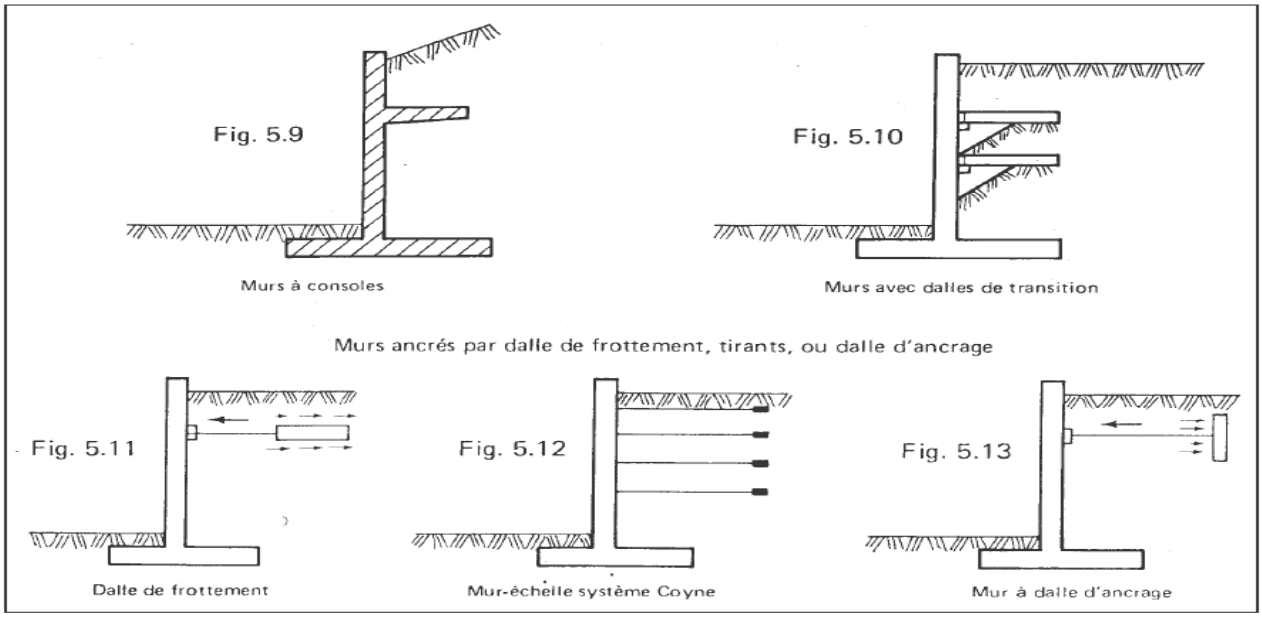
2.2. mur à contreforts

Lorsque la hauteur du mur devient importante ou que les coefficients de poussée sont élevés, le moment d'encastrement du voile sur la semelle devient grand. Une première solution consiste à disposer des contreforts dont le but est de raidir le voile.



2.3. murs divers

On peut encore adopter d'autres solutions pour limiter les poussées des terres sur le voile des murs, mais elles sont d'un emploi peu fréquent. Ces solutions, certes astucieuses et séduisantes, ont l'inconvénient d'être d'une exécution difficile et de grever le coût du mur, même si l'on économise par ailleurs sur la matière.



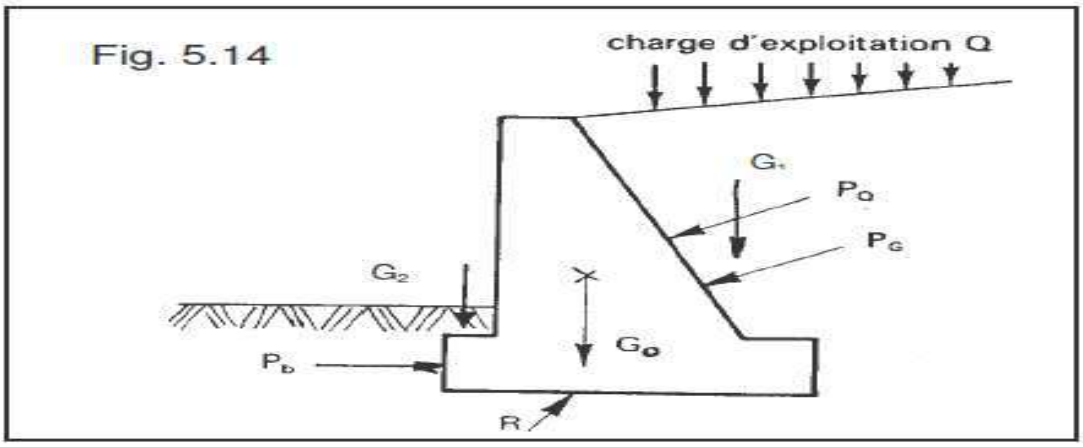
3. forces agissantes

Les différentes forces qui agissent sur un mur de soutènement en dehors de la présence d'eau sont:

- le poids propre G0 du mur
- le poids G1 des terres surmontant la fondation à l'amont (remblai amont)
- le poids G2 des terres surmontant la fondation à l'aval (remblai aval)
- la charge d'exploitation Q sur le terre-plein à l'aplomb de la fondation
- la résultante PG de la poussée des terres soutenues
- la résultante PQ de la poussée due à la charge d'exploitation sur le terre-plein

- la résultante Pb de la butée du terrain devant le mur

- la réaction R du sol sous la base du mur.



Par sécurité, il est d'usage de négliger l'action de la butée (Pb) à l'avant d'un mur de soutènement. En effet, les déplacements nécessaires à la mobilisation de la butée sont importants et incompatibles avec l'esthétique et la destination future de l'ouvrage. De plus, la butée peut toujours être supprimée par des travaux de terrassement ultérieurs (pose de canalisations par exemple) comme déjà mentionné en 1.2,1, fig. 5.3. Il serait donc dangereux de la prendre en compte dans les calculs.

I N T R O D U C T I O N

Les géotextiles sont des nappes de fibres synthétiques utilisées dans le génie civil pour servir de surface de séparation, de filtre, d'armature et de drain. Leur emploi pour réaliser des nappes étanches, appelées parfois géomembranes . L'utilisation des géotextiles dans les travaux routiers se développe depuis une dizaine d'années en raison, d'une part, des propriétés de ces matériaux qui permettent de résoudre très efficacement un certain nombre de problèmes pratiques posés par les travaux relatifs aux sols et, d'autre part, grâce à leur facilité de mise en œuvre et à leur faible coût de transport. Enfin ils confèrent aux ouvrages une plus grande fiabilité.

Depuis que les géotextiles ont commencé à se développer, et qu'une diversité croissante de produits s'est trouvée progressivement mise à la disposition des ingénieurs, la question s'est posée du choix du produit le mieux adapté à un emploi donné.

Cette question est en fait plus difficile qu'il n'y paraît parce qu'un géotextile remplit souvent plusieurs fonctions dans une application donnée et que le choix du produit doit prendre en compte ces différentes fonctions, les sollicitations auxquelles il sera soumis lors de la mise en œuvre, ainsi que la diversité des sols et la complexité de leur comportement mécanique et hydraulique.

Il en résulte que le choix d'un géotextile doit nécessairement faire intervenir un nombre minimal de facteurs.

Des règles trop simplistes risqueraient de conduire à des échecs, ou pourraient entraîner une élimination injustifiée de certains produits.

Les règles de choix concernant le géotextile pour un usage donné doivent cependant rester aussi simples que possible. La solution consiste alors à établir des recommandations d'emploi des géotextiles par domaine d'utilisation, et à réduire ainsi le nombre de facteurs à prendre en compte.

Une autre raison pour établir des recommandations d'emploi pour chaque type d'utilisation tient à la complexité de l'interaction mécanique et hydraulique des sols et des géotextiles qui rend difficile une approche théorique du fonctionnement de ces matériaux dans les ouvrages. Dans ces conditions les réponses pratiques s'appuient surtout sur les constatations faites sur les ouvrages. L'objectif de la présente note technique est de fournir des informations sur les géotextiles eux-mêmes : leur nature, leurs principales caractéristiques techniques et la façon de les mesurer, les fonctions qu'ils peuvent jouer dans les ouvrages, les principales utilisations connues actuellement, la manière de contrôler leur qualité et, enfin, quelques précautions à prendre pour leur mise en oeuvre.

2. LES GÉOTEXTILES

2.1. PRÉSENTATION DES MATÉRIAUX

On appelle géotextiles les textiles utilisés en géotechnique et plus généralement en génie civil. La diversité de ces matériaux est très grande, tant au niveau des constituants de base qu'au niveau de leurs modes d'assemblage. Cette diversité de production explique que l'on dispose d'une grande variété de géotextiles, possédant des propriétés mécaniques et hydrauliques très diverses et pouvant répondre à des usages différents.

2.2.LES CONSTITUANTS

Les géotextiles sont constitués de fibres synthétiques obtenues par filage puis étirage de polymères fondus, le plus souvent du polypropylène ou du polyester. Le diamètre de ces fibres est d'environ 10 à 30 micromètres. Certains géotextiles sont cependant constitués de bandelettes obtenues non pas par filage mais par découpage de films puis étirage. Ces bandelettes sont alors en polypropylène et possèdent quelques millimètres de largeur.

2.3. LE MODE D'ASSEMBLAGE

II y a essentiellement deux familles de géotextiles : les tissés et les non-tissés :

— les géotextiles tissés : ils sont obtenus par l'entrecroisement de deux nappes perpendiculaires de fils ou de bandelettes,

— les géotextiles non-tissés : ils sont constitués de fibres disposées de façon désordonnée et liées par différents procédés.

On distingue principalement :

• les géotextiles non-tissés aiguilletés. L'aiguilletage est un procédé purement mécanique dans lequel des aiguilles hérissées d'ergots traversent la nappe dans un mouvement alternatif rapide;

• les géotextiles non-tissés thermoliés. L'assemblage consiste à comprimer à chaud la nappe de fibres. Il en résulte une soudure superficielle de ces fibres;

- les autres géotextiles. On distingue encore les filets, les tricots et tous les géotextiles composites, constitués par l'association de plusieurs produits de façon à combiner leurs propriétés.

2.4. PRINCIPALES FONCTIONS DES GÉOTEXTILES

L'incorporation de géotextiles dans un sol permet d'en améliorer le comportement mécanique et hydraulique.

2.5. RÔLE MÉCANIQUE

Les géotextiles peuvent agir sur le comportement mécanique des sols selon deux modes principaux d'action :

l'action de séparation et l'action de renfort.

L'action de séparation (également appelée action d'anticontamination). En réalisant un interface continu entre deux matériaux de caractéristiques mécaniques très différentes (le plus souvent il s'agit d'un matériau granulaire propre et d'un sol fin argileux humide), le géotextile empêche leur interpénétration sous l'action des manipulations à la mise en oeuvre, du pétrissage provoqué par le passage des véhicules du chantier, des vibrations induites par le compactage, des contraintes statiques dues au poids des terres ou des superstructures, etc.

Le géotextile permet donc de conserver intactes les propriétés mécaniques des deux natures de sol en présence, alors que la pénétration d'un sol argileux humide — même en très faible quantité — dans un sol granulaire provoque une chute brutale des propriétés mécaniques de ce dernier.

L'action de renfort (appelée aussi quelquefois action d'armature ou d'additif de structure

L'introduction d'un géotextile dans un ouvrage en terre peut :

— ***réduire et homogénéiser la déformabilité*** : dans de nombreux ouvrages les géotextiles utilisés comme anti contaminants ne sont pas suffisamment résistants pour augmenter très sensiblement la résistance à la rupture. Cependant, leur utilisation peut pourtant introduire un élément de continuité des déformations dans le complexe sol-géotextile. Le géotextile a pour effet, dans ce cas, de s'opposer au développement des ruptures localisées, qui apparaîtraient rapidement dans les zones les plus faibles, en ajoutant localement sa propre résistance à celle du sol;

— ***augmenter la résistance à la rupture*** : certains géotextiles contribuent à améliorer les caractéristiques mécaniques d'un ouvrage sans réduire sa « souplesse » c'est-à-dire sa possibilité d'adaptation à de grandes déformations. Interviennent à cet effet leur grande possibilité d'allongement et leur résistance à la rupture en traction.

2.6. RÔLE HYDRAULIQUE

Les géotextiles peuvent également agir sur le comportement hydraulique d'un sol selon deux modes d'action, l'action de filtration et l'action de drainage. L'action de filtration s'oppose à l'entraînement des particules de sol par un écoulement d'eau. Deux cas sont alors à considérer.

Premier cas

L'eau, qui s'écoule, est chargée de particules en suspension; le rôle du filtre est alors de les arrêter. Les particules se déposent sur le filtre (ou en son sein) et s'y accumulent en réduisant progressivement sa perméabilité : il y a colmatage. Ce colmatage, inévitable dans ce cas d'espèce, peut cependant être admis si l'une au moins des conditions suivantes peut être considérée comme satisfaite :

- la perméabilité vers laquelle tend le filtre reste suffisamment élevée par rapport à celle des matériaux environnants,
- le colmatage est suffisamment lent par rapport à la durée de vie de l'ouvrage. Cela a d'autant plus de chance d'être réalisé que la vie de l'ouvrage est courte (ouvrages provisoires) et que la surface du filtre est grande,
- le processus de dépôt a une durée limitée (au bout de laquelle il n'y a plus de particules en suspension dans l'eau qui circule) et le filtre est encore assez perméable à ce stade,

les phases de dépôt alternent avec des phases où la circulation d'eau décolmate le filtre (par augmentation de la vitesse ou changement de sens de l'écoulement).

Second cas

II s'agit de créer un ensemble sol-filtre tel que, précisément, les écoulements internes se fassent sans déplacement de particules solides. Un sol naturel est en général en équilibre stable, c'est-à-dire que les percolations d'eau et les mouvements de l'eau de la nappe se font sans transport solide. Lorsqu'on modifie les conditions de cet équilibre, par exemple par la construction de dispositifs de drainage qui favorisent l'écoulement, il peut y avoir rupture de l'équilibre existant et entraînement de particules de sol par l'écoulement ainsi modifié. La conception du système de drainage, et en particulier du filtre, doit

être alors telle qu'un équilibre stable puisse être rétabli le plus rapidement possible.

L'action de drainage de nombreux géotextiles (non-tissés, aiguilletés en particulier) qui sont en mesure d'écouler, dans leur propre épaisseur, des débits suffisants et, de ce fait, de constituer des drains particulièrement efficaces.

En résumé, les principales fonctions des géotextiles, dans un sol, sont au nombre de quatre :

- l'anticontamination,
-le renfort mécanique,
- la filtration,
- le drainage.

Selon les cas d'application, on cherchera donc à mobiliser davantage l'une ou l'autre de ces fonctions, mais il existe des cas où l'on demande au géotextile de remplir simultanément l'ensemble des quatre fonctions. Par exemple, le cas classique fréquent est celui d'une piste de chantier réalisée sur un sol argileux et marécageux.

2.7. UTILISATION DES GÉOTEXTILES

Dans ce chapitre on se propose d'examiner les principaux cas d'utilisation des géotextiles dans le domaine de la géotechnique routière.

Le tableau II résume successivement les rôles joués par les géotextiles dans les principaux cas d'application,

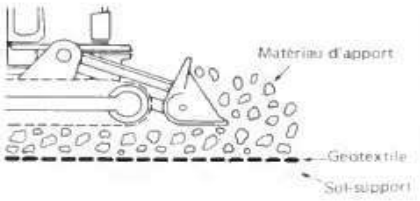
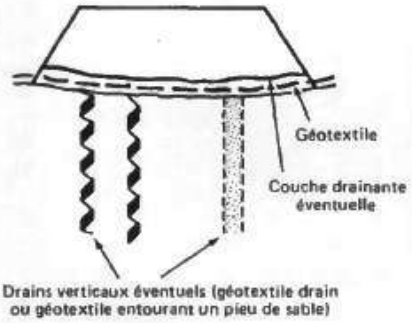
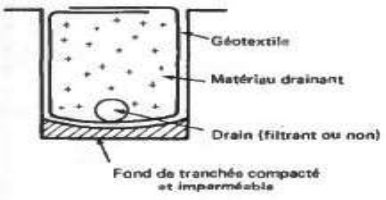
CAS D'UTILISATION	RÔLES JOUÉS PAR LE GÉOTEXTILE
Géotextile sous pistes, couches de formes ou voies à faible trafic.  	**Rôle général** ***Anticontamination :*** Dans tous les cas le géotextile doit empêcher l'interpénétration du sol-support dans le matériau d'apport graveleux pour que ce dernier conserve ses propriétés mécaniques. **Rôles éventuels** ***Renfort mécanique :*** *a*) Sur les sols présentant une portance très variable à l'échelle de quelques dizaines de centimètres, le géotextile peut effacer les points de portance les plus faibles où en son absence se seraient amorcées puis développées des ornières sous l'action du trafic. *b*) Certains géotextiles particulièrement résistants ou mis en place en plusieurs couches peuvent contribuer au fonctionnement mécanique de l'ouvrage. ***Filtration :*** Dans le cas où des écoulements chargés peuvent se produire entre le sol support et le matériau d'apport graveleux le géotextile doit jouer le rôle de filtre. ***Drainage :*** Quand l'ouvrage ne comporte pas de revêtement imperméable, le géotextile peut jouer un rôle de drain en évacuant dans son plan les eaux d'infiltration. Il peut aussi accélérer la consolidation de la partie superficielle du sol support lorsque celui-ci est particulièrement mou.

TABLEAU II (suite)

CAS D'UTILISATION	RÔLES JOUÉS PAR LE GÉOTEXTILE
Géotextile sous remblais sur sols compressibles.  	**Rôles généraux** ***Filtration :*** Dans tous les cas, le géotextile doit empêcher le passage d'éléments solides du sol compressible, entraînés par l'écoulement résultant du phénomène de consolidation, qui sont susceptibles de colmater le système de drainage (couche drainante ou géotextile drainant). ***Anticontamination :*** Ce rôle est automatiquement rempli dès lors que le géotextile joue le rôle de filtre. Il est particulièrement intéressant dans le cas où il est prévu une couche drainante ou des pieux de sable, car il évite au cours de la mise en œuvre la pollution d'une quantité souvent importante de matériau drainant. **Rôles éventuels** ***Drainage :*** Certains géotextiles permettant d'évacuer dans leur plan des débits suffisants peuvent constituer eux-mêmes le système de drainage mis en place pour accélérer la consolidation.
	Mécanique : *a*) Dans le cas de sols compressibles présentant une portance très variable à l'échelle de quelques dizaines de centimètres, le géotextile placé à la base du remblai peut effacer les points de portance les plus faibles où se seraient amorcées les ruptures, facilitant ainsi considérablement la mise en œuvre de la première couche de remblai. On ne peut toutefois pas considérer que les géotextiles couramment utilisés améliorent sensiblement la stabilité globale de l'ouvrage ou réduisent l'amplitude des tassements de consolidation. *b*) Le géotextile utilisé dans le système de drainage peut, du fait de ses propriétés mécaniques, s'adapter à des déformations importantes du remblai ou du sol sous-jacent, assurant ainsi la permanence du fonctionnement du système de drainage.
Géotextile dans les ouvrages de drainage (tranchées drainantes, masques et éperons drainants).  	**Rôles généraux** ***Filtration :*** Le géotextile doit assurer le rôle de filtre, capital dans le fonctionnement de tout dispositif de drainage. De nombreux géotextiles sont en mesure de remplir ce rôle dans des conditions de fiabilité et de mise en œuvre plus satisfaisantes que les techniques traditionnelles. ***Anticontamination :*** Ce rôle est automatiquement rempli dès lors que le géotextile joue le rôle de filtre. Il s'agit d'un rôle important étant donné les risques de contamination du matériau drainant inhérents à la mise en œuvre. **Rôle éventuel** ***Drainage :*** Certains géotextiles permettant d'évacuer dans leur plan des débits suffisants peuvent être utilisés pour collecter les eaux internes d'un massif de sol.

3. DRAINAGE

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.

3. 1 - Types de drainage:

Les types de drainages profonds le plus couramment utilisés sont:

3-1-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 oeuvre.

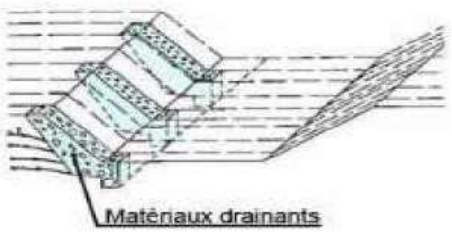


Figure 32.Eperon drainant

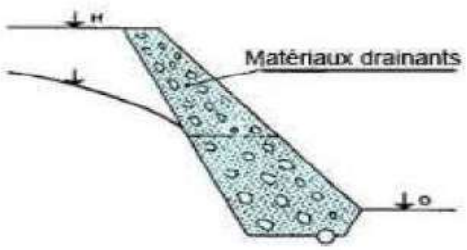


Figure 33.Masque drainant

3-1-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

3-1-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.

3-1-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.

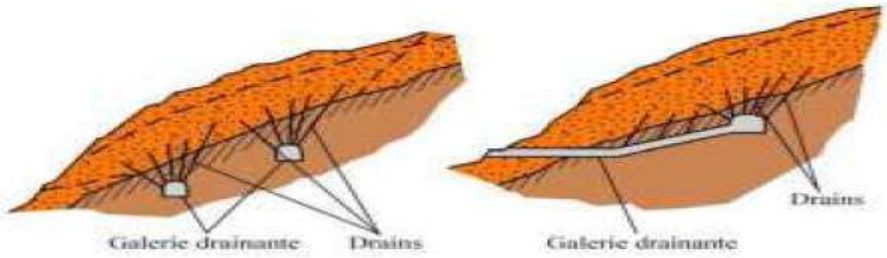


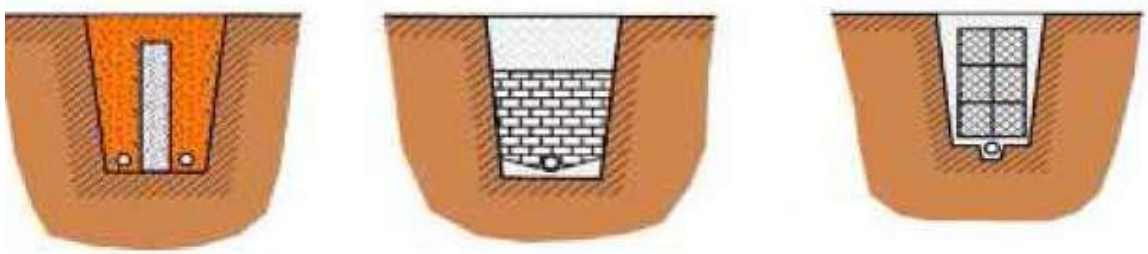
Figure 34. Galerie drainante

3-1-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



3-1-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 à1.20 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.

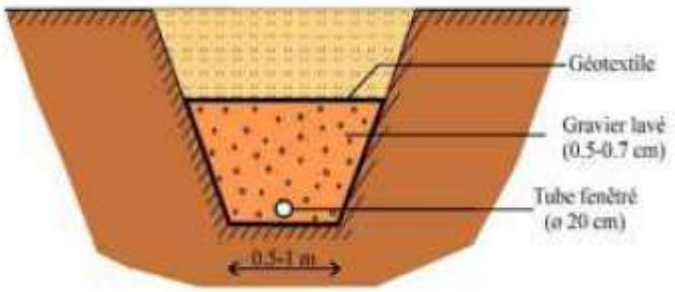


Figure 36. Tranchée drainante

3-2- 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.

PRESENTATION DU PROJET

1. PRESENTATION GENERALE DE LA ZONE D'ETUDE :

1.1. la wilaya de Médéa:

La wilaya de Médéa est une wilaya algérienne ayant pour chef-lieu la ville du même nom.

Elle est située entre les régions des hauts plateaux sur un territoire appelé sous l'administration ottomane le Titteri.

Médéa est une petite ville d'Algérie, située à 88 km au sud d'Alger, sur les hauts plateaux qui ferment la vallée de la Mitidja, était la capitale du Titteri ; un bey, adjoint du Dey d'Alger, y résidait. À l'arrivée des Français en 1830, le Bey de Médéa était le frère de l'Emir Abdelkader. En 1837, après le traité de la Tafna, Abdel Kader en fit une de ses capitales.

Médéa serait l'ancienne station romaine de Medix ou ad Médias, ainsi appelée parce qu'elle était à égale distance de Tirinadi (Berrouaghia) et de Sufnsar (Amoura).

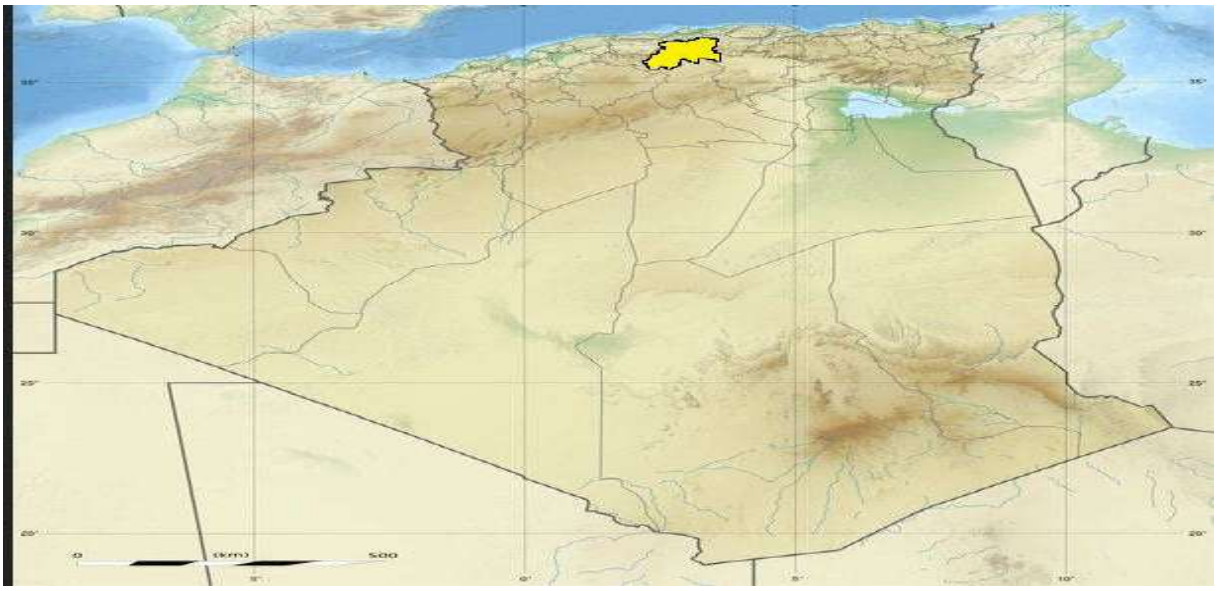


Figure 14 : Situation géographique de la wilaya de Médéa

1.2.Limite géographique :

La wilaya de Médéa a une superficie de 8 866 km ². Elle est limitée par les wilayas de Blida au Nord, Bouira et M'Sila à l'Est, Ain defla et Tissemsilt à l'Ouest et Djelfa au Sud.



Figure 15 : Limites géographiques de la wilaya de Médéa

1.3. Présentation de la ville de ouamri

Ouamri est une petite ville située dans la wilaya de Médéa au sud-ouest d'Alger sur les monts de Dahra . Elle est située entre Médéa et Khemis Miliana 20 km vers l'ouest et à environ 1 centaine de km d'Alger. Elle est aussi à 10 km au Nord-Est de Djendel.

Ouamri est à environ 740 mètres d'altitude. C'est une région agricole avec d'abondantes sources d'eau naturelle. Sa surface agricole totale est de 17 450 hectares dont 12 392 ha utiles. Les activités agropastorales restent caractérisées par la petite agriculture de subsistance : cultures maraîchères, blé, orge, avoine... Il y a entre autres beaucoup de cactus où poussent les figues de barbarie, beaucoup de jujubiers et de grenadiers. À 2 km d'Ouamri en venant de Médéa, on trouve une forêt immense d'eucalyptus au niveau du hameau d'Ouledilmi.

À l'entrée d'Ouamri, il y a le wali (mausolée) de Sidi Ali (savant religieux). Il est très sacré pour les gens d'Ouamri. On trouve des mausolées partout dans les villes ou villages en Algérie.

Ouamri s'agrandit d'année en année: il y a un lycée, deux collèges et plusieurs écoles primaires pour accueillir tous les enfants et étudiants de la commune et des villages alentour comme Ouled Moussa, Ouled Dilmi jusqu'à Harbil sur la route nationale menant à Médéa.

La commune d'Ouamri est située à 5 km au nord de la RN 18 qui descend dans la vallée de Oued Harbil vers le Chlef.

Elle est dans une zone de collines à 300 m au-dessus de cette vallée affluente du chelif. Elle est dominé par les 900 m du Djebel Guellala, on y accède par 2 routes parallèles qui s'arrêtent toutes 2 à Ouamri. C'est donc une ville en cul-de-sac amélioré par le choix de la route.

Ouamri est une daira c'est une circonscription administrative algérienne située dans la wilaya de Médéa et la région du Titteri. Son chef-lieu est situé sur la commune d'Ouamri.

La daïra regroupe les trois communes Ouamri, Oued Harbil et Hannacha.

1.4. géologie générale :

Médéa est une wilaya située sur les hauts plateaux qui ferment la vallée de la Mitidja, à quatre vingt huit (88) kilomètres au Sud d'Alger. Le relief de la Wilaya de Médéa se compose de quatre principales zones qui sont:

- ***La zone montagneuse*** : Elle se compose d'une chaîne de montagnes continue qui limite la partie ouest et nord de la Wilaya. Cette zone s'étend des monts de I'Ouarsenis jusqu'à Tablât.
- ***La zone Tellienne :*** Se situant au milieu de la wilaya, elle se distingue par son caractère agricole notamment la culture de la vigne qui produit différentes variétés de raisin, en plus des agrumes de toutes sortes dont principalement les pommes.
- ***La zone des plaines :*** Elle comprend les plaines de Béni Slimane et de M'Rachda qui se situent au milieu de la zone tellienne. Ces plaines se singularisent par la culture des arbres fruitiers.
- ***La zone du Sud :*** Cette zone se caractérise par l'irrégularité de la pluviométrie.

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

Sur le plan local, le travail de terrain, l'analyse de coupe de sondage carotté qui vont jusqu'à 10m de profondeur ainsi que l'interprétation des résultats des pénétromètres dynamiques nous permettent une connaissance plus fine de la géologie du site, aussi bien en surface que sur une tranche de 10m de profondeur.

Ainsi, le terrain est recouvert essentiellement par des formations argileuses d'âge Helvétien recouvrant des marnes bariolées, et calcaires schisteux Crétacé. Les formations crétacées affleurent aux limites Nord et Ouest du site d'étude.

En plus de ces formations qui sont abondantes sur l'ensemble du site, on rencontre quelques passages de niveaux sableux et gréseux d'âge, probablement, Quaternaire.

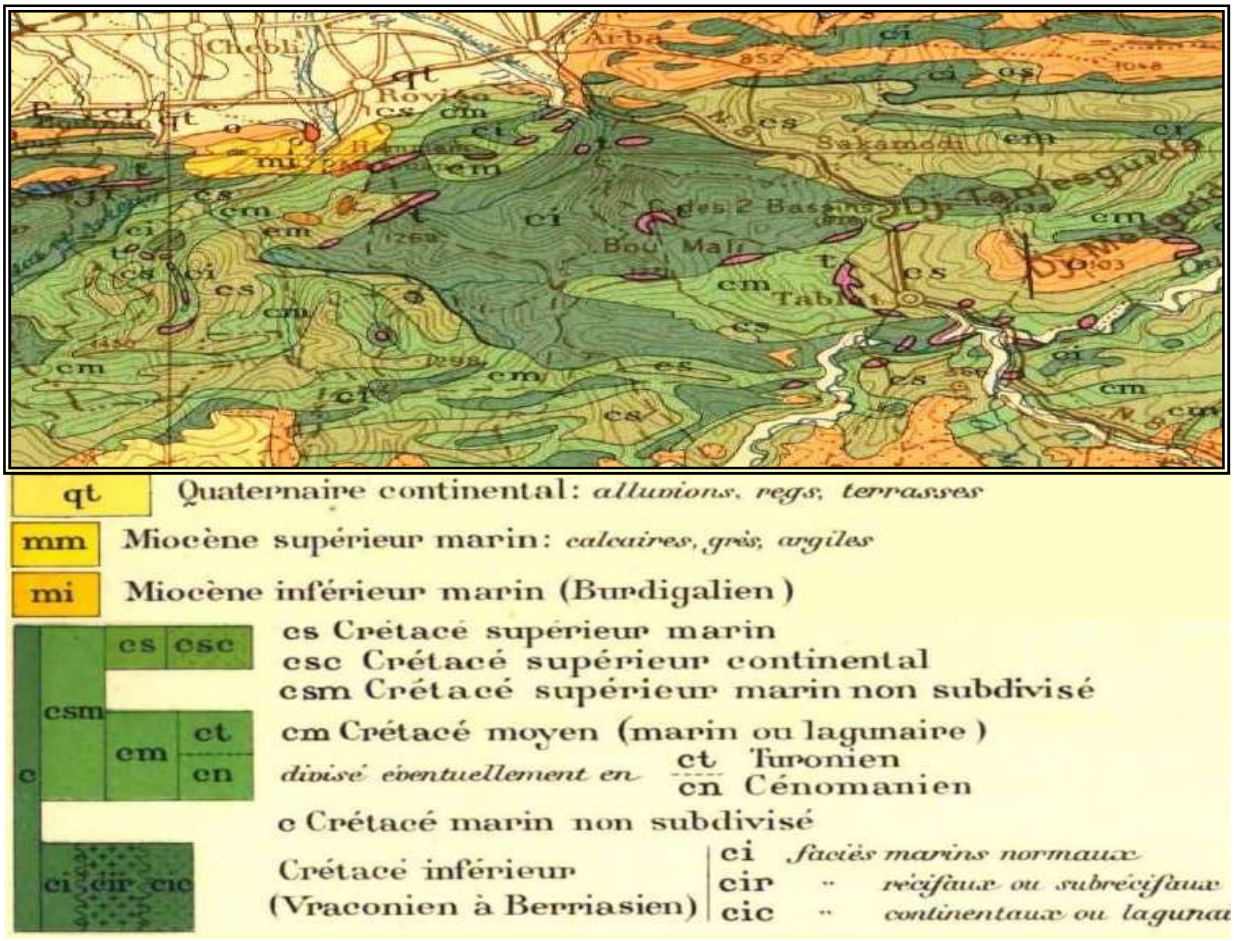


figure 16 : Géologie générale de la zone d'étude

1.5. CADRE TECTONIQUE ET SISMIQUE

- **Tectonique**

De manière générale, la région de Médéa apparaît assez peu tectonisée. Les formations gréseuses sont affectées par des accidents cassants, formant au centre du plateau de Médéa une surface sub-horizontale, où le pendage ne dépasse pas les 10°.

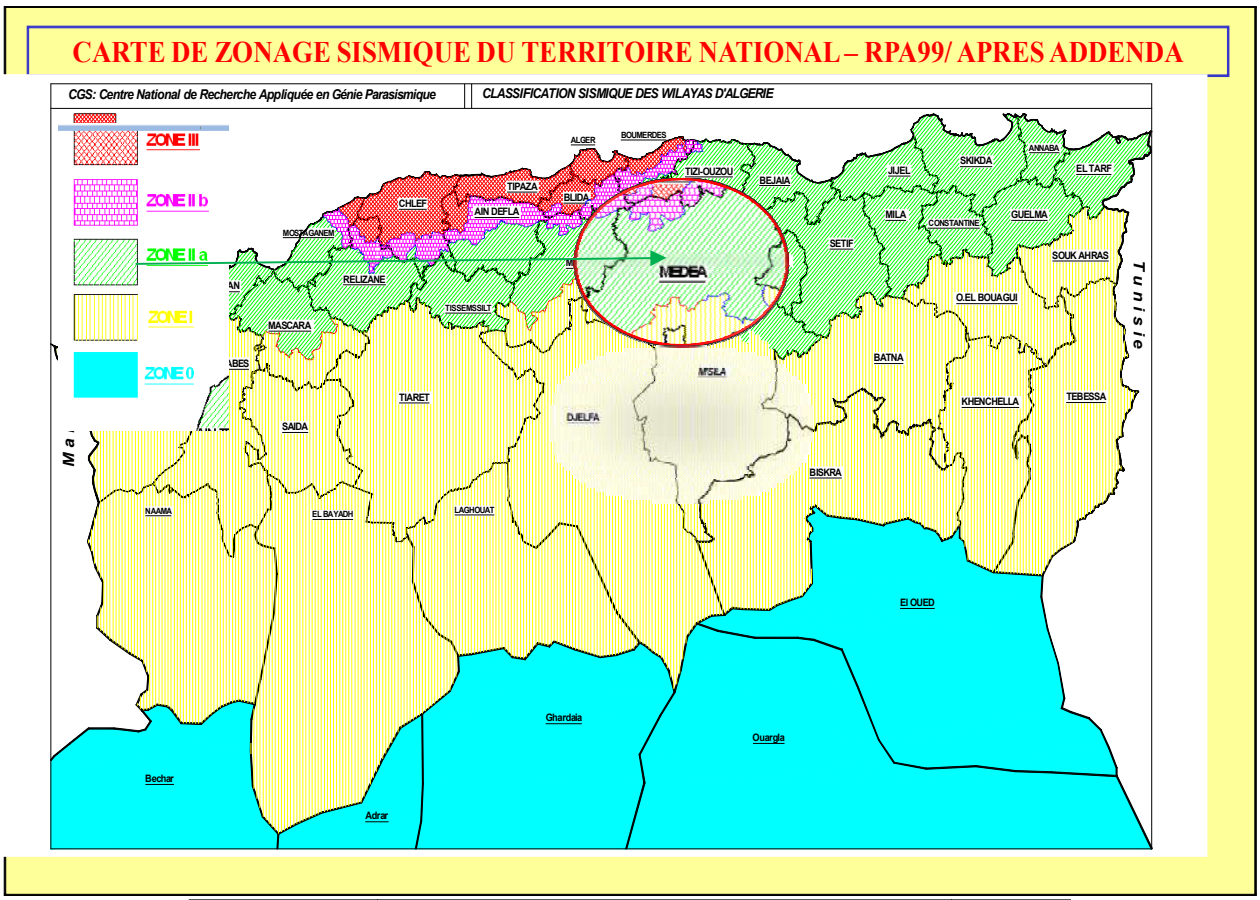
Par ailleurs, vers l'Ouest, les pendages des couches sont plus importants, atteignant 25° à 35°, pour des valeurs moindres vers l'Est, de 8° à 12°. Ces pendages sont dirigés vers le centre du bassin qui forme un synclinal dont l'axe est de direction NO-SE.

- **Classification sismique selon le RPA 2003**

Selon la classification RPA2003 des zones sismiques du territoire Algérien, 4 zones de séismicité croissantes sont définies (Voir la figure ci-dessous) :

- Zone 0 : sismicité négligeable.
- Zone I : sismicité faible.
- Zone IIa IIb : sismicité moyenne.
- Zone III : sismicité élevée.

D'après les règles parasismiques algériennes (R.P.A 2003), la région de Médéa est classée dans la zone IIa où la sismicité est moyenne.
En analysant la sismicité historique et la classification sismique de la région de Médéa, il ressort que le facteur sismique est à prendre en compte dans l'aménagement.



Carte des zones sismiques de l'Algérie du Nord (C.G.S 2003)

Nous remarquons que le site étudié se trouve sur ***la zone IIA de sismicité moyenne***.

1.6. climat :

La zone d'étude est de climat méditerranéen subhumide, elle reçoit une double influence climatique; continentale du sud et méditerranéenne du nord.

La station métrologique de Médéa, située à une altitude de 1050m permet de caractériser les paramètres suivants:

Température: les températures moyennes annuelles sur la région oscillent autour de 15C°.La moyenne du mois le plus chaud est de 26, 5°C et celle du mois le plus froid est de 4°C

Bien que les extrêmes sont enregistrés avec un maxima de 41°C et un minima de -7°C. Nous remarquons ainsi, un net contraste de température dont l'effet sur les déchets ne passe pas sans importance.

Précipitations: la zone d'étude a un régime pluviométrique de la région de MEDEA caractérisé par une saison hivernale humide qui s'étend du mois de Novembre au mois de Mars.

Le maxima des précipitations est enregistré entre les mois de Décembre et de Janvier, avec des valeurs supérieurs à 100m /mois.

La saison chaude et sèche enregistré un minimum de moins de 10m/mois.

- ***La neige :*** l'épaisseur de la neige atteint en moyenne 40 à 60mm pendant les mois de Janvier et Février, sur une moyenne de 11jours.
- ***Vent:*** les vents les plus fréquents sont de direction dominante Ouest. Ils soufflent surtout du mois de Mars au mois de Décembre avec une intensité moyenne maximale enregistrée de 22 m/s.

2. Auscultation visuelle de l'état du glissement

Les désordres qui affectent ce tronçon de route, se traduisent par des fissures longitudinales, quelques fissures transversales et affaissements importants de la demi chaussée côté remblai, témoignant d'un glissement sérieux sur coté remblai.

Ces désordres du talus de remblai et du versant ont, toutefois, évolué pendant la période pluvieuse et entraîné la rupture partielle de la du talus.





- La nature de remblai médiocre
- Absence d'une butée



- Affaissement important de demi chaussé

Les observations de terrain ont mis en évidence les constatations suivantes:

- ✓ manque d'une protection du talus ;
- ✓ Absence des systèmes de drainage ;
- ✓ Topographie vallonnée ;
- ✓ Etat des terrains superficiels altéré (argiles)
- ✓ Terraine non boisé ;

3. PROGRAMME D'INVESTIGATION

Après plusieurs visites répétitives effectuées sur les lieux des glissements, il a été arrêté un programme de reconnaissance d'investigation géotechnique renforcé par des levés topographiques de l'étendue des zones

concernées.

Les essais in-situ ainsi réalisés sont mentionnés ci-dessous.

⇒ SIX (06) essais au pénétromètre dynamique lourd notés **PDL**; poussés aux différentes profondeurs selon nature du terrain rencontré.

⇒ deux (02) sondages carottés notés SC, de 15 de profondeur, au droit de glissement ils doivent permettre la connaissance de la lithologie du terrain et le prélèvement d'échantillons intacts ou remaniés de carottes pour les essais au laboratoire.

RECONNAISSANCE IN SITU :

Le programme de reconnaissance in - situ a consisté en :

- L'exécution de deux (02) sondages carottés, dont la profondeur est de 15m.

N° Sondage	**SC1**	**SC2**
Profondeur (m)	15	15

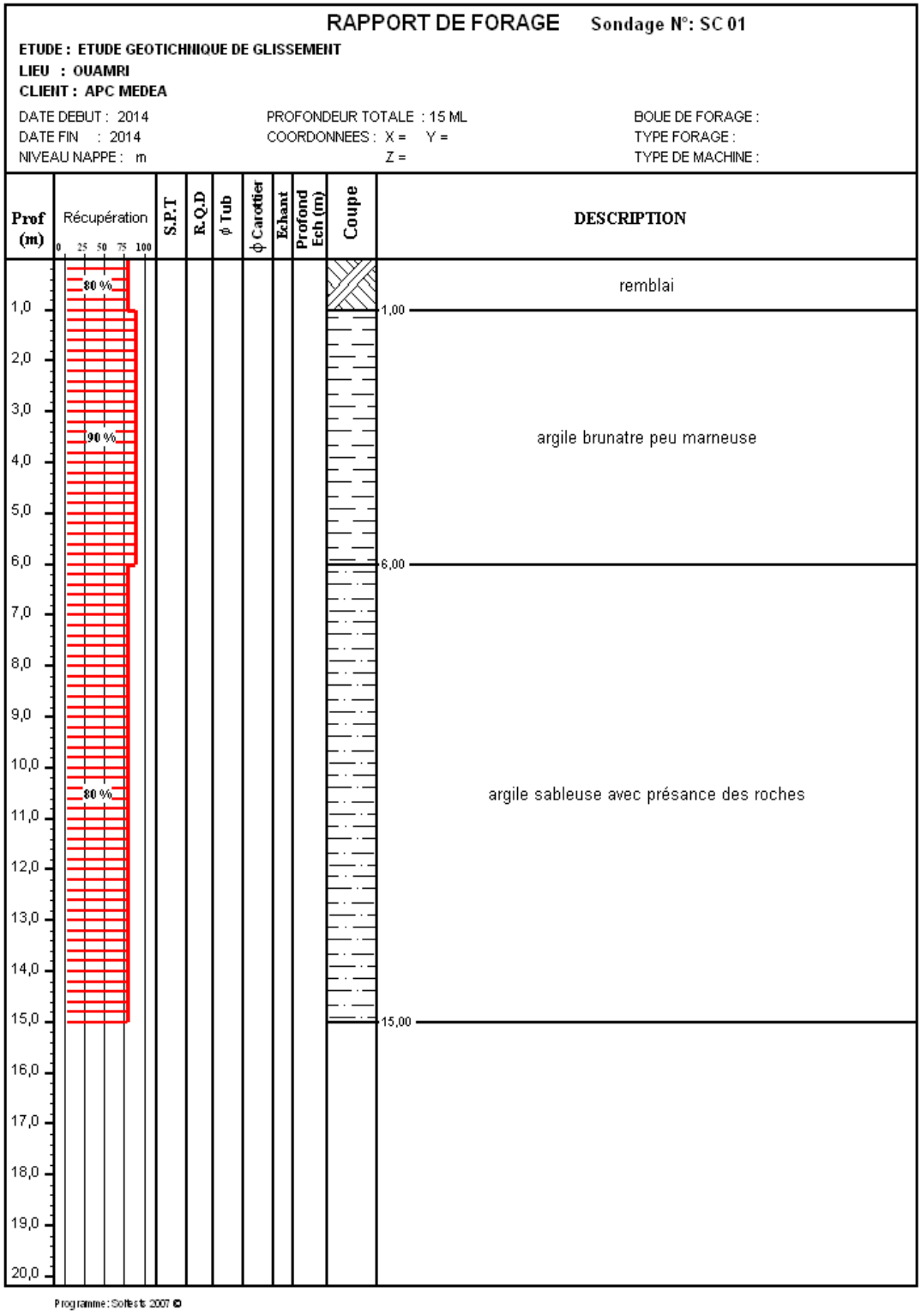


Sondage carotté réalisé sur site

Sondage N°01 :

00.00-6.00m : Argile brunâtre peu marneuse ;

06.00-15.00m : argile sableuse avec présence des roches

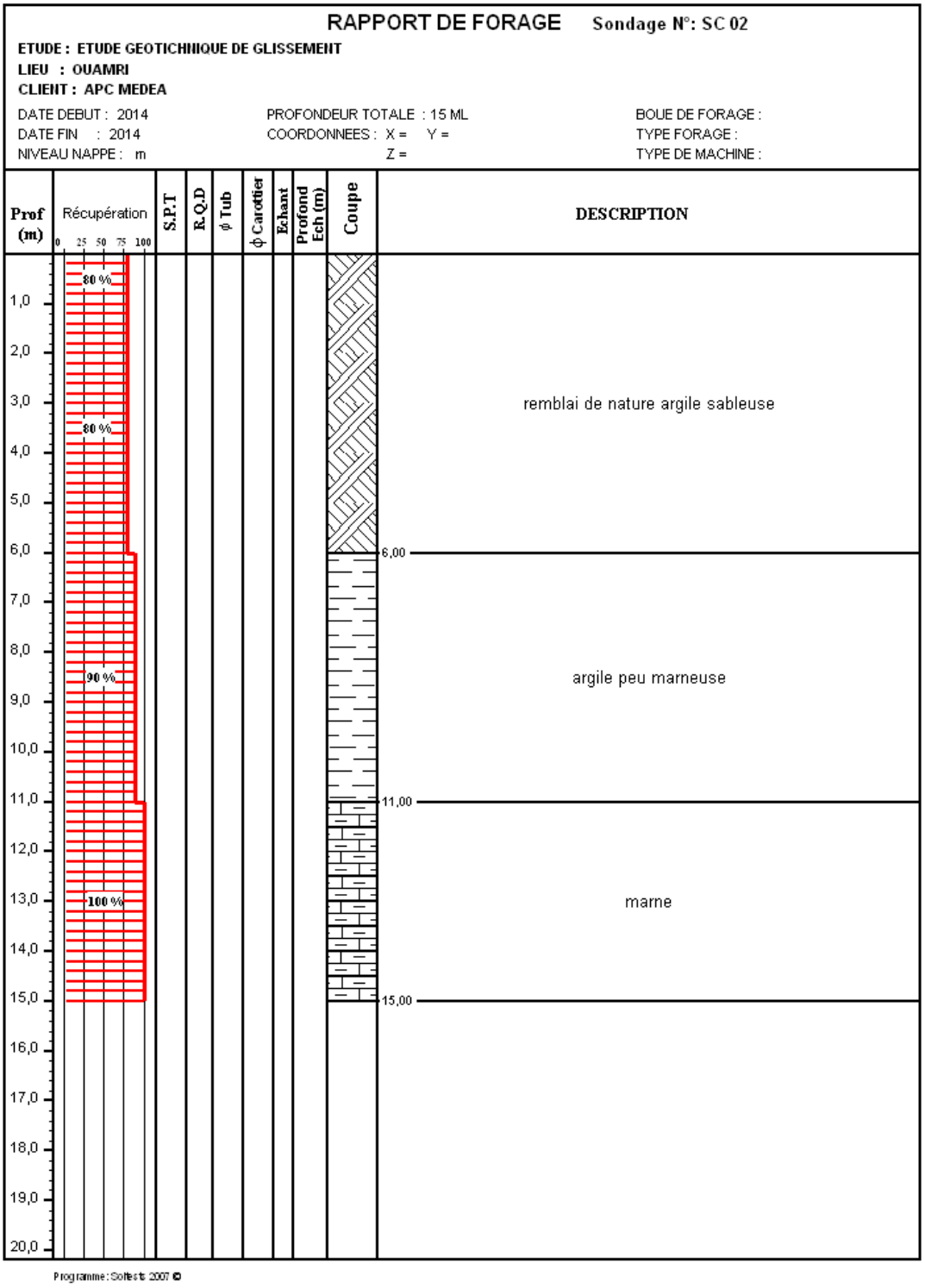


Sondage N°02 :

00.00-6.0 0m : Remblai de nature argile sableuse ;

06.00-11.00m : Argile peu marneuse ;

11.00-15.00m : marne grisâtre.



- L'exécution de (06) essais de pénétromètre dynamique.

- **1) Principe de l'essai**

L'essai de pénétration dynamique est un essai qui donne une indication qualitative sur la résistance du sol, il consiste à faire pénétrer dans le sol, par battage un train de tiges muni d'une pointe conique à l'aide d'un marteau tombant en chute libre appelé «mouton », pour une énergie de battage constante, on compte le nombre de coups N_c nécessaires pour obtenir un enfoncement de 20 centimètres. La formule de Hollandais donnée ci-dessous permet de convertir le nombre de coups obtenu en résistance dynamique à la pénétration de pointe.

$$Rd = \frac{M^2 H}{A\ e\ (M + m)}\ \mathbf{xN_c}$$

Avec :

- M = masse du mouton
- H = hauteur de chute du mouton

e = refus (pénétration moyenne par coup)

A = section de la pointe du pénétromètre dynamique

m = poids des tiges et de l'enclume

N_c= nombre de coups.

2) Résultats des essais

Sur le plan résistance, on distingue deux zones, zone I et zone II, où la première zone pdl1, 2et3 alors que la deuxième zone pdl04, 05 et 06.

ZONE I :

Les courbes pénétromètriques des trois sondages (01,02 et 03) réalisés dans cette zone, témoignent de faible résistance en pointe Rp à partir de la surface du terrain et jusqu'à quatre mètre cinquante (4.50m) de profondeur, où sa valeur minimale oscille autour de vingt (20.0) bars ; Puis une augmentation de la résistance en pointe Rp avec la profondeur est remarquée, où elle dépasse les (40.0) bars aux environs de cinq mètre

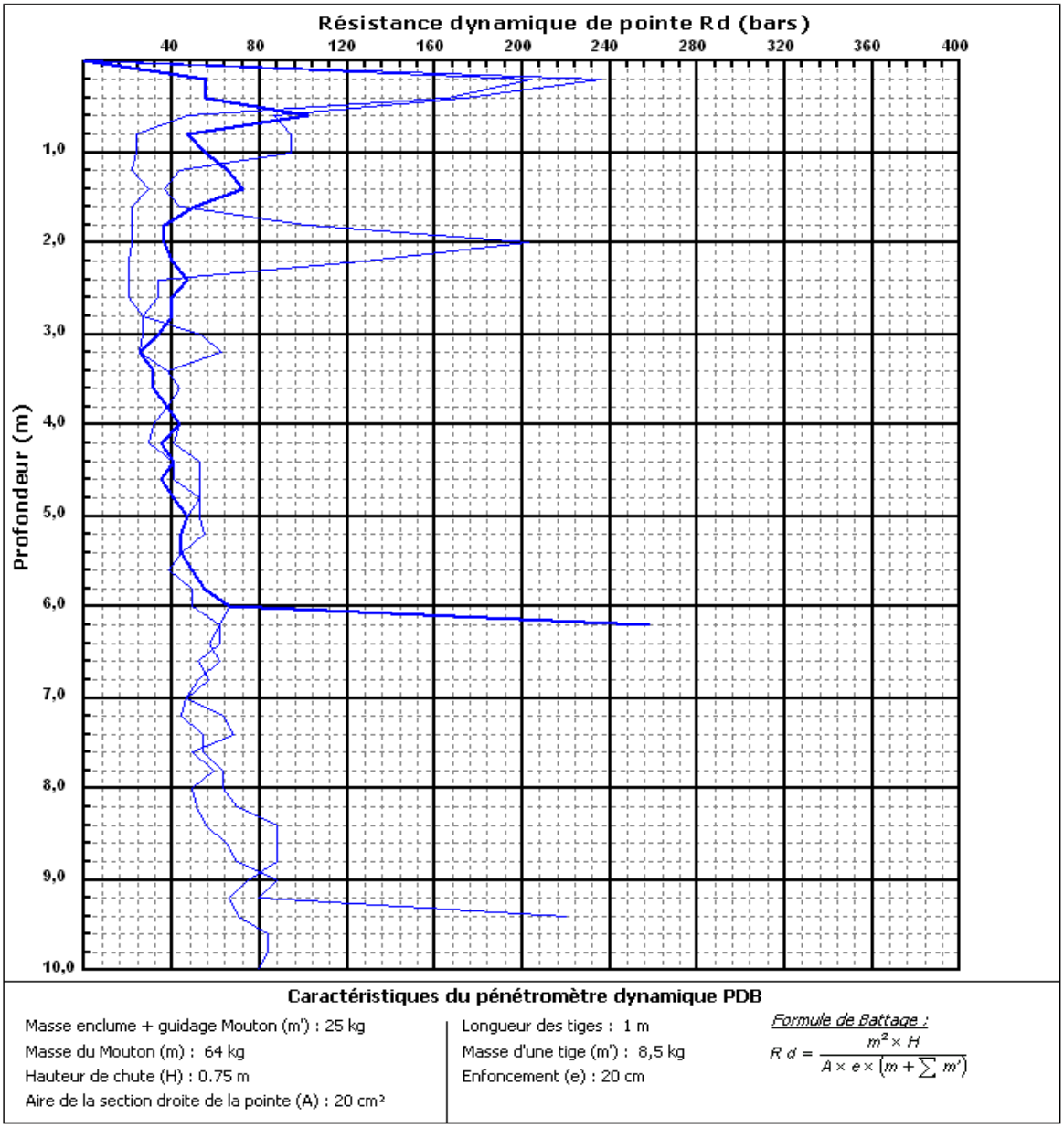
cinquante (5.50m) de profondeur.

INTITULE : Etude de Glissement sur terrain
N°DOSSIER :
LIEU : OUAMRI
CLIENT : APC
DATE ESSAIS : 2014 au 2014

PENETROMETRE DYNAMIQUE PDB

Norme : NF P94 - 114

Essai N°: PDL 01 02 03



Caractéristiques du pénétromètre dynamique PDB

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

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

Formule de Battage :

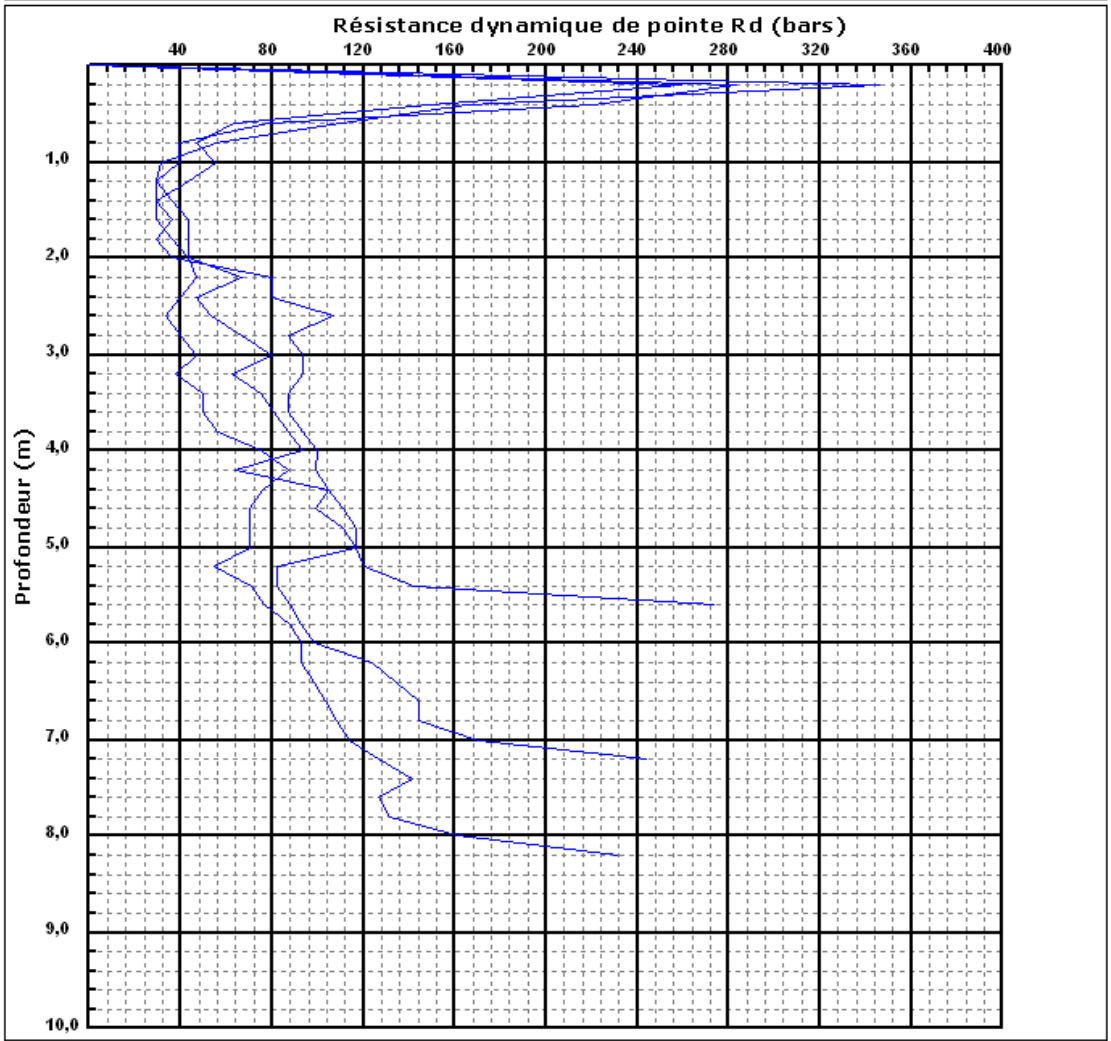
$$R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times (m + \sum m')}$$

ZONE II :

Les courbes pénétromètriques des trois sondages (04,05 et 06)réalisés dans cette zone, témoignent de faible résistance en pointe Rp à partir de la surface du terrain et jusqu'à un mètre cinquante (1.50m) de profondeur, où sa valeur minimale oscille autour de vingt (20.0) bars ; Puis une augmentation de la résistance en pointe Rp avec la profondeur est remarquée, où elle dépasse les quarante (40.0) bars aux environs de deux (2.00m) mètres de profondeur.

INTITULE : Etude de Glissement sur terrain
N°DOSSIER :
LIEU : OUAMRI
CLIENT : APC
DATE ESSAIS : 2014 au 2014

PENETROMETRE DYNAMIQUE PDB
Norme : NF P94 - 114
Essai N°: PDL 04 05 06



Caractéristiques du pénétromètre dynamique PDB

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

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

Formule de Battage :

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

	PDL	RC (bar)	Prof(m)
Zone I	01, 02, 03	20	0.0 – 4.5
		40	A 5.00
Zone II	04, 05,06	20	0.0 – 1.50
		40	A 2.00

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 .

Les résultats des essais de laboratoire sont présentés au tableau suivant :

Sondages N°		01		02	
Profondeur (m)		3.0-4.0	9.0-10.0	1.5-1.80	5.60-6.00
Classification géotechnique		**AT**	**AP**	**SA**	**SA**
Teneur en eau naturelle		22,32	23,54	23,32	19,65
Densité humide : γ_h (t/m³)		1,94	1,94	2,00	2,09
Densité sèche : γ_d (t/m³)		1,59	1,57	1,62	1,75
Degré de saturation : Sr (%)		86,20	88,18	94,30	97,55
Granulométrie % de passant à	5.0 mm	86	100	92	100
	2.0 mm	81	100	90	100
	80 µm	67.5	99.33	44.32	48.49
	2 µm	34	48	24	22
Limites d'Atterberg %	w_l	55.73	42.75	28.96	28.27
	w_p	22.14	16.84	16.30	16.18
	I_p	33.59	25.91	12.66	12.09
Cisaillement UU	C (bars)	50	157	40	150
	Φ°	6	8	15	20

Interprétation des résultats

Les analyses granulométriques réalisées sur ces matériaux présentent des passants à 80 µm compris entre 40et 50% ;

Les limites d'Atterberg se traduisent par des teneurs en eau de limite de liquidité comprises entre 28à 35% et des indices de plasticité entre 12 et 17% ;

Selon la classification géotechnique USCS, ces matériaux appartiennent aux familles des sable argileux **SA**;

La densité sèche est comprise entre 1.56 et 1.80 t/m3 et la teneur en eau naturelle varie entre 15 et 17%. Ces matériaux sont partiellement saturés .

La première étape de la compagne géotechnique consiste aux visites du site et aux observations des causes probables du glissement et désordres sur site. Toutes ces investigations témoignent des glissements sérieux G1, ce qui nécessité l'établissement d'un programme géotechnique des essais in-situ et au laboratoire.

Les essais géotechniques ont permis de déduire ce qui suit :

- Sur le plan lithologique, le tracé routier traverse sur les six premiers mètres une couche de remblai d'argile sableuse, surmontant sur une deuxième couche d'argile brunâtre peu marneuse de cinq (05) mètre d'épaisseur, le tout surmonte un substratum de roche sédimentaire ;
- Sur le plan de résistance, le site manifeste une bonne résistance à partir de la surface du terrain naturel
- Pendant la réalisation des essais in-situ, une présence d'eau a été remarquée notamment lors l'extraction des tiges au cours des essais PDL ; ces remarques sont confirmées par les ressources d'eaux en surface particulièrement du côté aval du site.

1. Présentation du logiciel TALREN 4

Le logiciel « TALREN 4 » consiste à tester plusieurs surfaces de ruptures probables des glissements observés en donnant le cercle correspondant au coefficient de sécurité minimal (FS ≥ 1,3).

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

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

La géométrie du talus est décrite dans un repère cartésien (OXY). L'axe (OX) étant orienté horizontalement et dans la direction de l'aval et l'axe (OY) étant dirigé verticalement; orienté vers l'amont.

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

2. Calcul et Vérification

❖ **Hypothèses de calcul**

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

✓ **Actions du séisme**

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

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

Zone II
Groupe 2 } A = 0.25g.

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

Plus exacte il faut introduire le coefficient d'accélération sismique horizontale et verticale , . (RPA 99 – 2003).

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

- ✓ **Le trafic routier**

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

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

Deux cas de figures ont été traités : cas sans stabilisation et un autre cas avec renforcement. Le renforcement dans ce site est constitué de mur de soutènement en béton armé .

Le calcul est fait selon les deux cas suivants :

- Etat actuel du site .
- Site après confortement.

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

Les paramètres d'entrée sont :

- Les paramètres géotechniques de chaque couche γ (KN/m3), c (KN/m2), φ (°).
- Les coordonnées de talus x, y en m.
- Les coordonnées de la nappe x i , y i en m.

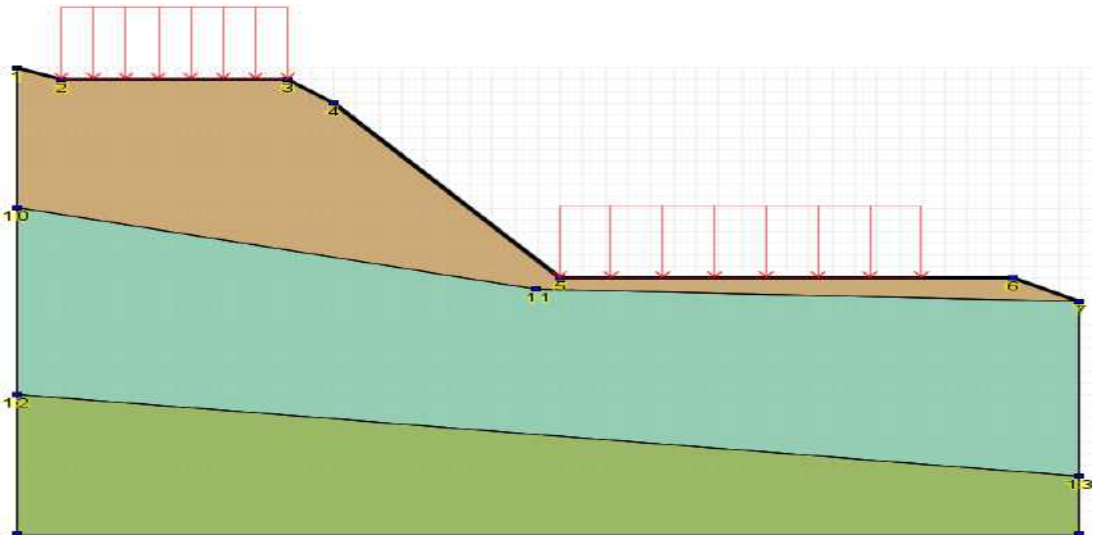
Les caractéristiques géotechniques utilisées dans les calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Nome de la couche	Epaiseur moyenne (m)	γ_{sat} (KN /m^3)	φ(°)	C (kpa)
Argile brunâtre peu marneuse	6	20	6	50
Argile peu marneuse	5	20	15	100
Argile sableuse avec présence des roches	4	20	20	150

Tableau.03. tableau des données de base de calcul introduites dans le logiciel de calcul de stabilité

4. Modélisation du talus sans confortement :

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



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

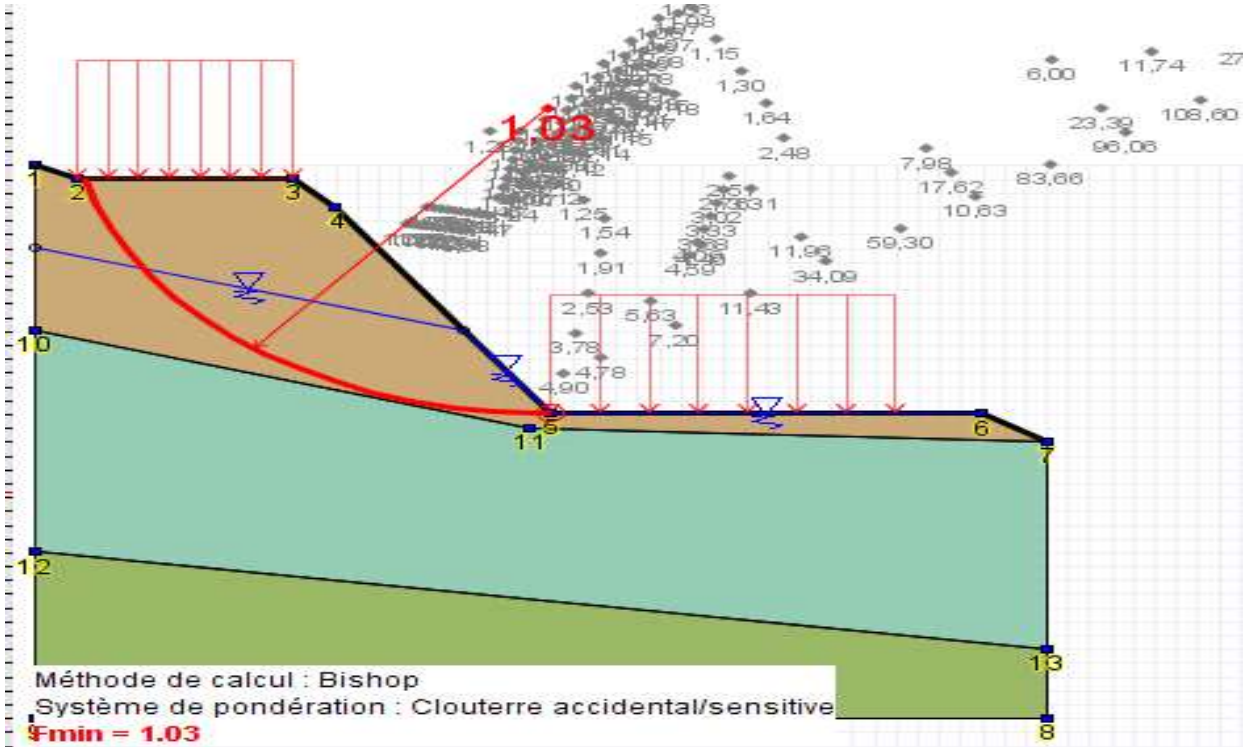
Localisation des surfaces de rupture potentielle :

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

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

5. Les résultats obtenus :

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



6. Conclusion de l'étude du glissement :

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

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

Suite à l'analyse et le diagnostic réalisé sur ce glissement, les causes probables sont dues à une présence importante des eaux superficielles et souterraines non drainées, une surcharge en remblais qui a provoqué un déplacement et une instabilité des talus accélérée par les pentes raides.

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

- Les surfaces de rupture potentielles concernent deux zones distinctes, l'une est localisée en aval de la chaussée, l'autre est en bas du talus.
- Le glissement concerne les deux couches supérieures qui sont formées de blocs grès et d'un remblai argileux.

- Le coefficient de sécurité minimums inferieurs à 1.3) calculés par cette méthodes, démontrent que le talus est instable.

7. Etude du confortement de glissement:

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

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

Enfin, les différentes solutions envisageables sont examinées dans l'ordre d'une progressivité croissante des moyens mis en œuvre : des solutions réparatrices aux solutions curatives, en allant des solutions les plus simples aux plus complexes qui doivent être passé par le jugement, l'expérience et l'intuition du géotechnicien. Donc le choix de la technique de la stabilisation devra être le fruit d'un compromis entre trois aspects qui sont :

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

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

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

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

Ainsi,

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

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

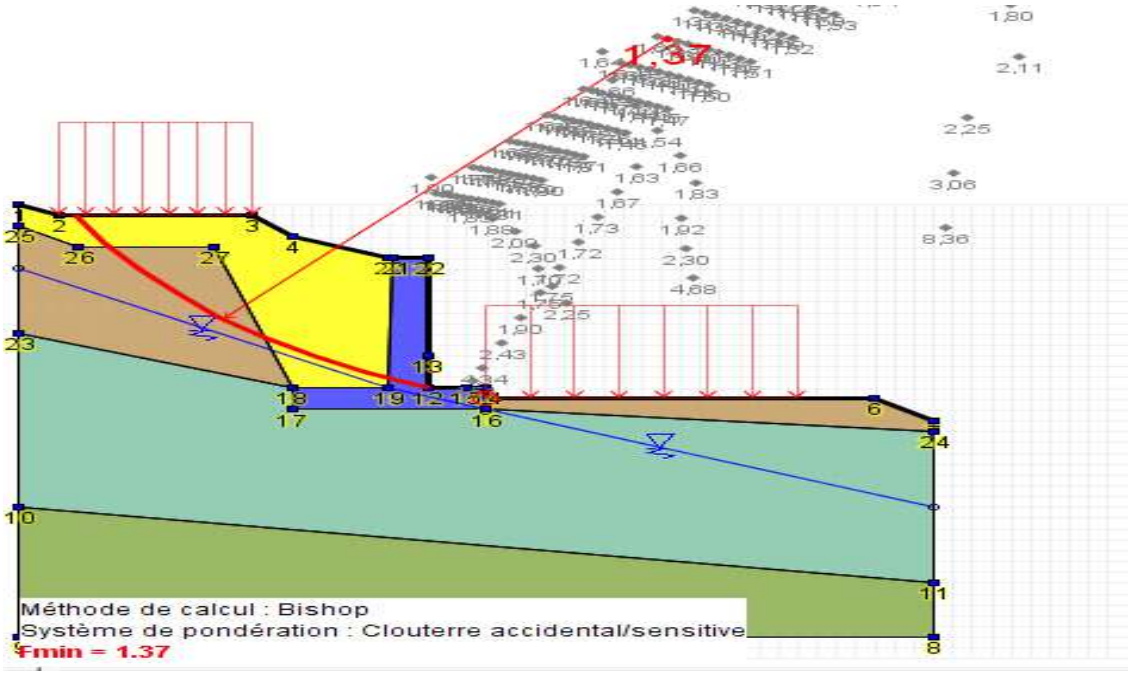
. Technique de confortement et de stabilisation

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

- Rabattement de la nappe par un système de drainage et un confortement par reprofilage du talus. Ces travaux de terrassement ont pour bute d'alléger le sol et adoucir les pentes.
- la réalisation d'un mur de soutènement en béton armé classique en aval du talus, est à écarter, du fait que le toit du bon sol est assez profond ; la réalisation de la semelle du mur de soutènement nécessite une excavation en tranché assez profonde, ce qui réduit considérablement la butée du talus et donc mettre en péril toute la stabilité du site. Les dimensions importantes du mur vont augmenter considérablement le coût final de l'ouvrage de soutènement
- la réalisation du remblais en grave concassé au bien un matériaux sélectionnée de bon qualité

8. Etude du confortement avec logiciel :

On propose 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.



La stabilisation par un mur de soutènement, a donné un coefficient de sécurité est égale : 1.37

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.

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.

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, la création d'une butée stabilisatrice en mur soutènement en béton armé .

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 et de refaire le remblais avec un matériaux de bonne caractéristique.

La stabilité du talus conforté a fait l'objet d'une vérification globale par le logiciel Talren 4.

BIBLIOGRAPHIE

- Stabilisation des glissements de terrain (guide technique)
LCPC (Février 1998).
- N & B BENZAI *« Géologie et stabilité des versants dans quelques régions d'Algérie*
- Z .DJIDJELI *« Pollutec 2006-glissement de terrain dans le domaine des travaux publics- »*
- Z .DJIDJELI *« glissements terrains dans le domaine des Travaux Publics-ENTP2007 »*
- G . DEGOUTTE & P .ROYET *« Aide-mémoire de mécanique des sols »édition 2005*