REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA

Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

ETUDE D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN SUR LE CW08 AU PK48+00

Présenté par :

HOUAMDI Salim

GHALEM Hamid

Proposé et dirigé par :

BENSAADA Abdelhalim

Promotion : 2019/2020

بسم الله الرحمن الرحيم

Remerciements

Au terme de cette étude, je tiens à exprimer mes vifs remerciements :

Je remercie en premier lieu ALLAH qui m'a donné le courage et la volonté afin de poursuivre des études en post-graduation.

Ce travail a été effectué sous la direction de mon directeur de recherche, ***M. ben saada****, à qui je tiens à exprimer l'hommage de ma profonde gratitude pour toute la confiance qu'il m'a témoigné, les encouragements, les orientations dans la recherche bibliographique, les conseils et l'aide qu'il n'a cessé de me prodiguer tout au long de cette période.*

Je voudrais également adresser mes vifs remerciements au Président du Jury.

Je tiens aussi à remercier les membres du Jury : Messieurs



Dédicaces

« Louange à dieu, le seul et unique »

À mes très chers parents…

Témoignage d'affection et de grande reconnaissance,

Que Dieu les garde pour moi

À toute ma famille,

Mes très chers frères surtout mon frére (larouci) et sœurs,

Mes Oncles et Tantes

À tous ceux que j'aime

À tous ceux qui ont participé de loin ou de près à la réalisation de ce travail.

À mon pays,

Avec l'expression de tous mes sentiments de respect,

Je dédie ce modeste travail.

Houamdi salim



Je dédie ce modeste travail :

À mes très chers parents…

Témoignage d'affection et de grande reconnaissance,

Que Dieu les garde pour moi

À toute ma famille,

Mes très chers frères et sœurs,

Mes Oncles et Tantes

À tous ceux que j'aime

À tous ceux qui ont participé de loin ou de près à la réalisation de ce travail.

À mon pays,

Avec l'expression de tous mes sentiments de respect,

Je dédie ce modeste travail.

Ghalem hamid



ملخص

حركات الارض هي ظواهر طبيعية يمكن ان تسبب خسائر معتبرة . كما يمكن ان تؤدي في بعض الاحيان الى خسائر بشرية.

في شمال الجزائر يعد انزلاق التربة من بين الأخطار الطبيعية الأكثر انتشارا وهذا نظرا للطبيعة الحساسة لطبقة التربة وأعمال البناء والطرقات التي تغير شبكة الجريان والأخطر من ذلك لوحظ ظاهرة تضايق متكررة في الطرقات وخاصة في الفترة الشتوية وخصوصا في ولاية المدية والتي تعتبر كمنحدرات غير مستقرة تدل على حركة أرضية تسببت فيها انزلاق التربة بعد تحديد وتصنيف الانزلاق تمكنا من جهة التعرف على عوامل حركة التربة .

تحليل ظاهرة الانزلاق هذه تمت بواسطة برنامج PLAXSIS وGEOSLOPE

Résumé

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

Au Nord de l'Algérie, les glissements de terrain comptent parmi les risques naturels les plus fréquents favorisés par la nature sensible de la couche pédologique et les travaux de construction de route modifiant le réseau de ruissellement et d'infiltration. Plus grave, il a été constaté un phénomène récurrent et dérangeant en matière de circulation sur les routes existantes en période hivernale particulièrement dans wilaya Médéa Des routes traversent des versants des formations géologiques réputées pour leurs versants fréquemment instables Il s'agit de mouvement de terrains causant des glissements, des éboulements ou stabilité précaire. Le présent sujet, après identification et classification des glissements inventoriés vise d'une part à identifier les facteurs favorisants les mouvements de terrain.

L'analyse de ce glissement est menée par un logiciel : PLAXSIS ET GEOSLOPE

Abstract

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

In the north of Algeria, landslides are among the most frequent natural hazards favored by the sensitive nature of the soil layer and road construction works modifying the runoff and infiltration network. More serious, it was found a recurring and disturbing phenomenon in terms of traffic on existing roads in winter period especially in wilaya medea Roads cross slopes of geological formations known for their slopes frequently unstable It is a movement of terrain causing landslides, landslides or precarious stability The present subject, after identification and classification of the inventoried landslides aims on the one hand to identify the factors favoring ground movements.

The analysis of this shift is driven by the program: PLAXSIS AND GEOSLOPE

Sommaire

Remerciement
Dédicace
ملخص
Résumé
Abstract
Liste des tableaux
Liste des figures
Liste des symboles

Introduction Général 1
1.Généralités ..... **Erreur ! Signet non défini.**
1.1.Description des mouvements des terrains 3
2.1. Glissement de terrain 4
2.1.1. Glissements plans 4
2.1.2. Glissement rotationnels 5
2.1.3. Glissement rotationnel simple 5
2.1.4. Glissements rotationnels complexes 5
2.2. 3. Ecroulement ou effondrement 7
2.2. 4. Chutes des blocs 7
2.3. Fluage 7
2.4. Coulées 7
2.5. Synthèse 8
3.Principales causes des glissements de terrain 9
3.1. La nature du terrain: 9
3.2. Les actions extérieures qui agissent sur le sol 10
4.Types de rupture 12
4.1.Talus en déblai et talus en remblai sur sols non compressibles 12
4.2. Talus en remblai sur sols compressibles 12
4.3. Digues et barrages en terre *:* 13
4.4. Ruptures planes ou multi planaires 13
4.5.Ruptures rotationnelles 14
5.Notion de coefficient de sécurité 14
5.1. Recherche du coefficient de sécurité du talus 15
5.2. Caractéristiques mécaniques à prendre en compte 15

5.3. Choix du coefficient de sécurité 16
6. Méthode de calcul 16
6.1. Le calcul à la rupture 16
6.1.1. Rupture plane *:* 17
6.1.2. Méthode de Fellenius (rupture circulaire) 18
6.1.3. Méthodes des tranches : généralités 19
6.1.4. Définition des paramètres géométriques de surface de rupture 22
6.2. Les calculs en contrainte-déformation 22
7.Processus d'une étude de glissement de terrain 23
7.1. Repérage topographique d'une zone instable 23
7.2. Etude géologique géomorphologique du site 24
7.3. Etude géophysique 25
7.4. Etude hydrologique *:* 25
7.5. Etude géotechnique 25
9. Les différents types d'essais *:* 26
Les Techniques de stabilisation *:* 36
10.3.1 Ouvrage de soutènement 44
11. Conclusion bibliographique *:* 48
Etude du glissement 49
1.Introduction ..... **Erreur ! Signet non défini.**
2. Illustration par des photos du glissement étudié: 49
2.Etude du glissement de Médéa 50
3.1. Données topographiques : 50
3.2. Données géotechniques et géologiques: 50
3.3. Nature du glissement 52
3.4. analyse du glissement par logiciels: 53
3.4.1. Par le logiciel géoslope : 53
3.4.1.1. Présentation de logiciel géoslope : 53
3.4.1.2. Application au glissement étudié : 53
3.4.1.3. Le résumé des résultats pour les quatre méthodes : 57
3.4.1.5. Conclusion : 57
3.4.2. par logiciel Plaxis : 58
3.4.2.1 Présentation de logiciel Plaxis 58
3.4.2.2 Application au glissement étudié : 58

3.4.2.3. Les résultats obtenus par logiciel« Plaxis» 60
3.4.2.4. Conclusion : 61
2.Conclusion de l'étude : 62
Etude du confortement *du glissement:* 63
1.Introduction : 63
1.Méthode de confortement et de stabilisation 63
2.1. Analyse du glissement après rabattement de la nappe phréatique (tranchée drainante): .. 63
2.2. Analyse du glissement avec butée en pied de talus et rabattement de la nappe : 66
2.3. Analyse glissement avec mise en place d'un soutènement en pieux 67
2.4. Dimensionnement des pieux : 71
3. Devis quantitatifs estimatifs des confortements : 63
4.Conclusion : 72
CONCLUSION GENERALE 79
BIBLIOGRAPHIE 80

Liste des tableaux

Chapitre 1

Tableau 2.1: Éléments caractérisant les différents mouvements de terrain 8

Chapitre 2

Tableau 1.1:de cisaillement rectiligne UU (boite de casagrande)..... 51
Tableau 2.2: Les résultats Oedométrique 52
Tableau 3. 3:mesure la résistance à la compression simple..... 52
Tableau 3. 4: Les paramètres géotechniques de chaque couche 53
Tableau 3.5 :valeurs minimales de coefficient de sécurité pour chaque méthode 57
Tableau 3.6: résultats plus proche à la réalité et raisonnable 58

Chapitre 3

Tableau. 2.1: Analyse par logiciel géoslope 66
Tableau. 2 2: Analyse par le logiciel Plaxis..... 66

Tableau. 3.1: Devis quantitatifs estimatifs des confortements 63
Tableau. 3. 2: Devis du remblai utilisé comme butée 63

Chapitre 1 **Liste des figures**

Figure 1.1: Les différents types de mouvements de terrains 3
Figure 2.2: Glissement de terrain (R.europe1.fr) 4
Figure 2.3:Glissement plan (R.internet) 4
Figure 2.4: Glissement rotationnel en bordure d'une terrasse alluviale (Marly, FR) .
(SGmG+SSGm) 5
Figure 2.5: Glissement rotationnel complexe (Mohammed Hamza AISSA 2011)..... 5
Figure 2.6: Chute de pierres (ORRM) 6
Figure 2.7: Ecroulement par rocheux de falaise (R.internet) 6
Figure 2.8: Ecroulement par Fluage. 6
Figure 2.9: Ecroulement par d'une falaise.(R.internet) 7
Figure 2.10: Chutes des blocs 7
Figure 2.11: Avalanche de boue..... 7
Figure 2.12: Coupe d'une coulée(R.internet) 8
Figure 2.13: Trajet d'une colée 8

Figure 3.1: Géométrie de terrain 9
Figure 3.2: Concenrtation d'eau 10
Figure 3.3:Remblai mineur en sommet de talus..... 11
Figure 3.4: Remblai mineur en sommet de talus 11
Figure 3.5: Deblai a la base de talus 12

Figure 4.1:Barrage en terre 13
Figure 4.2: Glissement rotationnel simple 13

Figure 5.1:surface de rubture (Guide technique LCPC.1998) 15
Figure 5.2:surface de rupture 16

Figure 6.1: Principal d'un calcule de stabilité 17
Figure 6.2: Rupture plane (BENAISSA. 2003) 17
Figure 6.3: Rupture circulaire (Djamel Eddine BENOUIS Université de Saida 2010) 18
Figure 6.4 : Une tranche i 19
Figure 6.5: méthode calcul de tranche (BENAISSA) 19

Figure 6.6: Bilan 20
Figure 6.*7*: les paramétres géometriques 22
Figure 6.8: surface de rupture 22
Figure 6.9: modélisation de rupture 23
Figure 6.10: champe de deformé 23

Figure 7.1: Piquetage et repérage sur terrain 24

Figure 9.1: Essai sismique 27
Figure 9.2: Essai pénétrométre dynamique (R.internet) 27
Figure 9.3 : essai de pénétromètre statique 28
Figure 9.4: Essai De Pénétration Standard SPT (ALAA,Koudery 2005) 28
Figure 9.5: sondage pedeologique à l'aide 29
Figure 9.6: Sondage carottier (fondasol) 29
Figure 9.7: les échahantillons (fondasol) 29
Figure 9.8: Relevé géologique 30
Figure 9.9: Les différents essai de cisaillement en forage :(a) scissométre ,(b) essai de cicaillement en forage ,(c) phicométre,(d) scissométre autofreue,(e) rhéotest 30
Figure 9.10: les différent essais de cicaillement en forage (a) Rhéotest Biarez ,(b) vane test,(c) scissopressiométre Solétanche -Mazier 31
Figure 9.11: a-principe de l'essai pessiometrique ménard,pressiométreautofoeur 32
Figure 9.12: photo à l'intérieur de labortoire (cisider groupe) 33
Figure 9.13: photo de balance pour les essais d'idenficateur 33
Figure 9.14: photo des tamis (pierron) 33
Figure 9.15: apparail de limite d'aterberg 33
Figure 9.16: essai triaxial (macben) 34
Figure 9.17 : essai à la boit de gasagrande (Geneq) 34
Figure 9.18: essai oedométrique (ENTEC) 34
Figure 9.*19*:Essai de Proctor sur site (civilseek) 34
Figure 9.20: Essai de perméabilitéin situ (perméamétre de GUELPH)(proseptique.com) 35
Figure 9.21: essai de perméabilité en la bortoire (ALAA,Koudery.(2005)) 36

Chapitre 2

Figure 2.1: photo d'affaissement sur endroit 49

Figure 3.1: Talus modélisé avant glissement 54
Figure 3.2: Talus modélisé avant glissement avec la nappe phréatique 54
Figure 3.3: Talus modélisé après glissement (méthode Ordinaire) 55
Figure 3.*4*: Talus modélisé après glissement (méthode Bishop) 55
Figure 3.*5*: Talus modélisé après glissement (méthode Jambu) 56
Figure 3.*6*: Talus modélisé après glissement (méthode Morgenstern-price) 56
Figure 3.*7* : la variation descontraintes de cicaillement en fonction de la distance 57
Figure 3.8: Talus modélisé avant glissement 59
Figure 3.9: Talus modélisé avant glissement avec la nappe phréatique 59
Figure 3.*10*: Maillage en éléments finis du Talus 59
Figure 3.11: La déformée du talus 60
Figure 3.12: Le champ des déplacements 60
Figure 3.13: Progression du coefficient de sécurité 61

Chapitre 3

Figure. 2.1: Système de drainage 63
Figure. 2.2: Schéma type de la tranchée drainante 63
Figure. 2.3: Talus modélisé après rabattement de la nappe 63
Figure. 2.4: Talus modélisé après rabattement de la nappe par (Plaxis) 63
Figure. 2.5: Talus modélisé avec butée de pied avec rabattement de la nappe 66
Figure. 2.6: Talus modélisé avec une butée associe un rabattement de la nappe par (Plaxis) 66
Figure. 2.7: Talus modélisé avec un rideau de pieux associé à un rabattement de la nappe 69
Figure. 2.*8*: la déformée du talus 69
Figure. 2.9: déplacement total 70
Figure. 2.10: déplacement horizontal 70
Figure. 2.11: Ferraillade du pieu 71

Liste des symboles

C: Cohésion (KPa)

C': Cohésion effective (KPa)

cc : Indice de compression

cg: Indice de gonflement

Cs : Cohésion du sol

Cc: Coefficient de courbure

Cv: Coefficient de variation

Cu: Coefficient d'uniformité ou de Hazen

CU: Cohésion non drainée (KPa)

Fs: Facteur de sécurité

H : Composante horizontale de la force interne

IP:Indice de plasticité(%)

L: Largeur de nappe (m)

Rp: La résistance en Pointe du pénétromètre (bar)

ωn: Teneur en eau

Z: La profondeur (m)

β : L'angle du talus(°)

γ: Poids volumique (KN/m3)

γd : Poids volumique sec (KN/m3)

γsat: Poids volumique saturé (KN/m3)

ψa: L'angle de dilatance(°)

σ' : Contrainte normale effective(KPa)

τ : Contrainte de cisaillement τmax : Résistance au cisaillement maximal

φ: L'angle de frottement interne (°)

φ': L'angle de frottement interne effective (°)

φr : L'angle de frottement du remblai (°)

φu: L'angle de frottement interne non drainé(°)

λ: L'angle d'inclinaison de l'écran de mur avec le vertical (°)

SC: Sondages carottés

PK : Point kilométrique

RN : Route national

Introduction Général :

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

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

Notre travail a consisté à l'analyse et le confortement d'un glissement situé sur la route cw 08 au pk 48+00 de Médéa.

De ce fait notre travail se divise en 03 parties, qui sont les suivantes :

La première concerne une étude bibliographique sur les différents types de glissement, ces caractéristiques, ces causes et les différents types de soutènement.

La deuxième partie contient l'analyse et l'étude de glissement pour la détermination des surfaces de rupture éventuelles. Cette étude à était menée par deux logiciels de calcul, l'un basé sur l'analyse limite « Géoslope » et l'autre est basé sur la méthode des éléments finis « Plaxis ».

La troisième partie contient le dimensionnement du système de confortement pour la stabilisation du glissement.

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

Partie 1

Etude Bibliographique

1. Généralités

☞ Qu'est-ce qu'un mouvement de terrain ?

Un mouvement de terrain, par réponse au phénomène d'érosion (action grain par grain), est un mouvement de masse.

Les mouvements de terrain n'ont donc rien de commun avec les mouvements orogéniques, les tremblements de terre ou les phénomènes volcaniques qui trouvent leur origine dans les forces internes du globe terrestre, et sur lesquels l'homme n'a aucune prise.

Les mouvements de terrain restent, quelle que soit leur importance, à l'échelle humaine : l'homme peut, en principe, les prévoir, souvent les contrôler et les maîtriser.

Au plan géologique, les mouvements de terrain constituent, comme l'érosion un facteur important de l'évolution morphologique des reliefs.

An plan pratique, ces phénomènes intéressent au premier chef d'homme, en sens qu'ils font courir des risques à sa vie et à ces constructions. Chaque année des accidents graves trouvent leur origine dans des mouvements de terrain.

☞ Comment ? Quand ?

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

Certain mouvements peuvent être considérés comme le processus évolutif naturel d'un site ; par exemple l'éboulement d'une falaise dont le pied est sapé par la mer.

Mais il faut se représenter que, fréquemment aussi, un mouvement de masse peut être déclenché par l'action de l'homme. Certain travaux rompent l'équilibre naturel d'un site et amorcent un processus de rupture de masse sur un site auparavant stable. C'est le cas notamment et l'ouverture de fouilles superficielles ou profondes, de la modification du régime des eaux souterraine, de la mise en place de surcharge, de l'usage d'explosifs, etc.

En première analyse, on peut dire qu'une masse de terrain se met en mouvement sous l'action de pesanteur lorsqu'une certaine limite rhéologique du milieu se trouve dépassée. Il peut s'agir :

- De la résistance à la traction (éboulement rocheux) ;
- De la résistance à la compression simple écrasement de piliers de mines) ;
- De la résistance au cisaillement (glissement) ;
- Du frottement roche sur roche pour les glissements de bancs rocheux sur un joint sec ;
- De la limite de fluage non amorti (certain glissement en milieu argileux) ;
- De la limite de liquidité d'Atterberg (écoulements viscoplastiques ou fluide).

Pour la commodité de l'exposé, on classera les mouvements de terrain en trois grandes catégories :

- Les affaissements et effondrements d'un site sous miné ;
- Les éboulements rocheux de versants ;
- Les glissements de terrain.

Nous verrons toutefois que certains phénomènes peuvent être classés indifféremment dans l'une ou l'autre de ces catégories.

1.1. Description des mouvements des terrains :

Les principaux critères de classement des glissements sont :

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

On classe des mouvements de terrain en quatre familles agréées par le Comité International de géologie de l'ingénieur (Nemcoka, pasek, rybar, 1972) :

- Les glissements.
  - Glissement plan.
  - Glissement rotationnel simple.
  - Glissement rotationnel complexe.
- Les écroulements et chute des blocs.
- Les mouvements sans surface de rupture (fluage).
- Les coulées boueuses et laves torrentielles.

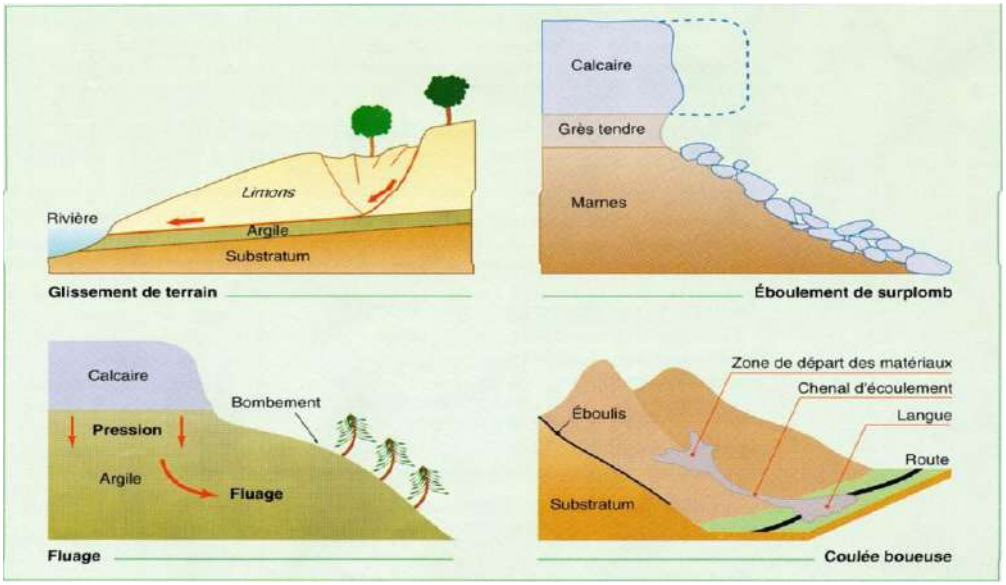


Figure 1.1: Les différents types de mouvements de terrains (Library.ensh.dz)

2.1. Glissement de terrain *:*

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

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

Le volume des glissements de terrain est très variable : de quelques mètres cube (loupes) à plusieurs millions de mètres cubes (versants entiers)(Philippe,R. 1988).

Le moteur de ce phénomène est toujours la pesanteur. C'est-à-dire le sol se déplace sous l'effet de la gravité.



Figure 2.2: Glissement de terrain (R.europe1.fr)

Les facteurs déclenchant sont généralement :

- Les modifications du régime hydraulique (saturation du matériau, augmentation de pressions interstitielles, etc.) ;
- Les terrassements ;
- L'érosion naturelle (ruissellement, érosion de berges) ;
- Les accélérations produites par des séismes(Philippe,R. 1988).

On distingue deux grandes classes qui peuvent éventuellement se combiner pour donner naissance aux glissements composés :

- Les glissements plans,
- Les glissements rotationnels simples ou complexes.

2.1.1. Glissements plans

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

- Glissement d'une couche mince de caractéristiques médiocres sur un substratum,
- Glissement d'un matériau d'altération ou sur un niveau «lubrifiant» (limon sur argile par exemple),
- Glissement par extension d'une couche peu résistante.

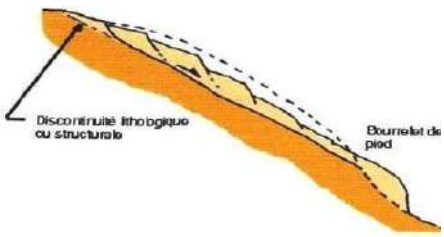


Figure 2.3: Glissement plan (R.internet)

2.1.2. Glissement rotationnels



Figure 2.4: Glissement rotationnel en bordure d'une terrasse alluviale (Marly, FR) . (SGmG+SSGm)

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

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

2.1.3. Glissement rotationnel simple

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

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

2.1.4. Glissements rotationnels complexes

Les glissements complexes ont souvent une surface de rupture non circulaire.

Les ruptures non circulaires peuvent avoir différentes causes

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

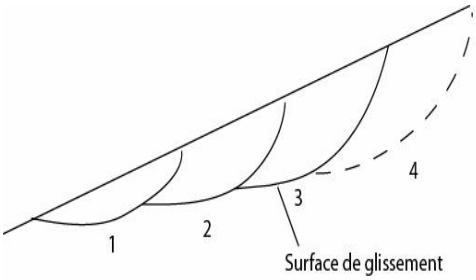


Figure 2.5: Glissement rotationnel complexe (Mohammed Hamza AISSA 2011)

Citons :

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

2.2. Ecroulements

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

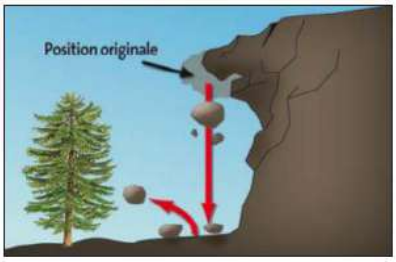


Figure 2.6: Chute de pierres (ORRM)

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

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

On distingue :

2.2.1. Ecroulements rocheux de falaise

La masse se disloque pendant la chute, d'autant facilement qu'il existe auparavant un réseau de diaclases important. Les blocs se fracturent en contact du sol et peuvent alors parcourir des distances importantes (plusieurs kilomètres).



Certains écroulements peuvent être associés à des glissements au niveau des bancs rocheux.

Figure 2.7: Ecroulement par rocheux de falaise (R.internet)

2.2. 2. Ecroulements par fluage ou glissement d'une couche tendre

Les falaises rocheuses reposent fréquemment sur des marnes ou des argiles plus déformables du fait des contraintes transmises par la falaise et du régime hydraulique défavorable. Le déplacement ou la rupture et le basculement des blocs ; dans certain cas, le massif marneux peut glisser la falaise.



Figure 2.8: Ecroulement par Fluage.

(R.internet)

2.2. 3. Ecroulement ou effondrement



Figure 2.9: Ecroulement par d'une falaise.(R.internet)

Des blocs de dimension parfois considérable se séparent souvent d'une falaise ; ils constituent des écroulements parfois très importants.

Les causes sont diverses :

- Mise en surplomb par érosion des couches sous-jacentes,
- Décrochement de massifs limités par des joints, fissures,
- diaclases,….

2.2. 4. Chutes des blocs



Figure 2.10: Chutes des blocs (parc national calanques)

Il arrive fréquemment que des blocs rocheux limités par des dièdres, se détachent. L'étude de leur stabilité de la mécanique des roches.

2.3. Fluage

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

2.4. Coulées

Les coulées constituent des mouvements de terrain qui s'assimilent largement autant à des problèmes de transport de matériaux par l'eau, qu'à des problèmes de glissements. Cependant, ce sont souvent des matériaux issus de glissements qui alimentent les coulées, ces matériaux étant :



Figure 2.11: Avalanche de boue (la debeche.fr)

- Les coulées peuvent intéresser des matériaux très sensibles (argile sensible qui se liquéfient dés qu'elles sont déformées) et donner à des coulées de boues.
- Les volumes déplacés se chiffrent en dizaines voire en centaines des milliers de mètres cubes. Les vitesses atteintes sont très rapides pendant une duré de quelques heures à quelques jours. Les distances parcourues peuvent atteindre plusieurs kilomètres.

Ces phénomènes se produisent lorsque des quantités d'eau très importantes sont disponibles. C'est le cas pendant de fortes précipitations ou lors des ruptures de digues ou de barrages.

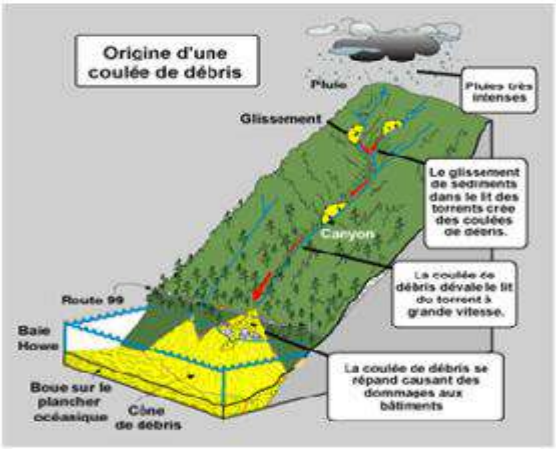


Figure 2.13: Trajet d'une colée



Figure 2.12: Coupe d'une coulée(R.internet)

2.5. Synthèse

Ce tableau présente les différentes familles de mouvement et leur caractérisation en termes de nature de matériaux, de vitesse de déplacement, de volumes déplacés et de facteurs déclenchant.

Terrain		Vitesse moyenne	volume	Facteurs déclenchants
Glissement	sols massifs fracturés	très lentes à moyenne	de quelque m^3 à plus de dix million de m^3	eau, terrassements
Fluage	formations meubles	très lentes	de quelque m^3 à plus de dix million de m^3	chargement, évolution du matériaux
Ecroulement	massifs rocheux	de très lente à très rapide	de quelque m^3 à plus de dix mille m^3	eau, gel dégel, séisme
Coulée	sols argileux et limoneux lâches	très rapide	de dix à plusieurs centaines de milliers de m^3	très fortes pluies, rupture de digues

Tableau 2.1: Éléments caractérisant les différents mouvements de terrain

3. Principales causes des glissements de terrain

Le processus d'instabilité d'une pente dépend de :

3.1. La nature du terrain*:*

La nature de terrain dépend de la :

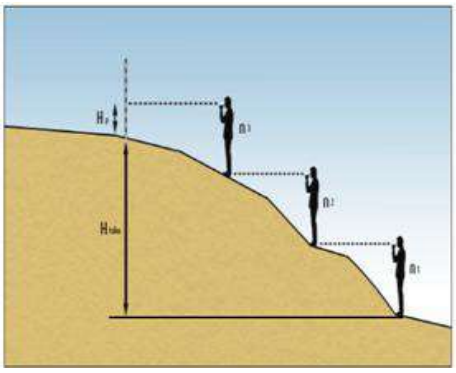


Figure 3.1: Géométrie de terrain

Géométrie de terrain:

La pente de la surface du terrain constitue le premier facteur de stabilité ou d'instabilité. La pente critique dépend de La nature des sols ou des roches (caractéristiques de résistance au cisaillement) et de la présence d'eau dans le massif.

Résistance au cisaillement des sols ou des roches :

Parmi les facteurs qui régissent la stabilité d'une pente, la résistance mécanique des sols et des roches constitue un élément essentiel.

Le mécanisme de rupture mis en œuvre dans les phénomènes d'instabilité fait intervenir la résistance au cisaillement.

Cette résistance, en un point donné, dépend de la nature du matériau, de son histoire et de l'état de contraintes qui règne au point considéré. L'état de contraintes est fonction des diverses sollicitations appliquées au massif (chargement, déchargement, fluctuation de la nappe phréatique, etc.)

En cas de réactivation de glissements de versants naturels, les déplacements se produisent le long de la surface de rupture préexistante. Sur cette surface de rupture, la résistance au cisaillement mobilisée est appelée résistance résiduelle.

La détermination de l'état de stabilité de versant nécessite donc la connaissance de deux types de paramètre des terrains rencontrés :

La résistance au cisaillement à court ou long terme

La résistance au cisaillement résiduelle

Dans le cas des argiles raides, que l'on rencontre fréquemment dans les versants instables (marnes oligocènes du bassin de la Limagne, argile des Flandres, marnes du Keuper, argile du lias, etc.), la courbe effort-déformation relevée lors d'un essai de cisaillement présente un pic de résistance plus ou moins marqué, suivi d'une décroissance sensibles de la résistance au cisaillement : la valeur ultime est la résistance résiduelle. Cette dernière s'obtient en laboratoire par un essai de cisaillement alterné.

Les analyses de stabilité consistent habituellement en un calcul d'équilibre limite prenant en compte la résistance au cisaillement de pic. Dans le cas d'une première rupture, et la résistance au cisaillement résiduelle, dans le cas de la réactivation d'un glissement. En général, ce sont les paramètres de résistance drainés c'et φ' (valeur de pic) et c_R' et φ_R' (valeur résiduelles) qui régissent la stabilité de la pente.

3.2. Les actions extérieures qui agissent sur le sol :

Actions hydrauliques :

La compréhension du régime hydraulique du site est un élément essentiel pour l'analyse d'une instabilité et dans la recherche des solutions.

Ceci conduit à s'intéresser à une zone nettement plus grande que celle qui est en mouvement : en effet, les conditions d'alimentation peuvent être complexes et dépendre de couches de terrains situées bien en amont.

La connaissance des conditions hydraulique les plus défavorables nécessite une longue durée d'observations sur le terrain. Par exemple, on peut choisir de prendre en compte les régimes hydrauliques mesurés durant une année dont la pluviométrie est décennale. Ceci étant rarement possible, des extrapolations peuvent être utilises pour juger des conditions les plus défavorables.

La détermination du régime hydraulique est souvent très difficile du fait de l'étendue des zones à prospecter et de l'hétérogénéité des sols rencontrés, et notamment de la présence d'accidents tectoniques qui perturbent sensiblement les nappes.



Figure 3.2: Concentration d'eau
(A: ravinement B:érosion vertical)

Certains éléments sont de première importance. Il s'agit :

Des pressions interstitielles au niveau de la surface de rupture ; la nappe peut être statique ou présenter des gradients mettant en charge la couche le long de laquelle se produisent les mouvements ;

De l'alimentation hydraulique du site : des couches plus perméables dont la capacité d'alimentation est importante sont susceptible d'exister et il est alors intéressant de les drainer ; d'une manière plus générale, la perméabilité des terrains est un point important qui permet d'orienter les solutions de confortement

De l'évolution de la nappe au cours du temps ; les mouvements s'accroissent fortement au-delà d'un seuil critique.

Les actions climatiques et anthropiques :

Les facteurs climatiques prépondérants sont constitués par les apports d'eau. Les autres actions externes, susceptibles de modifier l'état d'équilibre d'un pente, résultent principalement de modifications de géométrie, de chargements et de déchargements.

Pluie, neige, évapotranspiration :

Les nappes sont alimentées principalement par les pluies et la fonte des neiges. D'autres événements peuvent se rajouter, comme des infiltrations à partir de fossés, de bassins de rétention et d'adduction d'eau ou de réseaux d'assainissement.

Séismes :

Les sollicitations sismiques peuvent être la cause de glissements de terrain. Deux phénomènes entrent en jeu dans ce cas :

La liquéfaction des limons et sables fins saturés, susceptible de provoquer le glissement des formations sus-jacentes,
La force inertielle déstabilisatrice due au séisme lui-même.

3.3. Constructions sur pente :

La construction de remblais sur pente naturelle diminue la stabilité de l'ensemble pente et remblai.



Figure 3.3: Remblai mineur en sommet de talus

Lorsque la pente naturelle est en équilibre limite, ou qu'elle a connue des glissements par le passé, les charges apportées par les ouvrages (remblais, fondations, soutènements) peuvent provoquer des mouvements et des désordres importants. L'ouvrage mis en place peut dans certains cas être complètement détruit.



Figure 3.4: Remblai mineur en sommet de talus

3.4. Déblai sur pente *:*

Les terrassements en déblai dans une pente, qui sont souvent réalisés pour construire des bâtiments ou des routes, peuvent conduire à des désordres de grande ampleur.



Figure 3.5: Déblai a la base de talus

Ces phénomènes s'observent dans les pentes naturelles en équilibre limite.

Avec des surfaces de glissement remontant loin en amont. Ils s'expliquent par la suppression de la butée de pied ; de faibles volumes de déblai peuvent provoquer des glissements d'ensemble.

L'action de raidissement d'une pente de talus joue défavorablement dur la stabilité de ce dernier.

4.Types de rupture *:*

Dans leur construction et leur fonctionnement, les talus subissent des conditions de chargement varié. Nous pouvons classer les types de rupture liés aux mouvements de terrains, en deux groupes; ceux associés aux pentes naturelles et ceux des talus artificiels.

4.1.Talus en déblai et talus en remblai sur sols non compressibles

Les ruptures ont, d'une façon générale, l'allure de glissements rotationnels circulaires.
On distingue:
- les cercles de talus se produisent généralement dans les sols hétérogènes, la base du cercle correspondant à une couche plus résistante ;
- les cercles de pied (sont les plus courants dans ce type d'ouvrages) ;
- les cercles profonds ne se produisent que dans le cas où le sol situé sous le niveau du pied du talus est de mauvaise qualité.

4.2. Talus en remblai sur sols compressibles

La rupture constatée dans des remblais en sol compacté (remblai routier par exemple) repose sur une couche d'argile molle, de vase ou de tourbe souvent profonde. Les cercles de rupture sont tangents à la base de la couche molle lorsque celle-ci est relativement peu épaisse.

Si le facteur de sécurité vis-à-vis de la rupture est peu élevé tout en étant supérieur à 1, il peut se produire un fluage du sol de fondation entraînant un tassement anormal du remblai latéral de la couche molle et une perte de résistance du remblai ou de la fondation ou des deux.

4.3. Digues et barrages en terre *:*

L'étude de la stabilité des talus amont et aval est la partie essentielle de la conception des barrages en terre. Différents cas doivent être étudiés en tenant compte de l'état des pressions interstitielles à l'intérieur de la digue.

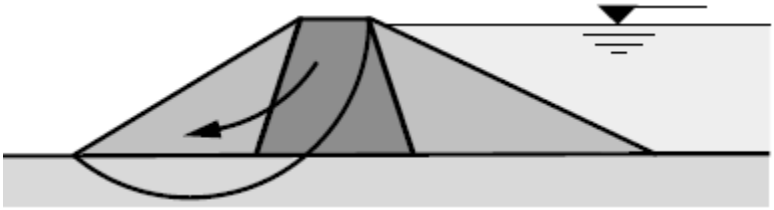


Figure 4.1: Barrage en terre

Pratiquement, on calculera le facteur de sécurité *FS* le long des cercles de glissement supposés :

- pendant la construction et peu après la construction ;
- lorsque le barrage vient d'être rempli (avec percolation permanente) ;
- lors d'une vidange rapide.

4.4. Ruptures planes ou multi planaires (calcul à l'équilibre limite)

Dans des terrains discontinus les surfaces de rupture potentielle les plus défavorables sont constituées par des plans ou des ensembles de plan. Si le plan dans une couche, les caractéristiques à prendre en compte sont les propriétés de cette couche, si le plan est une discontinuité, il faudra utiliser dans le calcul les caractéristiques mécaniques de cette discontinuité, l'écriture des équations d'équilibre conduit à estimer le coefficient de sécurité.

Si la surface de rupture est constituée de deux ou plusieurs plans, le problème devra en général être examiné de manière tridimensionnelle. Le volume délimité par deux plans ne contenant pas de droite parallèle est un dièdre.

Il existe des abaques permettant d'examiner un certain nombre de cas type d'équilibre de dièdre.

Dans le cas de surface multi planaires de forme quelconque, les calculs sont complexe.

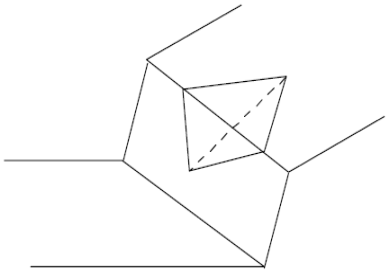


Figure 4.2: Glissement rotationnel simple

4.5. Ruptures rotationnelles *(calcul à l'équilibre limite)*

Nous avons mentionné à plusieurs reprises que, dans des terrains plutôt meubles et homogènes, les surfaces de rupture observées seront souvent circulaires en deux dimensions et ellipsoïdales en trois dimensions. La théorie de calcul à la rupture permet de montrer que pour un terrain homogène la forme théorique est en fait une spirale logarithmique (en deux dimensions).

La plupart des calculs à l'équilibre limite considéré que le problème est bidimensionnel. Nous examinerons dans se qui suit deux type de méthodes : une méthode dite globale qui permet de déterminer le coefficient de sécurité d'un talus homogène et isotrope et les méthodes des tranches qui permettent d'effectuer des calculs pour une géométrie plus complexe.

5. Notion de coefficient de sécurité

Dans les paragraphes précédents nous avons introduit le terme de coefficient de sécurité. Ce coefficient est utilisé dans les calculs à la rupture. Il permet d'apprécier la marge de sécurité vis-à-vis de la rupture. Il existe plusieurs définitions possibles du coefficient de sécurité ; chacune présente des avantages et des inconvénients. Nous citons ci-dessous un certain nombre de ces définitions :

FS= Qmax/Q

1- $F = \frac{\tau_{max}}{\tau} = \frac{\text{résistance au cisaillement disponible}}{\text{résistance au cisaillement mobilisée}}$ (définition de bishop)

Il faut noter qu'avec cette définition la valeur du coefficient de sécurité est une valeur ponctuelle qui va donc dépendre de la position du point M considéré le long de la surface testée.

2 - $F = \frac{\text{effort résistant}}{\text{effort moteur}}$

Cette définition suppose la surface testée est planaire.

3 – $F = \frac{\text{moment résistant}}{\text{moment moteur}}$ (définition de Frohlich).

Cette définition suppose la surface testée est circulaire (ellipsoïdale en « D).

4 – $F = \frac{H_c}{H} = \frac{\text{Hauteur critique}}{\text{Hauteur réelle}}$

Toutes ces définitions conduisent à des valeurs différentes pour une même géométrie, sauf dans le cas ou l'on se trouve à la rupture (F=1).

La définition 1 est couramment employée.
Fellenius a proposé une définition voisine en considérant que l'équilibre du volume V est atteint lorsque le système des forces extérieurs qui lui appliqué mobilisé les fractions tg ϕ/F et C/F des valeurs réelles du frottement et de la cohésion du milieu.
Cette définition permet d'obtenir un coefficient de sécurité pour l'ensemble de la surface.

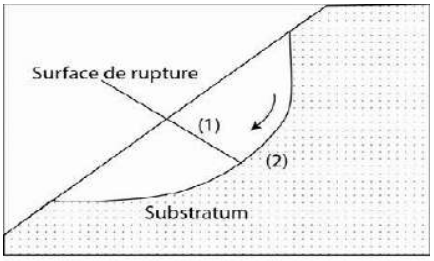


Figure 5.1:surface de rubture (Guide technique LCPC.1998)

Cette définition a donc pour inconvénient de considérer que la rupture se produira simultanément en tout point, ce qui est fortement contestable dans le cas de sols fortement hétérogène et n'est pas compatible avec la notion de « rupture progressive».

5.1. Recherche du coefficient de sécurité du talus

Nous allons d'écrit dans les paragraphes qui suit les méthodes de calcul du coefficient de sécurité d'une surface. Il est nécessaire de rechercher la surface présentant le plus faible coefficient de sécurité. Si on suppose que cette surface est rond, la recherche pourra se faire de manière systématique en faisant varier le centre du cercle aux nœuds d'une grille rectangulaire défini à l'avance et en faisant également varier les rayons des cercles. Il existe de nombreux logiciels (géoslope par exemple) permettant de traiter ces problèmes. Certains logiciels proposent des procédures de recherche automatique du centre le plus défavorable. Certains auteurs sont basées sur une extension des méthodes de tranches 3D (le volume est alors découpé en colonnes et plus en tranches). Les coefficients de sécurité tridimensionnels sont supérieurs aux coefficients de sécurité bidimensionnels.

5.2. Caractéristiques mécaniques à prendre en compte

La rupture d'un talus peut se produire au cours des travaux ou après un certain temps. Les études de stabilité doivent donc être effectuées, pour les sols fins, à cours et à long terme. A court terme le calcul s'effectuera en contraintes totales et les caractéristiques mécaniques à prendre en compte sont celles issues d'un essai UU. A long terme le calcul s'effectuera en contraintes effectives et les caractéristiques mécaniques à prendre en compte sont celles issues d'un essai CD ou éventuellement CU (caractéristiques c' et ϕ').

Le rôle de l'eau est donc essentiellement dans la stabilité (ou l'instabilité des talus)…

Pour un calcul a priori les caractéristiques mécaniques à considérer sont les caractéristiques maximales (au pic). Pour un glissement qui s'est déjà produit et que l'on cherche à conforter les caractéristiques mécaniques à considérer sont les caractéristiques résiduelles.

5.3. Choix du coefficient de sécurité

L'utilisation d'un coefficient de sécurité permet de tenir « raisonnablement» éloigné de la rupture. Le coefficient de sécurité joue donc deux rôles :

- Etre dans un état éloigné de la rupture. coefficient de sécurité est un coefficient d'assurance ;
- ″encaisser″ les différentes causes d'imprécision et d'erreur du calcul : incertitude sur la valeur réelle des propriété mécaniques (c et ϕ), de u, de γ, imprécision du calcul pour lequel il a été nécessaire d'introduire des hypothèses simplificatrices, différence entre le problème modélisé et la réalisation pratique. Le coefficient de sécurité est donc aussi coefficient d'ignorance.

La valeur de F adaptée est par conséquent fonction des situations (assurance et ignorance plus ou moins importantes). Pour des ouvrages de Génie Civil la valeur utilisée est rarement inférieure à 1,5, elle peut être de 2 voire 2,5 (grands risques). Pour certains sites particuliers (carrières, mines à ciel ouvert, talus en cours de construction), coefficient de sécurité peut être réduit à 1,2 ou 1,3. Dans ce cas la surveillance et l'auscultation des terrains sont généralement renforcées.

6. Méthode de calcul

Plusieurs types de calcul sont possibles :

6.1. Le calcul à la rupture

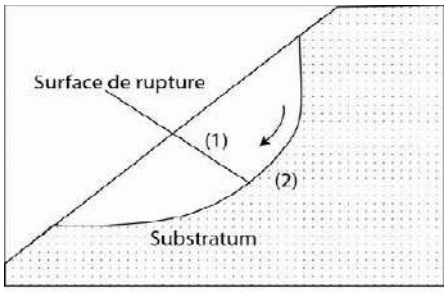


Figure 5.2:surface de rupture (Guide technique LCPC.1998)

L'analyse de la stabilité des talus est traitée comme un problème d'équilibre limite.
Les calculs à la rupture supposent que le terrain se comporte comme un solide rigide-plastique (ou rigide-rupture). Le critère de plasticité (ou rupture) est défini par une loi classique (mohr-coulomb en général).
Ce critère atteint au niveau de limite du volume étudie (surface de rupture potentielle).

Les méthodes incluent :

- Des méthodes d'analyse limite qui incluent des méthodes de borne supérieure (encore appelées méthodes cinématiques) ou de borne inférieure.
- Des méthodes à l'équilibre limite.

Les méthodes à l'équilibre sont les méthodes les plus couramment employées. Elles sont basées sur hypothèses que l'équilibre statique du volume étudie est assuré. En général l'écriture des équations d'équilibre conduit à un système hypostatique et les méthodes diffèrent par les hypothèses qu'elles envisagent pour résoudre le système d'équation (hypothèse sur le point d'application des forces, leur inclinaison ou leur intensité). Nous d'écrirons plus détail dans la suite un certain nombre de ces méthodes, dans l'hypothèse de ruptures rotationnelles, à plusieurs méthodes de calcul.

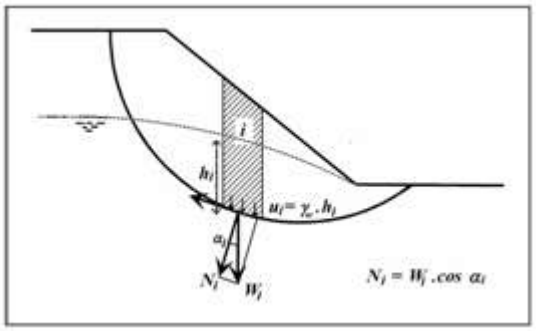


Figure 6.1: Principal d'un calcule de stabilité

Les ruptures planes représentent un cas particulier très simple dans son principe. Pour les surfaces de rupture de forme quelconque, le calcul est beaucoup plus complexe. Les calculs à la rupture permettre de définir un coefficient de sécurité.

Pour évaluer la stabilité des talus par une méthode à l'équilibre limite, il existe des méthodes linéaires et non linéaires. Les méthodes linéaires sont des méthodes directes de calcul de *FS* et les méthodes non linéaires nécessitent un processus itératif.

6.1.1. Rupture plane *:*

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

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

Le critère de rupture de Coulomb s'écrit :

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

On obtient l'expression suivante pour

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

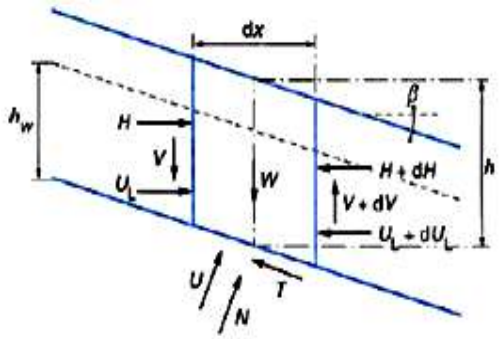


Figure 6.2: Rupture plane (BENAISSA. 2003)

6.1.2. Méthode de Fellenius (rupture circulaire)

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

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

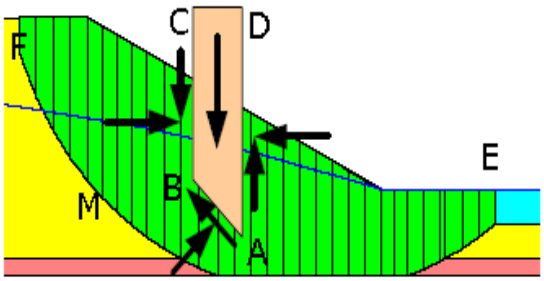


Figure 6.3: Rupture circulaire (Djamel Eddine BENOUIS Université de Saida 2010)

Etudions l'équilibre de l'une de ces tranches, par exemple la tranche "ABCD".

Les forces agissant sur cette tranche sont les suivantes:

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

- les pressions hydrauliques.

Définissons par rapport au centre *O* :

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

La surface de rupture étant limitée par les points *E* et *F*, le coefficient de sécurité global *FS* est défini par le quotient:

FS = La somme des moments résistants maximaux / La somme des moments moteurs

Considérons la somme des moments pour l'arc *EF*, sachant que la somme des moments des forces est nulle. Fellenius a fait une hypothèse qui simplifie considérablement les calculs, à savoir que la seule force agissant sur l'arc *AB* est le poids *W*, à l'exception des forces internes.

(Djamel Eddine BENOUIS Université de Saida 2010)

Dans ces conditions, le moment résistant maximal est fourni par la valeur maximale que Peut prendre la composante tangentielle de *Rn* : *(Rn) t*

D'après la loi de Coulomb, elle s'écrit : *(Rn)t = ci.AB+Nn.tan*Φi

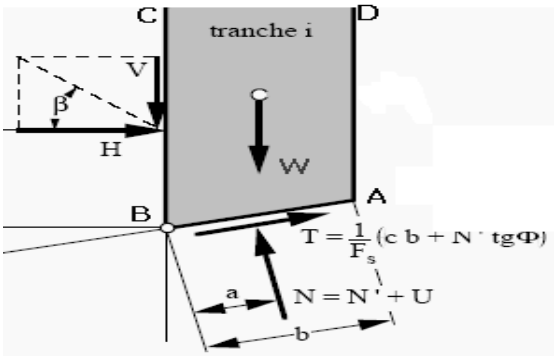


Figure 6.4 : Une tranche i

La somme des moments pour toutes les tranches est :

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

m: nombre total de tranches, *R* : rayon du cercle de glissement.
ci et Φi : caractéristiques mécaniques de la couche dans laquelle est situé l'arc de la tranche AB.

Par ailleurs, le moment moteur est dû à Tn et égal à Tn.R, d'où:

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

6.1.3. Méthodes des tranches : généralités

Calcul du coefficient de sécurité d'une surface de rupture potentielle.

Les terrains sont rarement homogènes et isotrope et utilisation de la méthode globale est donc limitée. Les méthodes dites de tranches sont souvent utilisées.
Le principe est de couper le volume étudié en un certain nombre de tranches (en général verticales).

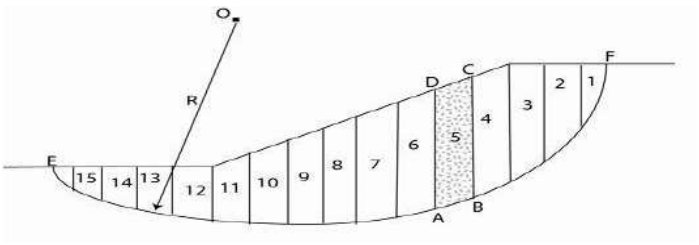


Figure 6.5: méthode calcul de tranche (BENAISSA)

En général les surfaces de rupture considérées sont des cercles, mais certaines méthodes de tranches (serma, par exemple) ne nécessitent pas cette hypothèse.
L'équilibre de chaque tranche i est examiné en effectuant un bilan des forces :

- Le poids de la tranche W_i ;
- La réaction sur la base de la tranche R_i (cette force peut être décomposée en action normale N_i et action tangentielle T_i) ;
- La pression de l'eau u_i ;
- L'action des forces inter tranchent entre la tranche i étudiée et les tranches i-1 et i+1 : F_{i-1} et F_i.

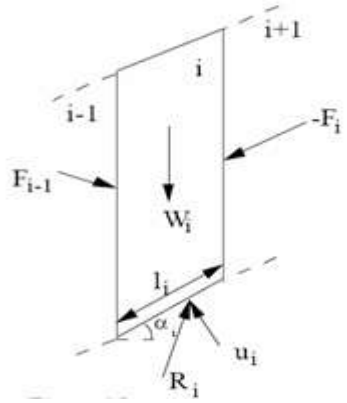


Figure 6.6: Bilan

Examinant le problème en deux dimensions. Si le volume est découpé en n tranches (donc n-1 tranches) :

- Les inconnus sont :
  - F_i : intensité, inclinaison, point d'application $\Rightarrow$ **3(n-1)** inconnues ;
  - R_i : intensité, inclinaison, point d'application $\Rightarrow$ **3n** inconnues ;
  - Le coefficient de sécurité F $\Rightarrow$ **1** inconnue.

Il y a donc **6n-2** inconnues.

- Les équations sont pour chaque tranche :
  - Les équations d'équilibre selon x et y et l'équilibre des moments $\Rightarrow$ **3n** équations ;
  - Le critère de rupture : relation de Mohr-Coulomb $N_i = \frac{T_i \, tg\phi}{F} + \frac{cl_i}{F} \Rightarrow$ **n** équations ;

Il donc **4n** équations.

Il y a 2n-2 inconnues de plus d'équations. Les différentes méthodes de tranches différentes par les hypothèses simplificatrices qu'elles adoptent pour obtenir les équations supplémentaires. Il n'est pas si simple de rajouter exactement 2n-2 équations dès lors que l'on a n tranches : certaines méthodes rajoutes plus de 2n-2 équations ou/et des hypothèses complémentaires incompatibles avec les équations de la statique…

La méthode de fellenius (dite méthode suédoise) est la méthode la plus ancienne des méthodes de tranches. La méthode de bishop est la plus couramment utilisée. Ces deux méthodes supposent que la surface de glissement est circulaire et que le point d'application des réactions est le milieu de la tranche.

- La méthode de **fellenius** suppose que la résultante des forces inter tranches est nulle. Dans cette méthode l'équilibre des moments dans la tranche n'est pas respecté. Le coefficient de sécurité a pour expression :

$$F = \frac{\sum_{i=1}^{n} c_i' l_i + (W_i \cos\alpha_i - u_i l_i) tg\phi_i}{\sum_{i=1}^{n} W_i \sin\alpha_i}.$$

Ce coefficient de sécurité est le rapport du moment résistant pour l'ensemble du cercle au moment moteur, mais en obtient la même expression en prenant le coefficient de sécurité comme le coefficient réducteur appliqué à tgϕ et c et en supposant du moment résistant que le rapport du moment résistant au moment moteur est égal à l'unité pour le cercle de glissement envisagé. La méthode de **Fellenius** conduit à une sous-estimation du coefficient de sécurité pouvant atteindre 60%.

- La méthode de **Bishop** suppose que la résultante des forces intertranches est horizontale et l'expression du coefficient de sécurité est :

$$F = \frac{\sum_{i=1}^{n} c' l_i + (N_i - u_i l_i) tg\phi'}{\sum_{i=1}^{n} W_i \sin\alpha} \qquad \text{avec } N_i = \frac{W_i - \sin\alpha_{/F}\,(c' l_i - u_i l_i tg\phi')}{\cos\alpha_i (1 + tg\phi' tg\alpha_{/F})}$$

.

La valeur de F est obtenue par itération et la valeur initiale F_0 utilisée est généralement la valeur calculée par la méthode de fellenius.

La méthode de Bishop est plus réaliste et le coefficient de sécurité obtenu par cette méthode est supérieur à celui obtenu par la méthode de fellenius. Un calcul de stabilité effectué par la méthode de fellenius donne donc une valeur pessimiste du coefficient de sécurité, il va donc dans le sens de la sécurité.

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

D'autres méthodes font des hypothèses différentes : il s'agit, entre autres, des méthodes dites de :

- **Janbu** (ligne d'action des forces intertranches située au 1/3 de la hauteur des tranches) ;
- **Spencer** (rapport de la composante horizontale à la composante verticale des forces intertranches constant) ;
- **Morgestern et Price** (rapport de la composante horizontale à la composante verticale des forces intertranches =λ×f(x)) ;
- **Perturbations** (méthode proposée par Raulin du LCPC)…

6.1.4. Définition des paramètres géométriques de surface de rupture

Dans ces calculs, il est supposé que:

-le volume instable est subdivisé en un nombre fini de colonnes actives.
-la surface de rupture est un loup de glissement dont la base est assimilée à un arc de cercle (en 2D) ou une partie d'ellipsoïde (en 3D);
-tous les points situés sur la surface de glissement ont le même coefficient de sécurité;
le matériau du talus analysé obéit au critère de plasticité de Mohr-Coulomb.

Voici une illustration animée d'une surface de rupture circulaire. C'est l'hypothèse la plus simple et le mode typique le plus courant de rupture dans un sol .

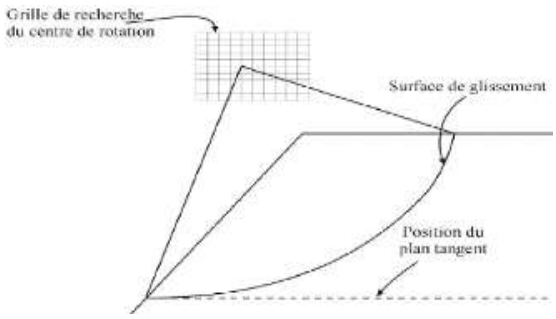


Figure 6.7: les paramétres géometriques de surface de rupture (Djamel Eddine BENOUIS Université de Saida 2010)

6.2. Les calculs en contrainte-déformation

Les calculs à la rupture ne prennent pas en compte les déformations du terrain, si les terrains sont très déformables, ce type de calcul peut s'avérer insuffisant voir erroné. Les calculs à la rupture ne permettent donc pas d'avoir des éléments pour comprendre les déplacements enregistrer sur le terrain (les déplacements enregistrer sur le terrain sont-ils signification d'un état proche de la rupture ou non ?).

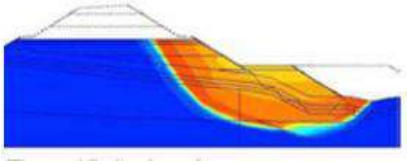


Figure 6.8: surface de rupture

Pour répondre à ce type de questions, il faudra connaître complètement en contraintes-déformations du terrain en tout point. Ce comportement est connu pour un certain nombre de géométrie simples (tunnel circulaire par exemple) et de lois de comportement simple (élasticité linéaire par exemple). Dans le cas de géométrie réelle et de terrains naturel ce comportement peut être approché par des calculs numériques :

- Eléments finis, différences finies ;
- Eléments frontières (bondary elements) ;
- Eléments distincts (si le massif comporte des discontinuités) ;

Les calculs en contraintes-déformations sont beaucoup plus lourds à mettre en œuvre que les calculs à la rupture, ils nécessitent connaissance des lois de comportement des matériaux et des

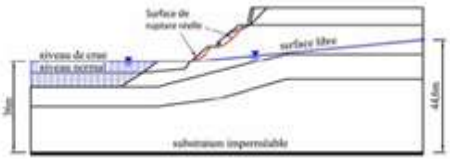


Figure 6.9: modélisation de rupture

contraintes initiales dans le massif, de plus ils ne conduisent pas à résultats aussi facile à analyser que les calculs à la rupture (un coefficient de sécurité), c'est pourquoi ces dernières sont encore largement utilisé. Dans la suite nous d'écrirons essentiellement les calculs à l'équilibre limite.

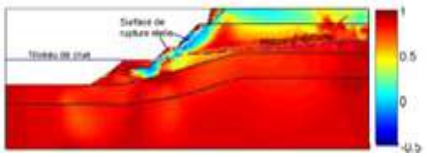


Figure 6.10: champe de deformé

Ces méthodes de calcul ne permettront pas de répondre complètement aux questions sur les déplacements (on ne pourra jamais reproduire parfaitement la géométrie, l'hétérogénéité et le comportement des terrains in situ), mais ils donneront un certain nombre d'élément, d'indice.

7. Processus d'une étude de glissement de terrain

Le processus proposé ci-après concerne l'étude d'un glissement effectif de terrain. Mais en dehors du repérage géométrique de la surface de la rupture, l'étude de la stabilité d'un versant avant apparition de tout glissement obéit pratiquement aux mêmes règles.

Une étude efficace doit nécessairement combiner l'approche géologique et l'approche mécanique ; ceci est possible grâce surtout aux moyens technologiques.

Le repérage des causes d'un glissement n'est généralement pas évident. On est parfois aidé dans cette recherche par la chronologie.

7.1. Repérage topographique d'une zone instable

✘ Etablissement d'un plan topographique à grande échelle

Généralement, les cartes topographiques à petite échelle disponibles sont insuffisantes pour repérer un accident localisé. Il convient donc d'entreprendre par priorité un levé topographique à grande échelle (1/1 000 ^{e} ou 1/500 ^{e} par exemple) du secteur dans le quel se situe la zone glissé, d'en tirer un plan en courbe de niveau, et des profils jalonnés.

✘ Photo-interprétation et télédétection

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

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

Ces techniques permettent de délimiter la zone instable.

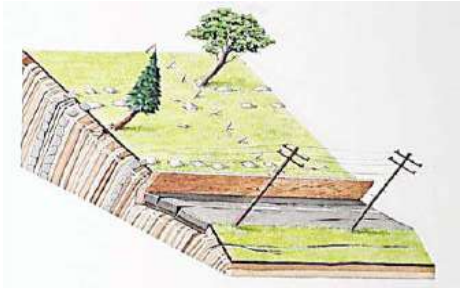
Le piquetage de site

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

Repérage sur le terrain des traits caractéristiques d'un glissement

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

- Les arbres, verticaux ou penchés, droit ou tordus, constituent les repères les plus courants. Ils fournissent un certain cadrage de chronologique du phénomène.
- Les poteaux électrique ou téléphonique, verticaux ou penchés permettre également une certaine datation du phénomène.
- Les murs de construction ou soutènement, fournissent par l'observation des dévers, des ventres, des fissures de bons repères ; il convient de poser des témoins sur les principales fissures.
- Les routes et les chemins peuvent révéler :
  - Des fissures ouvertes dans le revêtement.
  - Des lacets vers l'aval.



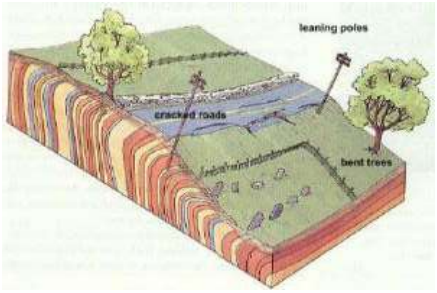


Figure 7.1: Piquetage et repérage sur terrain

7.2. Etude géologique géomorphologique du site

A partir des données propres de la région, il est possible de préciser le contexte géologique dans lequel se situer la zone glissée. La réalisation d'une série de coupes géologiques selon les lignes de plus grande pente peut permettre ensuite de formuler une première hypothèse sur la position en profondeur de la surface de glissement.

La forme géométrique du substratum rocheux peut jouer un rôle important dans la localisation des glissements.

Mais le levé géologique ne représente que la première phase de l'étude géologique complète que suppose l'exécution de sondages et autre investigation profondes. Mais il faut souligner que c'est ce travail de base qui permet ensuite une implantation efficace des sondages et des essais géotechniques qui ont à réaliser.

7.3. Etude géophysique

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

- Magnétiques
- Prospection électrique
- Prospection sismique
- Prospection gravimétrique

7.4. Etude hydrologique *:*

Etant donné le rôle primordial que joue l'eau dans les instabilités de pentes, l'étude hydrogéologique est très importante. Elle a pour but de connaître la répartition des pressions interstitielles dans le sol, leur évolution dans le temps et, en prévision de la réalisation d'un drainage, le fonctionnement des nappes (sens des écoulements, alimentation...). Les techniques utilisées sont la piézométrie, le repérage des niveaux d'eau dans les puits, les mesures de débits de sources, le recueil des données météorologiques. Le suivi de ces paramètres doit se faire pendant une année au minimum, afin de disposer d'une image représentative des conditions hydrogéologiques du site.

7.5. Etude géotechnique

Objectifs

Connaître les bases de la mécanique des sols : propriétés physiques, hydrauliques et mécaniques des sols, à l'aide des essais de laboratoire couramment pratiqués dans le cadre des campagnes de reconnaissance géotechniques in situ.

8. Diagnostic d'un glissement de terrain *:*

L'utilité de l'enquête nous permet de recueillir les informations sur l'historique du terrain.

8.1. Méthodologie :

Au cours d'une étude se succèdent plusieurs phases :

- Une phase bibliographique (étude des documents archives, rapports …).
- Deux ou trois phases de travaux de terrain qui comprendront :

a) **Les visites de site :**

Elles permettent de recueillir auprès de la population l'historique du site.

b) le recensement de toutes les particularités géologiques et hydrogéologiques locales et régionales.

c) Etablissement d'un programme de reconnaissance in situ :

Implantation et les suivis des essais de reconnaissance (sondage carotté, mise en place de piézomètre, tassomètre…) accompagnés d'un programme des essais au laboratoire (essais physiques : densité, limites d'Atterberg, teneur en eau,…) et (essais mécaniques : pression de consolidation, angle de frottement, cohésion).

A la fin du diagnostic un rapport détaillé sur les causes du glissement et de son remède est établi.

9. Les différents types d'essais *:*

9.1. Les essais in situ :

9.1.1 Les essais géophysiques :

Ce sont des essais qui permettent de repérer les couches de sols en présence en donnant essentiellement leurs formes et leurs épaisseurs et éventuellement quelques indications sur leurs consistances (couche molle, couche dure) mais sans indication sur la nature même du sol, grâce a des mesures de caractéristiques de type électriques ou sismiques.

9.1.1.1 Les essais électriques :

Ces essais consistent à envoyer dans le sol un courant électrique continu et à mesurer l'intensité et la tension entre plusieurs points de mesure. On peut alors faire des calculs de résistivité qui permettent de différencier les couches de sols et d'évaluer leurs épaisseurs et de les comparer entre elles en comparant leurs résistivités ; de plus la présence d'eau ayant une forte influence sur la circulation des courants électriques, ces essais peuvent fournir des indications sur l'eau dans les couches de sols.

Le principe de l'essai consiste à mesurer la résistivité du sol entre deux points a et b, plus la distance ab est grande plus les couches inférieures sont sollicitées.

9.1.1.2 Les essais sismiques :

Les essais consistent à donner un choc à la surface du sol (par un marteau dans le cas le plus simple dit micro-sismique), chocs qui va générer l'apparition et la propagation d'ondes de mêmes type que les ondes sismiques, donc on mesure les caractéristiques de circulation de ces ondes dans les sols (vitesse et effets de réfraction et réflexion) et on obtient ainsi des informations sur la géométrie et la résistance des couches de sols.



Figure 9.1: Essai sismique

Un inconvénient important de ces essais est l'impossibilité de les réaliser correctement en milieu urbain du fait de l'existence dans les sols urbains de 'bruits' qui peuvent perturber et fausser les mesures.

Il y a enfin dans cette catégorie d'essais de micro-gravimétrie qui, en mesurant la variation de la pesanteur (g) permettent de détecter des accidents géologiques du type «fort rejet de faille» ou «cavités souterraines» tels que karsts ou carrières/mines abandonnées.

Les avantages importants des essais géophysiques sont leurs faibles coûts dus à la simplicité des essais et la légèreté du matériel et leurs faibles délais de réalisation.

9.1.2 Les essais de résistance in situ :

Ces essais mesurent la résistance d'un sol à la sollicitation d'un outil (pénétration, rotation, expansion, latéral), en partant du fait que cette résistance varie faiblement dans une couche homogène, on considère que toute variation importante de cette résistance correspond à un changement de couche.

9.1.2.1 L'essai de pénétromètre dynamique :

Il permet la détermination de la résistance mécanique d'un sol. Une pointe métallique perdue (qui n'est pas récupérable à la fin de l'essai) portée par un train de tiges pénètre dans le sol par battage successif. On mesure ensuite à intervalles d'enfoncement régulier, l'énergie nécessaire correspondante.

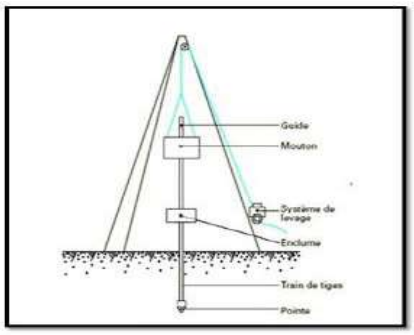


Figure 9.2: Essai pénétrométre dynamique (R.internet)

9.1.2.2 L'essai de pénétromètre statique :

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

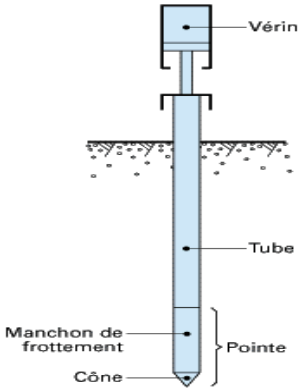


Figure 9.3 : essai de pénétromètre statique

(www.sol-mesures.com)

Pour prévenir tout risque de tassement différentiel, le pénétromètre statique est utilisé pour le contrôle du compactage de couches de remblais.

9.1.2.3 Essai de pénétration standard SPT (Standard Pénétration Test) :

L'essai de pénétration standard SPT, d'origine américaine, a été inventé par Charles Gows en 1902, dans le but d'améliorer la qualité d'extraction des échantillons à sec.

L'essai SPT consiste à battre un train de tiges finissant par un carottier formé d'un tube échantillonneur fendu, à l'aide d'un mouton de masse M tombant d'une hauteur fixe H, et à mesurer le nombre de coups N nécessaire pour faire pénétrer la carottier de 30cm. L'essai permet d'extraction des échantillons remaniés du sol traversé.

L'essai SPT a un mouton pesant 63,5Kg à partir d'une hauteur de chute 760mm. Le nombre de coups nécessaire à enfoncer le carottier de 300 mm est appelé la résistance à la pénétration et noté N. le tube du carottier doit être constitué de l'acier écroui ayant un diamètre extérieur de 51mm, et un diamètre inférieur de 35mm et une longueur minimale de 457mm.

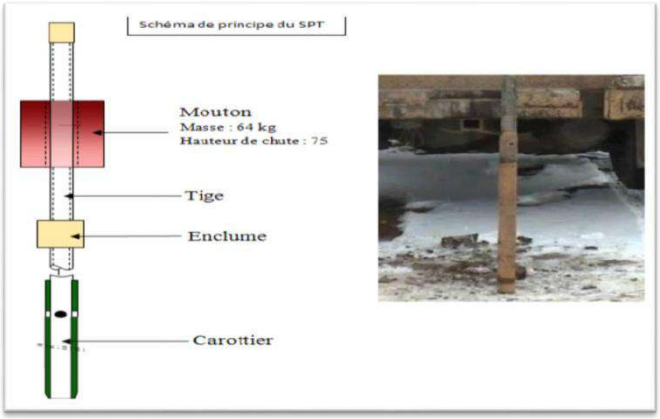


Figure 9.4: Essai De Pénétration Standard SPT (ALAA,Koudery 2005)

Après avoir laissé le carottier équipé du mouton s'enfoncer sous le poids propre, l'essai est conduit en deux phases :

1) Battage pour un enfoncement de 150mm. Si le nombre de coups nécessaire dépasse 50, l'enfoncement correspondant à N=50 est retenu comme refus.

2) Battage pour un enfoncement de 300mm. Si le nombre de coups nécessaire dépasse 100, le test doit être arrêté et l'enfoncement effectif doit être mesuré et considéré comme un refus.

Donc les avantages de cet essai sont :

La simplicité de mise en œuvre, la rapidité et le faible coût, permet d'extraire des échantillons remaniés des couches du terrain.

En fin de battage, la carotte est récupérée afin d'apprécier la nature du sol testé.
(ALAA,Koudery 2005)

9.1.2.3 Forage :

9.1.2.3.1 Forages superficielles :

Il est souvent très demandé l'exécution d'un ou deux puits, sur quelques mètres de profondeur, à la main, à la pelle mécanique ou par tout moyen mécanique adéquat. Ces puits permettent de reconnaître visuellement le sol et obtenir des échantillons, remaniés ou non, tant qu'on se trouve au dessus de la nappe phréatique.

Ces reconnaissances très utiles peuvent donner une sécurité trompeuse si elles ne sont pas descendues à une profondeur suffisante, soit parce qu'on trouve l'eau, soit parce que les moyens utilisés ne permettent pas de dépasser 4 ou 5 mètres. On ne doit pas, alors, se contenter des indications qu'elles fournissent, mais nécessairement recourir à d'autres moyens d'investigations.



Figure 9.5: sondage pedeologique à l'aide de tracto- pelle (MIDI-Pyrénées)

9.1.2.3.2 Forage profonds :

Ceux-ci correspondent à l'exécution de trous généralement verticaux, de faible diamètre (de 5cm à 1m) par apport à la profondeur (10 à 30m par exemple).

L'exécution de telles reconnaissances présentes trois difficultés :

- la perforation ou la désagrégation du sol,
- la remontée des éléments ou des échantillons remaniés ou non,
- la tenue de la partie supérieure du forage.

De très nombreuses techniques ont été mises au point par différents constructeurs en fonction de la nature des sols rencontrés (cohérents ou pulvérulents, roches tendres ou compactes).



Figure 9.6: Sondage carottier (fondasol)

Très souvent, pour assurer la stabilité des parois du forage. On a recours à des boues spéciales thixotropes (à l'argile, à l'huile ou à l'amidon). Les boues à la bentonite ont été utilisées d'abord pour les forages pétroliers et ensuite pour les réalisations des parois moulées.

Les prélèvements d'échantillons intacts s'effectuent, soit par rotation dans les terrains cohérents résistants, soit par battage de carottiers spéciaux dans les terrains meubles.



Figure 9.7: les échahantillons (fondasol)

Les terrains grossiers (gravier, sable graveleuse, éboulis, moraines) posent des problèmes très difficiles de carottage, les échantillons prélevés par les méthodes classiques (benoto, soupape) sont toujours fortement remaniés et leurs granulométrie est souvent modifiée par la perte de fines, surtout lorsqu'on remonte à travers plusieurs mètres d'eau. Par contre, le carottage par vibropercussion (brevet SIF-Bachy) permet de prélever économiquement des échantillons représentatifs de ces terrains difficiles.

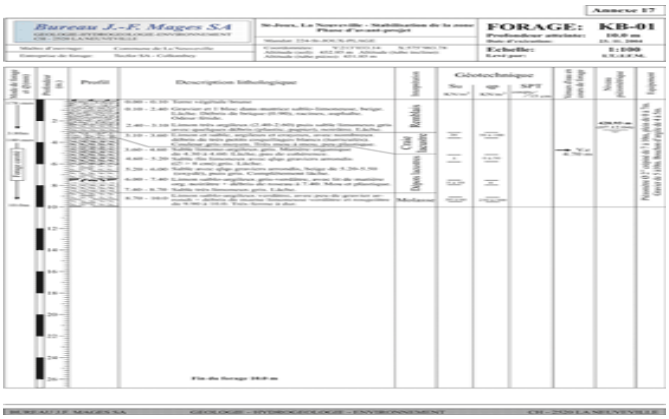


Figure 9.8: Relevé géologique

9.1.2.4 L'essai de cisaillement :

Les essais de cisaillement ont comme objectif d'atteindre les caractéristiques de résistance des sols en imposant une contrainte de cisaillement.

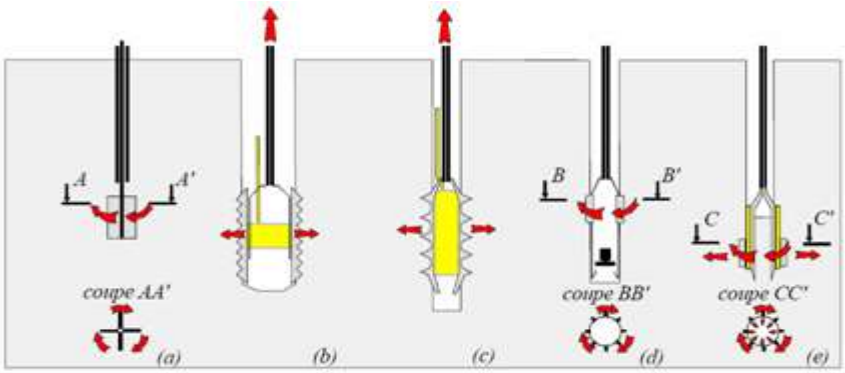


Figure 9.9: Les différents essai de cisaillement en forage :(a) scissométre ,(b) essai de cicaillement en forage ,(c) phicométre,(d) scissométre autofreue,(e) rhéotest

Parmi les essais de cisaillement le plus connu est l'essai scissométrique.

9.1.2.4.1 L'essai scissométrique :

Le scissomètre de chantier est un outil fréquemment utilisé dans les études géotechniques courantes pour la mesure en place de la cohésion non drainée des argiles molles. Le scissomètre présente l'avantage de donner des estimations, en général, satisfaisantes des caractéristiques de cisaillement des argiles molles. Ces estimations interviennent souvent dans les premières phases des études d'avant-projet de la plupart des cas réels.

Ces appareils ne servent qu'à déterminer les paramètres de cisaillement. L'état tridimensionnel des contraintes y reste inconnu.

Cet appareil permet le carottage du sol pour une identification ou des essais en laboratoire. Intéressant dans son principe, cet essai n'a pas vu son usage se répandre.

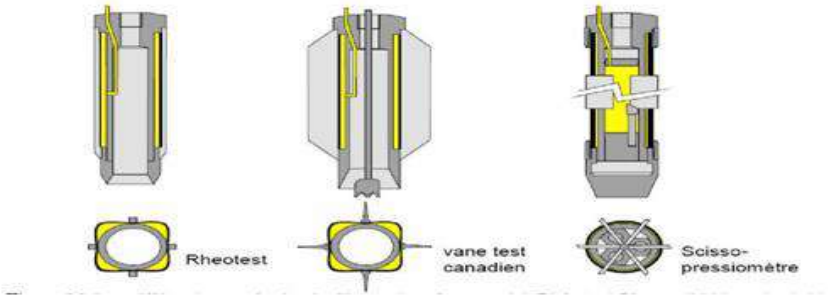


Figure 9.10: les différent essais de cicaillement en forage (a) Rhéotest Biarez ,(b) vane test,(c) scissopressiométre Solétanche -Mazier

9.1.2.4.2. L'essai de cisaillement en forage :

Il consiste à dilater dans un forage préalable une sonde munie d'aspérités qui pénètrent dans le sol.

La résistance au cisaillement du sol est mesurée lors de l'arrachement vertical de la sonde.

Elle présente des avantages complémentaires comme l'obtention d'un module de déformation et de la contrainte totale en place (NESREDDINE , KHALDOUN.(2004).

9.1.2.4.3. *L'essai d'expansion :*

Le principe des essais d'expansion consiste à dilater radialement dans un forage réalisé dans le sol étudié une sonde et à déterminer la relation entre la pression appliquée sur le sol et le déplacement de la paroi de la sonde.

Il s'agit du pressiomètre, du pressiomètre autoforeur, du pressio-pénétromètre et du dilatomètre flexible (NESREDDINE , KHALDOUN).(2004).

9.1.2.5 L'essai pressiométrique :

Cet appareil est constitué essentiellement d'une sonde cylindrique dilatable radialement, reliée à un système extérieur de gonflage et dotée de capteurs pour la mesure des variations du volume et de la pression appliquée et d'un système d'acquisition de mesures.

L'essai consiste à mettre sous pression la sonde pressiométrique (Figure 40-a), à la profondeur désirée, par injection d'un fluide et à mesurer les variations du volume de la membrane qui se dilate en fonction de la pression qui lui est appliquée. Cet essai présente l'avantage de donner directement une évaluation, sans recourir à des corrélations empiriques, des propriétés mécaniques de rupture mais aussi de la déformation des sols fins (modules de cisaillement et pression limite, etc.) (NESREDDINE , KHALDOUN.(2004).

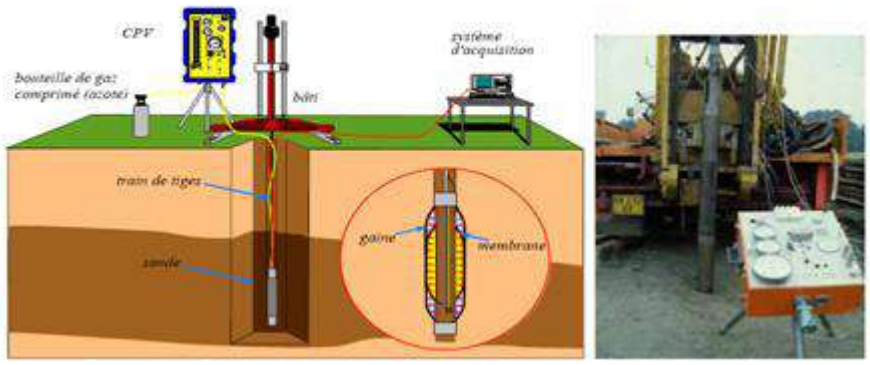


Figure 9.11: a-principe de l'essai pessiometrique ménard,pressiométreautofoeur (NESREDDINE , KHALDOUN.(2004))

L'avantage de l'essai pressiométrique est qu'il semble être le seul essai in-situ capable de donner des relations de comportement des sols jusqu'à la rupture et dans lequel les conditions aux limites spatiales sont relativement bien définies.

À l'aide du pressiomètre on peut déterminer l'état de contrainte et des modules axisymétriques. (NESREDDINE , KHALDOUN.(2004))

9.1.2.6 Conclusion :

Les essais en place ont pour objectif essentiel de tester le sol dans l'état où il se trouve.

Ils évitent les problèmes de prélèvement d'échantillons et permettent d'étudier le comportement du sol dans un état plus ou moins proche de la réalité. *In situ*, les paramètres physiques décrivant l'état initial, dont la porosité, la densité et l'indice des vides peuvent être estimés par des techniques classiques de conductivité et de gammadensimétrie ou des corrélations à partir des résistances de pointe pénétrométrique ou des modules dilatométriques.

9.2 Les essais en laboratoire :



Figure 9.12: photo à l'intérieur de labortoire (cisider groupe)

Les essais réalisés dans laboratoire sont :

- Essais d'identification
- Essais mécaniques

9.2.1 Essais d'identificateur

9.2.1.1 Teneur en eau naturelle

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



Figure 9.13: photo de balance pour les essais d'idenficateur

$$\omega = Ww/Ws \times 100$$

La connaissance de la teneur en eau d'un sol permet, avec d'autres caractéristiques, d'apprécier l'état dans le quel se trouve le sol.
(SAMUEL,A. et JEAN-PIERRE,M.(1980)).

9.2.1.2 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 µm.

-sédimentométrie pour les éléments de dimensions inférieures à 80µm. (A. et JEAN-PIERRE,M.(1980).

Figure 9.14: photo des tamis (pierron)

9.2.1.3 Les limites d'Atterberg :



Figure 9.15: apparail de limite d'aterberg (sols mesures)

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

Par définition, les limites d'Atterberg (limites de liquidité(WL) et de plasticité (WP)) 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.

Ip = WL – WP

$$I_C = \frac{W_L - W_n}{I_P}$$

9.2.2 Essais mécaniques

9.2.2.1 Les essais de cisaillement :

Les essais de cisaillement permettent de déterminer la cohésion et l'angle de frottement interne d'un sol.



Figure 9.16: essai triaxial (macben)

Deux appareils en laboratoire ont été spécialement mis au point tant pour les recherches que pour les essais courants, l'appareil à cisaillement rectiligne ou boite de Casagrande et l'appareil triaxial

L'essai de cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande:

L'essai de Cisaillement Direct (CD) réalisé sur 3 éprouvettes au minimum permet de déterminer des cohésions et des angles de frottement internes à long terme



Figure 9.17 : essai à la boit de gasagrande (Geneq)

Les essais à l'appareil triaxial de révolution:

Les essais triaxiaux se réalisent sur **3 éprouvettes au minimum**. Ils permettent de déterminer des cohésions et des angles de frottement internes, à court et long terme (UNISOL.(2012).

9.2.2.2 Essai Oedométrique :

Un échantillon de sol est placé dans une boîte cylindrique rigide de section circulaire entre deux pierres poreuses assurant son drainage. Un piston permet d'appliquer sur l'échantillon une contrainte verticale uniforme constante pendant un temps déterminé. On peut établir des courbes de compressibilité (indice des vides en fonction de la contrainte) et de consolidation (variation relative de tassement en fonction du logarithme du temps). (ALAA,Koudery.(2005))



Figure 9.18: essai oedométrique (ENTEC)

9.2.2.3 Les essais de compactage :

Ils ont pour but d'étudier l'influence de la teneur en eau d'un échantillon de sol sur le poids volumique sec de cet échantillon soumis à une énergie de compactage déterminée. Le principe consiste à compacter avec une énergie définie un échantillon de sol remanié dans un moule normalisé et à mesurer le poids volumique sec obtenu.



L'essai est recommencé pour différentes teneurs en eau. Il existe deux types d'essai d'usage courant : l'essai Proctor Normal et l'essai Proctor Modifié Les résultats se présentent sous la forme d'une courbe dont en abscisse : la teneur en eau et en ordonnée : le poids volumique sec. Cette courbe a un maximum dit "Optimum Proctor" normal ou modifié selon la nature de l'essai. Ce maximum définit la teneur en eau et le poids volumique max. (ALAA,Koudery.(2005))



Figure 9.*19*:Essai de Proctor sur site (civilseek)

9.3 Hydrologie :

9.3.1. Mesure du coefficient de perméabilité k sur le terrain

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

9.3.1.1. L'essai ponctuel

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

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

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

Cet essai peut se réaliser également dans les piézomètres. (ALAA,Koudery.(2005))

9.3.1.2. L'essai de pompage

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

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

L'essai de pompage donne une valeur moyenne de la perméabilité dans un volume très grand. La précision obtenue est de l'ordre de 10%.(ALAA,Koudery.(2005))



Figure 9.20: Essai de perméabilitéin situ (perméamétre de GUELPH)(proseptique.com)

9.3.2. Mesure du coefficient de perméabilité en laboratoire

Le coefficient de perméabilité des sols peut être mesuré en laboratoire, sur des échantillons de petit volume (quelques centaines de centimètres cubes). Ces essais sont habituellement effectués sur des éprouvettes de sol homogène, taillées dans les carottes prélevées sur le terrain. La mesure directe de la perméabilité des sols en laboratoire s'effectue selon deux procédures, dites « à charge constante » et « à charge variable ». Les essais à charge constante sont mieux adaptés aux sols de forte perméabilité et les essais à charge variable aux sols de faible perméabilité. (ALAA,Koudery.2005)

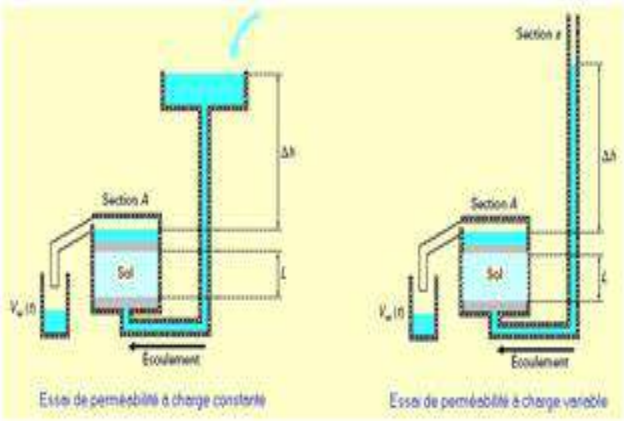


Figure 9.21: essai de perméabilité en la bortoire (ALAA,Koudery.(2005))

Les Techniques de stabilisation *:*

Dans la majorité des cas, l'étude d'un glissement de terrain 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 du site,
La période de l'année choisie pour l'exécution des travaux,
La cinématique du glissement.

Le choix d'une technique de stabilisation devra être le fruit d'un compromis entre ces trois aspects :

L'analyse des paramètres techniques du site,
La connaissance des techniques de stabilisation,
Les impératifs technico-économique

Parmi les moyens de confortement usuels on distinguera les catégories suivantes :

10.1 Mise en œuvre de terrassements :

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

- Les conditions sur l'équilibre des masses (allégement en tête et butée en pied)
- Les actions sur la géométrie de la pente (purge et reprofilage)
- Les substitutions partielles ou totales de la masse glissée (bêches, contreforts, masques, éperons) (DURVILLE J.L. et SÈVE G)

10.1.1 Butée de pied et allégement en tête :

Le chargement en pied ou le déchargement en tête d'un glissement sont des techniques généralement efficaces, qui sont très fréquemment utilisées

10.1.1.1 Butée de pied :

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

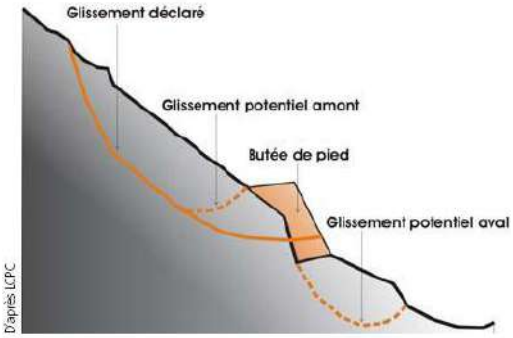


Figure 10.1: Butée de pied(ORRM)

Le dimensionnement d'une butée de pied se fait par un calcul de stabilité (méthode de calcul d'équilibres limite) au grand glissement de la pente instable en tenant compte de la modification géométrique envisagée. La surface de rupture étudie et celle qui résulte de l'investigation (in clinométrie, coupes de sondages, observation de terrain). On recherche généralement une amélioration de la sécurité ΔF/F0 de 20 à 30%.

La stabilité au grand glissement suppose deux vérifications :

- L'ouvrage de butée doit limiter les risques de reprise du glissement en amont
- L'ouvrage de butée ne doit pas déclencher d'autre glissement, par exemple à l'aval.

10.1.1.2 Allégement en tête :

L'allégement en tête de glissement consiste à venir terrasser le matériau dans la partie supérieur.

Il en résulte une diminution du poids moteur et, par conséquent, une augmentation du coefficient de sécurité. La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclaré (dans la fig. suivante) en prenant en compte a modification de géométrie en tête.

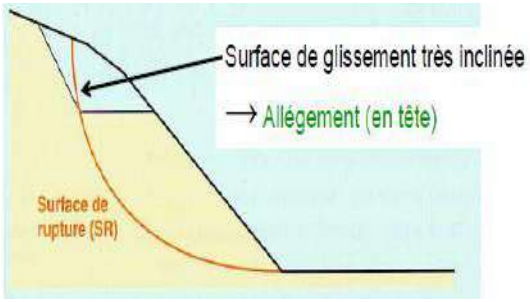


Figure 10.2: Allégement en tète (doc player.fr)

Le déchargement par terrassement du sommet de la masse glissé, telle qu'il apparaît dans la figure, peut créer des risques de régression des désordres vers l'amont à court ou long terme.

10.1.2 Purge et reprofilage :

10.1.2.1 Purge :

Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau glissé. Cette solution est généralement limitée aux glissements de taille modeste. On peut, dans certains cas purger l'ensemble du matériau glissé à condition que la surface mise à nu soit sable (F=1.5). C'est souvent le cas des éboulements rocheux. Cette technique est parfois utilisée dans les glissements de terrains.

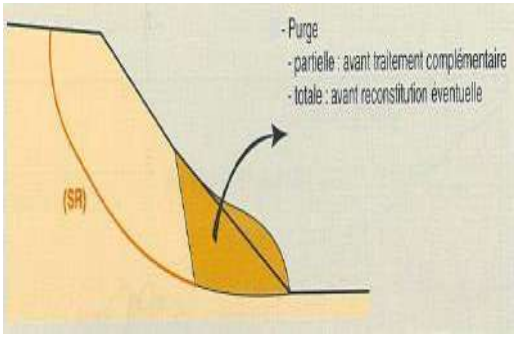


Figure 10.3: purge(DOC PLAYER)

Quand le terrain est en fort pente et donc difficilement admissible aux engins autres que les bouteurs, la purge constitue le seul moyen de confortation, notamment si la profondeur de rupture et faible.

10.1.2.2 Reprofilage :

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente, on peut assez simplement augmenter la sécurité par retalutage du terrain naturel. Dans ce sens, le procédé s'apparente à l'allégement en tête : il consiste en un adoucissement de la pente moyenne.

On recherchera un accroissement de sécurité $\Delta F / F0$ égal à 20%.

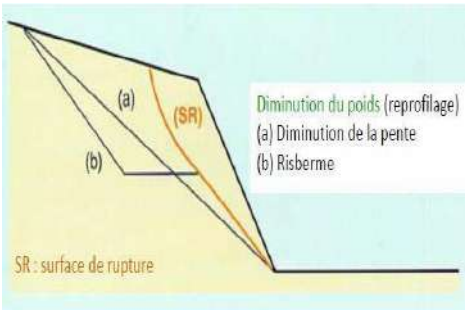


Figure 10.4: Reprofilage (DOC PLAYER)

L'action sur la géométrie, dans ce cas, portera essentiellement sur :

- Le rééquilibrage des masses en tête et en pied de glissement
- Le raidissement des talus intermédiaires avec création de risbermes (cela diminue localement la stabilité, mais améliore la stabilité d'ensemble).

10.1.3. Substitutions (bêches, contreforts, masques et éperons)

La solution a priori la plus simple pour traiter un glissement est d'éliminer la masse glissée en tout ou partie, et de reconstituer le talus à l'aide d'un matériau frottant de bonne qualité, qui assure, le plus souvent, un drainage en plus de son action mécanique.

10.1.3.1 Substitution totale des matériaux glissés :

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

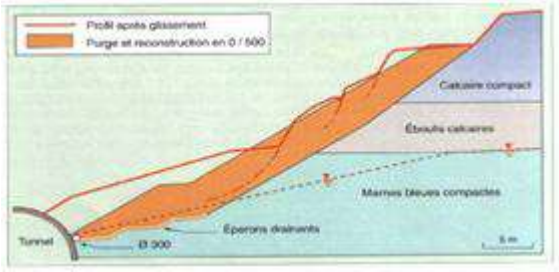


Figure 10.5: Substitution totale des matériaux glissés

La substitution de matériaux glissés suppose que l'on prenne un certain nombre de précautions :

- Reconnaître à l'avance le volume de matériaux concerné
- Excaver plus profondément que la surface de rupture sous peine d'inefficacité totale
- Assure un bon accrochage entre le substratum et le massif de sol d'apport ; un purge parfaite des matériaux glissés et la réalisation de redans donnent généralement satisfaction
- Prévoir un drainage correct du massif de substitution et un exutoire
- Vérifier que les phases dangereuses des travaux sont prises en compte dans le processus d'exécution et que l'on ne risque pas d'engendrer une régression des désordres.

La tenue des talus provisoires de la purge dépend principalement des conditions de terrassement, de la météorologie, des hétérogénéités locales : il est donc toujours recommandé de travailler par plots de faible largeur, de ne pas maintenir de fouilles ouvertes pendant des durées trop importantes et de veiller à l'assainissement du chantier

10.1.3.2 Substitution partielle des matériaux glissés :

En pratique, la substitution totale est limitée par les conditions de réalisation de la purge (profondeurs importantes, présence d'eau, mauvaise tenue des matériaux).

On peut toutes fois limiter le terrassement en exécutant des bêches, des contreforts, des masques ou des éperons qui, s'ils sont bien dimensionnés, peuvent suffire à la stabilisation.

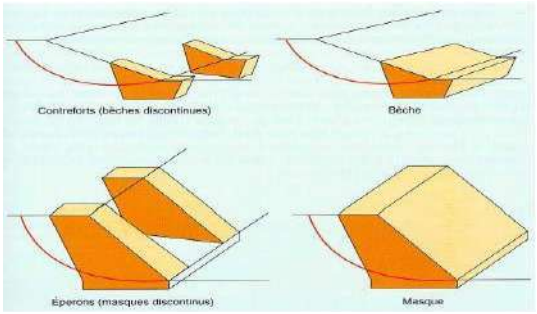


Figure 10.6:substitution partielle des matériaux glissés (docplayer.fr)

Une bêche est une fouille réalisée en partie basse du glissement et sur toute sa largeur remblayée par des matériaux flottants et drainant. Les dimensions courantes sont :

- 4 à 10 m de largeur,
- 5 à 6 m de profondeur.

Elle permet de reporter une partie de la charge sur un horizon plus compact (substratum) avec un ancrage de 1m ou plus.

La bêche est particulièrement bien adaptée aux cas de construction de remblais sur un massif de sol instable de faible épaisseur (moins de 5m). Elle permet de transmettre la surcharge de remblai au substratum et, si un exutoire peut être trouvé de constitué un drainage a l'aval de glissement.

On dimensionne la bêche on prenant en compte le long de la surface de rupture sur la longueur substituée, les caractéristiques mécanique de matériau rapporté. Eventuellement on tient également compte de rabattement de la nappe lorsqu'un exutoire existe. On recherche une amélioration de la sécurité ΔF/F de 20%.

On appelle contreforts ce même type d'ouvrage lorsqu'il est discontinu. Pour assurer un exutoire, ces contreforts sont souvent reliés par des tranchées drainantes.

Comme pour les bêches, leur rôle est d'améliorer le frottement le long de la surface de glissement interceptée et de reporter les efforts sur le substratum.

10.2 Dispositifs de drainage :

Très souvent, l'eau un rôle moteur déterminant. Aussi, et bien quelles soient plus délicate à dimensionner et a mètre en œuvre que des technique de terrassement, le géotechnicien doit étudie des solutions ayant pour objectif de réduire l'action de l'eau. Le drainage a pour but de réduire les pressions interstitielles le long de la surface de glissement et ainsi d'augmenter la résistance au cisaillement du terrain. Différent technique peuvent être appliquées pour atteindre cet objectif. Elles relèvent de deux options fondamentales :

- Eviter l'alimentation en eau de site ;
- Expulser l'eau présente dans le massif instable afin de réduire les pressions interstitielles.

De nombreux paramètre conditionnent l'efficacité d'un système de drainage en particulier la nature et l'hétérogénéité des terrains, la géométrie des couches aquifère, la perméabilité, l'anisotropie et la fissuration des sols, les alimentations et les exutoires, de ce fait, et compte tenue des difficultés de détermination de l'ensemble de ces éléments, le dimensionnement d'un système de drainage est fait en prenant un coefficient de sécurité est difficile a atteindre, aussi doit-on s' assurer de l'efficacité du drainage par des mesures de suivi de débits, de pressions interstitielles et de déplacement de sol.

On distingue schématiquement : les drainages de surface et les ouvrages de collecte des eaux, les tranchées drainantes, les drains subhorizontaux, les drains verticaux, les galeries, tunnels et autres ouvrages profonds.(DURVILLE J.L. et SÈVE G)

10.2.1 Collecte et canalisation des eaux de surface (drainage de surface)

Il s'agit ici de mettre en œuvre des moyens pour limiter les infiltrations dans le massif en mouvement. Les eaux peuvent provenir d'une couche superficielle aquifère, d'un défaut d'étanchéité sur un réseau ou sur un bassin de stockage à l'amont ou plus simplement de l'impluvium et eaux de ruissellement. En effet, les eaux de surface ont tendance à s'infiltrer dans les fissures, à stagner dans les zones de faible pente ou en contre-pente, mettant ainsi en pression la surface de rupture.
Aussi les ouvrages de collecte des eaux (fossés, caniveaux, cunettes) et l'étanchéifiassions des fissures a proprement parler, sont réalisées en première urgence dans de nombreux cas de glissement.

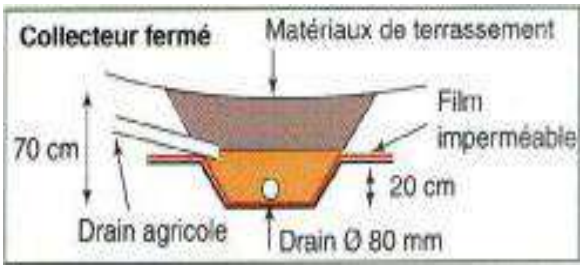


Figure 10.7:substitution partielle des matériaux glissés (docplayer.fr)

La technique de drainage superficiel était autrefois très fréquemment utilisée pour les terrains agricoles ; dans de nombreux cas, les cultures ont été abandonnées et l'absence d'entretien de ces systèmes a provoqué une réactivation progressive des mouvements des versants.(DURVILLE J.L. et SÈVE G)

On ne décrira pas dans le détail les ouvrages de collecte des eaux de surface : ils sont d'usage courant en génie civil, on retrouve des géo membranes, leurs caractéristiques géométriques dépendant de la nature des terrains, des débits d'eaux à évacuer, des vitesses d'écoulement acceptables au regard de l'érosion, des dispositifs d'entrave (épis, saillies, ressauts, etc.) sont en général utilisés pour limiter les vitesses d'écoulement.

Les cunettes en béton de dimensions courantes (50cm de profondeur sur 50 à 100cm de largeur) et les cunettes demi-tube en PVC sont parfois employées pour collecter les eaux de ruissellement. Ces ouvrages sont fragiles et le contact avec le sol support est délicat à assurer. Ils doivent donc être implantés dans les zones de très faibles déformations

Le drainage agricole constitue un procédé de drainage de surface simple et peu coûteux. L'alimentation de la nappe de certains versants d'éboulis se fait par infiltration verticale. Un réseau de drains superficiels peut contribuer à la limiter. Un tel système est présenté sur la figure. Il est constitué tranchée de 50 mm de diamètre, posés au fond d'une tranchée de 50 cm de profondeur rebouchée avec les matériaux terrassés. Le dispositif a été complété par des collecteurs de drains agricoles fermés. Un fossé de ceinture de 1m de profondeur et un fossé amont étanche, de 1,5m de profondeur, dont le rôle est de couper les arrivées d'eau de ruissellement. Quatre fossés ouverts étanches de 80cm de profondeur assurent, au sein du glissement, l'évacuation des eaux des collecteurs de drains.

Les vitesses de déplacement mesurées sur ce site après travaux étaient considérablement plus faibles que celles mesurées avant les travaux (près de 25 fois moindres). Insistons sur le fait qu'elles n'ont cependant pas été complètement neutralisées et que des déformations résiduelles persistent.

Le drainage agricole est une mesure rarement utilisée seule, mais il permet de compléter d'autres dispositifs de drainage ou de renforcement.

Le dimensionnement d'un tel dispositif est, dans l'état actuel des connaissances, purement empirique. Retenons encore qu'une vitesse élevée du glissement rend difficile l'emploi de cette technique, l'évolution des fissures conduisant à la destruction des drains pendant leur exécution (un chantier des drains agricoles tel que ce lui présenter sur la figure dure plusieurs semaines).

10.2.2 Tranchées drainantes :

Les tranchées drainantes, sont des ouvrages couramment employés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau (linges de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venu d'eau ponctuelle, etc. le choix de l'implantation (dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèle aux linges de niveau, ou encore en épis) dépend des résultats de l'étude et conditionne l'efficacité de la tranchée.(DURVILLE J.L. et SÈVE G)

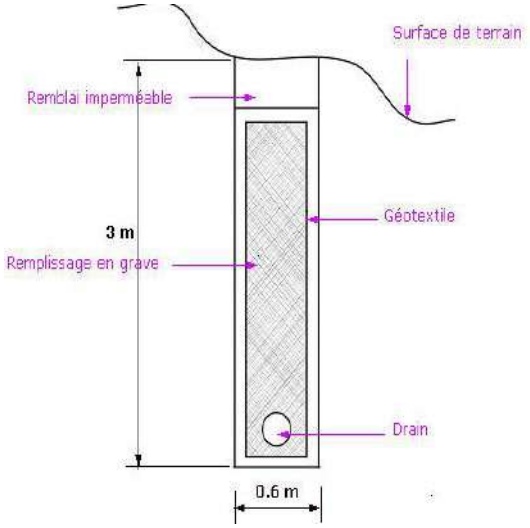


Figure 10.8: Coupe d'une tranchée drainante (Mohammed Hamza AISSA 2011).

10.2.3 Drains subhorizontaux :

Lorsque les contraintes d'accessibilité du site ou les conditions de circulation interdisent la réalisation de tranchées, l'installation de drains subhorizontaux peut permettre de diminuer les pressions interstitielles et de décharger des aquifère localiser.

La technique consiste à réaliser de nombreux forages avec une faible pente sur l'horizontale (2 à 5°) et à y placer des tubes crépines. Ces tubes sont généralement en PVC (50 à 80 mm de diamètre), parfois en acier lorsque de grandes déformations sont susceptibles de se produire. Un dispositif de captage des eaux recueillies dans les drains avec un exutoire adapté complète l'ensemble

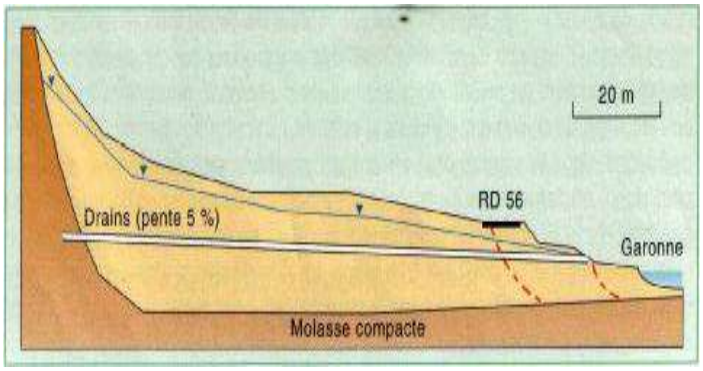


Figure 10.9: Drains subhorizontaux(ORRM PACA)

Les drains subhorizontaux peuvent être disposés en un ou plusieurs faisceaux ou plus simplement en lignes. Dans certains cas, en peut forer les drains en faisceaux sur deux ou trois plans subhorizontaux différents.

Les drains subhorizontaux permettent de drainer des versants instables dans les cas suivants :

- Nappe de versant
- Couche et poche aquifères, éventuellement en charge
- Circulations d'eau localisées (dans les fractures, dans des couches de faible épaisseur).

10.2.4 Drains verticaux, puits et galeries drainantes :

Les techniques de drains et puits verticaux sont peu fréquemment utilisées pour la stabilisation des glissements de terrain, sans doute en raison des difficultés d'évacuation des eaux drainées : gravitaire ment en profondeur vers des couches plus perméables ou vers le haut par pompage ou siphonage.

Les puits et drains verticaux permettent de couper un aquifère comme le ferait une tranchée drainant sans être limité en profondeur.

Les galeries drainantes constituent un autre type d'ouvrage profond à partir duquel il est possible, comme pour les puits, de forer des drains subhorizontaux qui augmentent le rayon d'action du drainage.

10.2.5 Eperons et contreforts, masques et bêches drainantes :

Ces ouvrages possèdent une fonction drainante en plus de leur fonction gravitaire déjà vue.

Les masques drainants sont des ouvrages en matériaux granulaires grossiers mis en place en parement de talus ; leur rôle est d'annuler la pression interstitielle dans la portion correspondante de terrain, mais leurs caractéristiques très frottantes apportent également un gain de stabilité. Les éperons drainants sont des manières de masques discontinus ; s'il est inutile ou difficile de réaliser un masque, on se contente de faire des saignées remplies de matériau drainant régulièrement espacées.

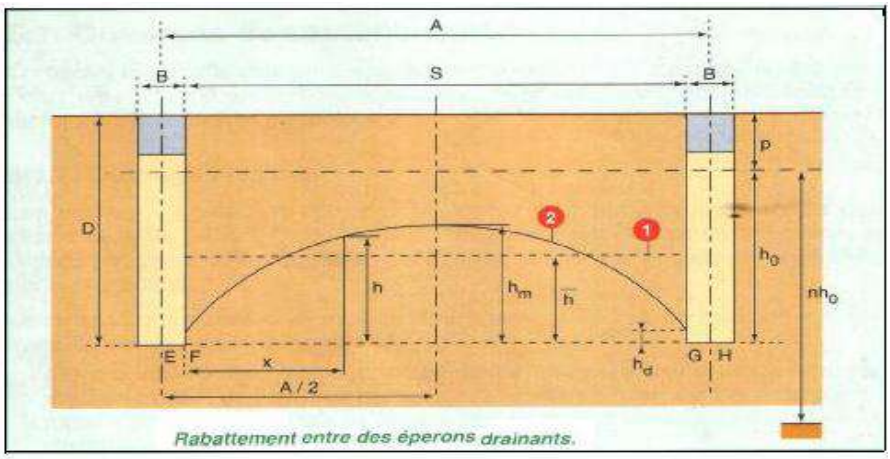


Figure 10.10:rabattement entre des éperons drainants

10.3 Introduction d'éléments résistants :

On appelle éléments résistants les structures suivantes :

- Ouvrage de soutènement (murs en béton, murs cellulaires, gabions, remblais renforcés),
- tirants d'ancrage et murs ancrés,
- clouages par des barres, des micros pieux,
- rangées de pieux, de barrettes ou de profilés métalliques d'inertie diverse, etc.

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

On peut également introduire des éléments résistants a titre préventif, de façon) éviter les déplacements , qui pourraient avoir pour conséquence de diminuer la résistance au cisaillement des sols.

La compatibilité des déplacements du sol et des structures doit être prise en compte lors du choix de ce type de technique.

Deux grands types de structures peuvent être distingués :

- les ouvrages rigides tels que les murs en béton, les tirants précontraints, les pieux et les barrettes,
- Les ouvrages souples, il s'agit des murs construits à partir d'élément préfabriqués : murs en blocs préfabriqués, murs cellulaires, talus renforcés par géotextiles, armatures métallique ou synthétiques. .(DURVILLE J.L. et SÈVE G)

10.3.1 Ouvrage de soutènement :

Un ouvrage de soutènement est un écran capable de maintenir des terrains (sols, remblai ou roches) ainsi que l'eau. Le terrain ou matériaux sont retenus selon une pente plus raide que celle qu'ils adopteraient éventuellement si aucun ouvrage de soutènement n'était présent.(BOUKLI HACENE.M-H. M-K.(2011)

Les ouvrages de soutènement se divisent en deux grandes familles:

Ouvrage à structure apparente:

- **Murs poids**

Ce type de mur assure la stabilité du système mur/sol par son poids propre p. Le poids du mur peut contribuer à sa stabilité et à la reprise des poussées, sans subir des déplacements pouvant rompre le sol derrière (SADALLAH E, CHERIFI KaramEllah Y)

- **Mur poids en pierre sèche**

  Le mur poids en pierre sèche est souvent

- **Mur en pierre jointoyée**

Les murs en maçonnerie sont souvent anciens et les plus récents sont essentiellement des remplacements d'ouvrages effondrés L'allure trapézoïdale peut être assurée par des redents

- **Mur poids en béton**

Ce sont des murs en béton non armé ou en béton cyclopéen (blocs de pierres ou moellons noyés dans le béton) coulé en place, sous forme de mur à fruit (ou pente) ou mur à redans. On y trouve parfois des armatures de peau

Le drainage s'avère nécessaire car l'eau ne peut pas traverser le béton et le seul drainage possible pour ce genre de mur, c'est le drainage par barbacanes.

(SADALLAH E, CHERIFI KaramEllah Y)

- ***Mur poids en gabion***

Ce type de mur est constitué d'éléments parallélépipédiques en grillage métallique remplis de pierres comme la montre La fonction de drainage est intégrée, car ces murs sont perméables. (SADALLAH E, CHERIFI KaramEllah Y)

Ouvrage à structure enterré:

- **Les palplanches**

La palplanche est un profilé en acier laminé mis en œuvre généralement par battage et formant un rideau d'étanchéité et de soutènement. Les palplanches sont munies de serrures permettant leur emboitement les unes dans les autres.

Les rideaux de palplanches servent d'ouvrage de retenue d'eau ou de terre. Dans ce cas, les palplanches subissent des efforts de poussée des terres et résistent par le fait qu'elles sont fichées ou encastrées dans le sol mais aussi par des tirants d'ancrage. Elles fonctionnent donc comme une suite de poutres verticales accolées et travaillant en flexion.

(SADALLAH E, CHERIFI KaramEllah Y)

- **La terre armée**

La terre armée est un cas particulier de soutènement que nous avons fait classer avec les ouvrages de soutènement, car elle a le même fonctionnement que les murs poids mais leur comportement n'est pas le même. Notons aussi que lors de nos recherches il a été remarqué que cette méthode peut être introduite comme étant une méthode de renforcement.

Il s'agit d'une méthode de soutènement assez récente (1963) développée par Henri Vidal, qui consiste à utiliser le sol, et non un mur en béton pour assurer la stabilité d'un versant. Le concept est de renforcer le sol par l'ajout d'armatures qui solliciteront un frottement entre elles et les cailloux du remblai. Un massif en terre armée est constitué de trois composants.

(SADALLAH E, CHERIFI KaramEllah Y)

- **Les parois moulées**

La paroi est une paroi verticale bétonnée directement dans le sol préalablement excavée sur des largeurs pouvant varier de 0,50 à 1,50 m à l'aide d'outils spécifiques (bennes à câbles ou sur Kelly, hydro-fraise). Leur profondeur peut atteindre les 100m, elle n'est limitée que par les moyens mis en œuvre pour les réaliser. La stabilité provisoire de la tranchée étant généralement assurée par une boue de bentonite. (SADALLAH E, CHERIFI KaramEllah Y)

10.3.2 Tirants d'ancrages :

Un tirant d'ancrage est un dispositif capable de transmettre les forces de traction qui lui sont appliquées à une couche de terrain résistante.

Le principe consiste à réduire les forces actives de glissement et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture.

Pour ce faire, on ancre des tirants constitués de câble d'acier multi torons dans le terrain stable situé sous la surface de rupture, et on applique en tête un effort de traction. Cet effort peut être réparti sur la surface de terrain par l'intermédiaire de plaques ou de petits massifs en béton armés. Dans de nombreux cas, les tirants sont combinés à un mur ou à des longrines.

L'utilisation de tirants précontraints suppose :

- Qu'on ait déterminé la force d'ancrage nécessaire par mètre linéaire de glissement pour assurer une valeur suffisante de coefficient de sécurité ;
- Qu'on justifié le choix et les caractéristiques des tirants.(DURVILLE J.L. et SÈVE G)

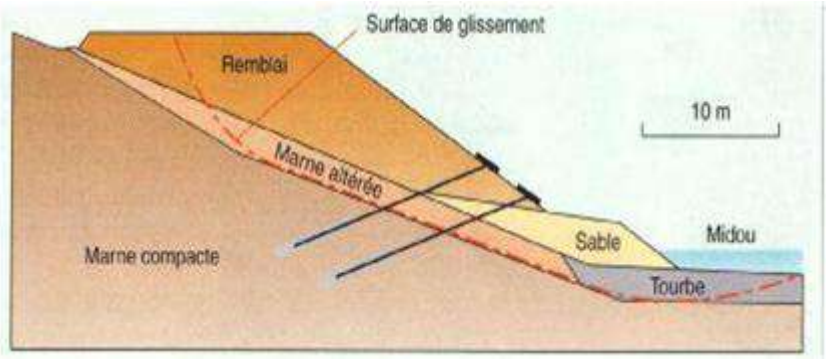


Figure 10.11: tirant d'ancrages (4geotechnique.pdf)

Tous les tipes de tirant d'ancrage précontraints provisoires ou définitifs, sont mis en œuvre par GEOFI dans une gamme allant de10 tonnes à 180 tonnes, pour assurer :

- Le maintien des parois berlinoises, parois cloutées ou parois moulées,
- La stabilité de radier par compensation des poussées dues aux sous pressions.

Les tirants d'ancrage sont utilisés dans les divers cas, et notamment :

- Lorsqu'on exécute les fouilles profondes dans les zones urbaines avec ouvrages existants à proximité ou procède à la reconstruction des vieux bâtiments les sites très restreints ;
- Quand il est nécessaire d'assurer la stabilité des talus susceptibles au glissement ou des murs de soutènement d'une hauteur importante

10.3.3. Le clouage et les micros pieux :

Le clouage sert à transférer les efforts déstabilisateurs, poids de la masse qui glisse, vers la partie stable du sol par un mécanisme d'accrochage.

Une masse solidaire et importante de sol est ainsi créée, dont la stabilité est assurée. La démarche de calcul d'un ouvrage cloué comprend d'abord une évaluation des forces à ajouter pour assurer la stabilité d'une grande masse de sol.

Ensuite il faut trouver la meilleure répartition des ouvrages unités, (clou, pieu), en prenant en compte les problèmes d'accessibilité pour la réalisation.

Dans la pratique, la démarche proposée par les programmes de calcul, est en peu différente, car les efforts que l'inclusion reprendre dépendent de sa géométrie et de sa position dans la pente. Par tâtonnement, l'ingénieur améliore peu son projet, en modifiant position et nombre d'inclusion.

Deux types de clouage existent, le coulage passif où la présence seule du clou assure le transfert des efforts et le coulage actif où le clou est préalablement mis en tension.

Dans le premier cas, le frottement mobilisable sera maximum avec un déplacement, alors que dans le second, la mise en tension est censée de supprimer tout déplacement lors du creusement.

La mise en place des inclusions est en général préalable au creusement, en renforce d'abord avant de créer le déséquilibre de masse.

10.3.4. Pieux :

Le clouage de glissement par des pieux ou des barrettes procède du même principe. Toutefois compte tenu de leurs inertie importante, les pieux travaillent principalement en flexion /cisaillement alors que les clous de faible inertie travaillent en traction/flexion.

Généralement, on dispose deux ou trois rangées de pieux dans le tiers central de la pente instable.

Comme dans le cas d'un clouage par micro-pieux ou clous, l'évaluation de la sécurité au glissement se fait en utilisant une méthode de calcul de stabilité de pente dans laquelle on introduit les efforts apportés par les pieux. On recherche on général un gain de sécurité de 10 à 20 %.

Cette technique a été employée pour stabiliser le glissement de terrain.

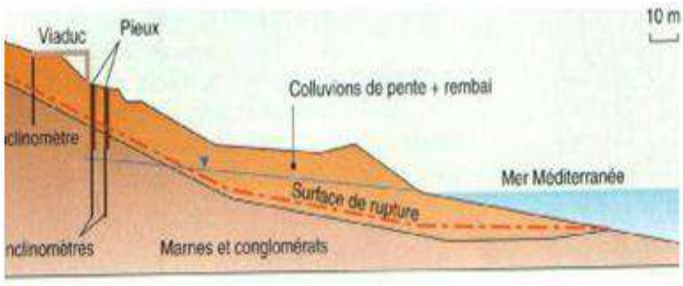


Figure 10.12: clouage par de pieux (www.syntecingenierie.fr)

10.3.5. Parois cloutées :

Réservé initialement aux sites peu sensibles, ce soutènement à caractère provisoire permettait la tenue de talus de grande hauteur.

Il est maintenant développé en site urbain, en soutènement vertical définitif. Les clous vont des clous passifs de quelques tonnes jusqu'aux tirants précontraints. Le blindage peut être réalisé en béton projeté, béton fibre, béton banché ou par éléments préfabriqués.

(DURVILLE J.L. et SÈVE G)

Les micros pieux sont un pieu foré de diamètre inférieur à 250 mm, il peut être équipé d'armatures tubulaires ou de barres ou faisceau de barres.

Il est injecté à basse ou haute pression avec un coulis de ciment dosé.

Les micros pieux équipés de tubes peuvent reprendre des efforts de 250 t.

Le faible encombrement de la machine permet d'accéder par une porte de 90 cm de large et de 240 cm de haut.

Les pieux tarières creuse sont des pieux forts d'un diamètre supérieur à 300 mm, une tarière à axe creux et visée dans le sol, le béton est injecté au travers de l'axe lors de la remonté de la tarière. Ces pieux peuvent être armés de cages d'armature ou profilés métalliques.

Les micros pieux permettent de reprendre des charges importantes dans des sites exigus, ils sont particulièrement adaptés lorsque les solutions traditionnelles, pieux, puits, ne peuvent être réalisées.

11. Conclusion bibliographique *:*

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

A la fin nous avons recensé plusieurs types de soutènement et de confortement possibles en fonction des contraintes des sites étudiés et de la faisabilité des travaux de confortement.

Chapitre 2

Etude de glissement de CW08 " Médéa "

Etude du glissement

1. Introduction

Cette partie concerne l'étude du glissement d'un sol situé sur Le chemin de Wilaya CW8 de Médéa au niveau de PK 48+00

Le siège de glissement de terrain est chronique localisé au PK 48+00.

Cette partie est consacrée à l'étude du glissement lui-même pour la détermination de la surface de rupture potentielle. Elle est conduite par l'utilisation de deux (02) logiciels de calcul de stabilité des talus.

Les résultats de l'étude seront utilisés pour le choix d'un ouvrage de soutènement adapté à ce type de glissement.

2. Illustration par des photos du glissement étudié:





Figure 2.1: photo d'affaissement sur endroit

2. Etude du glissement de Médéa

3.1. Données topographiques :

La topographie de l'endroit est constituée de talus de faibles pentes. Il est à noter que la zone de glissement est traversée par une route CW8 au PK 48+00, endommagée par le mouvement, en amont du talus.

Le relevé topographique de terrain comportant tous les détails est présenté en Annexe

3.2. Données géotechniques et géologiques:

3.2.1. Les sondages carottiers

L'appareil permet après étalonnage sur un sondage carotté ou à la tarière et interprétation des enregistrements, de retrouver et situer avec précision les divers couches traversées, de détecter les hétérogénéités à l'intérieur d'une même couche, de localiser les cavités ou les blocs.

Les résultats d'essais par sondage qui a réalisé sur l'accotement amont ont donné :

De 0 à1, 70 m : remblai d'apport constitué de grave argileuse grisâtre
De 1,70 m à 2,35 m : argile marneuse bariolée brunâtre à gris verdâtre
De 2,35 m à 3,75 m : limon argileux beige brunâtre à ocre
De 3,75 m à 4,45 m : sable fin limoneux légèrement argileux ocre beige à grisâtre (échantillon à moins de 50% de récupération).
De 4,45 m à 8,7 m : marne grisâtre altérée
De 8,7 m à 15 m (fin de sondage): substratum marneux grisâtre

3.2.2. Essais en laboratoire

Les essais réalisés dans laboratoire sont :

- Essais d'identification
- Essais mécaniques

3.2.2.1 Essais d'identification

3.2.2.1.1 Teneur en eau naturelle

La teneur en eau pour notre étude vaut : 21,75 %

3.2.2.1.2 Densité sèche

C'est la notion de densité par rapport à l'eau et l'on parle de densité sèche ($\frac{\gamma_d}{\gamma_w}$) ou de densité humide ($\frac{\gamma_h}{\gamma_w}$). $D_d = \frac{\gamma_d}{\gamma_w} = 1{,}68\ T/m^3$

III.2.2.1.3 Analyse granulométrique

L'analyse granulométrique montre un pourcentage de passants à 2 mm égale 100%, celui des passants à 0,2 mm varie entre 97% à 99%. Le pourcentage des passants à 0,02 mm varie entre 62% à 43%.

Les prélèvements des échantillons se fait à des profondeurs (3,70-4,00) et (6,00-6,40) m.

Donc :

Il s'agit d'un ***sol très fin limoneux***.

III.2.2.1.4 Les limites d'Atterberg

Les limites d'Atterberg ont donné un indice de plasticité **Ip** variant dans l'intervalle 16,28%< **Ip** <32,27%, et limite de liquidité comprise entre 36,00%< **WL** <56,75%, ce qui correspond un **sol peu plastique**

III.2.2.2. Essais mécaniques

III.2.2.2.1. Les essais de cisaillement

Le seul essai réalisé c'est : l'essai de cisaillement rectiligne UU (***boite de casagrande***) ;

N° Sondage	Profondeur en mètres	Cu en bar	Angle de frottement en degrés
03	3,70-4,00	0,1	25
	6,00-6,40	0,05	0

Tableau 1.1:de cisaillement rectiligne UU (boite de casagrande)

3.2.2.2.2. Essai Oedométrique

Les résultats Oedométrique obtenu dans ce tableau :

N° Sondage	Profondeur en mètres	Pc en bar	Cc %	Cg %
03	10,00-10,20	0,79	14,94	5,30

Tableau 2.2: Les résultats Oedométrique

3.2.2.2.3. Essai de compression simple

La figure montre le principe d'un appareil spécialement étudié pour mesure la résistance à la compression simple qui fonctionne à l'aide de ressorts étalonnés, cet appareil comporte l'enregistrement des courbes effort-déformation.

N° Sondage	Profondeur en mètres	Section en cm^2	Force nette en Kgf	R.C.S en bar

Tableau 3. 3:mesure la résistance à la compression simple

3.2.3. Conclusion et interprétation :

D'après les résultats obtenus par les essais d'identification (granulométrie et limite d'Atterberg…), le sol peut être classé dans la catégorie des sols très fin limoneux peut plastique. Ce type de sol est très sensible à l'eau, et par conséquent son comportement devient très plastique. Ainsi nous estimons que la principe du glissement étudié est due, particulièrement, à la présence d'eau dans cette zone.

3.3. Nature du glissement

Suite à des constatations sur site et les données géotechniques et géométriques de la zone endommagée, nous pouvons conclure, à priori, que le glissement est un glissement peut profond et se situe dans la couche de la marne altérée.

3.4. Analyse du glissement par logiciels:

Aujourd'hui, ils existent plusieurs logiciels utilisés pour les calculs des glissements, mais chaque logiciel à ses propres algorithmes : méthodes de résolutions et paramètre de modélisation.

On peut donc obtenir suivant la méthode de résolution utilisée, des informations plus ou moins variées.

En ce qui concerne l'étude de glissement présentée dans ce mémoire, nous utiliserons deux logiciels de calcul, l'un basé sur la méthode d'analyse limite appelé ***Géoslope***, l'autre basé sur la méthode numérique contrainte-déformation appelé ***Plaxis.***

3.4.1. Par le logiciel géoslope :

3.4.1.1. Présentation de logiciel géoslope :

Logiciel géoslope c'est un logiciel qui analyse la stabilité des terrains et déterminer la surface de rupture potentielle, il utilise la méthode des tranches basée sur l'analyse limite et donne un coefficient de sécurité pour l'ensemble des zones étudier, et considère le terrain comme un solide rigide-plastique.

3.4.1.2. Application au glissement étudié :

Logiciel géoslope nécessite des paramètres d'entrée, pour permettre de calculé ou faire une étude complète et suffisante, ainsi donnée des résultats plus proche à la réalité et raisonnable, et Qui permettra d'interpréter les résultats obtenus.

Les paramètres d'entrée sont : Les paramètres géotechniques de chaque couche γ (KN/m^3), c (KN/m^2), φ (°).

- Les coordonnées x, y en m.
- Les coordonnées de la nappe x_i , y_i en m.

Les données géotechniques sont les suivants :

	remblai	Argile marneuse	Limon argileux	Sable fin	Marne altérée	Marne grisâtre
γ (KN/m^3)	20	17	18	17	20	20
c (KN/m^2)	15	90	60	10	5	1000
φ (°)	25	10	17	25	0	0

Tableau 3. 4: Les paramètres géotechniques de chaque couche

NB : les charges sur la route est 10 KN/m

3.4.1.2.1 Talus modélisé avant glissement

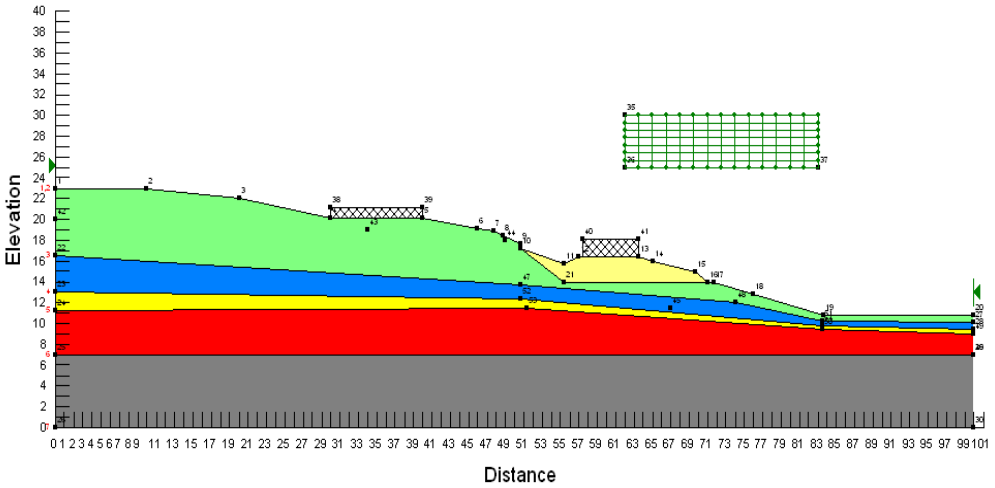


Figure 3.1: Talus modélisé avant glissement

3.4.1.2.2 Talus modélisé avant glissement avec la nappe phréatique

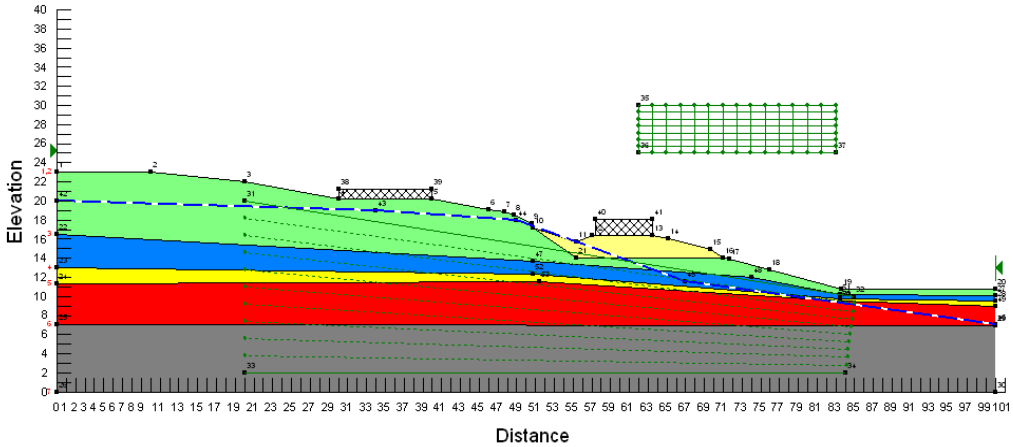


Figure 3.2: Talus modélisé avant glissement avec la nappe phréatique

3.4.1.3 Les résultats obtenus

3.4.1.3.1 Talus modélisé après glissement :(méthode ordinaire)

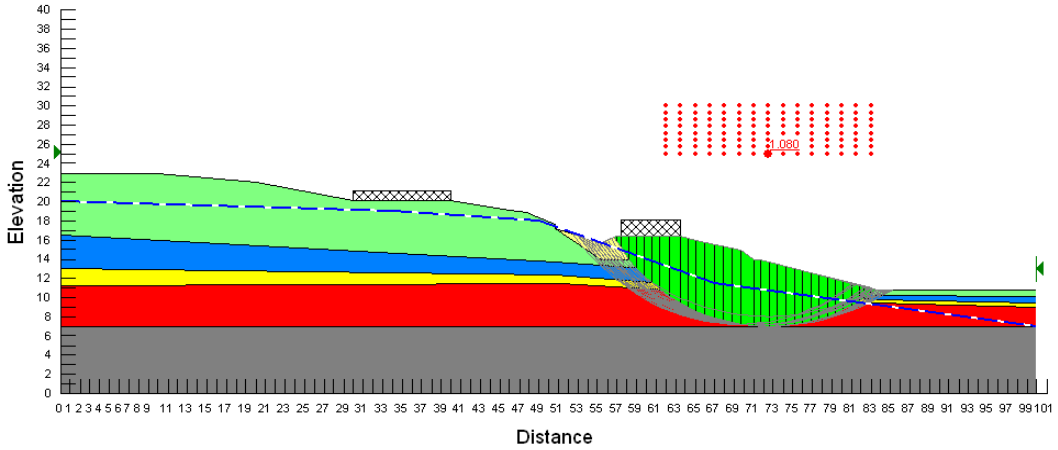


Figure 3.3: Talus modélisé après glissement (méthode Ordinaire)

3.4.1.3.2 Talus modélisé après glissement :(méthode de bishop)

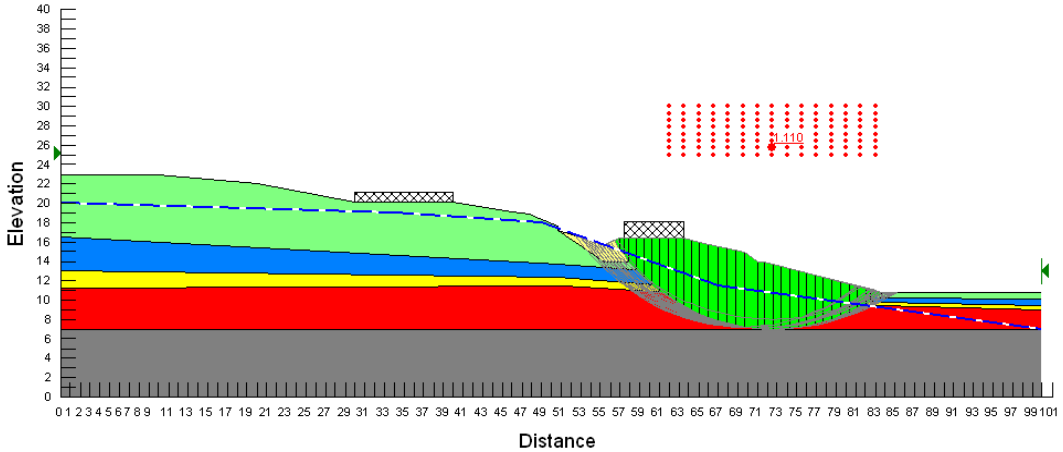


Figure 3.*4*: Talus modélisé après glissement (méthode Bishop)

3.4.1.3.3 Talus modélisé après glissement :(méthode de Jambu)

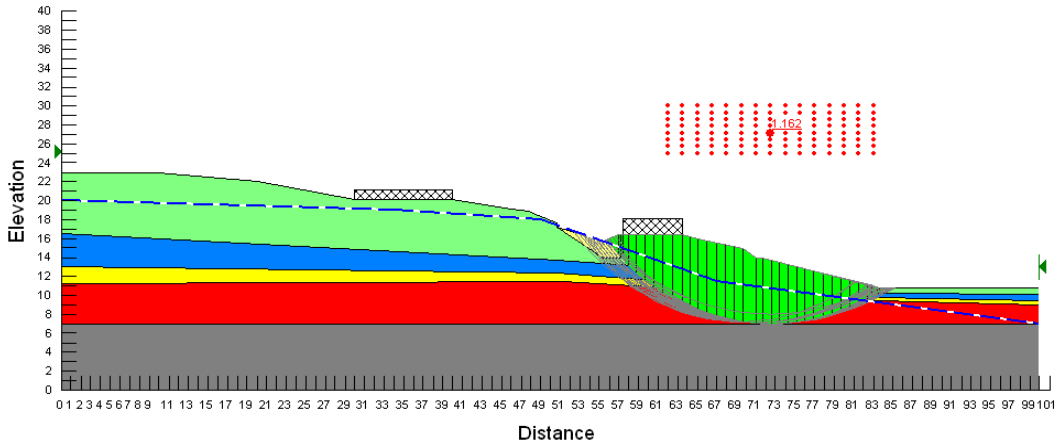


Figure 3.5: Talus modélisé après glissement (méthode Jambu)

3.4.1.3.4 Talus modélisé après glissement :(méthode de Morgenstern-price)

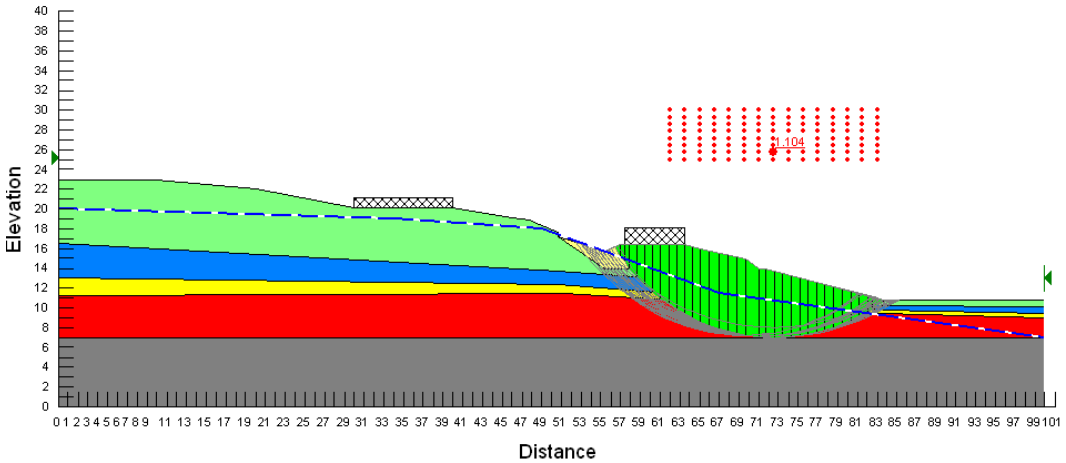


Figure 3.6: Talus modélisé après glissement (méthode Morgenstern-price)

3.4.1.3. Le résumé des résultats pour les quatre méthodes :

Méthode	Coefficient de sécurité Fs
Ordinaire	***1,08***
Bishop	***1,11***
Jambu	***1,16***
Morgenstern-price	***1,10***

Tableau 3.5 : valeurs minimales de coefficient de sécurité pour chaque méthode

Ce tableau en dessus représente les valeurs minimales de coefficient de sécurité, pour chaque méthode.

3.4.1.4. La courbe des contraintes de cisaillement

La courbe ci-dessous montre la variation des contraintes de cisaillement disponibles et des contraintes de cisaillement mobilisées le long de la surface de rupture :

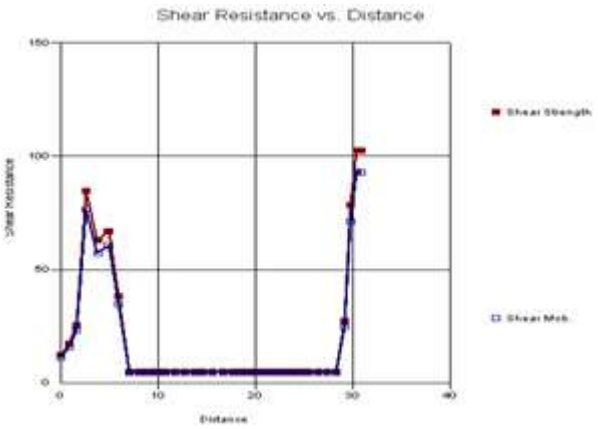


Figure 3.7 : la variation descontraintes de cicaillement en fonction de la distance

3.4.1.5. Conclusion :

D'après les résultats obtenus par logiciel géoslope basé sur l'analyse limite, on constate que la valeur des coefficients de sécurités est aux environs de 1, donc le talus est en équilibre instable.

3.4.2. Par logiciel Plaxis :

3.4.2.1 Présentation de logiciel Plaxis

C'est un logiciel qui analyse la déformation et le déplacement d'un sol, il est basé sur la méthode des éléments finis pour résoudre les équations différentielles contrainte-déformation et donne un coefficient de sécurité, et considère le terrain comme un corps elasto-plastique (déformable). Ce programme permet de donner le champ de déformation et le champ de déplacement.

3.4.2.2 Application au glissement étudié :

Logiciel Plaxis nécessite des paramètres d'entrée, pour permettre de calculé ou faire une étude complète et suffisante, ainsi donnée des résultats plus proche à la réalité et raisonnable, et Qui permettra d'interpréter les résultats obtenus.

Les paramètres d'entrée sont :

Les coordonnées x, y.
Les cordonnées de la nappe x_i , y_i .
Les paramètres géotechniques de chaque couche sont les suivants :

	remblai	Argile marneuse	Limon argileux	Sable fin	Marne altérée	Marne grisâtre
Matériau model	**Morh-Coulomb**	**Morh-Coulomb**	**Morh-Coulomb**	**Morh-Coulomb**	**Morh-Coulomb**	**Morh-Coulomb**
Type de matériau	drainé	non drainé	non drainé	non drainé	non drainé	non drainé
γd (KN/m^3)	20	17	18	17	20	20
γsat (KN/m^3)	21	20	20	18	21	21
c (KN/m^2)	15	90	60	10	5	1000
φ (°)	25	10	17	25	0	0
Ψ (°) angle de dilatance	0	0	0	0	0	0
Module de Young E_{ref} (KN/m^2)	2.10^4	10^4	10^4	$1,8.10^4$	/	/
Module Eodométrique E_{eod}	/	/	/	/	5.10^4	5.10^4
Coef de Poisson ν	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3

Tableau 3.6: résultats plus proche à la réalité et raisonnable

NB : les charges de la route sont prises égales à 10 KN/m^2.

3.4.2.2.1 Talus modélisé avant glissement :

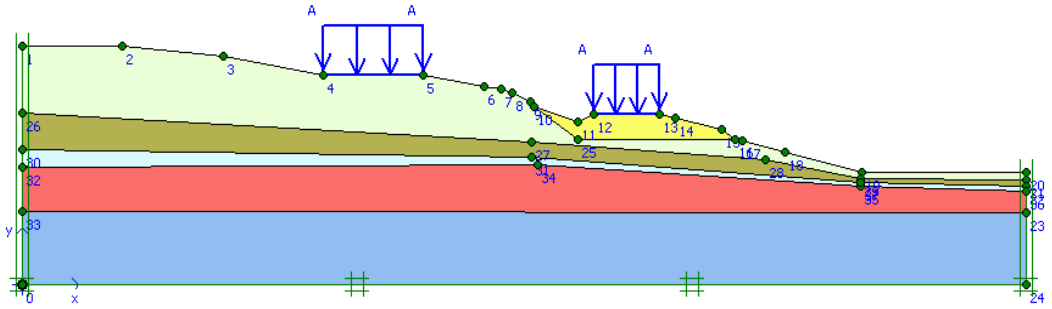


Figure 3.8: Talus modélisé avant glissement

3.4.2.2.2 Talus modélisé avant glissement avec la nappe phréatique :

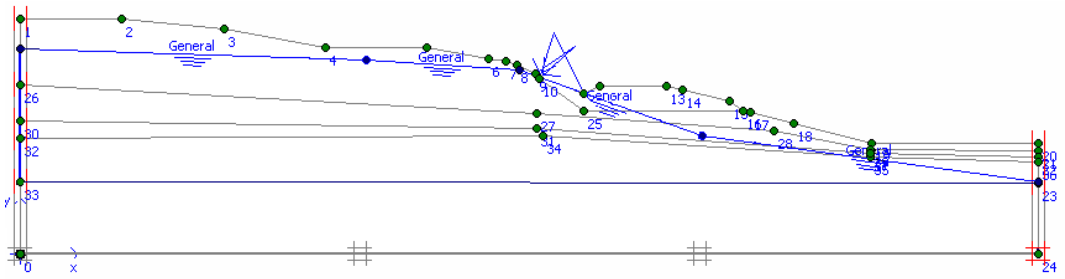


Figure 3.9: Talus modélisé avant glissement avec la nappe phréatique

3.4.2.2.3 Le maillage en éléments finis du talus :

Le logiciel Plaxis permet l'utilisation des éléments Le triangle à 6 et 15 nœuds. Dans notre cas nous avons choisi pour la modélisation du talus l'élément triangulaire à 15 nœuds recommandé par le logiciel pour la précision des résultats en ce qui concerne le calcul du coefficient de sécurité.

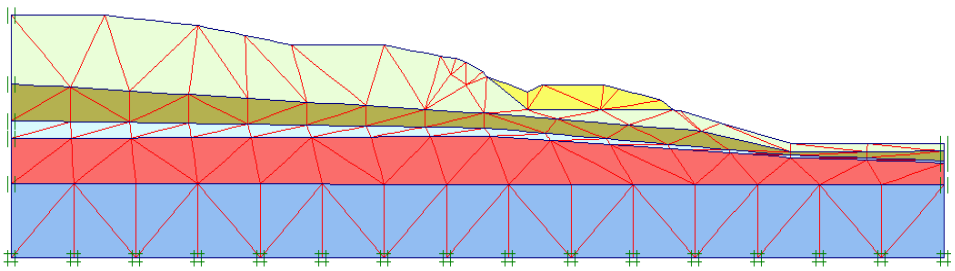


Figure 3.*10*: Maillage en éléments finis du Talus

3.4.2.3. Les résultats obtenus par logiciel« Plaxis»

3.4.2.3.1. La déformée du talus :

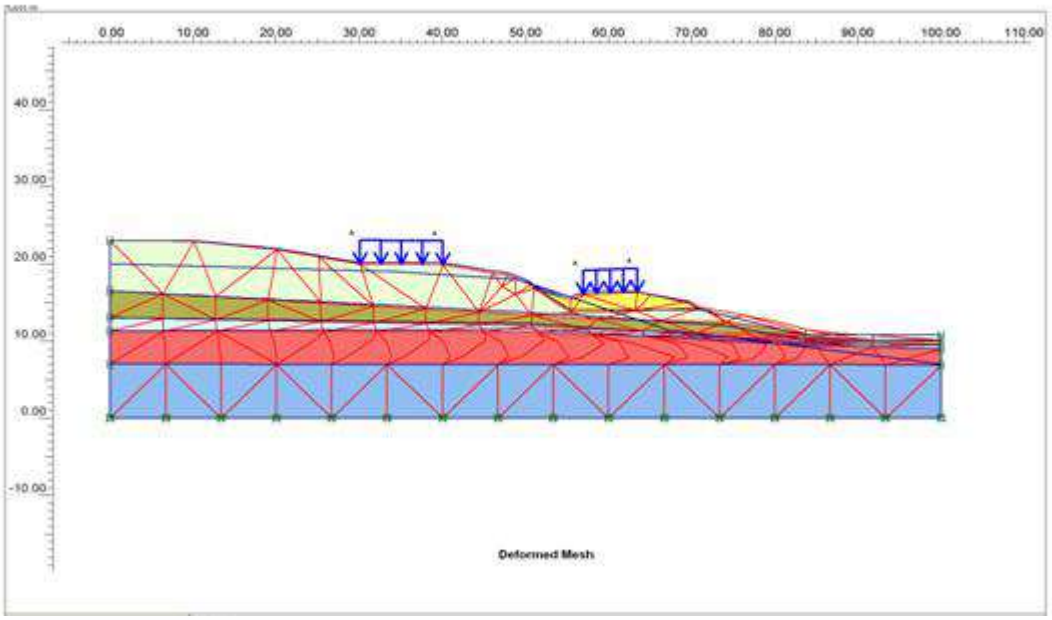


Figure 3.11: La déformée du talus

3.4.2.3.2 Le champ des déplacements :

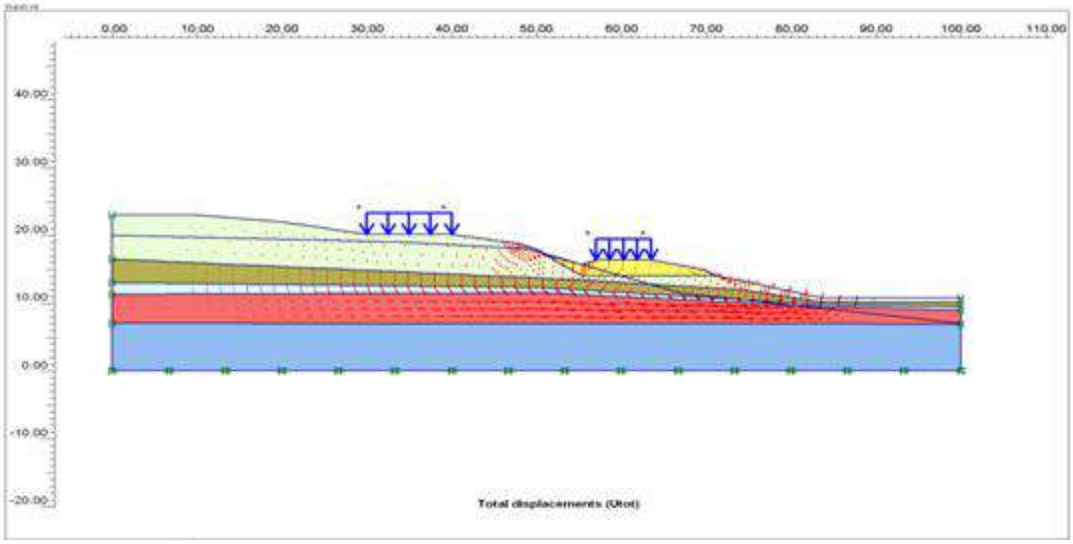


Figure 3.12: Le champ des déplacements

3.4.2.3.3 Le coefficient de sécurité :

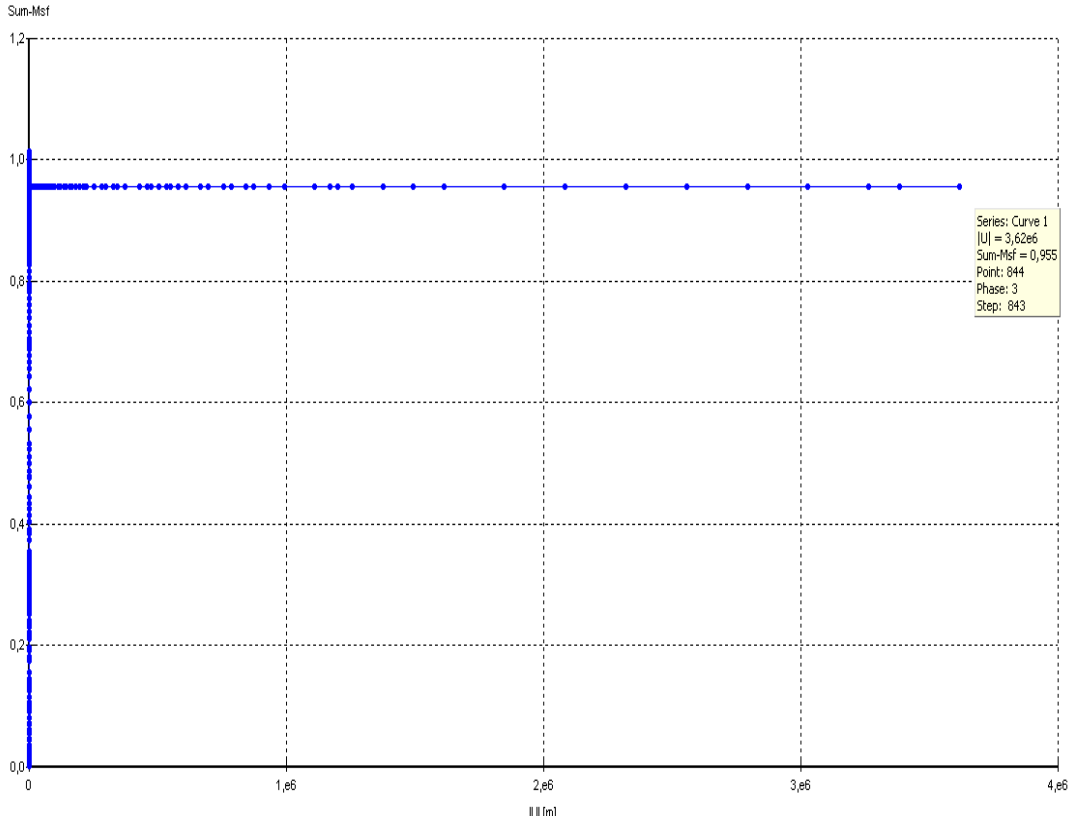


Figure 3.13: Progression du coefficient de sécurité

3.4.2.4. Conclusion :

D'après les résultats obtenus par logiciel Plaxis, on constate que la valeur des coefficients de sécurités est aux environs de 1, donc le talus est en équilibre instable.

2. Conclusion de l'étude :

D'après les résultats de l'étude on remarque que :

- L'analyse du glissement par le logiciel Géoslope a donné un coefficient de sécurité très proche de 1. Ce coefficient a été calculé par quatre méthodes différentes, toutes basées sur la méthode des tranches et qui sont : méthode de Bishop, méthode ordinaire, méthode Junbu et méthode Price. Plus exactement, le coefficient le plus faible a été donné par la méthode ordinaire, sa valeur est de 1,08.

- L'analyse en contrainte déformation (calcul par éléments finis) a donné un coefficient de sécurité un peu plus faible que celui calculé par la méthode des tranches, sa valeur est de 0,95.

On constate, aussi, que la surface de rupture se détaillé du sommet de l'accotement en amont de la route jusqu'au pied du talus, et d'une profondeur estimée entre 8,70m et 9m en dessous de l'accotement sur la couche marne grisâtre altérée.

Donc le glissement est peu profond, et le cercle de glissement critique correspond à un coefficient de sécurité égale à 1,08 (Fs = 1,08) pour la méthode des tranches (méthode ordinaire), et vaut 0,955 (Fs = 0,955) pour la méthode des éléments finis.

La petite différence entre les valeurs des coefficients de sécurité calculés par les deux logiciels est due aux hypothèses de calcul propres à chaque méthode d'analyse, plus précisément, c'est au niveau des lois de comportement adoptées par chacun des logiciels, l'un considère le sol comme étant rigide plastique et l'autre comme étant déformable.

On observe à partir de ces résultats que le talus est en équilibre instable et par conséquent nécessite la mise en place d'un dispositif de confortement pour sa stabilisation définitive.

Chapitre III

Etude de Confortement

Etude du confortement *du glissement:*

1. Introduction :

L'étude d'un glissement de terrain, nous conduit à expliquer 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 d'endroit sont basées sur un calcul d'équilibre limite ou numérique, qui conduit à évaluer quantitativement l'incidence des paramètres de l'instabilité telles que la géométrie, hydraulique, les caractéristiques mécaniques des terrains. Le résultat de ces calculs permet donc de classer les actions correspondantes (terrassement, drainage, soutènement et amélioration des efforts résistants).

La connaissance de la technique de stabilisation permet de proposer un procédé de stabilisation que l'on en 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 «efficace/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.

1. Méthode de confortement et de stabilisation

Pour l'étude de la stabilisation du talus, nous avons opté pour trois systèmes de confortement qui se résument en :

- Stabilisation par drainage
- Stabilisation par butée de pied avec drainage
- Stabilisation par soutènement (mise en place d'une série de pieux en aval du talus) associée à un système de drainage.

Le choix de ces trois systèmes de confortement est lié à la faisabilité des travaux au niveau de l'endroit qui présente des contraintes écartant certaines solutions envisageables.

Pour chaque cas, nous avons recalculé le coefficient de sécurité par deux méthodes différentes qui sont : méthode des tranches. et méthode numérique.

A partir des résultats trouvés, nous avons fait procéder le gain en pourcentage du coefficient de sécurité pour les différents cas étudiés.

2.1. Analyse du glissement après rabattement de la nappe phréatique (tranchée drainante):

Le but à atteindre est la diminution des pressions interstitielles et non l'évacuation d'un débit maximum. Donc la tranchée drainante est couramment utilisée pour rabattre le niveau de la nappe. Elle est implantée ou placé en amont du glissement à la cote (50,14) de façon à venir recouper les filets d'eau. L'implantation de la fosse drainante peut être réalisé de plusieurs façons : à la pelle mécanique, à la trancheuse et à la haveuse de paroi, sur une profondeur de 4m et d'une ouverture à la base de 1m.

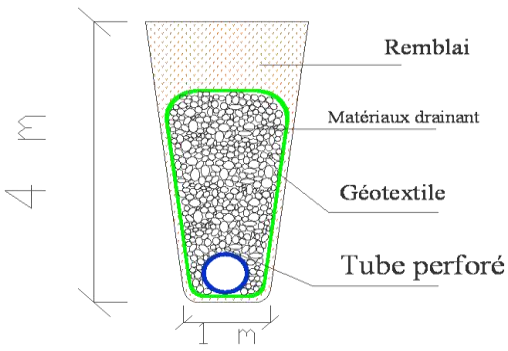


Figure. 2. 2: Schéma type de la tranchée drainante
(Costet,J. Sanglerat ,G. 1981)

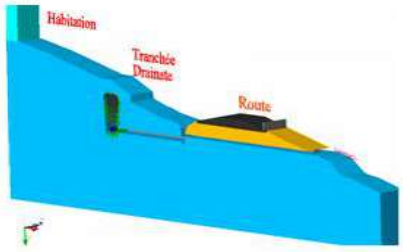


Figure. 2. 1: Système de drainage

Les valeurs du coefficient de sécurité après le rabattement de la couche (nappe) :

- par logiciel géoslope :

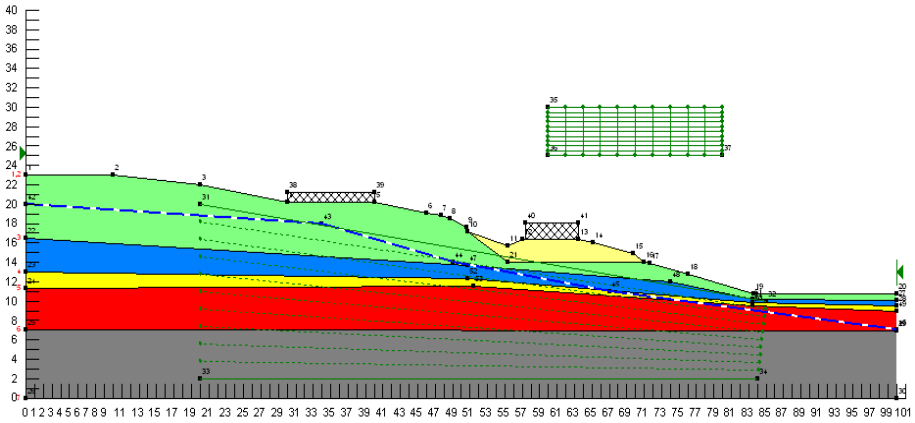


Figure. 2. 3: Talus modélisé après rabattement de la nappe

Après le rabattement de la nappe, le coefficient de sécurité est égale 1,127, et le gain est de 4,35%.

- par logiciel Plaxis :

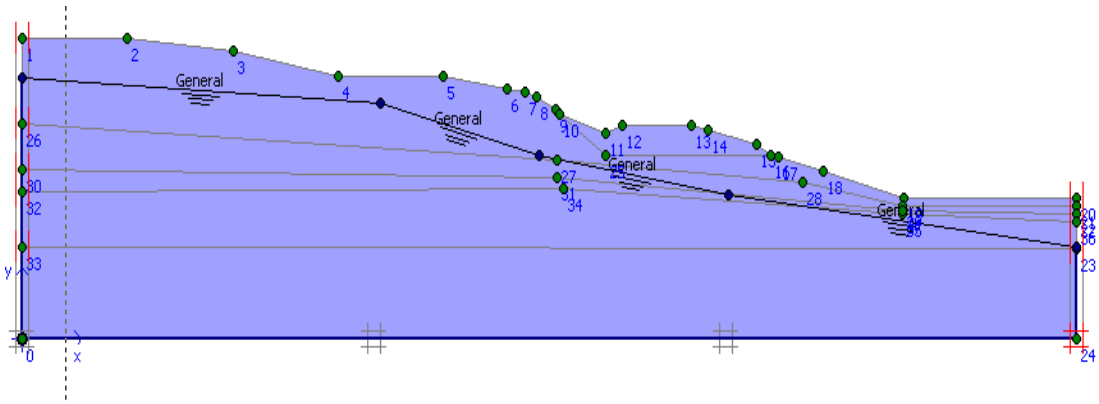


Figure. 2. 4: Talus modélisé après rabattement de la nappe par (Plaxis)

Après le rabattement de la nappe, le coefficient de sécurité est égale 1,019, et le gain est de 6,7%.

2.2. Analyse du glissement avec butée en pied de talus et rabattement de la nappe :

Cette technique consiste à placer au pied du talus un remblai en matériau drainant et pesant (type TVO ou TVC). Cet ouvrage appelé butée de pied agit par opposition aux forces motrices. L'emplacement de cette butée est choisi en fonction des résultats de l'étude du glissement du talus.

- Analyse par logiciel géoslope:

	γ (KN/m^3)	c (KN/m^2)	φ (°)
butée	22	0	40

Tableau. 2. 1: Analyse par logiciel géoslope

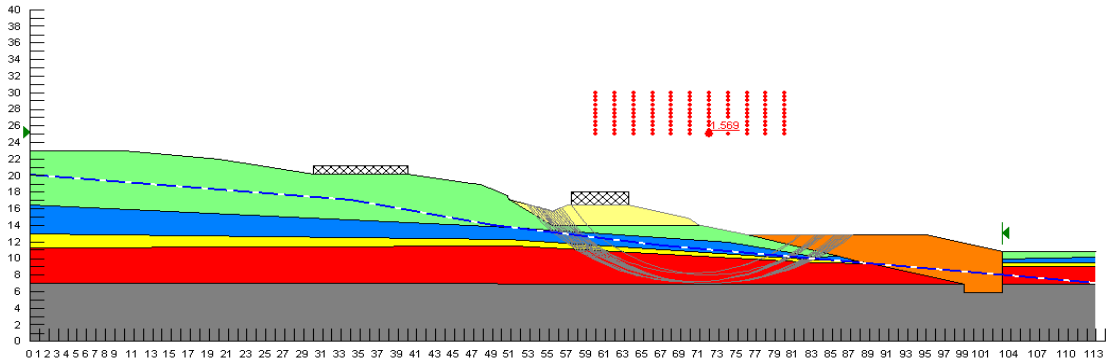


Figure. 2.5: Talus modélisé avec butée de pied avec rabattement de la nappe (Par Géoslope)

Après la stabilisation par la butée en pied du talus, le coefficient de sécurité est égale 1,569, et le gain est de 45,28%.

- Analyse par le logiciel Plaxis:

Matériau	Type de matériau	γ_d (KN/m^3)	γ_{sat} (KN/m^3)	c (KN/m^2)	φ (°)	Ψ (°)	E_{ref} (KN/m^2)	ν
butée	Drainé	22	23	0	40	10	2 10^4	0,3

Tableau. II 2: Analyse par le logiciel Plaxis

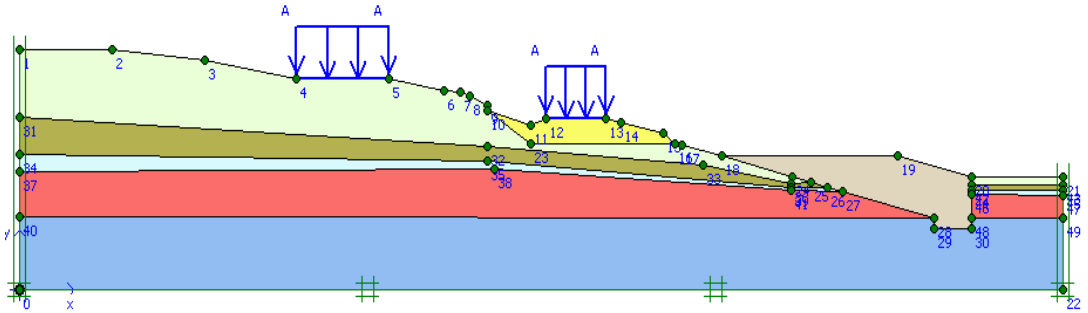


Figure. 2.6: Talus modélisé avec une butée associe un rabattement de la nappe par (Plaxis)

Après stabilisation par la butée en pied du talus, le coefficient de sécurité est égale 1,103, et le gain est de 15,5%.

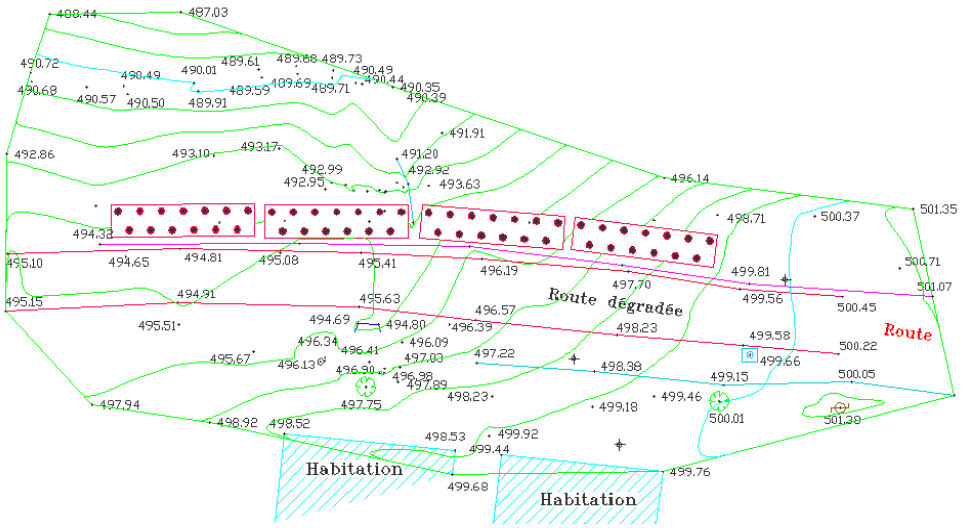
2.3. Analyse glissement avec mise en place d'un soutènement en pieux

Pour ce cas, nous avons analysé le talus conforté par le logiciel Plaxis qui nous permet d'introduire dans le schéma de calcul des éléments raides, tels que les pieux.

Ce cas de soutènement prévoit deux séries de pieux, sur une longueur de 60 m, disposés en alternance et espacé de 2.5 m. Ces pieux d'une longueur totale de 11,5 m chacun sont ancrés dans l'assise stable par une fiche de 2,5 m.

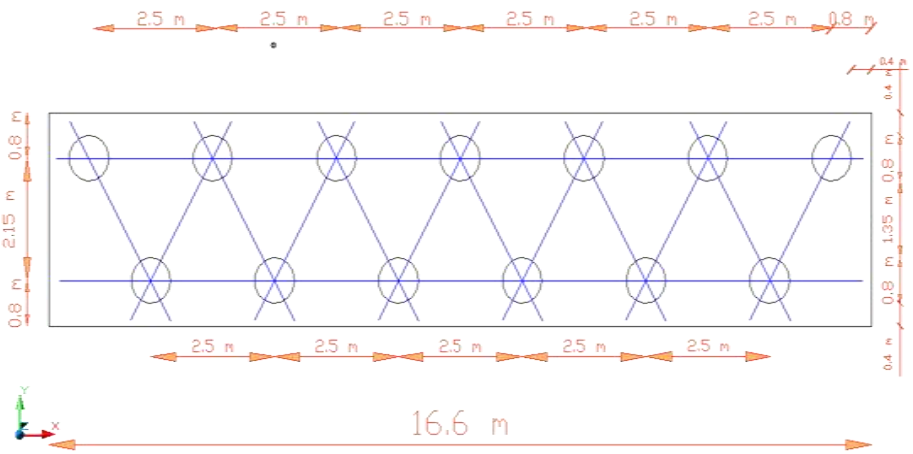
2.3.1 Position des pieux :

Les pieux sont placés comme butée de pied du talus en aval de la route (voir la figure ci dessous)

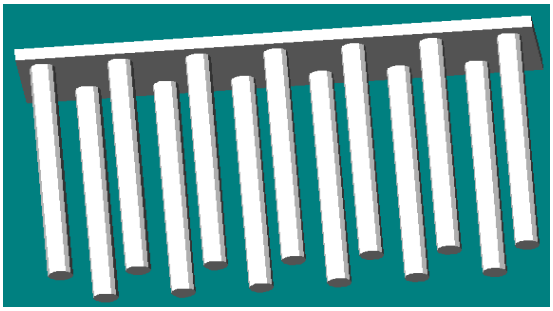


Vue en plan de la situation des pieux

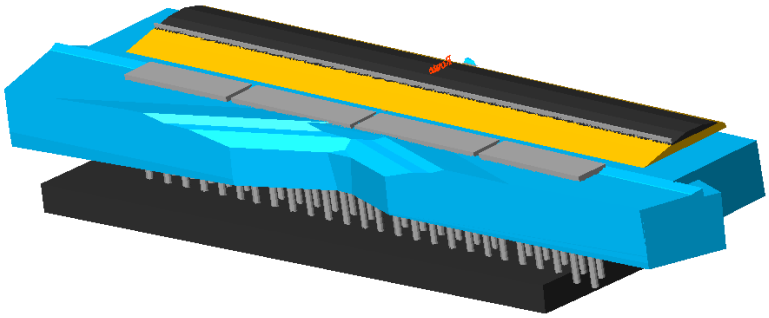
2.3.2 Détail d'un plot de pieux :



Vue en plan



Vue en 3D du groupe de pieux



Vision en 3D de terrain avec les pieux

2.3.3 Analyse par le logiciel Plaxis:

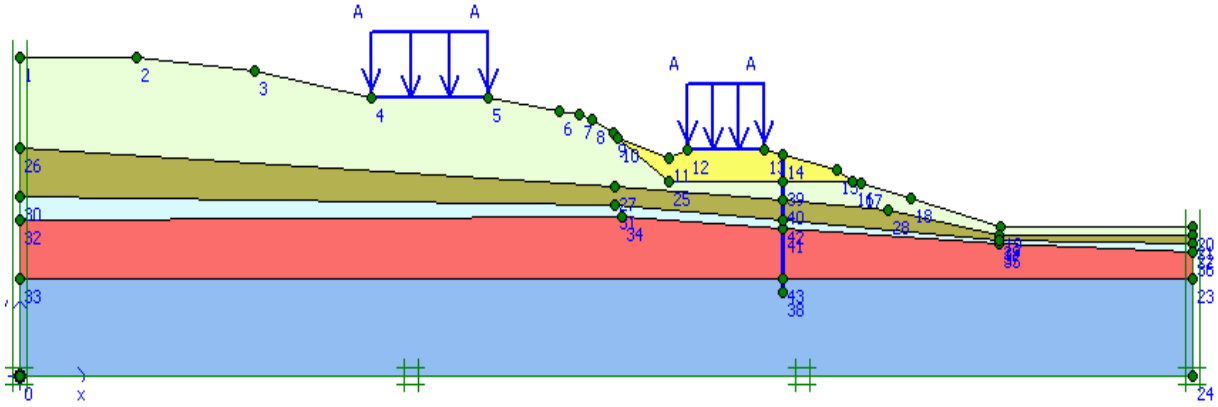


Figure. 2.7: Talus modélisé avec un rideau de pieux associé à un rabattement de la nappe

2.3.3.1. Les résultats obtenus :

2.3.3.1.1 La déformée du talus :

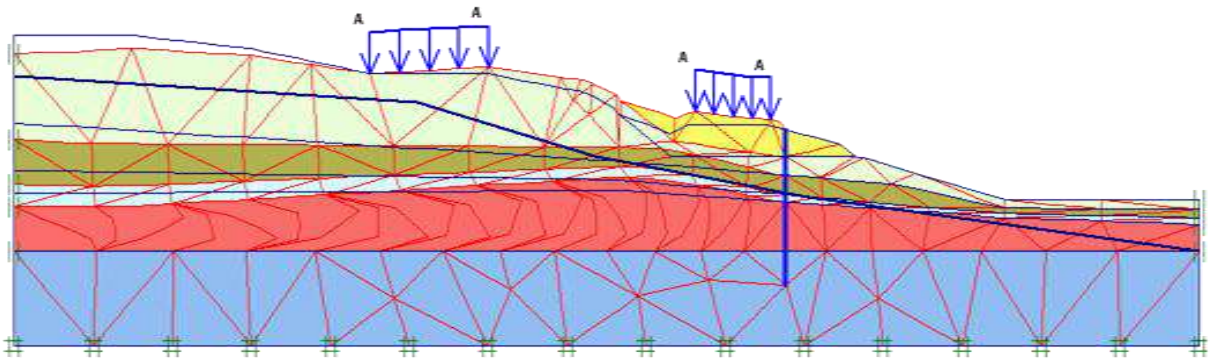


Figure. 2. *8*: la déformée du talus

2.3.3.1.2. Le champ de déplacement :

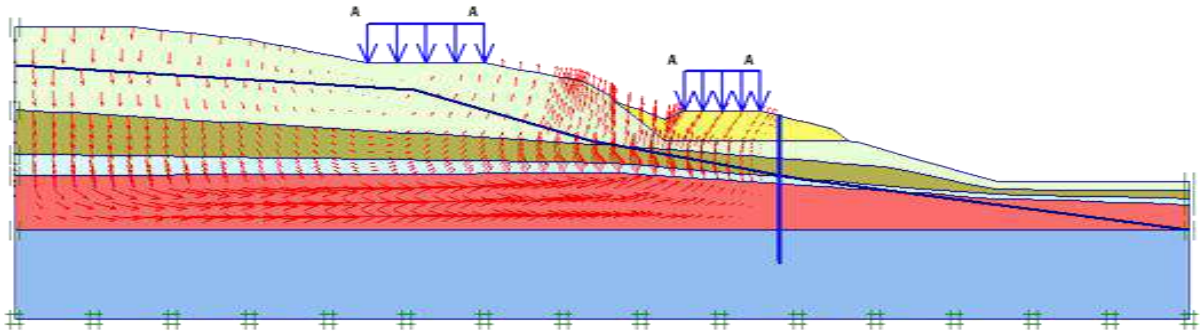


Figure. 2.9: déplacement total

2.3.3.1.3 Le champ de déplacement horizontal :

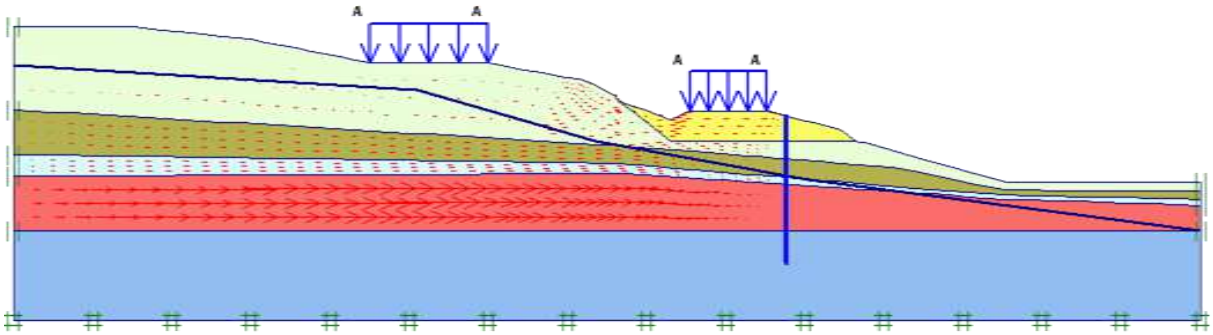


Figure. 2.10: déplacement horizontal

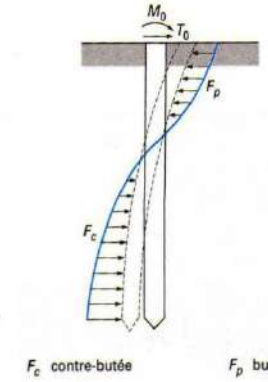
La stabilisation par rideau de pieux au pied du talus, a donné un coefficient de sécurité égale à 1,52, et le gain est de 60%.

2.4. Dimensionnement des pieux :

2.4.1. Dimensionnement d'un pieu isolé sous charge latéral

2.4.1.1. Généralité

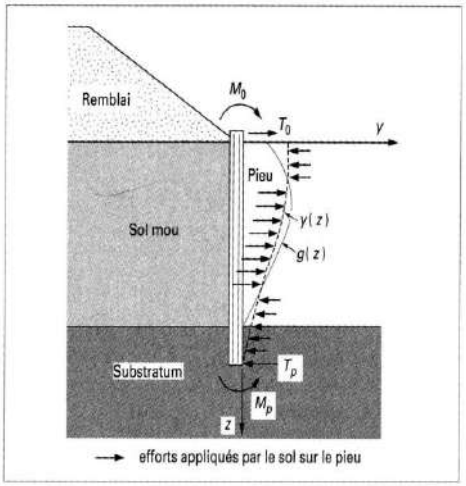
Lorsqu'un pieu vertical est sollicité par un effort horizontal T_0 et/ou un moment M_0 en tête, sa stabilité ne peut être assurée que par mobilisation des efforts de réaction latérale de sol sur le fût de pieu.



- Pieu mobilisant la réaction latérale du sol

La méthode de calcul de calcul est basée sur le calcul de déplacement, cette méthode est dérivée de la théorie du module de réaction de Winkler.

Par extension de la théorie du module de réaction appliquée aux pieux sollicités horizontalement en tête et traversant une couche de sol dont les déplacements libre sont nuls. On admet que les efforts sur un pieu soumis a des poussées latérales de sol sont a un niveau de cote z donnée fonction de la déférence $\Delta Y = Y(z) - g(z)$ entre le déplacement d'équilibre Y et le déplacement libre du sol g



- Déplacement libre $g(z)$ du sol et déplacement $y(z)$ avec le pieu

Le sol, homogène et élastique est caractérisé par un module E_s, le pieu de module d'Young E_p, de moment d'inertie I_p, a, dans se sol, une longueur de transfert

$$l_0 = \sqrt[4]{\frac{4Ep\ Ip}{Es}} \qquad (1)$$

Un pieu sera long (ou souple) si la longueur est supérieur ou égal a 3 l_0

L'éventuel déplacement libre du sol est donné par la fonction :

$$g(z) = \alpha_0 + \alpha_1 z + \alpha_2 z^2 + \alpha_3 z^3 \qquad (2)$$

Les éventuels efforts en tête (z=0) sont notés T_0 et M_0

On se place dans le cas d'une couche de sol homogène, ce qui signifie, entre autres, que la longueur du pieu dans le substratum le cas échéant est considérée comme infiniment petite au niveau de calcul, le substratum n'intervenant que pour les conditions on aux limites, en pointe, qu'il impose.

La solution générale de l'équation d'équilibre des pressions sur le pieu qui s'écrit

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} + E_s [y(z) - g(z)] = 0 \quad \text{avec} \quad E_s = Cte$$

Nous donne Y (z) et ses dérivées successives sont :

$$y = \alpha_0 + \alpha_1 z + \alpha_2 z^2 + \alpha_3 z^3 + e^{\frac{z}{l_0}} [a1\cos\frac{z}{l_0} + a_2 \sin\frac{z}{l_0}] + e^{\frac{-z}{l_0}} [a_3\cos\frac{z}{l_0} + a_4\sin\frac{z}{l_0}] \qquad (3)$$

$$y' = \alpha_1 + 2\alpha_2 z + 3\alpha_3 z^2 + \frac{e^{\frac{z}{l_0}}}{l_0} [a_1(\cos\frac{z}{l_0} - \sin\frac{z}{l_0}) + a_2(\sin\frac{z}{l_0} + \cos\frac{z}{l_0})] - \frac{e^{\frac{-z}{l_0}}}{l_0} [a_3(\cos\frac{z}{l_0} + \sin\frac{z}{l_0}) + a_4(\sin\frac{z}{l_0} - \cos\frac{z}{l_0})] \qquad (4)$$

$$\frac{M}{E_P I_P} = y'' = 2\alpha_2 + 6\alpha_3 z + \frac{2e^{\frac{z}{l_0}}}{{l_0}^2} [-a_1\sin\frac{z}{l_0} + a_2\cos\frac{z}{l_0}] + \frac{2e^{\frac{-z}{l_0}}}{{l_0}^2} [a_3\sin\frac{z}{l_0} - a_4\cos\frac{z}{l_0}] \qquad (4)$$

$$\frac{T}{E_P I_P} = y''' = 6\alpha_3 + \frac{2e^{\frac{z}{l_0}}}{{l_0}^3} [-a_1(\sin\frac{z}{l_0} + \cos\frac{z}{l_0}) + a_2(\cos\frac{z}{l_0} - \sin\frac{z}{l_0})] + \frac{2e^{\frac{-z}{l_0}}}{{l_0}^3} [a_3(\cos\frac{z}{l_0} - \sin\frac{z}{l_0}) + a_4(\cos\frac{z}{l_0} + \sin\frac{z}{l_0})] \qquad (5)$$

Tel que : M est le moment fléchissant du pieu à la cote z, T l'effort tranchant, P la réaction du sol

2.4.1.2. Détermination des coefficients α_0, α_1, α_2 et α_3

2.4.1.2.1. Détermination du déplacement libre du sol g(z) :

$g(z) = G\, g_{max,\, t}$

$z = ZD$

G : déplacement horizontal libre du sol,
Z : profondeur adimensionnelle,
D : l'épaisseur de la couche compressible.

2.4.1.2.1.1. Chois de G(Z)

On utilise la courbe I dans le cas général et la courbe II lorsqu'il existe en surface une couche moins déformable (couche sur consolidée, par exemple) sur une hauteur d'au moins 0,3D

Les équations de ces deux déformées types sont :

- Courbe I : $G = 1{,}83\, Z^3 - 4{,}69\, Z^2 + 2{,}13\, Z + 0{,}73$
- Courbe II : $G = -2{,}0\, Z^3 + 1{,}5\, Z + 0{,}5$

On choisi la courbe I

2.4.1.2.1.2. Détermination de $g_{max,\, t}$

$g_{max,\, t} = g_{max,\, 0} + \Delta g_{max,\, \infty}$

2.4.1.2.1.2.1 Détermination de $g_{max, 0}$

La valeur du déplacement horizontal maximal peut être estimée au moyen de l'abaque suivant pour les valeurs de m et f, on détermine

$g_{max, 0} = \lambda D$

m : paramètre caractérisant a la fois la position de pieu par rapport a la crête de remblai et la pente du talus.

$$m = \frac{1+sin^2\beta}{sin\,\beta'}$$

Dans notre cas $\beta = \beta' = 14°$ donc m= 5,13

f : paramètre adimensionnel caractérisant la résistance non drainé du sol Cu par rapport au niveau de charge γ_rH

$$f = \frac{(\pi+2)\overline{Cu}}{\gamma_r H}$$

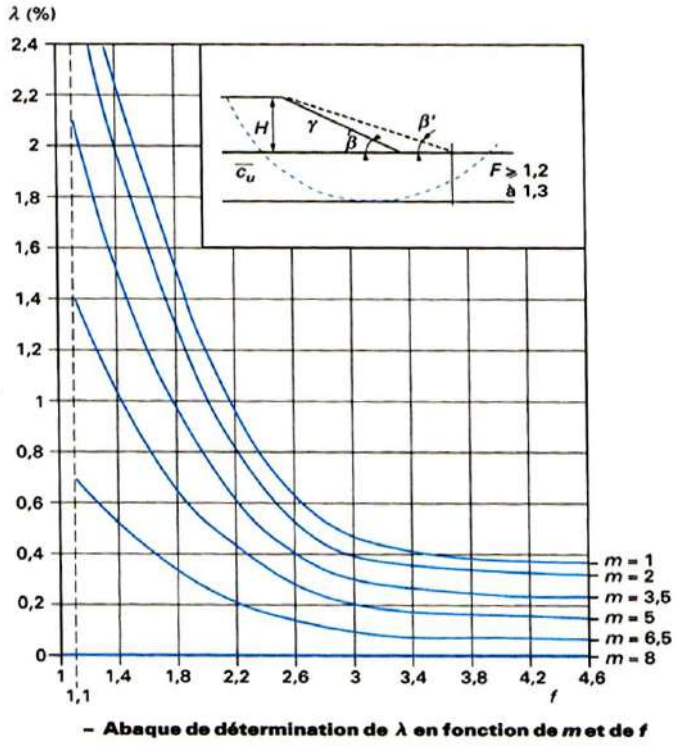
$\overline{Cu}$: Cohésion moyen

$$\overline{Cu} = \frac{1}{D}\int_0^D Cu\,(dz)$$

$\overline{Cu}$ = 19 kN/m^2, γ_r = 21 KN/m^3, H = 1m, D= 9

Donc f = 4,6

A partir de l'abaque on a $\lambda = 1{,}8\ 10^{-3}$ → $g_{max, 0} = 1{,}62\ 10^{-2}$



– Abaque de détermination de λ en fonction de *m* et de *f*

2.4.1.2.1.2.2. Détermination de $g_{max, \infty}$

$$\Delta g_{max, \infty} = \Gamma\ \Delta S_\infty$$

$\Delta S_\infty = 0$ → $\Delta g_{max, \infty} = 0$

Donc : $g_{max, t} = 1{,}62\ 10^{-2}$

$$g(Z) = 2{,}9\ 10^{-2}\ Z^3 - 7{,}6\ 10^{-2}\ Z^2 + 3{,}45\ 10^{-2}\ Z + 1{,}2\ 10^{-2}$$

$$Z = \frac{z}{D}$$

$$g(z) = 3{,}9\ 10^{-5}\ z^3 - 9{,}4\ 10^{-4} z^2 + 3{,}8\ 10^{-3} z + 1{,}2\ 10^{-2}$$

Donc : **$\alpha_0 = 1{,}2\ 10^{-2}$; $\alpha_1 = 3{,}8\ 10^{-3}$; $\alpha_2 = -9{,}4\ 10^{-4}$; $\alpha_3 = 3{,}9\ 10^{-5}$**

2.4.1.3. Détermination des coefficients a_1, a_2, a_3 et a_4

2.4.1.3.1. Calcul de l_0

On a choisi un pieu de φ 80 cm
$E_P = 11\ 10^5$ t/m²
$E_s = 4800$ t/m^2
$I_P = 0{,}02$ m^4
On remplace dans l'équation (1), en trouve que $l_0 = 2{,}07$
On à $D > 3l_0$ le pieu est souple

2.4.1.3.2. Les conditions aux limites

2.4.1.3.2.1. Les conditions en tête

Le pieu souple est encastré en tête dans une semelle rigide
$Y'(0) = 0$
$T(0) = 0$
$Y(0) = \alpha_0 + \frac{l_0}{2}(\alpha_1 - 3\,\alpha_3 l_0^{\,2}) + \frac{T_0}{E_s l_0} = 0{,}015$ m
$M(0) = E_P I_P (2\alpha_2 + \frac{\alpha 1}{l_0} + 3\,\alpha_3 l_0) - \frac{T_0 l_0}{2} = 4{,}35$ t.m

2.4.1.3.2.2. Les conditions en pointe

Moment d'encastrement parfait en pointe
$Y(D) = y'(D) = 0$
$M(D) = 2E_P I_P [- \frac{\alpha_1 + 2\alpha_2 D + 3\alpha_3 D^2}{l_0} + \alpha_2 + 3\alpha_3 D] = 82{,}4$ t.m
On doit étudie séparément les conditions aux limite

- Le comportement en tête : les conditions en pointe n'interviennent pas ; les termes en exponentiel positive sont négligeables et les conditions en tête permettent de calcul a_3 et a_4, donc les efforts et les déplacements au voisinage de la tête.

- Le comportement en pointe : les conditions en tête n'interviennent pas ; les termes en exponentiel négatif sont négligeables et les conditions en pointes permettent de calcul a_1 et a_2, donc les efforts et les déplacements au voisinage de la pointe.

On remplace les valeurs de α_0, α_1, α_2 et α_3 dans les équations (3), (4) ,(5) et (6) avec les conditions aux limites on trouve que :

$a_1 = -2{,}85\ 10^{-4}$; $a_2 = -1{,}86\ 10^{-3}$; $a_3 = 3\ 10^{-3}$; $a_4 = -2\ ,45\ 10^{-2}$

Le moment max **$M_{max} = 82{,}4$ t.m**

2.4.2. Etude d'un groupe des pieux

Davisson a proposé une réduction de 75% sur le coefficient de réaction de sol pour un entre axes de 3 diamètres dans le sens des efforts horizontaux, donc E_S=1200 $\rightarrow$ l_0= 2,9 m

Chaque pieu est étudie comme un pieu unique, et on prend en compte la proposition de Davisson.

2.4.2.1. Les conditions aux limites

2.4.2.1.1. Les conditions en tête

Le pieu souple est encastré en tête dans une semelle rigide

Y'(0) = 0
T(0) = 0
$Y(0) = \alpha_0 + \frac{l_0}{2}(\alpha_1 - 3\,\alpha_3 l_0^{\,2}) + \frac{T_0}{E_s l_0}$ = 0,016 m
$M(0) = E_P I_P (2\alpha_2 + \frac{\alpha 1}{l_0} + 3\,\alpha_3 l_0) - \frac{T_0 l_0}{2}$ = 7, 9 t.m

2.4.2.1.2. Les conditions en pointe

Moment d'encastrement parfait en pointe
Y(D) = y'(D) = 0
$M(D) = 2E_P I_P [- \frac{\alpha_1 + 2\alpha_2 D + 3\alpha_3 D^2}{l_0} + \alpha_2 + 3\alpha_3 D]$ = 60,2 t.m
Les coefficients $\mathbf{a_1 = -7{,}65\ 10^{-4}}$; $\mathbf{a_2 = -1{,}32\ 10^{-2}}$; $\mathbf{a_3 = 4\ 10^{-3}}$; $\mathbf{a_4 = -2\ 10^{-2}}$

$$\mathbf{M_{max} = 60{,}2\ t.m}$$

2.4.2.2. Le ferraillage des pieux

Le calcul à l'ELU a été effectué conformément au BAEL91 en utilisant le logiciel SOCOTEC de béton armé ainsi que la vérification à l'ELS. La fissuration est supposée préjudiciable

2.4.2.2.1. *Calcul a ELU*

$M_U = 1,35\ M_{max} = 81,27$ t.m

Les données :

Diamètre de pieu :	0,80	m
Enrobage :	0,05	m
Contrainte de béton :	25	MPa
Coefficient de sécurité de béton :	1,5	
Coefficient de sécurité d'acier	1,15	
Limite d'élasticité d'acier :	400	MPa
Moment fléchissant	812,7	KN.m
Effort normal (poids de semelle)	13,5	KN

Résultat de calcul :

Section total d'armature 79,05 cm²

$A_S > A_{min} = 0,6\%\ B = 30,20$ cm²

Vérification a l'ELS

Moment fléchissant	812,7	KN.m
Effort normal (poids de semelle)	13,5	KN
Section d'armature retenue	79,05	cm²

Fissuration préjudiciable.

Les résultats :

Contrainte de la fibre supérieure du béton :	13,47	MPa
Contrainte des armatures supérieures :	164,06	MPa
Contrainte des armatures inférieures :	-367,18	MPa
Contrainte admissible de béton :	15	MPa
Contrainte admissible des armatures supérieures :	400	MPa
Contrainte admissible des armatures inférieures :	400	MPa

Les contraintes sont vérifier a l'ELS donc la section d'armature est 79,05 cm², on propose un ferraillage de 17 HA 25

Schéma de ferraillage du pieu :

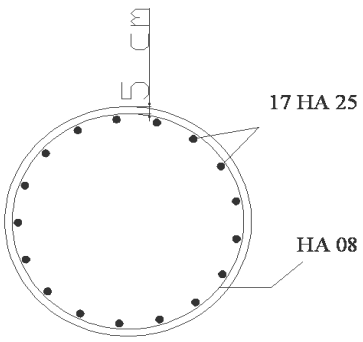


Figure. 2.11: Ferraillade du pieu

3. Devis quantitatifs estimatifs des confortements :

3.1 Devis des pieux :

On a 48 pieux de grandeur de 11,5 m avec des semelles en tête, le prix des semelles égales a 2% de prix des pieux

désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire	Prix total (DA)
Pieux	ml	552	50 000, 00	27 600 000, 00
semelle	F	2%	/	552 000, 00
Cout total				28 152 000, 00

Tableau. 3.1: Devis quantitatifs estimatifs des confortements

Le Cout total est estimé à vingt-huit millions cent cinquante-deux mille dinars algériens

3.2 Devis du remblai utilisé comme butée :

Le prix d'excavation égal à 100% de prix de remblayage.

désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire	Prix total (DA)
remblai	M^3	2 562	1 200, 00	3 074 400, 00
déblai	F	100%	/	3 074 400, 00
Cout total				6 148 800, 00

Tableau. 3. 2: Devis du remblai utilisé comme butée

Le Cout total est estimé à six millions cent quarante-huit mille huit cents dinars algériens

4. Conclusion :

Parmi les techniques de stabilisations du talus, nous avons désigné trois systèmes de confortement envisageable qui sont liés à la faisabilité des travaux au niveau du site.

Les trois systèmes de confortement sont :

- Stabilisation par drainage,
- Stabilisation par butée de pied avec drainage,
- Stabilisation par soutènement (mise en place d'une série de pieux en aval du talus) associée à un système de drainage.

Nous avons remarqué, d'après les résultats obtenus, que les trois systèmes de confortement ont permis un gain appréciable en ce qui concerne la valeur du coefficient de sécurité. Toutefois, le confortement par réseau de pieux reste la méthode la plus efficace si on se réfère à la valeur du coefficient de sécurité calculé. Cette méthode de confortement a permis un gain d'environ 60% comparée aux deux autres méthodes qui ont donné une augmentation entre 6 et 30%.

Il est à noter que le choix définitif d'une méthode de confortement ne repose pas seulement sur la valeur intrinsèque du coefficient de sécurité mais dépend aussi de plusieurs autres paramètres en particuliers la facilité d'exécution et le coût de réalisation. De ce fait, notre choix de la méthode de stabilisation s'oriente, plutôt, vers un confortement par butée de pied en remblais drainant associé à un drainage en amont du talus. Ce choix est motivé d'une part, par la valeur du coefficient de sécurité qui reste supérieur à 1 d'autre part, par le coût de réalisation du projet qui est 13 fois moins cher que celui du confortement par pieux.

CONCLUSION GENERALE

Les glissements de terrain sont des déplacements lents (quelques millimètres par an à quelques mètres par jour) d'une masse de terrain le long d'une surface de rupture généralement courbe ou plane.

L'extension des glissements de terrain est variable, allant du simple glissement de talus très localisé au mouvement de grande ampleur pouvant concerner l'ensemble d'un versant. Les profondeurs des surfaces de glissement varient ainsi de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres de profondeur. On parle de glissements superficiels dont les signes visibles en surface sont souvent spectaculaires (fissures dans les murs des habitations, bourrelets dans les champs, poteaux penchés…) et de glissements profonds qui présentent moins d'indices observables et qui sont donc plus difficilement détectables.

La nature géologique des terrains est un des principaux facteurs d'apparition de ces phénomènes tout comme l'eau et la pente. Les matériaux affectés sont très variés (roche marneuses ou schisteuse, moraines argileuses, etc.) mais globalement la présence d'argile en forte proportion est toujours un élément opposé compte tenu de ses mauvaises caractéristiques mécaniques. La saturation des terrains en eau (présences de sources, fortes précipitations) joue aussi un rôle moteur dans le déclenchement de ces phénomènes.

Le drainage, le remodelage de la pente, le confortement des sols et le renforcement par structures sont les principales méthodes à mettre en œuvre pour traiter les glissements déclarés, d'ampleur maîtrisable.

En ce qui concerne l'étude du glissement de CW08 au PK 48+00, nous avons adopté la méthodologie qui consiste, d'abord, à analyser le mouvement du terrain par différentes méthodes (analytiques et numériques) afin de localiser les surfaces de rupture potentielles.

A partir de cette analyse mécanique, trois systèmes de stabilisation ont été étudiés et à chaque ouvrage de confortement est associé un coefficient de sécurité qui témoigne de son degré d'efficacité.

Pour le choix définitif d'un type de confortement, parmi ceux étudiés, nous avons complété notre étude par une analyse économique sommaire traduite par un devis quantitatif estimatif mettant en évidence l'impact du coût du projet pour chacune des méthodes.

BIBLIOGRAPHIE

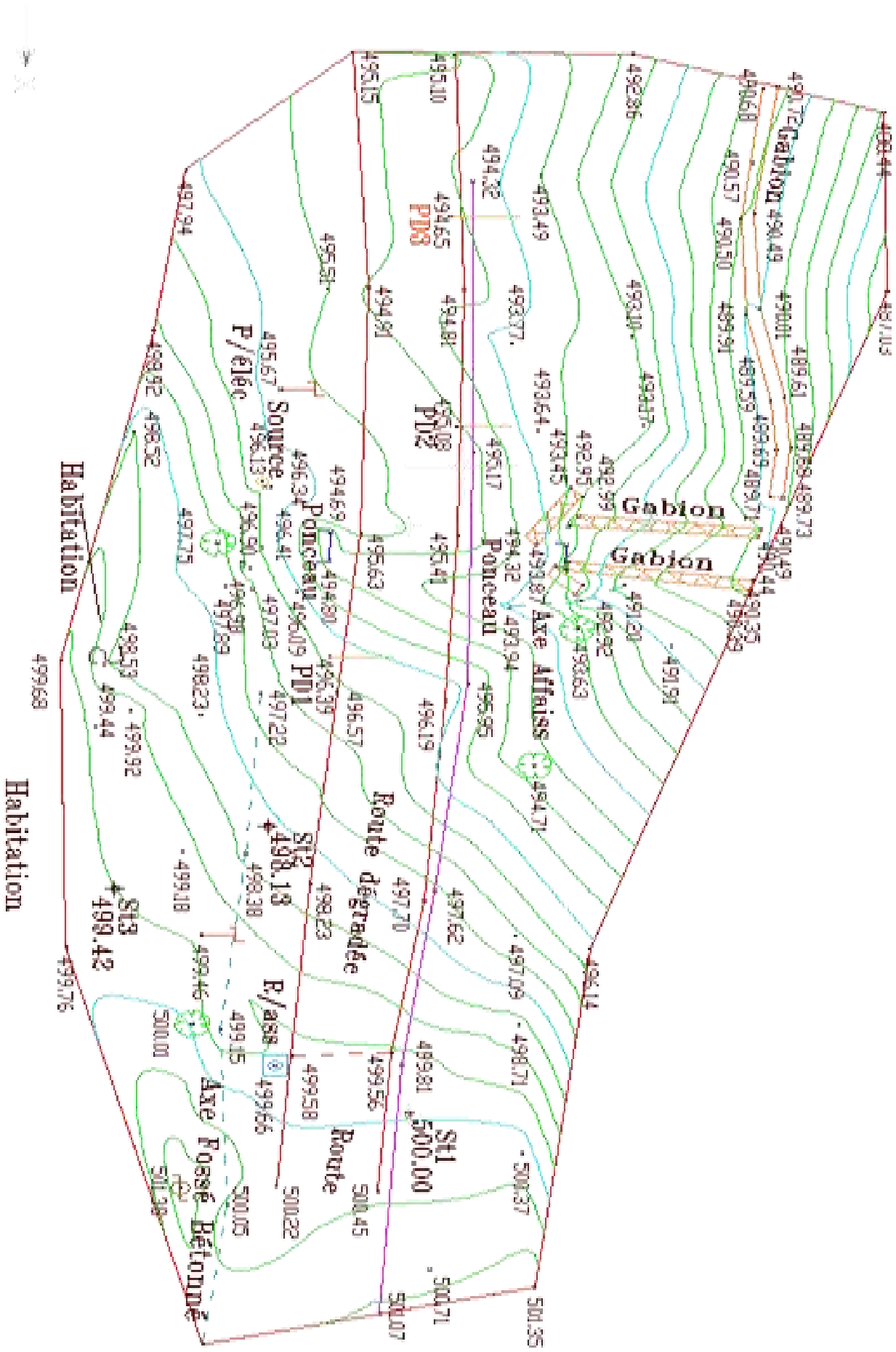
- ALAA,Koudery.(2005). « Stabilité des pentes ».cours réalisé avec le soutien de l'Agence universitaire de la Francophonie Université d'Alep, Syrie
- BOUKLI HACENE.M-H. M-K.(2011). Renforcement des talus instables par geosynthetiques. Mémoire de Master, Université Abou BekrBelkaid de Tlemcen, département du Génie Civil. Algérie
- Derbel,R.(2014) "chapitre V:méthode électriques en courant continu " ,cours géophysique, centre universitaire d'Ain Témouchent.
- Djamel Eddine BENOUIS Université de Saida 2010 (Algérie) : Etude d'un glissement de terrain par différente méthodes
- DURVILLE J.L. et SÈVE G."Stabilité des pentes Glissements en terrain meuble article" Doc. C 254
- Etude d'un glissement de terrain (Contournement de BOUIRA)
- Géotechnique II (Formation continue programme (98/99)) Ramdane BAHAR
- La pratique des sols et fondations (Tome : 3) Auteur : George Filliat
- Les éléments de base sur les glissements de terrain CNAT
- Les glissements de terrain (Calcul de stabilité) Abdelkader BENAISSA
- Mohammed Hamza AISSA 2011 Analyse et modélisation d'un glissement de terrain. Cas de Sidi Youcef (Béni Messous, Alger)
- NEMCOKA , PASE K J., RYBA R J., Classification of landslides and other mass movements,Rock mechanics,vol.4(1972)
- NESREDDINE, KHALDOUN.(2004). « Effet de la rotation des contraintes sur le comportement des sols argileux ».Sujet de thèse doctorat. Ecole nationale des ponts et chassées à Champs-sur-marne

  Présenté par Louradi salah et Djafar Khodja said Promo 2003
- Problème mécanique des sols et de fondation De G. SANGLERAT
- SADALLAH E, CHERIFI KaramEllah Y.Etude de la stabilite de talus de l'évitement de la commune d'El Emir Abdelkader wilaya d'Ain Temouchent sur la RN 35 . Mémoire de Master, Centre universitaire d'Ain Témouchent, département du Génie Civil. Algérie
- SAMUEL,A. et JEAN-PIERRE,M.(1980). « Essais de mécanique des sols en laboratoire et en place ».Aide mémoire.LCPC
- Stabilisation des glissements de terrain (guide technique) LCPC (Février 1998)
- UNISOL.(2012). « Essai de cisaillement » [En ligne]

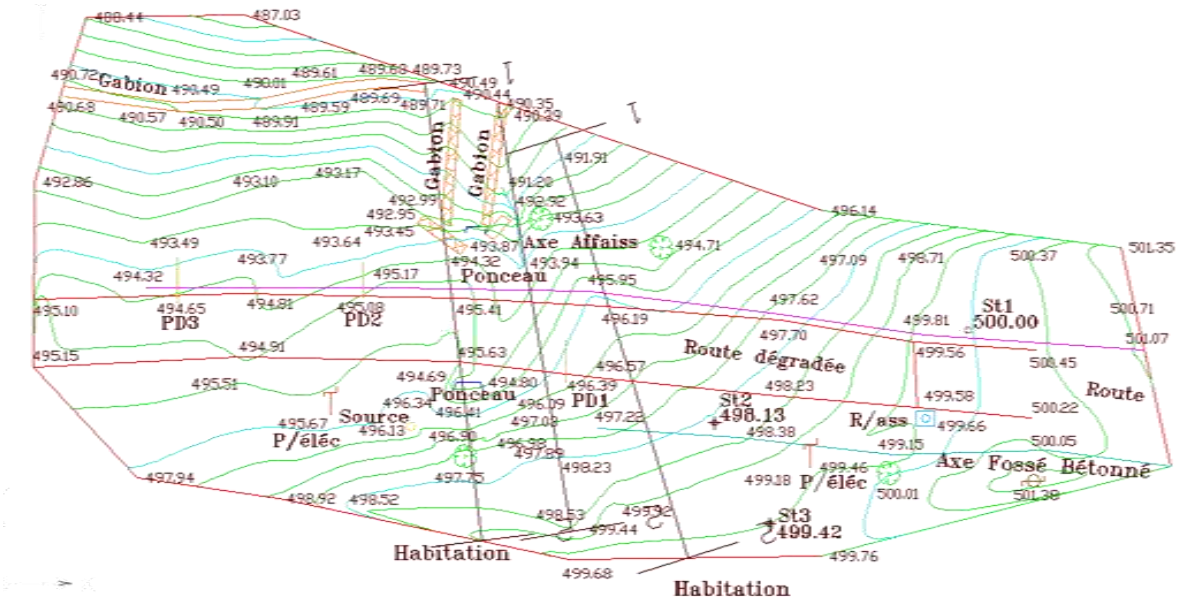
Avec des recherches sur l'internet

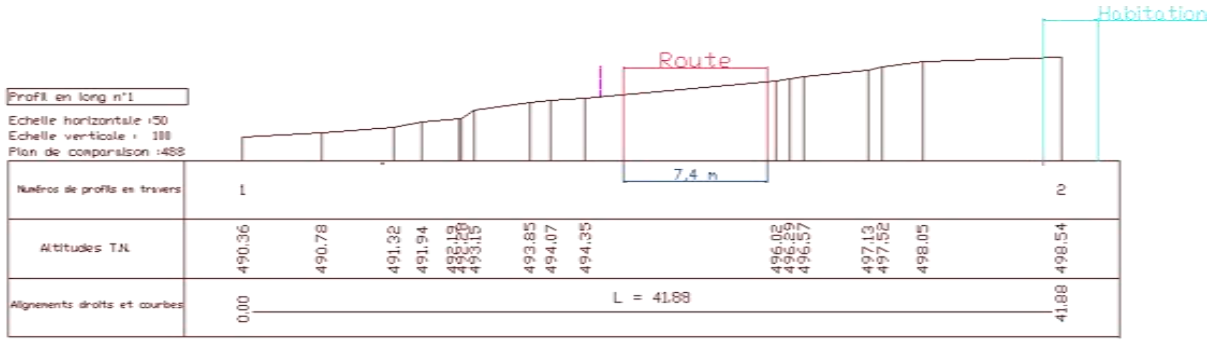
Annexes

Levé topographique



Les profils en long :

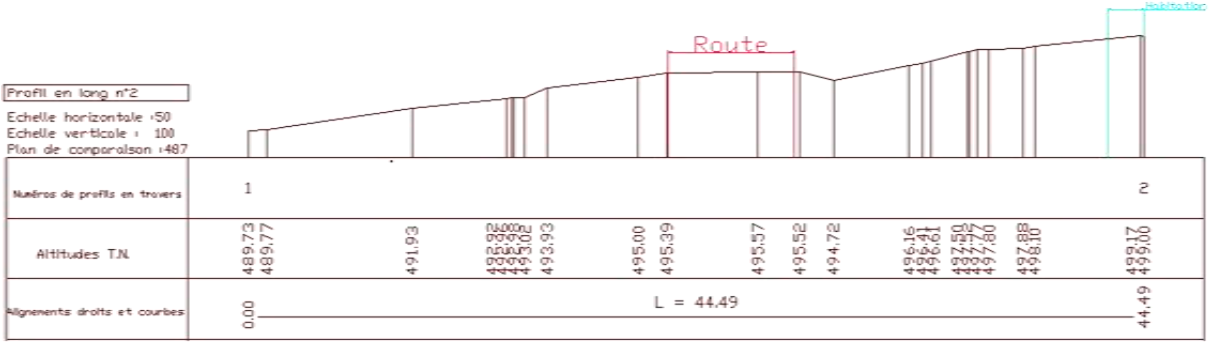




Profil en long n°1

Echelle horizontale :50
Echelle verticale : 100
Plan de comparaison :488

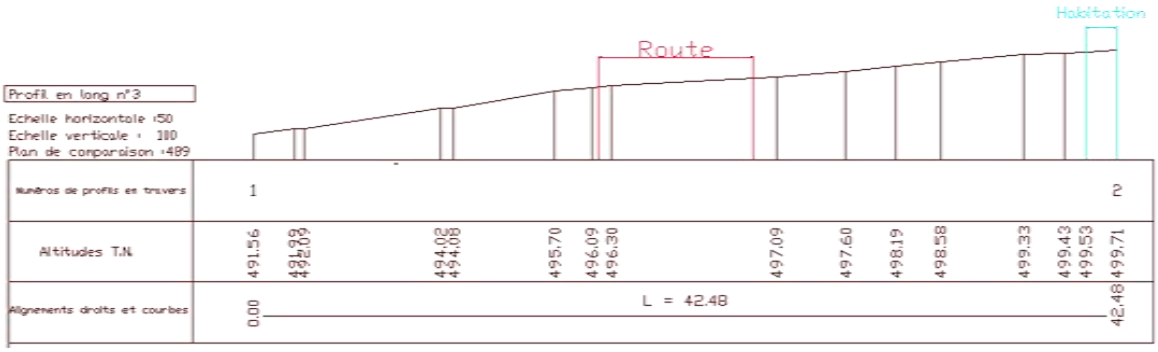
Numéros de profils en travers	1	2
Altitudes T.N.	490.36 490.78 491.32 491.94 492.19 492.50 493.15 493.85 494.07 494.35 496.02 496.29 496.57 497.13 497.52 498.05 498.54	
Alignements droits et courbes	0.00 L = 41.88	41.88



Profil en long n°2

Echelle horizontale :50
Echelle verticale : 100
Plan de comparaison :487

Numéros de profils en travers	1	2
Altitudes T.N.	489.73 489.77 491.93 492.92 493.02 493.93 495.00 495.39 495.57 495.52 494.72 496.16 496.41 497.50 497.77 497.80 497.88 498.10 499.17 499.00	
Alignements droits et courbes	0.00 L = 44.49	44.49



Profil en long n°3

Echelle horizontale :50
Echelle verticale : 100
Plan de comparaison :489

Numéros de profils en travers	1	2
Altitudes T.N.	491.56 491.99 492.09 494.02 494.08 495.70 496.09 496.30 497.09 497.60 498.19 498.58 499.33 499.43 499.53 499.71	
Alignements droits et courbes	0.00 L = 42.48	42.48