

2^e République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université A/Mira de Bejaia
Faculté de technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme Master 2 en Génie Civil

Option : Matériaux et structures



Thème

Stabilité des versants

*Application sur un glissement à Barbacha
(école primaire 08 Mai 1945)*

Réalisé par:

Mr. Ouatmani Nabil

Encadré par:

Mr. H Ben Dadouche

Jury :

Mr. Remdani Lyes

Mr. Attal Riadh

Invité :

Mr. Debabi Nacim

(Ingénieur LNHC)

Promotion 2011-2012

Table des matières

Introduction générale.....	1
 Partie I : Etude théorique	
 Chapitre I : Généralités	
I.1. Introduction.....	2
I.2. Définition du glissement du terrain.....	2
I.3. Eléments descriptifs d'un glissement de terrain.....	2
I.4. Forme de la surface de rupture.....	3
I.5. Classification des mouvements de terrain.....	4
I.5.1. Pentas naturelles.....	4
I.5.2. Talus artificiels.....	4
I.6. Description des principaux types de mouvements.....	4
I.6.1. Glissements.....	4
I.6.1.1. Glissements plans.....	5
I.6.1.2. Glissements rotationnels.....	5
I.6.2. Ecoulements et chute de pierre.....	6
I.6.3. Fluages et solifluxions.....	7
I.6.3.1. Fluage.....	7
I.6.3.2. Solifluxion.....	8
I.6.4. Les coulées boueuses.....	8
I.6.5. Talus en déblais et talus en remblais sur sols non compressibles.....	9
I.6.6. Talus en remblais sur sols compressibles.....	10
I.6.7. Diques et barrages en terre.....	10
I.6.8. Stabilité sous les soutènements.....	10
 Chapitre II : Stabilité des talus	
II.1. Introduction.....	12
II.2. Nature des terrains constituant le versant	12
II.3. Les diverses formes d'action de l'eau.....	13
II.3.1. Action rhéologique de l'eau.....	13
II.3.2. Effets de la pression interstitielle.....	13
II.3.3. Pression de courant.....	14
II.4. Les facteurs mécaniques externes.....	14
II.4.1. Suppression de la butée de pied d'un versant.....	14
II.4.2. Implantation de surcharge sur un versant.....	15

Table des matières

II.4.3. L'effet de déboisement.....	16
II.4.4. Les séismes et les vibrations.....	17
II.5. Les effets dommageables possibles.....	17
II.5.1. Les effets dus aux glissements de terrain.....	17
II.5.2. Les effets dus Processus d'éboulement.....	18
II.5.3. Les effets dus aux Coulées de terre.....	19

Chapitre III : Processus d'étude des glissements de terrain

III.1. Introduction.....	20
III.2. Repérage topographique d'une zone instable.....	20
III.2.1. Etablissement d'un plan topographique à grande échelle.....	20
III.2.2. Repérage des traits caractéristiques du glissement de terrain.....	20
III.2.3. Chronologie des glissements et suivi de l'évolution d'une zone instable.....	21
III.3. Etude géologique et géomorphologique du site.....	21
III.4. Etude hydrologique et hydrogéologique du site.....	21
III.5. Etude géotechnique.....	22
III.5.1. Sondage et prélèvement d'échantillon.....	22
III.5.2. Valorisation des sondages.....	22
III.5.3. Les essais géotechniques.....	23
III.5.3.1. Les essais au laboratoire.....	23
III.5.3.2. Les essais in-situ.....	23
III.5.4. La prospection géophysique.....	24
III.6. Synthèse des informations disponibles.....	24
III.7. Calcul de stabilité.....	24

Chapitre IV : Calcul de stabilité

IV.1. Objectifs et principes de base d'un calcul de stabilité.....	25
IV.1.1. Sur un versant apparemment stable.....	25
IV.1.2. Sur un versant ou un glissement apparu.....	25
IV.1.3. schéma de base d'une rupture rotationnelle.....	26
IV.1.4. Définition du coefficient de sécurité.....	27
IV.1.5. Calcul à court terme et à long terme.....	28
IV.2. Les calculs à la rupture.....	29
IV.3. Les calculs en contraintes-déformations.....	29

Table des matières

IV.4. Calcul de stabilité en rupture circulaire.....	29
IV.4.1. Méthode globale.....	29
IV.4.2. Les méthodes des tranches.....	32
IV.5. Recherche du coefficient de sécurité du talus.....	35
IV.6. Caractéristiques mécaniques à prendre en compte.....	35
IV.7. Choix du coefficient de sécurité.....	36

Chapitre V : Les méthodes de confortement

V.1. Introduction.....	37
V.2. Remodelage de la pente.....	38
V.2.1. Remblai de pied.....	38
V.2.2. Allègement en tête.....	39
V.2.3. Reprofilage.....	40
V.2.4. Purge et substitution.....	40
V.3. Le drainage.....	41
V.3.1. Contrôle des eaux de surface.....	42
V.3.2. Drainage agricole.....	43
V.3.3. Tranchées drainantes.....	43
V.3.4. Drains subhorizontaux.....	44
V.3.5. Masques et éperons drainants.....	45
V.3.6. Drains verticaux, galeries drainantes.....	45
V.4. Introduction d'éléments résistants.....	45
V.4.1. Ouvrages de soutènement.....	45
V.4.2. Tirants d'ancrages.....	46
V.4.3. Renforcement par inclusions.....	48
V.4.3.1. Clous et micro pieux.....	48
V.4.3.2. Pieux et barrettes.....	49
V.5. Autres techniques.....	50
V.5.1. Effets de la végétation.....	50
V.5.2. Modification des caractéristique du sol.....	50
V.5.2.1. Jet- grouting.....	50
V.5.2.2. Traitement thermique.....	51
V.5.2.3. Electro transport.....	51

Table des matières

V.5.2.4. Texol.....	51
Conclusion.....	52
 Partie II : Etude pratique	
 Chapitre I : Présentation du site	
I.1. Introduction.....	53
I.2. Situation du projet.....	53
I.3. Evolution du glissement.....	53
I.4. Contexte géologique et structural.....	53
I.5. Hydrologie.....	56
 Chapitre II : Etude géotechnique	
II.1. Introduction.....	59
II.2. Essais in-situ.....	59
II.2.1. Sondages carottés.....	59
II.2.2. Essai pénéérométrique.....	59
II.2.2.1. Objectif.....	59
II.2.2.2. Domaine d'application.....	59
II.2.2.3. Principe de l'essai.....	60
II.2.2.4. Appareillage.....	60
II.2.2.5. Résultats des essais pénéérométriques.....	61
II.3. Les essais au laboratoire.....	61
II.3.1. Les essais d'identification physique.....	61
II.3.1.1. Poids volumique du sol humide (ou apparent) γ (γ_h).....	61
II.3.1.2. Teneur en eau.....	62
II.3.1.3. Degré de Saturation.....	62
II.3.1.4. Analyse granulométrique.....	63
II.3.1.5. Les limites d'Atterberg.....	63
II.3.2. propriétés mécaniques.....	64

Table des matières

Chapitre III : Calcul de stabilité

III.1. Introduction.....	65
III.2. Définition du type de glissement de l'école 08 Mai 1945 de Barbacha....	65
III.3. Calcul de stabilité en rupture circulaire.....	65
III.3.1. La méthode globale.....	65
III.3.2. Méthode des tranches de Fellenius.....	69
III.3.2.1. Le principe de la méthode.....	69
III.4. Application au glissement de Barbacha.....	72
III.4.1. La méthode globale.....	72
III.4.2. La méthode des tranches de Fellenius.....	76
III.4.3. Détermination du cercle de glissement avec le logiciel NIXES.....	77

Chapitre IV : Etude du confortement

IV.1. Introduction.....	78
IV.2. Solution de confortement possible.....	78
IV.2.1. Substitution de terrain.....	78
IV.2.2. Drainage de la masse instable.....	78
IV.2.3. Ouvrage de soutènement.....	78
IV.2.3.1. Butée de pied.....	78
IV.3. Calcul de stabilité de la butée.....	79
IV.3.1. Calcul de l'effort (R) que doit reprendre la butée.....	79
IV.3.2. Calcul de l'effort horizontal T	80
IV.3.3. Estimation du volume du remblai.....	81
IV.3.4. Vérification de la stabilité du mur de soutènement.....	83
IV.3.4.1. Vérification de la stabilité externe.....	83
IV.3.4.2. Etude de la résistance interne.....	89

<i>Conclusion générale</i>	95
---	----

Liste des figures

Partie I : Etude théorique

Figure I-1: Eléments descriptifs d'un glissement de terrain.....	3
Figure I-2: Glissement plan.....	5
Figure I-3: Glissement rotationnel simple.....	6
Figure I-4 : Glissement rotationnel complexe.....	6
Figure I-5: Ecroulement.....	7
Figure I-6: Fluage.....	7
Figure I-7: La solifluxion.....	8
Figure I-8 : Les coulées boueuses.....	9
Figure I-9: Différents types de rupture circulaire.....	9
Figure I-10: Remblai sur sol mou.....	10
Figure I-11: Rupture circulaire sous un soutènement.....	11
Figure II-1: Suppression de la butée de pied.....	14
Figure II-2: Implantation de surcharge sur un versant.....	16
Figure II-3: Surface de ripage.....	16
Figure IV-1 : Schéma de base d'un glissement rotationnel.....	26
Figure IV-2 : Principe de la méthode globale.....	30
Figure VI-3: Calcul par la méthode des tranches.....	32
Figure VI-4: Bilan des forces sur une tranche.....	33
Figure V-1: La butée de pied.....	39
Figure V-2: Allègement en tête.....	39
Figure V-3: Reprofilage.....	40
Figure V-4: Substitution partielle.....	40
Figure V-5: Coupe type d'une tranchée drainante.....	44
Figure V-6 : Stabilisation par ancrages précontraints : dimensionnement d'un tirant à l'aide d'un modèle à trois blocs.....	47
Figure V-7: Exemple de clouage d'un glissement.....	48

Partie II : Etude pratique

Figure I-1 : plan de masse.....	54
Figure I-2 : carte géologique de Barbacha.....	55
Figure I-3 : photo qui montre le site avant glissement.....	56
Figure I-4 : photo qui montre le site avant glissement.....	57
Figure I-5: Photo montrant le flanc.....	57
Figure I-6 : Photo montrant les fissures de traction.....	58
Figure I-7 : Photo montrant l'arrachement principal.....	58
Figure II-1 : pénétromètre dynamique.....	60
Figure III-1: Principe de la méthode globale.....	66
Figure III-2: Contraintes appliquées sur une facette.....	67
Figure III-3: Découpage en tranches d'un talus.....	70
Figure III-4: Forces agissant sur la tranche n.....	70
Figure III-5 : Profil 2-2.....	73
Figure III-6: cercle de glissement.....	74

Liste des figures

Figure III-7: polygonale des forces.....	75
Figure III-8: Découpage en tranches de volume glissé.....	76
Figure IV-1 : découpage en tranche du nouveau talus pur l'étude de la butée.....	79
Figure IV-2: Inclinaison de l'effort R.....	80
Figure IV-3 : détail de la butée.....	81
Figure IV-4 : pré dimensionnement de mur.....	83
Figure IV-5 : poussées exercées sur le mur.....	85
Figure IV-6 : Les efforts qui agissent sur le mur.....	85
Figure IV-7 : model de Meyerhof.....	87
Figure IV-8 : diagrammes des poussées.....	91
Figure IV-9 : schéma de ferrailage.....	94

Liste des tableaux

Partie II : Etude pratique

Tableau II-1: Résultats des essais pénétrométriques.....	61
Tableau III-1: Résultats de calcul de la méthode des tranches.....	76
Tableau IV-1: Résultats de calcul de la méthode des tranches.....	80
Tableau IV-2: les moments/au centre de la semelle.....	87
Tableau IV-3: les moments / O.....	89
Tableau IV-4: Actions élémentaires non pondérées.....	90
Tableau IV-5: Combinaisons d'actions.....	90
Tableau IV-6: section d'acier en pied de voile.....	91
Tableau IV-7: section d'acier au tiers du voile.....	91
Tableau IV-8: section d'acier à mi-hauteur du voile.....	92
Tableau IV-9: section d'acier sur le patin avant.....	92
Tableau IV-10: section d'acier sur le patin avant.....	92
Tableau IV-11: Les armatures adoptées.....	93

Bibliographie

- [1] G. Sanglerat et J.Costet. (1983) : « Cours pratique de mécanique des sols (calcul des ouvrages) », tome II.
 - [2] G. Philipponnat. (1998) : « fondations et ouvrages en terre », édition Eyrolles. .
 - [3] J.L.Durville, G.Sève : stabilité des pentes (glissement en terrain meuble), techniques de l'ingénieur.
 - [4] V. Merrian-Soukatchoff, J.P.Piguet : éléments de géotechnique. (Édition 2003)
 - [5] Ali Bouafia : Mécanique des sols appliquée.
 - [6] B.Menzie et N.Simons : probleme de la mécanique des sols et de technique de fondations
 - [7] J.P.Magnan : résistance au cisaillement, techniques de l'ingénieur..
 - [8] M. Mebarki : étude d'un glissement de terrain avec les méthodes géophysiques (Djennane-Chemini), mémoire d'ingéniorat (2003), Bejaia.
 - [9] M. Laichaoui, S. Zeghil : résistance au cisaillement des sols non saturés et impact sur la stabilité des talus, mémoire d'ingéniorat (2007), Alger.
 - [10] Cours de Mr Boumezrane : mécanique des sols II, 4^{ème} année géotechnique.
 - [11] Documents de LNHC (Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction, unité de Béjaia).
- Autres documents.....

Introduction générale :

Chaque talus, de n'importe quelle raideur, représente dans certaines conditions un risque pour la sécurité des hommes ou des bâtiments, parce qu'il peut donner lieu à un glissement de terrains plus ou moins rapide. A cause de cela, l'un des devoirs de l'ingénieur géologue et du géotechnicien est de s'assurer de la stabilité d'une pente ou d'un talus pour prévenir d'éventuels dégâts.

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

Les mouvements qui affectent les versants sont extrêmement variés par leurs dimensions, leurs morphologies et leurs évolutions cinématique.

De nombreuses classifications ont été proposées, fondées sur différents critères : morphologie, cinématique, nature des matériaux, etc. Trois familles principales de phénomènes, à l'origine de déplacements importants de matériaux sur les talus et versants, peuvent être distinguées :

- les glissements en terrain meuble.
- les éboulements en terrain rocheux.
- les coulées boueuses ou coulées de débris.

Les dimensions en plan d'un glissement vont du décamètre à quelques kilomètres ; la profondeur de la surface de rupture est comprise, dans la plupart des cas, entre 5 et 10 *m*, mais elle peut atteindre quelques dizaines de mètres ; les volumes en mouvement dans les glissements les plus considérables atteignent plusieurs dizaines de millions de mètres cubes. Les terrains concernés sont en général à forte composante argileuse.

Chapitre I : Généralités**I.1. Introduction :**

Les mouvements de terrains, sont des déplacements plus au moins brutaux du sol ou de sous-sol, ils se produisent ou se réactivent surtout lors des périodes pluvieuses, et de l'action conjuguée de plusieurs facteurs lithologiques, morphologiques et surtout le facteur anisotropiques.

Il regroupe plusieurs types de phénomènes d'instabilité des terrain, variables en fonction de mécanisme mis en jeu (évolution de l'instabilité, vitesse du mouvement, surface de rupture ...etc.) telles que les laves torrentielles, les coulées , les chutes des blocs...

Parmi ces mouvements, on distingue les glissements de terrain qui sont fréquents et leur apparition provoque des déformations à l'intérieur comme à l'extérieur de globe terrestre.

I.2. Définition du glissement du terrain :

Les glissements de terrain sont des mouvements de masses compactes et/ou de terrains meubles glissants vers l'aval. Ils résultent d'une rupture par cisaillement et se produisent en général sur des talus ou des versants de pente modérée à raide. .

I.3. Eléments descriptifs d'un glissement de terrain :

- **Escarpement principal** : surface inclinée ou verticale, souvent concave limitant le glissement à son extrémité supérieure et prolongée en profondeur par la surface de glissement.
- **Couronne** : zone située au dessus de l'escarpement principal, souvent peu affectée par le désordre. Seules quelques fissures ou crevasses témoignant de la mise en traction des terrains dans ces zones.
- **Tête** : c'est la limite amont du glissement et plus précisément partie où le matériau glissé se trouve en contact avec l'escarpement principal.
- **Escarpement secondaire** : circulaire semblable à l'escarpement principal, mais visible dans la masse remaniée. Ces escarpements confèrent à la masse en mouvement une structure en escalier.
- **Elément** : fraction de la masse glissée entre deux escarpements.
- **Flan** : limite latérales du glissement prolongeant l'escarpement principal.
- **Pied** : correspond à l'intersection aval de la surface topographique initiale. Le pied est souvent masqué par le bourrelet.

- **Extrémité inférieure (pouce)** : zone en aval du mouvement du terrain ou extrémité du bourrelet.
- **Rides transversales** : elles se forment dans le bourrelet du mouvement du terrain, témoins d'effort de compression pouvant aboutir à des chevauchements dans le matériau.
- **Surface de glissement ou de rupture** : c'est une surface qui sépare la masse glissée des terrains en place.
- **Corps** : partie centrale du glissement recourant la surface de rupture.
- **Fissures et crevasses** : rupture au sein du matériau se manifestant par des fentes d'importance et de formes diverses suivant leur position.

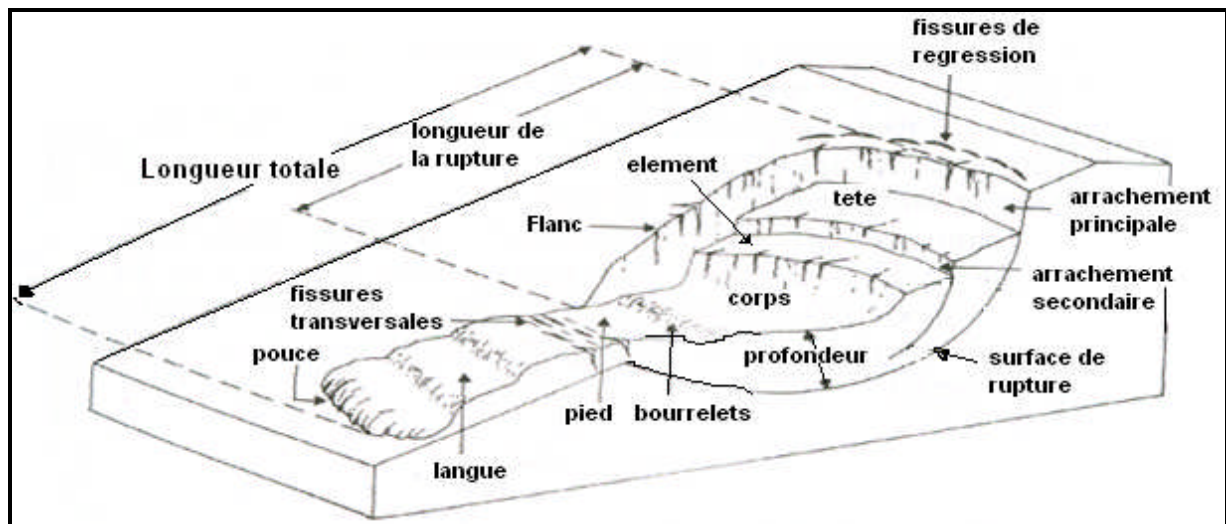


Figure I-1: Eléments descriptifs d'un glissement de terrain

I.4. Forme de la surface de rupture :

La forme des surfaces de rupture dépend beaucoup des caractéristiques du matériau.

Dans les terrains plutôt rocheux, les surfaces de glissement seront liées aux surfaces de discontinuité.

Dans des terrains plus meubles et homogènes, les surfaces de rupture seront grossièrement des cercles en deux dimensions ou des ellipsoïdes en trois dimensions. Dans des terrains hétérogènes, les surfaces de rupture pourront être une combinaison de surfaces circulaires et planaires, mais cela pourra être une forme quelconque. La surface de rupture, d'une manière générale, passera par les zones de terrain dont les caractéristiques sont les plus faibles.

I.5. Classification des mouvements de terrain :

Préalablement à l'étude des mécanismes, il convient tout d'abord de procéder à une classification des mouvements des sols qui peuvent avoir des origines différentes et prendre des formes variées.

I.5.1. Pentas naturelles :

Il s'agit des talus existants, peu homogènes et présentant des variations géologiques et éventuellement des discontinuités.

Les mécanismes suivants peuvent être distingués :

- 1) glissement
 - glissement plan
 - glissement rotationnel simple
 - glissement rotationnel complexe
- 2) écroulement
- 3) fluage et solifluxion
- 4) coulées boueuses

I.5.2. Talus artificiels :

Les talus artificiels sont principalement affectés par des glissements et parfois par des phénomènes de fluage.

Ils peuvent être classés comme suit en fonction des types d'ouvrages :

- ✓ talus en déblai
- ✓ talus en remblai sur sol non compressible
- ✓ talus en remblai sur sol compressible
- ✓ ouvrages de soutènement vis-à-vis d'un glissement profond
- ✓ digues et barrages en terre

I.6. Description des principaux types de mouvements :**I.6.1. Glissements :**

Les glissements affectent les sols et sont fréquents dans les travaux de terrassement et de soutènement. Les vitesses de ruptures peuvent être très variables. La rupture est parfois précédée de signes précurseurs mais peut être également brutale.

I.6.1.1. Glissements plans :

La surface de glissement est plane, il s'agit souvent du toit d'une couche de mauvaise résistance et sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau. Une telle couche est appelée couche de savon.

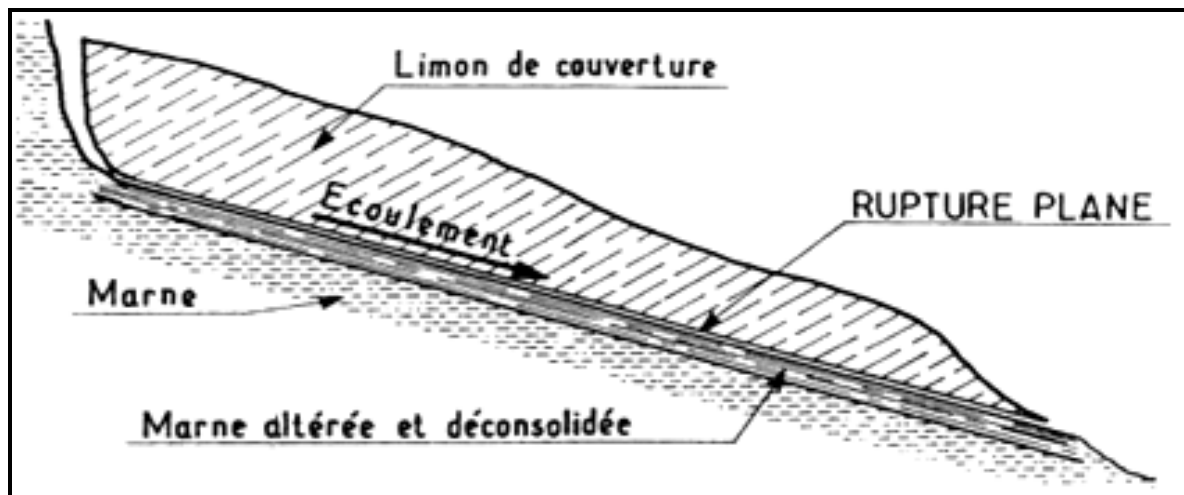


Figure I-2: Glissement plan

I.6.1.2. Glissements rotationnels :

L'aspect que revêt fréquemment un glissement est de forme cycloïde mais qu'on assimile à un cercle pour des raisons de commodité dans les calculs.

Ce type de glissement se produit dans des massifs homogènes où les discontinuités géologiques sont absentes, ou insuffisantes pour influencer notablement la forme et la position de la surface de glissement. Généralement on peut trouver un glissement circulaire simple ou complexe

a) Glissements rotationnels simples :

C'est le type de glissement le plus fréquent. La surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à une portion de cylindre. L'analyse de risque de rupture par le calcul est alors abordable par des méthodes classiques.

Le plus souvent, la ligne de rupture peut être assimilée à un cercle : il s'agit alors d'un glissement circulaire. Si la ligne de rupture a une forme plus complexe, le glissement est appelé glissement non circulaire.

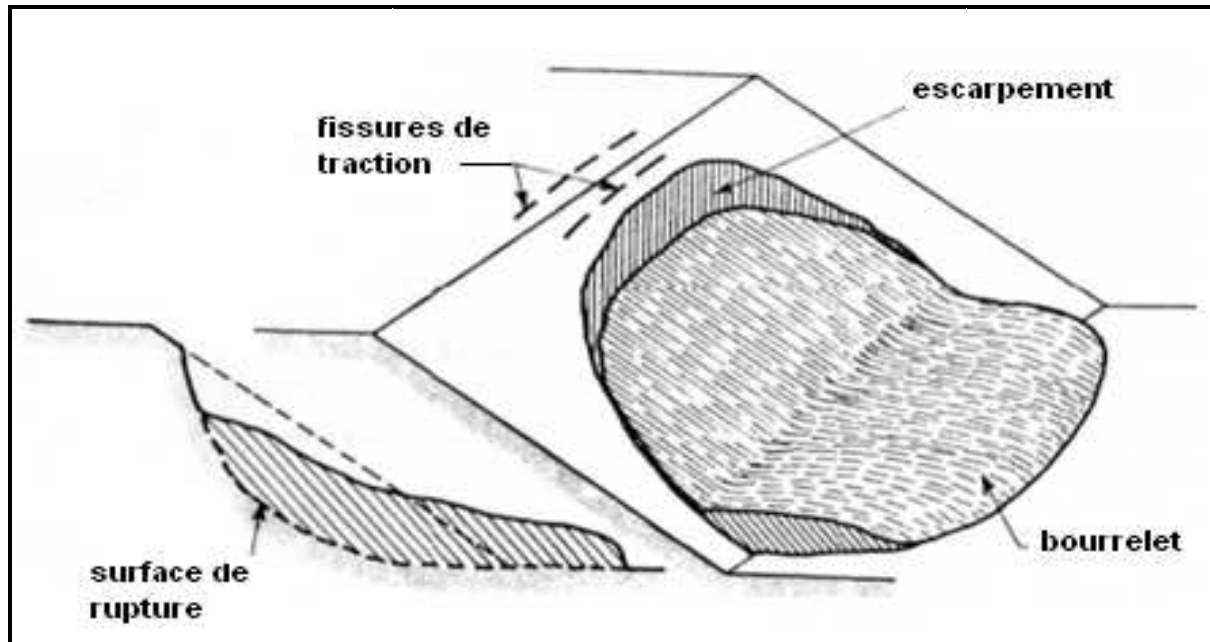


Figure I-3: Glissement rotationnel simple

b) Glissements rotationnels complexes :

Il s'agit de glissements multiples « emboîtés » les uns dans les autres. L'apparition de premier glissement, en bas de la pente, conduit à une perte de butée pour les terres situées au dessus, et ainsi provoque des glissements successifs remontant vers l'amont.

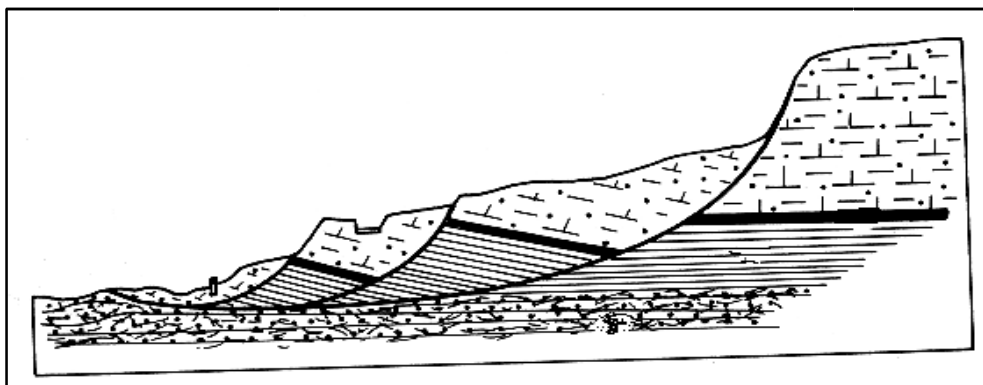


Figure I-4 : Glissement rotationnel complexe

I.6.2. Ecoulements et chute de pierre :

On utilise généralement le terme de chute pour des pierres ou blocs qui tombent isolément ou en groupe, et on lui substitue celui d'écroulement quand il s'agit de la chute soudaine d'une masse rocheuse qui, se détachant d'une paroi ou d'un versant très raide, tombe en se désorganisant.

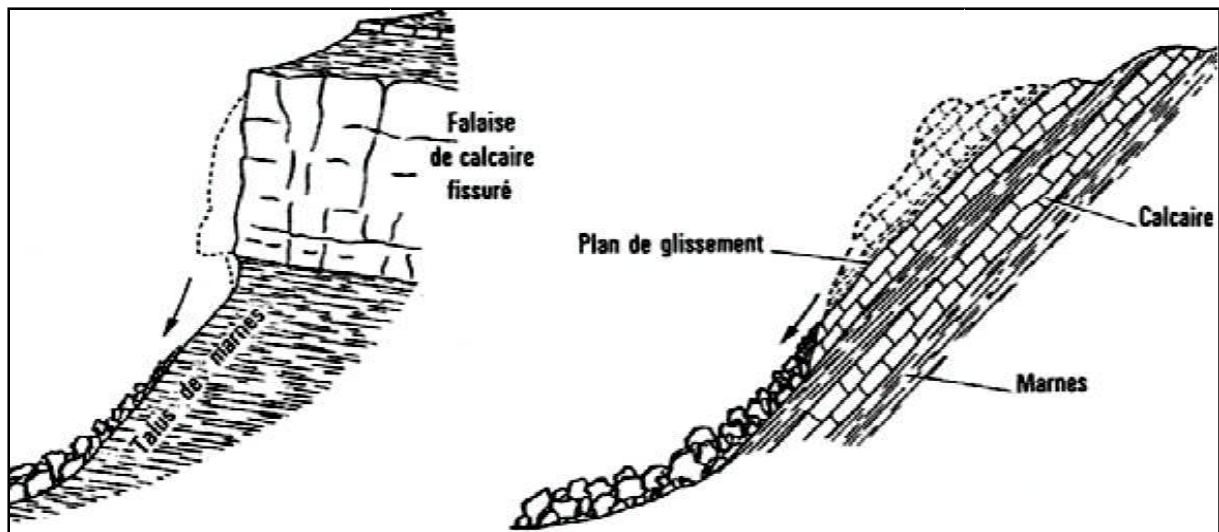


Figure I-5: Ecoulement

I.6.3. Fluages et solifluxions :

I.6.3.1. Fluage :

Le fluage est un mouvement lent de matériaux plastiques sur faible pente qui résulte d'une déformation gravitaire continue d'une masse de terrain non limitée par une surface de rupture clairement identifiée, mais par une zone de transition avec le massif stable. Ces mouvements affectent principalement des versants naturels divers.

La figure (1-6) montre une couche de marne argileuse surchargée par un massif calcaire limite par une falaise. La marne flue sous le poids excessif de la falaise calcaire, risquant d'entraîner la fissuration du banc calcaire peu déformable, voir l'écroulement de la falaise.

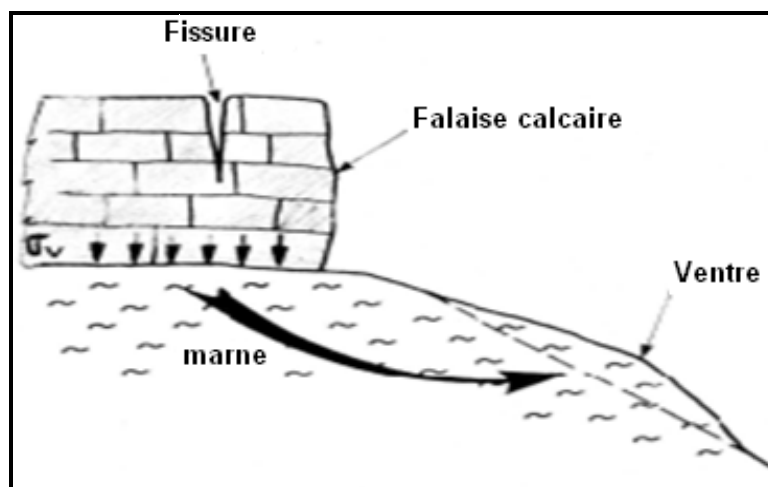


Figure I-6: Fluage

I.6.3.2. Solifluxion :

Les phénomènes de solifluxion représentent un cas particulier de fluage.

C'est un phénomène superficiel provoqué par les variations volumiques du sol au cours des saisons (gel et dégel en montagne, alternance de saisons sèches et pluvieuses).

Lorsqu'ils affectent des pentes, les mouvements alternés conduisent à une reptation du sol vers l'aval. La solifluxion se repère par la présence d'ondulations du sol et par l'inclinaison des arbres.

La solifluxion se produit essentiellement dans des pentes constituées de sols argileux gonflants et rétractables.

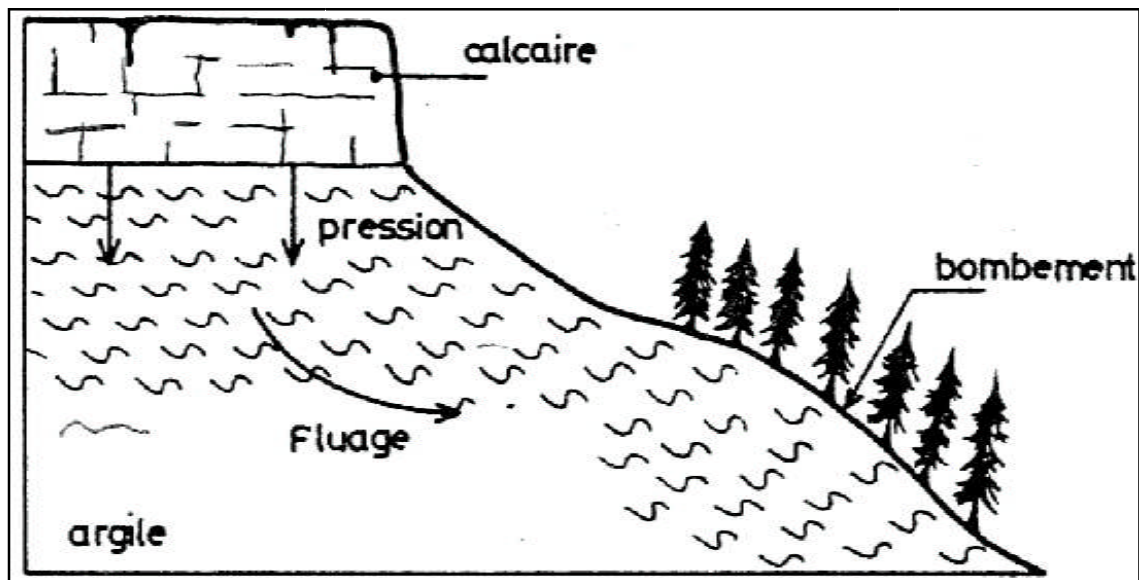


Figure I-7: La solifluxion

I.6.4. Les coulées boueuses :

La coulée de boue est un mouvement rapide d'une masse de matériaux remaniés, à forte teneur en eau et de consistance plus ou moins visqueuse. Elle prend fréquemment naissance dans la partie aval d'un glissement de terrain. Ces glissements de boue se produisent dans des argiles saturées de tous types, provenant d'argilites ou de marnes ou grès altérés, la teneur en argile dépasse 50% d'éléments inférieur à 2 microns. ces types de glissement se produisent parfois accidentellement après de fortes pluies.

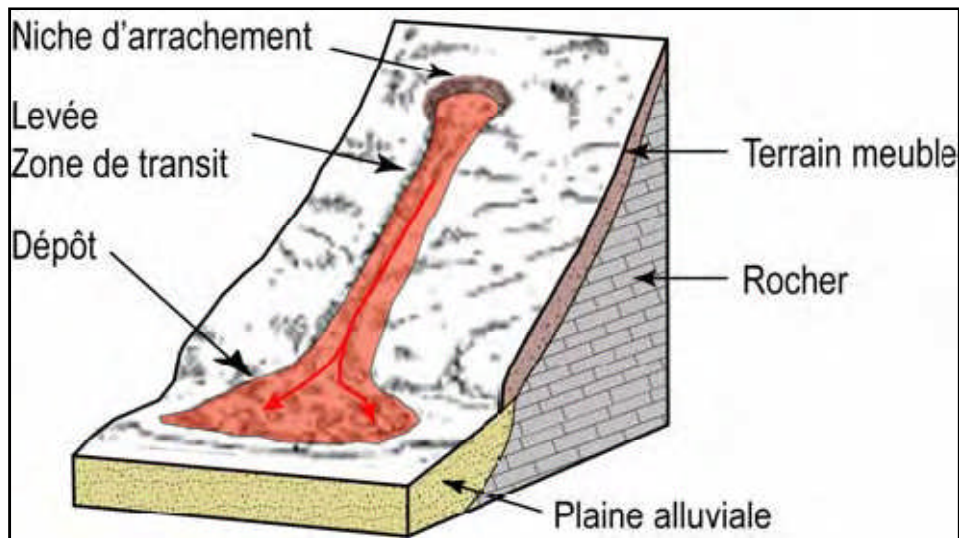


Figure I-8 : Les coulées boueuses

I.6.5. Talus en déblais et talus en remblais 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.

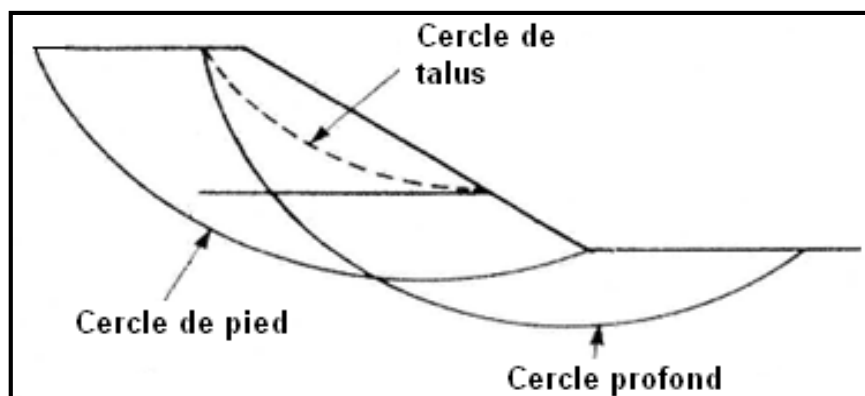


Figure I-9: Différents types de rupture circulaire

I.6.6. Talus en remblais sur sols compressibles :

Lorsqu' un remblai en sol compacté (remblai routier par exemple) repose sur une couche d'argile molle, de vase ou de tourbe, les ruptures susceptibles de se produire sont profondes et interviennent rapidement. Si le sol mou est homogène, les cercles de rupture sont tangents à la base de la couche molle lorsque celle-ci est relativement peu épaisse.

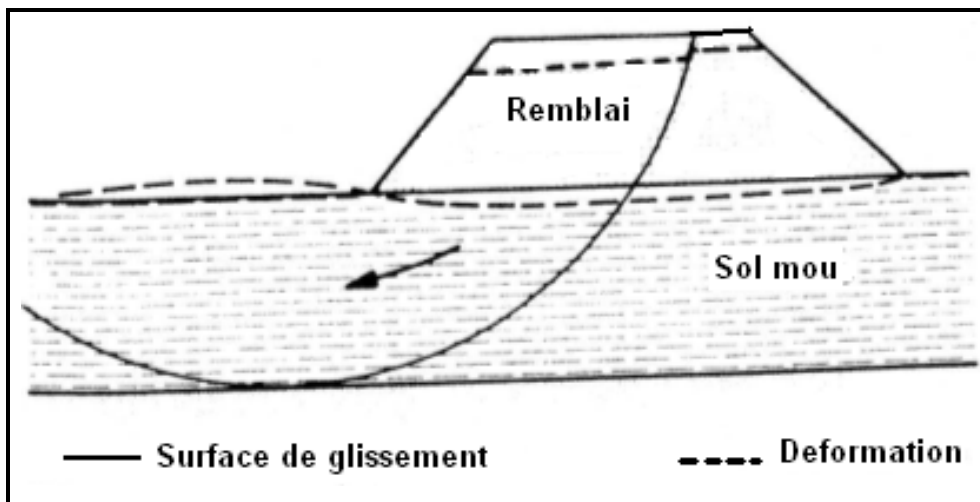


Figure I-10: Remblai sur sol mou

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.

I.6.7. 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.

Pratiquement, on calculera le facteur de sécurité F_s 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.

I.6.8. Stabilité sous les soutènements :

Pour ce type d'ouvrage, il faut s'assurer contre les risques de rupture circulaire profonde englobant l'ensemble des constructions.

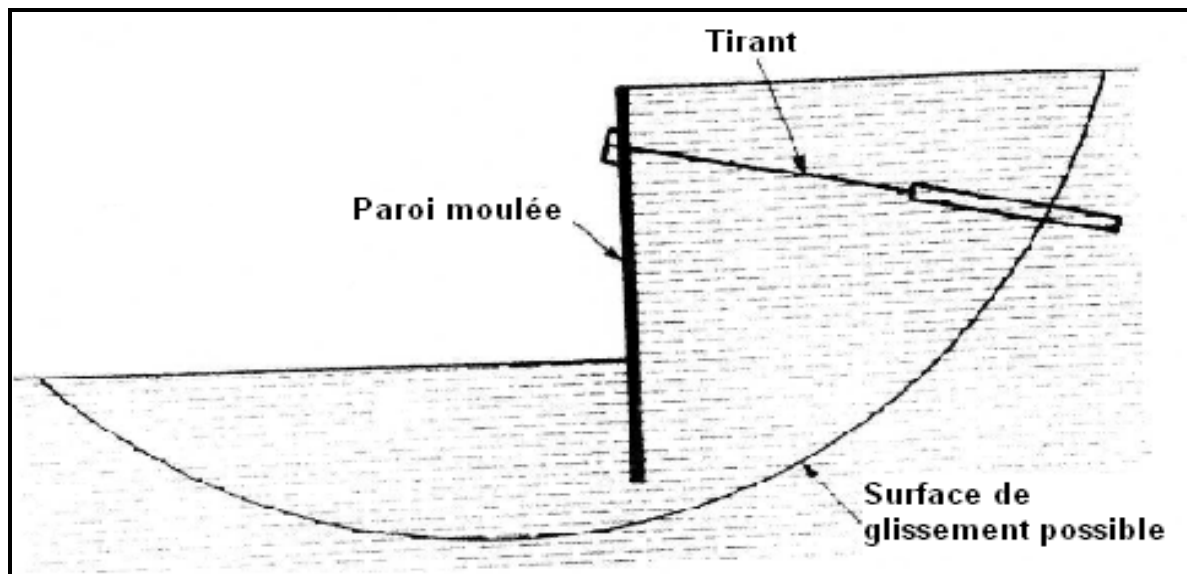


Figure I-11: Rupture circulaire sous un soutènement

Chapitre II : les causes et les dommages des glissements de terrain**II.1. Introduction :**

Très souvent, les glissements de terrain se déclenchent par un ensemble de facteurs divers. Certaines conditions doivent être réunies pour menacer la stabilité d'un versant. A celles-ci viennent s'ajouter un ou plusieurs mécanismes déclencheurs.

Dans les terrains inclinés, le sol a tendance à glisser vers l'aval. L'ampleur de ce phénomène est principalement déterminée par trois forces:

- Gravité: force qui entraîne la matière vers le centre de la Terre; dépend de la pente du terrain.
- Force de frottement: force qui freine une couche de terrain meuble ou de roche par frottement contre la couche sous-jacente.
- Force de cohésion: force qui repose sur l'attraction des particules du sol entre elles et de l'attraction entre ces particules et l'eau stockée dans le sol.

Tant que les forces de résistance (force de frottement et cohésion) sont plus fortes que la force motrice (gravité), la stabilité du versant est garantie. Si l'équilibre des forces change et la force motrice devient plus importante que les forces de résistance, un glissement de terrain se déclenche (voir « Déclenchement » ci-après). Se produit alors une rupture entre deux couches de roche ou de sol et une masse se met à glisser plus ou moins rapidement vers l'aval.

Pour analyser le mécanisme d'une rupture, il convient de bien repérer les divers facteurs susceptibles d'être intervenus et de créer une hiérarchie entre eux. C'est seulement lorsque les causes d'un glissement sont clairement établies qu'il devient possible d'examiner, avec quelques chances de succès, les dispositions confortatives capables de redonner au site sa stabilité.

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

II.2. Nature des terrains constituant le versant :

La force de cohésion et la composition du terrain sont des facteurs décisifs.

- ✓ Force de cohésion: si le sol est, par exemple, composé exclusivement de matériel granulaire, la cohésion entre les différentes particules du sol est minime, voire nulle. Dans ce cas, seule la force de frottement peut s'opposer à un éventuel glissement de terrain.

- ✓ Force de frottement: la force de frottement est faible si, par exemple, les terrains meubles ou les roches comportent des discontinuités remplies de particules fines. Dans ce cas, la probabilité de voir une couche glisser sur l'autre vers l'aval est très élevée.

D'une manière générale, les terrains argileux sont prédisposés aux glissements à cause des propriétés particulières qui lui confère l'argile. Parmi les propriétés défavorables des argiles, on cite habituellement :

- Leur faible perméabilité :(impliquant le développement de fortes pressions interstitielles dans le massif)
- Leur aptitude au gonflement par absorption de l'eau
- Leur sensibilité : (il suffit de les remaniés pour les transformer en liquide)

II.3. Les diverses formes d'action de l'eau :

La saturation de pente par l'eau est une des principales causes des glissements de terrain. Cet effet peut se produire sous la forme de pluies abondantes, la fonte des neiges, les changements dans les niveaux des eaux souterraines, et les changements de niveau d'eau le long des côtes, les barrages en terre, les rives des lacs, les réservoirs, les canaux et rivières.

II.3.1. Action rhéologique de l'eau :

Pour beaucoup de sols, surtout pour les sols fins et argileux, l'apport d'eau entraîne:

- ✓ Une réduction de résistance au cisaillement du milieu.
- ✓ Une réduction des caractéristiques mécaniques : la valeur de l'angle de frottement d'un milieu pulvérulent n'est pratiquement pas modifiée par l'accroissement de la teneur en eau. Par contre, pour les milieux argileux cet accroissement entraîne systématiquement une réduction des caractéristiques ϕ et C de la résistance au cisaillement d'où l'apparition du glissement.
- ✓ Une réduction de la consistance : lorsque la teneur en eau du milieu se rapproche de la limite de liquidité W_L , celui-ci passe de l'état plastique à l'état liquide (écoulement).
- ✓ Chimiquement une eau peut par action électrolytique modifier la structure de certaines argiles.

II.3.2. Effets de la pression interstitielle :

La pression interstitielle peut trouver son origine :

- dans une simple accumulation d'eau à l'arrière d'une structure imperméable.
- dans une nappe aquifère qui filtre dans le terrain.

- dans l'application brutale d'une surcharge ou l'effet d'un choc sur un milieu saturé (vibration, séisme).

II.3.3. Pression de courant :

La pression de courant n'existe que si l'eau interstitielle est en mouvement, ce qui correspond au cas d'une nappe. C'est en quelques sortes (la force d'entraînement) à laquelle des grains solides sont soumis de la part des particules liquides en mouvement.

II.4. Les facteurs mécaniques externes :

La pente d'un talus représente un paramètre qui conditionne sa stabilité, en remarque que suivant la forte pente, les glissements sont plus importants. Et à faible pente sont moins importants.

Pour un talus en déblai de hauteur et de caractéristique géotechnique donnée, il existe une pente limite au-delà de laquelle la rupture est inévitable, cette pente limite est définie par le risque du glissement de masse de terrain.

II.4.1. Suppression de la butée de pied d'un versant :

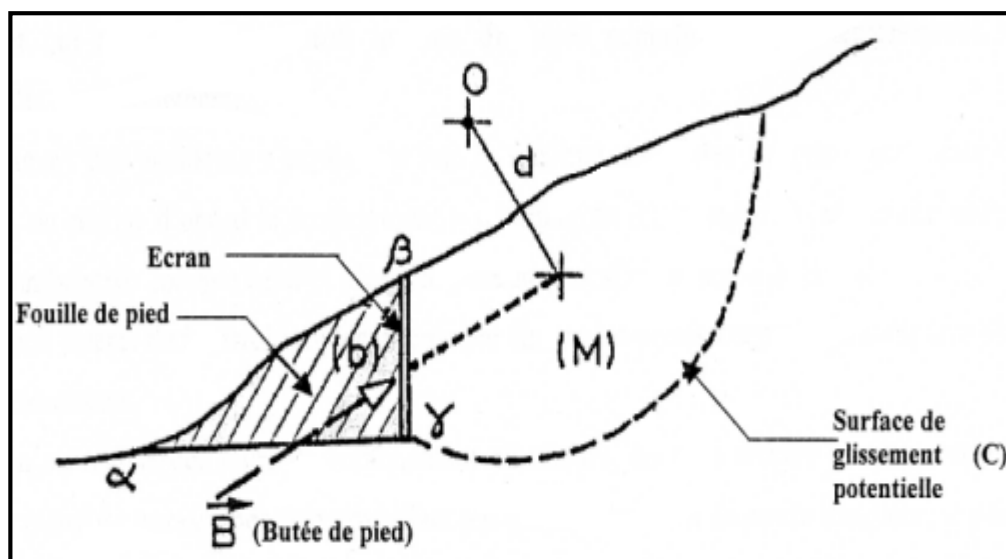


Figure II-1: Suppression de la butée de pied

Au plan mécanique le phénomène est simple. Si $\vec{B}$ est la butée de pied fournie par le coin de terre (b), l'élimination de ce coin réduit de la valeur $B \times d$, le couple stabilisateur qui agit sur la masse de terre (M) en équilibre limite sur le cercle de glissement (C).

En plus de cette action mécanique, l'entaille du coin (b) favorise le drainage des eaux qui s'écoulent dans le versant. Nous avons vu qu'il en résulte une pression de courant dont le

couple moteur s'ajoute au précédent ; également que la concentration des filets liquides dans la zone de l'entaille favorise l'érosion interne du terrain par entrainement des fines, d'où il résulte un ameublissement et affaiblissement du pied de versant.

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

a- Par terrassement : Le phénomène décrit ci-dessus pose souvent sur les chantiers un grand problème de sécurité. En effet, et contrairement à ce qu'on croit communément, la rupture associée à la suppression d'une butée de pied ne prévient pas toujours, surtout en période pluvieuse.

Lorsque le terrassement est effectué en période sèche, le glissement n'apparaît en général qu'aux premières pluies faisant suite aux travaux; la rupture peut être brutale.

Dans certain versant où la stabilité est précaire, la simple ouverture d'une petite tranchée de canalisation suffit à déclencher un glissement de grande ampleur.

b- Par affouillement ou érosion régressive : dans les vallées, il arrive qu'en période de crue, la rivière affouille ses berges dans les boucles concaves. Cette érosion entraîne une suppression de la butée de pied, elle est à l'origine de glissement de grande ampleur dans les régions montagneuses.

Ces glissements sont d'ailleurs souvent endémiques et évolutifs. En effet, les terres qui glissent étant au fur et à mesure évacuées par les eaux, le processus n'a aucune raison de s'arrêter.

Par ailleurs, les fortes pluies, qui sont à l'origine d'une crue, détrempe également les terrains du site lui-même et donc les rendent dans le même temps plus vulnérable au glissement.

II.4.2. Implantation de surcharge sur un versant :

Il peut s'agir d'un remblai (route, terrassement, etc...), d'un immeuble fondé superficiellement, d'un mur de soutènement, d'un stock, d'un gros engin de chantier, etc...

Lorsqu'elles sont placées en partie haute ou à mi-pente d'un versant, les surcharges sont fréquemment à l'origine de glissement de terrain (figure II-2). Elles créent en effet un moment moteur favorable à l'apparition d'une rupture rotationnelle.

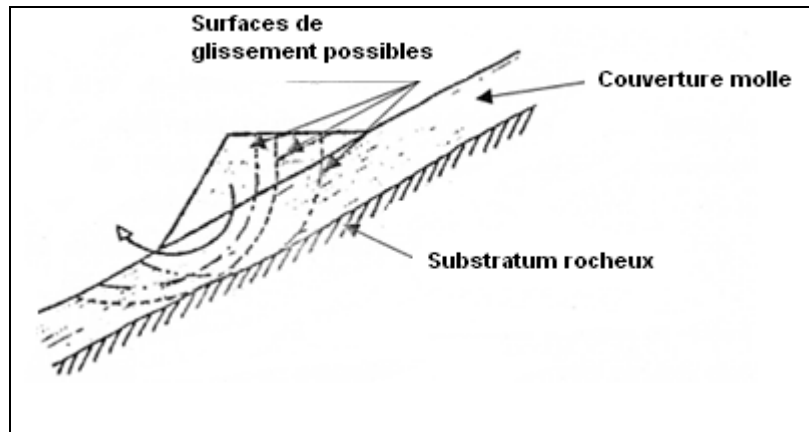


Figure II-2: Implantation de surcharge sur un versant

La surcharge peut aussi, dans premier temps, déclencher une petite rupture qui amorce un glissement d'ensemble par ripage, (figure II-3). la force de ripage est accrue par la surcharge.

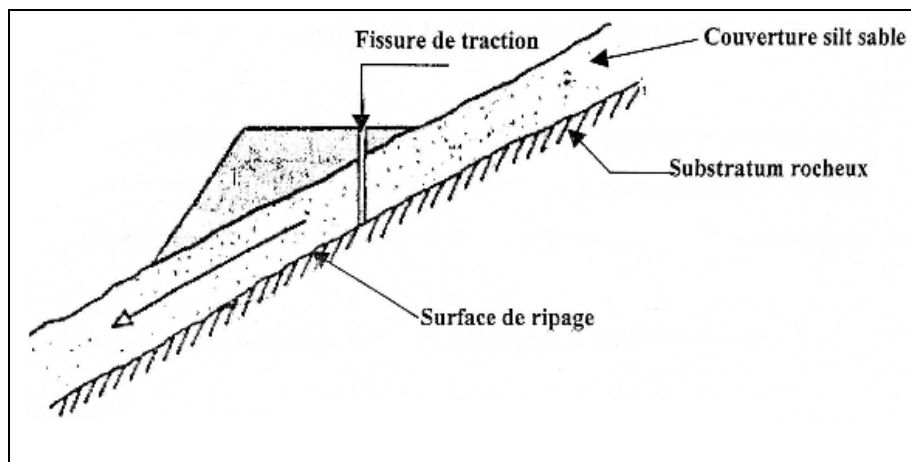


Figure II-3: Surface de ripage

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

On voit également qu'une attention particulière doit être portée à l'implantation sur un versant instable, d'un ouvrage confortatif ; en effet, au lieu de jouer son rôle, il peut par la surcharge qu'il apporte être l'origine de nouveaux glissements qui vont entraîner sa propre destruction.

II.4.3. L'effet de déboisement :

Le déboisement d'un versant entraîne fréquemment, et dans un délai généralement court, l'apparition de glissement de terrain. Le risque associé au déboisement est grandement accru

lorsque celui-ci est accompagné d'un dessouchage qui désorganise le terrain en profondeur et favorise ensuite la pénétration des eaux dans la masse.

Le rôle stabilisateur des arbres tient à plusieurs facteurs :

- l'ancrage par racines.
- le drainage par évapotranspiration.
- la rétention des eaux de pluie.
- la protection contre l'érosion.

II.4.4. Les séismes et les vibrations :

Nous nous contenterons de rappeler ici que les tremblements de terre sont souvent à l'origine de glissement de terrains, comme d'ailleurs d'éboulement rocheux.

L'effet d'un séisme peut être d'ordre purement mécanique (apparition d'une surface de cisaillement par dépassement de la résistance du milieu). Nous avons vu également que dans les milieux meubles saturés, un séisme comme toute vibration donne aussi naissance à une pression interstitielle qui peut entraîner la liquéfaction instantanée, partielle ou totale, du milieu.

Lorsqu'on recherche les causes d'un mouvement de terrain, il est toujours nécessaire de vérifier l'état de la sismicité régionale au regard de la chronologie de l'accident. Egalement l'intervention éventuelle de vibrations d'autres origines : machine vibrante, engin de terrassement, battage de pieux, passage d'un train,...

II.5. Les effets dommageables possibles :

II.5.1. Les effets dus aux glissements de terrain :

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

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

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

L'étanchéité des joints et les liaisons entre les différentes parties du bâtiment sont endommagées. Les portes et les fenêtres coincent. Les hommes et les animaux ne sont pas immédiatement mis en danger dans les bâtiments. Les dommages concernent cependant la qualité de l'habitat. En général, des réparations sont réalisables avec des moyens raisonnables.

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

c- Intensité faible : De petits mouvements de terrain conduisent à des dommages légers (petites fissures, dégâts aux crépis). La stabilité du bâtiment n'est en aucune manière affectée. Les bâtiments rigides de grande taille ne sont en général pas touchés. Les hommes et les animaux ne sont pas mis en danger. Les routes peuvent présenter des dommages insignifiants.

II.5.2. Les effets dus Processus d'éboulement :

a- Intensité forte : L'impact de pierres et de blocs conduit à de graves dommages. De grosses fissures dans les murs porteurs de l'immeuble et des trous dans les parois ou le toit peuvent conduire à une destruction partielle ou totale. Les hommes et les animaux sont fortement menacés, même à l'intérieur des bâtiments. En cas d'écroulement de la maison, il y a danger de mort. Des réparations ne peuvent être réalisées qu'à grands frais. Souvent les dommages structurels sont si graves qu'une évacuation et la destruction du bâtiment sont inévitables.

L'accumulation des matériaux éboulés peut former un barrage de retenue d'un cours d'eau (risque de rupture de ce barrage). Les infrastructures superficielles peuvent être fortement endommagées et coupées (p.ex. routes, lignes de transmission).

b-Intensité moyenne : L'impact des pierres cause des dommages plus ou moins grands aux parois selon les caractéristiques de la construction, mais ne met pas en cause la stabilité du bâtiment (à condition que l'immeuble ait été adéquatement conçu et testé en conséquence). Les portes sont fortement endommagées ou détruites. Les hommes et les animaux sont mis en danger dans les bâtiments.

Les dommages affectent la qualité de l'habitat. En général, des réparations sont réalisables avec des moyens raisonnables. L'accumulation des matériaux éboulés peut former un barrage de retenue sur de petits ruisseaux.

Les routes et les conduites superficielles peuvent être endommagées et momentanément coupées.

c- Intensité faible : En cas de chutes de blocs, les parois peuvent être perforées. Les hommes et les animaux ne sont en général pratiquement pas mis en danger dans les bâtiments (une note de calcul justificative est nécessaire).

II.5.3. Les effets dus aux Coulées de terre :

a- Intensité forte : L'impact de grandes masses de graviers, de boue et de bois, mêlés à de l'eau, sur les structures porteuses des bâtiments, peut conduire à de graves dommages structurels ou à une destruction soudaine. Les hommes et les animaux sont fortement menacés suite aux dangers d'irruption de la coulée et d'inondation.

Les réparations impliquent souvent de grands frais. Les modifications substantielles du terrain avec de grandes zones d'érosion, des dépôts de graviers et des inondations conduisent à l'interruption, l'endommagement ou la destruction des infrastructures (p.ex. routes, conduites).

b-Intensité moyenne : Malgré leur faible épaisseur, les coulées de terre sont dangereuses à cause des blocs et graviers transportés.

L'impact des pierres et des blocs et l'irruption de l'eau peuvent causer des dommages à l'enveloppe du bâtiment et à l'intérieur, sans toutefois mettre en cause la stabilité du bâtiment. Les hommes et les animaux sont mis en danger à l'extérieur. La qualité de l'habitat peut être sérieusement affectée.

Des réparations sont en général réalisables à des coûts raisonnables. Le dépôt de graviers, de boue et de bois peut endommager et interrompre les infrastructures superficielles (p.ex. routes). Les écoulements, les conduites et les drainages peuvent être bouchés.

c-Intensité faible : Ne s'applique pratiquement, dans le périmètre d'écoulement des coulées de terre, que dans le cas de masses de matériaux d'épaisseur réduite ou dont le mouvement a été freiné, ou encore dans le cas d'une irruption d'eau. Dommages modestes à l'enveloppe du bâtiment ou à l'intérieur. La stabilité du bâtiment n'est affectée en aucune manière. Les personnes et les animaux sont peu menacés à l'extérieur.

Chapitre III : Processus d'étude des glissements de terrain**III.1. Introduction :**

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

Il faut d'abord remarquer que l'approche du géologue, purement naturaliste et descriptive, est nécessaire mais insuffisante pour une analyse mécanique du phénomène qui permettra la définition des travaux confortatifs à mettre en œuvre sur un site instable. De la même façon une approche, trop mécanique par « mise en équation » d'un versant naturel de structure géologique nécessairement complexe et à priori inconnue, représente une approche naïve qui ne conduit à rien.

Une étude efficace doit nécessairement combiner l'approche géologique et l'approche mécanique ; ceci est possible grâce notamment aux moyens technologiques dont on dispose actuellement.

III.2. Repérage topographique d'une zone instable :**III.2.1. Etablissement d'un plan topographique à grande échelle :**

Les cartes topographiques à petite échelle disponible sans insuffisantes pour repérer un accident de terrain localise. Il convient donc d'entreprendre par priorité un levé topographique à grand échelle du secteur dans lequel se situe la zone glissée et d'en tirer un plan de courbes de niveau et des profils jalonnés.

Le piquetage de la zone glissée et son environnement immédiat stable doit être effectuée en quadrillage ; les piquets étant numérotés et repérés sur le plan topographique. Les levés géométriques, périodiquement réalisés, permettent de suivre l'évolution des glissements et localiser exactement la zone en mouvement. Lorsque le glissement est actif, il convient d'établir des courbes de déplacement (horizontal et vertical) des repères ; la vitesse d'évolution permet alors de définir le risque et, si besoin était, les mesures de sécurité à envisager.

III.2.2. Repérage des traits caractéristiques du glissement de terrain :

Les traits auxquels on doit porter attention lors du levé topographique de terrain sont essentiellement :

- les arbres, verticaux ou inclinés, droits ou tordus constituent les repères les plus courants et souvent les seuls en zone non urbanisée ;

- les poteaux électriques ou téléphoniques, verticaux ou inclinés, permettent également une certaine datation du glissement ;
- les murs de construction, ou de soutènement, fournissent par l'observation des divers, des ventres, des fissures, de bon repères ;
- les routes et les chemins de fer dont l'état de détérioration témoigne d'un mouvement récent et actif.
- l'existence d'une faille, d'un pli...etc.

III.2.3. Chronologie des glissements et suivi de l'évolution d'une zone instable :

L'histoire d'une zone instable est intéressante à reconstituer ; elle permet souvent de faire apparaître une succession d'unités glissées d'âges différents, et de mieux comprendre les causes profondes de la pathologie du glissement.

III.3. Etude géologique et géomorphologique du site :

La géologie représente un élément fondamental dans toute étude d'instabilité car il est impensable de faire une étude de stabilité d'un versant sans une étude géologique, celle-ci permet de préciser la nature des terrains et leurs structure. La réalisation d'une série de coupes géologiques selon les lignes de plus grande pente permet de formuler une première hypothèse sur la position en profondeur de la surface de glissement. Les éléments tectoniques qui doivent être définis sont le pendage des couches en place (stratification ou schistosité) et la fissuration (failles, diaclases) qui affecte ces couches. Ce n'est qu'ensuite après qu'on procède à l'exécution de sondage et autres investigations profondes et approfondies, implantation des sondages, essais géotechniques.

L'étude géologique doit être complétée par une étude géomorphologique faite à partir de photographie aérienne et d'observation sur le terrain. Pour préciser les relations existant entre les glissements récents et plus anciens, il est nécessaire de reconstituer, même sommairement, l'histoire géologique de période au cours de laquelle ont été constitués les reliefs actuels et mises sur place des formations superficielles.

III.4. Etude hydrologique et hydrogéologique du site :

Compte tenu du rôle joué par l'eau, l'étude hydrologique et hydrogéologique représente le complément indispensable de l'étude géologique.

Pour l'étude hydrologique, il est indispensable d'avoir une idée sur la pluviométrie de la région, et sur les irrigations de bassin versant, puis de constater le débit d'eau sur la surface et son cheminement préférentielle. Mais pour l'étude hydrogéologique, il faut avoir une idée sur

la nappe souterraine, et elle a pour but de mettre en évidence les problèmes posés par la présence d'eau et de fournir des éléments nécessaires à leur solution. Elle conduit à localiser le niveau aquifère et à établir l'inventaire hydrogéologique (relevé des puits et des piézomètres existants, repérage et mesure du débit des sources) qui permet pour sa part de dénombrer les nappes et de les situer.

III.5. Etude géotechnique :

Une étude géotechnique consiste à définir toutes les caractéristiques mécaniques d'un sol à partir d'un sol à partir d'essai in-situ et au laboratoire.

Cette étude a pour but de :

- Définir avec précision la géologie du site étudié .
- Mesurer l'épaisseur des diverses formations rencontrées ainsi que leurs pendages.
- Définir la forme générale de la masse en mouvement et donc la position de la surface de glissement.
- Mesure les caractéristiques mécaniques des couches de sol rencontrées.
- Repérer le niveau piézométrique des formations aquifères.

III.5.1. Sondage et prélèvement d'échantillon :

Les sondages sont la partie la plus élevée d'une reconnaissance. Leur nombre et leur implantation ne seront décidés qu'auprès l'étude géologique effectuée au préalable.

Leur nature dépend du but à atteindre, car les sondages à la tarière permettent de prélever des échantillons remaniés suffisant pour les identifications à des pics beaucoup faibles que les sondages carottés nécessaires pour la détermination des paramètres mécaniques, on s'efforce néanmoins d'implanter des sondages à la périphérie du glissement de terrain, à l'intérieur de la zone et également dans la zone stable immédiate.

Le prélèvement d'échantillon peut se faire à la tarière pour la mesure des propriétés physico-chimiques des sols et au carottier pour sa mesure des caractéristiques de résistance et de déformabilité des sols. Cependant la modification des contraintes initiales au moment de prélèvement des sols en place peut introduire une certaine déstructuration des carottes et on peut penser que pour certains (en particulier des sols faiblement surconsolidés) même les meilleures conditions de prélèvement entraîne un certain remaniement.

III.5.2. Valorisation des sondages :

On doit s'efforcer à valoriser les sondages carottés, qui sont des essais onéreux, par les techniques complémentaires suivantes :

- ✓ Reconnaissance diagraphique au moyen des sondes descendues dans les trous de forage qui permet parfois de faire apparaître les surfaces de glissement.
- ✓ Essai pressiométrique avec concentration au voisinage de la surface de rupture lorsqu'on a une première idée sur celle-ci.
- ✓ Mise en place des tubes piézométriques dans les sondages verticaux.
- ✓ Mise en place dans un certain nombre de forages verticaux des tubes de déformation permettant de suivre l'évolution du glissement et de repérer avec précision la surface de glissement.

III.5.3. Les essais géotechniques :

Il s'agit de caractériser, sous l'angle mécanique, les terrains constituant la zone instable, et plus précisément la zone de faiblesse au droit de laquelle passe la rupture.

Compte tenu de l'hétérogénéité fréquente des terrains rencontrés dans les zones de glissement, il est toujours difficile d'attribuer des caractéristiques mécaniques précises aux formations inventoriées. On s'efforce donc, à des essais variés et en nombre suffisant, de définir des fourchettes de valeurs qui fourniront une définition statistique acceptable de ces caractéristiques. Par ailleurs, le repérage géométrique de la surface de glissement peut souvent être corroboré par les caractéristiques mécaniques du milieu; ainsi on assiste généralement à une chute de résistance, et une augmentation de la teneur en eau, au voisinage de la surface de rupture.

D'une façon générale, les caractéristiques mécaniques sont, pour les mêmes terrains, plus faibles en moyenne dans la masse en mouvement que dans le soubassement intact et stable. Ce fait offre un repérage complémentaire indirect de la zone concernée par l'accident.

III.5.3.1. Les essais au laboratoire :

A partir des échantillons intacts prélevés par carottage, on définit les poids spécifiques, la teneur en eau naturelle, degré de saturations, les limites d'Atterberg, la granulométrie, la résistance au cisaillement (C' et φ' : à long terme, C_u et φ_u à court terme).

III.5.3.2. Les essais in-situ : (pressiomètre, pénétromètre, scissomètre)

Compte tenu de l'hétérogénéité mécanique des terrains d'une zone instable, les essais in-situ sont particulièrement adaptés, ils sont relativement peu onéreux et d'exécution rapide. Parfois, la mise en œuvre de certains essais se trouve compliquée par la présence, dans la masse instable, de blocs durs répartis de façon anarchique, qui stoppent l'avancement des outils, ceci concerne plus particulièrement le pénétromètre, même léger et le scissomètre.

III.5.4. La prospection géophysique :

Elle fournie dans certain cas, un moyen d'investigation intensif et économique. Toute fois cette technique de recherche doit être toujours corroborée par des sondages et essais géotechniques.

III.6. Synthèse des informations disponibles :

A chaque stade de la recherche, les données géométriques et mécaniques du site instable se précisent. La géométrie du glissement peut être visualisée par des coupes sériées passant par les sondages et les essais in-situ, il devient peu à peu possible de dégager une hiérarchie des causes de la rupture ainsi que les grandes lignes des remèdes envisageables.

III.7. Calcul de stabilité :

Dès lors que l'on dispose d'une bonne définition de la géométrie du glissement, ainsi que des caractéristiques mécaniques des terrains concernés, un calcul de stabilité devient possible. Le principal intérêt de ce calcul réside dans l'estimation à partir de la valeur du coefficient de sécurité F qui sera obtenu, du degré d'instabilité du site et, à partir de la, l'étude des diverses dispositions confortatives envisageables.

Chapitre IV : Calcul de stabilité**IV.1. Objectifs et principes de base d'un calcul de stabilité :**

Un calcul de stabilité peut être effectué sur un versant dans deux circonstances bien distinctes : avant ou après apparition de glissement.

IV.1.1. Sur un versant apparemment stable :

L'objectif d'un calcul de stabilité est de définir la surface de glissement qui parmi , l'infinité de surfaces de rupture envisageables, aurait le plus de chance d'apparaître. La méthode de calcul, consiste à tester le plus grand nombre de surfaces de rupture possibles.

Pour chaque surface testée, on effectue un calcul de stabilité, lequel fournit la valeur du coefficient de sécurité F . Après un nombre suffisant de surfaces testées, la plus petite des valeurs de f obtenues, définit le coefficient de sécurité de site étudié. La surface testée qui lui correspond, et donc la surface de rupture la plus probable pour le site considéré.

Ainsi, le calcul de stabilité préalable à toute rupture effective permet :

- ✓ D'apprécier la marge de sécurité dont dispose le versant coïnciderais-à-vis de la rupture.
- ✓ De définir la zone la plus menacée du site et la géométrie d'une rupture éventuelle.
- ✓ D'examiner le risque associé à la réalisation sur ce site de certains travaux (terrassement, construction...etc.)

Le calcul de stabilité permet aussi de choisir les paramètres de définition des ouvrages, qui sont projetés d'être réalisés sur un versant, par exemple le cas

- ✓ Du choix de l'angle de talutage d'une fouille en déblai.
- ✓ Du choix du matériau, des conditions de mise en œuvre et de l'angle de talutage d'un remblai ou une digue.
- ✓ Du choix des caractéristiques d'un mur de soutènement.

IV.1.2. Sur un versant ou un glissement apparu :

Le calcul de stabilité permet de chiffrer la valeur de F correspondant à la rupture observée, et donc d'apprécier la marge qui sépare l'état actuel de versant de l'état d'équilibre. En principe, on connaît dans ce cas, par les investigations la valeur des paramètres à introduire dans les calculs : géométrie de la surface de rupture, forces extérieures à prendre en compte, caractéristique géotechniques des terrains sur la surface de glissement.

L'intérêt du calcul tient ici aux points suivants :

- ✓ Il permet d'analyser le mécanisme de la rupture en comparant l'importance relatives des forces en présence et donc parmi plusieurs causes possible, de repérer celle qui jouent un rôle décisif dans l'apparition de la rupture.
- ✓ Il permet de définir les dispositifs confortatifs .

Le calcul permet donc d'éviter les grossières erreurs d'appréciation auxquelles peut conduire une approche purement naturaliste.

IV.1.3. schéma de base d'une rupture rotationnelle :

le calcul à la rupture est basé sur le schéma général suivant (Figure IV-1) sous l'action des forces qui lui sont appliquée, une masse de terre se met en mouvement par rapport à une assise qui reste fixe. une surface de rupture continue prend naissance quand, en tout ces point, la résistance au cisaillement du terrain a été atteinte

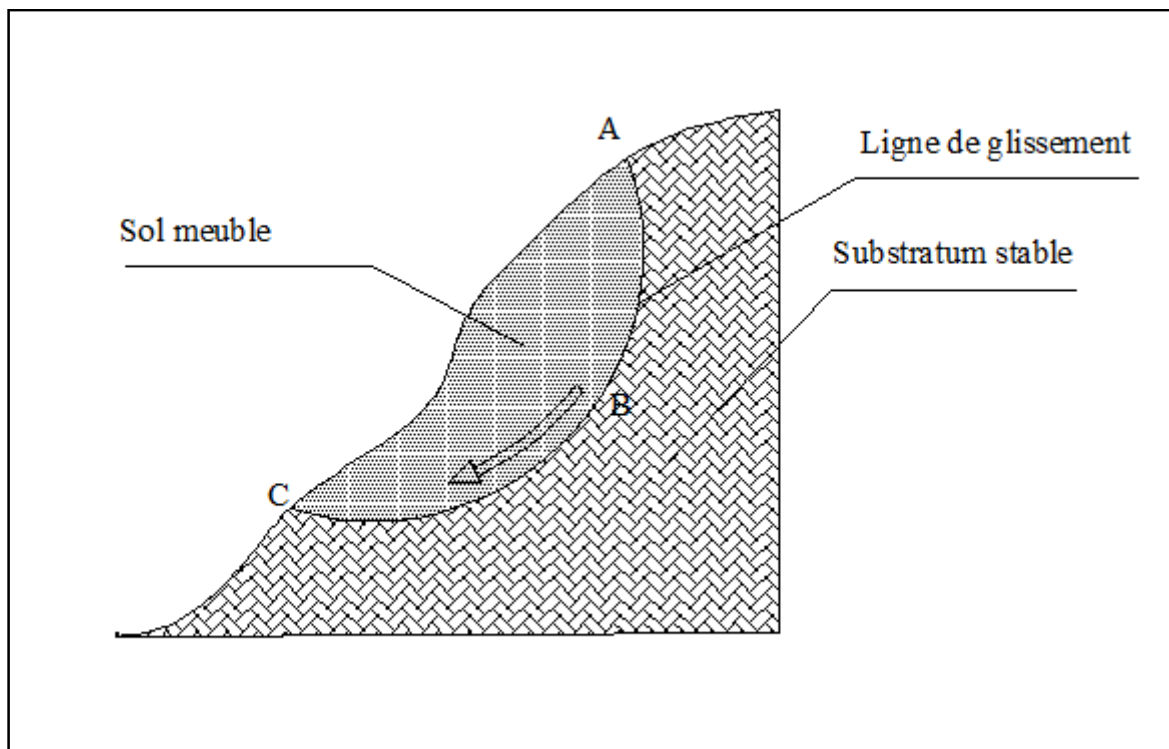


Figure IV-1 : Schéma de base d'un glissement rotationnel

Le calcul de stabilité consiste donc à étudier l'équilibre de corps sous l'action des divers forces qui lui sont appliquée. la ligne ayant souvent une allure circulaire, les ruptures sont alors dites rotationnelles.

Les calculs à la rupture font principales appel à deux méthodes distinctes :

- ✓ La méthode dite globale.
- ✓ La méthode des tranches.

Les programmes informatiques de calculs actuellement disponibles ont été établis à partir de l'une de ces méthodes.

Il convient auparavant de préciser la signification du coefficient de sécurité F qu'on introduit dans les calculs.

IV.1.4. Définition du coefficient de sécurité :

Plusieurs approches ont été proposées présentant chacune des avantages et des inconvénients. Nous nous contenterons de mentionner les définitions les plus courantes.

a) Définition de Fröhlich :

Soit M_1 moment résistant maximum, qui peut être mobilisé par cisaillement du terrain.
 M_2 le moment qui sollicite la masse à pivoter.
 Soit F le coefficient de sécurité.

Donc :

$$F = \frac{M_1}{M_2}$$

Cette définition, suppose une rupture circulaire, offre l'avantage de faire apparaître les moments antagonistes en présence.

b) Définition de Bishop:

Soit T_{max} la résistance maximale au cisaillement.
 T_2 la contrainte de cisaillement sur la courbe de glissement potentielle *CMD*. Bishop définit le coefficient de sécurité par le rapport :

$$F = \frac{T_{max}}{T_2}$$

$$T_{max} = C + \sigma * \tan \varphi$$

Tel que :

C : la cohésion.

φ : l'angle de frottement interne.

σ : la contrainte normale.

c) Définition de Fellenius :

Fellenius considère que l'équilibre limite de masse sur la courbe de glissement **CMD** est atteinte lorsque le système des forces extérieures qui lui est appliqué mobilise les fractions **$\tan \varphi / F$** et **C / F** des valeurs de frottement et de cohésion de milieu.

A partir des équations d'équilibre de la statique, on peut obtenir une expression de **F** en fonction de divers paramètres définissant le site étudié.

La définition de Fellenius est la plus couramment adoptée en raison de sa commodité d'utilisation. Certains auteurs ont tenté de la perfectionner en prenant des coefficients de sécurité **F_s** , et **F_c** pour **$\tan \varphi$** et **C** .

Il reste que la valeur des caractéristiques varient le long de **CMD** (milieu naturel hétérogène) ce qui est particulièrement gênant pour une définition réellement représentative de **F**. Lorsqu'on dispose d'un nombre suffisant d'essais géotechnique représentatifs de la zone de terrain voisin de la courbe **CMD**.

On s'efforce de tourner la difficulté en adoptant des valeurs moyennes de **$\tan \varphi$** et **C** acceptable de la courbe **CMD**.

IV.1.5. Calcul à court terme et à long terme :

Pour la majorité des versants, on a affaire à des milieux fins, argileux et saturés. Les conditions de drainage au moment de la rupture conditionnent donc la résistance du milieu. Aussi, en règle générale, il convient toujours d'effectuer successivement les deux modes de calculs:

- Un calcul à partir des caractéristiques non drainées correspondant au comportement à court terme, caractérisé par la cohésion non drainée **C_u** et par l'angle de frottement non drainé (**$\varphi_u = 0$**).
- Un calcul à partir des caractéristiques drainées correspondant au comportement à long terme, caractérisé par la cohésion effective **C'** et par l'angle de frottement interne effectif **φ'** .

Les calculs de stabilité à long terme se font en contrainte effective à l'aide des paramètres effectifs **C'** et **φ'** en tenant compte de la pression interstitielle d'où deux valeurs de **F** : (**F** à court terme) et (**F** à long terme), la plus petite des ces deux valeurs représente la stabilité réelle du site.

Sur un site en cours d'aménagement, il faut aussi se rappeler que la valeur de **F** peut rapidement changer en fonction des phases de travaux.

Ainsi, on peut avoir une valeur faible de F lors d'un terrassement rapide en milieu fin et aquifère, jusqu'à ce que la nappe, initialement haute, ait eu le temps de se rabattre ce qui entraîne une amélioration de la stabilité.

IV.2. Les calculs à la rupture :

Les calculs à la rupture supposent que le terrain se comporte comme un solide rigide-plastique (ou rigide-rupture). Le critère de plasticité (ou de rupture) est défini par une loi classique (Mohr-Coulomb en général). Ce critère est atteint au niveau de la limite du volume étudié (surface de rupture potentielle).

IV.3. Les calculs en contraintes-déformations :

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 pas non plus d'évaluer les déformations ; ils ne permettent donc pas d'avoir des éléments pour comprendre les déplacements enregistrés sur le terrain.

Les calculs en contraintes-déformations sont beaucoup plus lourds à mettre en œuvre que les calculs à la rupture. Ils nécessitent la connaissance des lois de comportement des matériaux et des contraintes initiales dans le massif, de plus ils ne conduisent pas à des résultats aussi faciles à analyser que les calculs à la rupture (un coefficient de sécurité), c'est pourquoi ces derniers sont encore largement utilisés.

IV.4. Calcul de stabilité en rupture circulaire :

IV.4.1. Méthode globale : [1]

Dans cette méthode de calcul on suppose que le milieu est homogène et isotrope défini par , γ , φ , c et u . si le milieu est aquifère. Elle consiste à étudier l'équilibre de la masse considérée comme un solide indéformable sous l'action de système de forces qui lui est appliqué.

Le calcul est effectué en admettant que le corps est en équilibre limite; c'est à dire que la rupture est sur le point de se produire, et donc que la résistance au cisaillement sur la ligne de glissement se trouve totalement mobilisée, à partir de là on est ramené à un problème statique élémentaire. L'hypothèse la plus simple et la plus courante consiste à assimiler la ligne de glissement à un arc de cercle de centre O et de rayon R . le moment du corps se ramène alors à une rotation autour de centre O .

- Les moments qui favorisent la rotation dénommés *moments moteurs* ou (négatifs). Ils tendent à faire tourner le corps.
- Les moments agissent en sens Inverse, nommés *moments stabilisateurs* ou résistants

(positifs). s'oppose à la rotation.

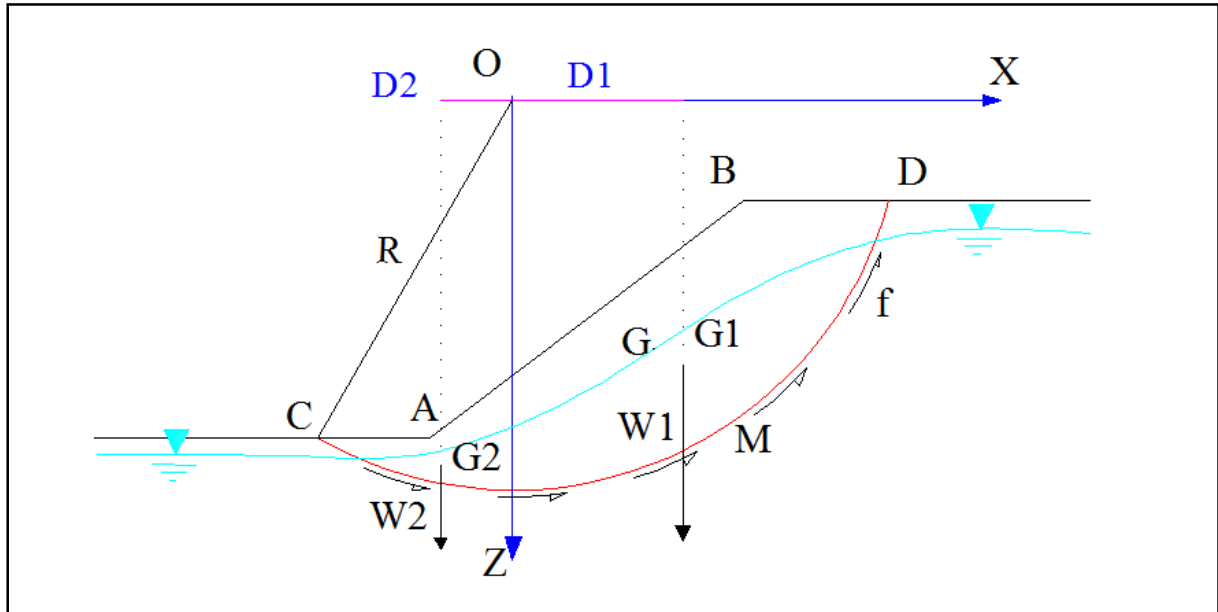


Figure IV-2 : Principe de la méthode globale

Les forces qui donnent naissance à des moments positifs appartiennent à deux familles:

- Certaines forces extérieures appliquées au corps, elles jouent un rôle stabilisateur *actif*
- Les forces de résistance au cisaillement du terrain le long de la ligne de glissement; elles jouent un rôle stabilisateur *passif*.

➤ **Les forces actives :**

- Le poids W du corps (I) qui est appliqué au centre de gravité $G1$.

On suppose que (oz) l'axe vertical qui sépare le corps en deux parties avale et amont.

Donc la partie amont crée un moment négatif ($D1 * W1$) ; $D1$ est le bras de levier de poids de la partie amont par rapport à O . elle joue un rôle moteur important dans le déclenchement de glissement.

La partie avale crée un moment positif ($D2 * W2$). Elle forme une butée à la précédente.

On constate l'intérêt qu'il y a à protéger le pied d'un versant des terrassements, des affouillements.

- La force de courant R_u :

En premier lieu, il est indispensable d'avoir d'abord une bonne connaissance de mode d'écoulement de la nappe (tubes piézométriques en nombre suffisant) puis la représentation globale de l'écoulement.

Le calcul de R_u est effectué pour le volume V délimité d'une part par la surface

piézométriques de la nappe, d'autre part par la surface de glissement présumée. Mais la connaissance de l'écoulement, et donc de i (le gradient hydraulique) est souvent modeste. Ceci conduit le calculateur à remplacer l'écoulement réel inconnu par un schéma arbitraire qui s'en rapproche. Ce mode de prise en compte n'est intéressant que lorsque l'écoulement est uniforme (i constante). C'est ainsi qu'on admit des lignes de courant parallèles entre elles et faisant un angle constant λ avec l'horizontale, dans ce cas ($i = \sin \lambda$), La résultante a la même orientation que les lignes de courant et vaut:

$$R_u = \gamma_w * \sin \lambda$$

Pour comprendre l'importance du rôle joué par la pression de courant en tant que facteur d'instabilité, il est intéressant de comparer la valeur des moments créés d'une part par R_u d'autre part par le poids W agissant sur la même particule solide de volume V .

- force élémentaire de courant agissent sur la particule

$$dR_u = \gamma_w * i * dV$$

- poids immergé de la particule

$$dW = \gamma' * dV$$

Le rapport des moments par rapport au centre 0 :

$$\frac{MdR_u}{MdW} = \frac{\gamma * \sin \lambda * \sin (\theta + \lambda)}{\gamma * \cos \theta}$$

On constate que, le moment dû à la pression des courant est toujours négatif c'est à dire qu'il est moteur.

➤ } Les forces de résistance au cisaillement :

La résistance au cisaillement en un point M du cercle de glissement CMD est donnée par la loi de coulomb. Ainsi pour un milieu cohérent et frottant, on peut décomposer la résistance au cisaillement le long de la ligne de glissement en deux parties:

- La résistance due au frottement.
- La résistance due à la cohésion .

❖ Résultante C des forces de cohésion est égale à $(c * dl)$ Elle agit selon la tangente et en sens inverse de glissement. Si on admet que la valeur de c soit constante en tout les points de l'arc de glissement (ab) implique :

$$C = c * ab = 2 * c * r * \sin \theta$$

Tel que : r : rayon de la courbe.

α : le demi-angle de l'arc

Si c varie le long de la ligne de rupture, on fait l'étude à l'aide de méthode des tranches.

❖ Résultante de forces de frottement :

Le corps est supposé en équilibre limite, la contrainte de frottement f qui agit sur un élément dl fait l'angle φ avec la normale de cercle de glissement.

On peut décomposer la valeur de f en deux composantes: tangentielle T et normale N .
Tel que :

$$n = \sigma' * dl$$

$$N = \int_a^b \sigma' * dl$$

$$T = \int_a^b \sigma' * \tan \varphi * dl = N * \tan \varphi$$

IV.4.2. Les méthodes des tranches : [4]

➤ Calcul du coefficient de sécurité d'une surface de rupture potentielle :

Les terrains sont rarement homogènes et isotropes et l'utilisation de la méthode globale est donc limitée. Les méthodes dites de tranches sont souvent utilisées.

Le principe est de découper le volume étudié en un certain nombre de tranches (en général verticales).

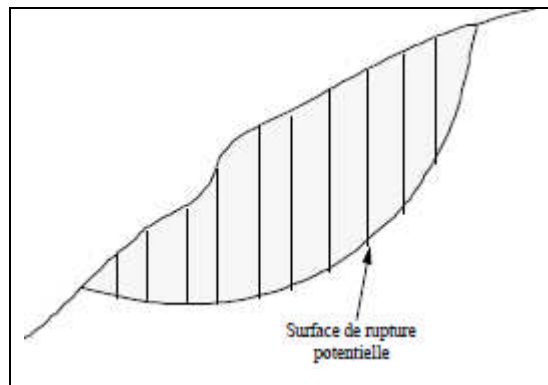


Figure VI-3: Calcul par la méthode des tranches

En général les surfaces de rupture considérées sont des cercles, mais certaines méthodes de tranches (Sarma, par exemple) ne nécessitent pas cette hypothèse.

L'équilibre de chaque tranche i est examiné en effectuant le bilan des forces :

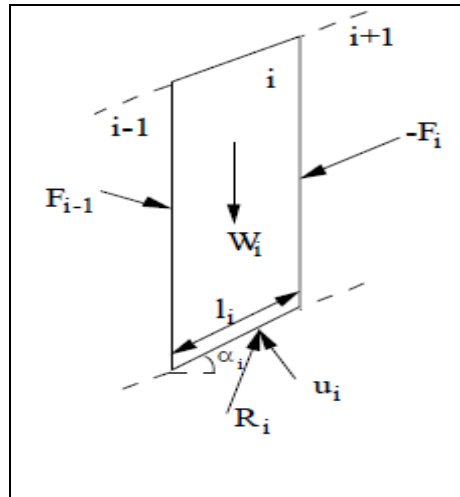


Figure VI-4: Bilan des forces sur une tranche

- 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 intertranches entre la tranche i étudiée et les tranches $i-1$ et $i+1$: F_{i-1} et F_i .

Examinons le problème en deux dimensions. Si le volume est découpé en n tranches (donc $n-1$ intertranches).

Les inconnues sont :

- F_i : intensité, inclinaison, point d'application $\Rightarrow 3 (n-1)$ inconnues.
- R_i : intensité, inclinaison, point d'application $\Rightarrow 3 n$ 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 $\Rightarrow 3 n$ équations ;
 - le critère de rupture : relation de Mohr-Coulomb $N_i = \frac{T_i \tan \phi}{F} + \frac{c l_i}{F} \Rightarrow n$ équations

Il y a donc $4n$ équations.

Il y a $2n-2$ inconnues de plus que d'équations. Les différentes méthodes de tranches diffèrent 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 rajoutent 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 intertranches est nulle. Dans cette méthode l'équilibre des moments dans la tranche n'est pas respecté. Le coefficient de sécurité a pour expression :

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n c'_i \cdot l_i + (W_i \cdot \cos \alpha_i - u_i \cdot l_i) \cdot \tan \varphi_i}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

Ce coefficient de sécurité est le rapport du moment résistant pour l'ensemble du cercle au moment moteur, mais on obtient la même expression en prenant le coefficient de sécurité comme le coefficient réducteur appliqué à $\tan \varphi$ et c et en supposant que le rapport du moment résistant au moment moteur est égal à l'unité pour le cercle de glissement envisagé (définition 1). 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 :

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n c'_i \cdot l_i + (N_i - u_i \cdot l_i) \cdot \tan \varphi'_i}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

Avec :

$$N_i = \frac{W_i - \sin \alpha_i / F (c'_i \cdot l_i - u_i \cdot l_i \cdot \tan \varphi'_i)}{\cos \alpha_i \cdot (1 + \tan \varphi'_i \cdot \tan \alpha_i / F)}$$

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) .
- ✓ **Morgenstern et Price** (rapport de la composante horizontale à la composante verticale des forces intertranches = $\lambda \cdot f(x)$) .
- ✓ **Sarma** (introduction d'un paramètre supplémentaire : accélération verticale).
- ✓ **Perturbations** (méthode proposée par Raulin du *LCPC*).

IV.5. Recherche du coefficient de sécurité du talus :

Nous avons décrit dans les paragraphes précédents 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 circulaire, la recherche pourra se faire de manière systématique en faisant varier le centre du cercle aux nœuds d'une grille rectangulaire définie à l'avance et en faisant également varier les rayons des cercles. Il existe de nombreux logiciels permettant de traiter ces problèmes. Certains logiciels proposent des procédures de recherche automatique du centre du cercle le plus défavorable.

Certains autres sont basés sur une extension des méthodes de tranches en 3D (le volume est alors découpé en colonnes et plus en tranches). Les coefficients de sécurité tridimensionnels sont supérieurs aux coefficients de sécurité bidimensionnels.

IV.6. 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 court 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.

IV.7. Choix du coefficient de sécurité :

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

- être dans un état éloigné de la rupture. Le 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 propriétés 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 un coefficient d'ignorance.

La valeur de F adoptée 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 (grand risque). Pour certains sites particuliers (carrières, mines à ciel ouvert, talus en cours de construction), le 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.

Chapitre V : Les méthodes de confortement [3]**V.1. Introduction :**

Le géotechnicien qui est amené à intervenir sur un problème de glissement de terrain dans diverses circonstances peut avoir affaire à :

- a) un versant naturel en mouvement lent.
- b) un glissement qui s'est produit et a déplacé des masses de sol.
- c) l'étude de la réalisation d'un remblai ou d'un déblai sur un terrain stable.
- d) l'étude de travaux neufs sur un versant en limite de stabilité.

Dans le premier cas, (a), les objectifs seront de prévoir l'évolution du mouvement, d'établir un projet de stabilisation ou de définir un dispositif de surveillance. Dans le cas (b), il s'agit de stabiliser le versant et de réparer ce qui a été endommagé. Dans les cas (c) et (d) l'accent est mis sur l'évaluation de la stabilité du projet, la définition des étapes de construction et la stabilité d'ensemble du site.

Deux possibilités se présentent face à un problème de stabilité : éviter ou arrêter le mouvement.

a- Eviter le mouvement :

Cette première solution consiste à s'affranchir des mouvements du glissement sans les empêcher. Ceci peut se faire de plusieurs façons.

- a) déplacer l'ouvrage endommagé en dehors de la zone en mouvement . Cette façon simple pour s'affranchir des glissements est d'implanter le bâtiment, l'ouvrage d'art ou la route en dehors de la zone en mouvement, lorsque cela est possible comme par exemple, reconstruire la route sur le versant opposé de la vallée. Lorsqu'il n'est pas possible de dévier le tracé de la voie ou de construire en dehors de la zone instable, il faut :
- b) concevoir l'ouvrage afin qu'il ne soit pas endommagé par le glissement soit en résistant aux efforts induits par le mouvement, soit en dissociant la structure utile des fondations de l'ouvrage. Dans le premier cas l'estimation des efforts sur la fondation est difficile. Des évaluations de forces en présence permettent d'avoir une idée des sollicitations maximales à reprendre.
- c) mettre en place un dispositif de surveillance afin qu'il avertisse en cas de risque pour la sauvegarde des vies humaines ou des structures.

b-Arrêter le mouvement :

Cette deuxième solution, la plus couramment employée, consiste à stabiliser le versant par l'emploi de diverses techniques que ce chapitre se propose de présenter.

Les coefficients de sécurité recommandés, à prendre en compte dans le dimensionnement des ouvrages, sont $F = 1,5$ dans le cas général d'un ouvrage de confortement préventif ou si les techniques de stabilisation utilisées sont susceptibles de perdre de leur efficacité avec le temps. Dans le cas d'un glissement actif qu'on vient stabiliser, et moyennant une bonne connaissance du site, on peut se contenter d'une valeur $F = 1,3$ pour le coefficient de sécurité, après une analyse à rebours calée à 1. Un gain de 20 à 30% de la valeur du coefficient de sécurité semble, en général, suffisant.

L'étude de stabilisation consiste en la détermination du dispositif de confortation. Pour cela, l'ingénieur peut envisager d'utiliser et/ou de combiner plusieurs types d'actions.

Dans le cas de stabilisation de la pente, l'ingénieur a trois grands types d'action :

- le remodelage de la pente où il cherche à rééquilibrer les masses en mouvement,
- le drainage pour éliminer tout ou partie de l'eau,
- le renforcement où la mise en place de dispositifs permet de reprendre à travers les structures de ces dispositifs, une partie des efforts déstabilisateurs.

V.2. Remodelage de la pente :

La stabilité dépendant directement de la géométrie du versant, le terrassement reste le moyen d'action le plus naturel. On peut distinguer trois groupes de méthodes de stabilisation par terrassement :

- les actions sur l'équilibre des masses : allégement en tête, remblai en pied.
- les actions sur la géométrie de la pente : purge et reprofilage.
- les substitutions partielles ou totales de la masse instable.

V.2.1. Remblai de pied :

Le chargement en pied d'un glissement est une technique souvent utilisée et généralement efficace. L'ouvrage, également appelé butée, agit par contre-balancement des forces motrices. Pour qu'il soit efficace, il faut réaliser un ancrage dans les formations en place sous la surface de rupture. La réalisation se fait par plots pour éviter une suppression totale des forces résistantes. Le dimensionnement doit justifier de la stabilité au glissement sur la base et de la stabilité au grand glissement. Mais en pratique, c'est la stabilité le long de la surface de rupture du glissement déclaré qui conditionne les dimensions de l'ouvrage. La stabilité au

grand glissement tient compte des risques de reprise des mouvements en amont et en aval. On utilise en général un matériau drainant pour la constitution du remblai de pied.

On ne dimensionnera pas ce remblai de pied par l'étude d'une seule courbe de rupture, celle la plus défavorable sans remblai de pied, car la présence de ce remblai déplace, comme dans beaucoup de solutions confortatives, la courbe de rupture la plus probable.

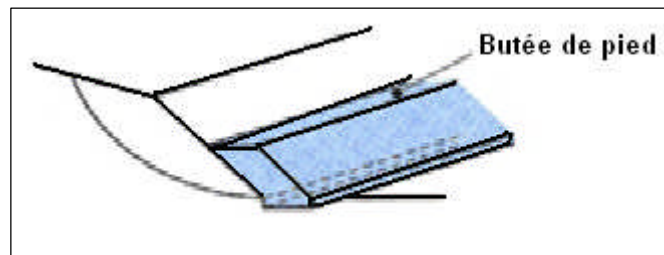


Figure V-1: La butée de pied

V.2.2. Allègement en tête :

L'allègement en tête de glissement consiste à venir terrasser dans la partie supérieure du glissement pour diminuer le poids moteur. La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de géométrie en tête. On peut également substituer le matériau terrassé par un matériau léger (polystyrène, nidaplast, etc.)

L'allègement en tête peut aussi être obtenu par raidissement de la pente en employant un matériaux de même poids, mais de caractéristiques plus fortes comme le texol.

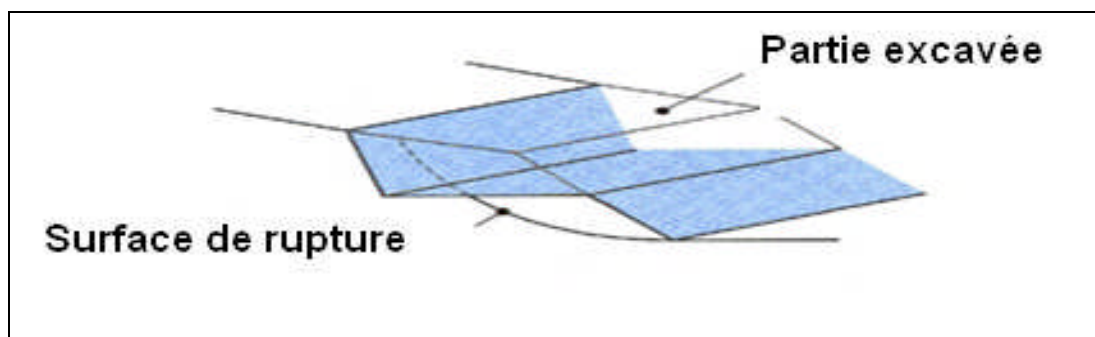


Figure V-2: Allègement en tête

V.2.3. Reprofilage :

Pour augmenter la stabilité d'un talus on peut assez simplement adoucir la pente du terrain naturel. Le procédé s'apparente à l'allègement en tête

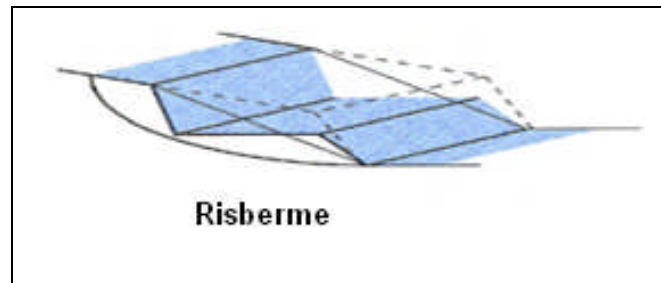


Figure V-3: Reprofilage

Ce type de traitement est couramment utilisé pour les talus de déblai. L'exécution de risbermes présente les avantages d'améliorer la stabilité et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou des travaux complémentaires. Cependant l'adoucissement de la pente est en général mal adapté aux versants naturels instables car il met en jeu des volumes très importants ou est rendu impossible par les constructions déjà présentes sur la pente.

V.2.4. Purge et substitution :

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 stable comme cela est souvent le cas de glissements superficiels dans la frange d'altération d'un massif rocheux.

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

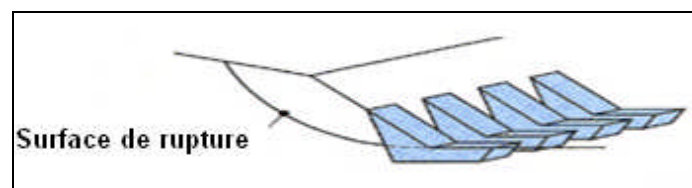


Figure V-4: Substitution partielle

La substitution des matériaux glissés nécessite la connaissance du volume concerné. On excave plus profondément que la surface de rupture et l'on réalise des redans afin d'assurer un bon accrochage entre le substratum et le sol d'apport. Enfin, la tenue des talus provisoires dépend des conditions de terrassement, de la météorologie, des hétérogénéités locales. Il est toujours préférable de travailler par plots de faible largeur et de ne pas maintenir de fouilles ouvertes longtemps.

V.3. Le drainage :

Très souvent, l'eau joue un rôle moteur déterminant dans les phénomènes de glissements. pressions interstitielles, au niveau de la surface de rupture. C'est donc en termes de diminution de pression interstitielle, et non de débit d'exhaure, qu'il faut évaluer l'efficacité d'un dispositif de drainage. En effet, un faible débit dans des matériaux peu perméables suffit souvent à diminuer des pressions internes importantes. Les différentes techniques qui peuvent être mises en œuvre pour atteindre cet objectif, la diminution des pressions interstitielles internes, relèvent de deux options fondamentales :

- éviter l'alimentation en eau du site.
- expulser l'eau présente dans le massif instable.

Le dimensionnement et l'efficacité d'un système de drainage dépend globalement des éléments suivants:

- la nature et l'hétérogénéité des terrains.
- la géométrie des couches aquifères.
- la perméabilité et l'anisotropie des sols.
- les alimentations et les exutoires.

Mais, compte tenu des difficultés pour déterminer ces points et de la pérennité, le dimensionnement d'un système de drainage est fait en vérifiant un coefficient de sécurité plus élevé que pour les autres techniques (terrassements, renforcements).

Le drainage d'un talus est, de loin, la meilleure façon d'augmenter sa stabilité. En effet, les forces mises en jeu sont d'un ordre de grandeur semblable à celles de l'équilibre.

Le drainage présente cependant deux inconvénients, qui peuvent être majeurs.

- L'impossibilité de le réaliser, ou un prix trop élevé.
- La pérennité du système qui peut induire des frais d'entretien élevés.

De plus, un système de drainage qui ne joue plus son rôle peut avoir des conséquences importantes, voire dramatiques, ayant donné une sécurité qui brusquement s'évanouit. C'est

pourquoi, les dispositifs de drainage nécessitent un entretien régulier qui commence par une visite régulière. A défaut, ils peuvent devenir totalement inefficaces.

On distinguera ci-après : les drainages de surface, les tranchées drainantes, les drains subhorizontaux, les puits et drains verticaux.

V.3.1. Contrôle des eaux de surface :

Les eaux peuvent provenir de sources, d'un défaut d'étanchéité sur un réseau d'adduction d'eau, sur un bassin de stockage à l'amont, ou plus simplement de l'impluvium et des eaux de ruissellement. En effet, les eaux de surface ont tendance à s'infiltrer dans les fissures, à stagner dans les zones de faible pente et elles aggravent ainsi une instabilité amorcée. Aussi les ouvrages de collecte des eaux (fossés, caniveaux, cunettes) et l'étanchéification des fissures de surface doivent être réalisés en première urgence dans de nombreux cas de glissements déclarés. Mais l'expérience montre que recouvrir une zone d'infiltration par une feuille plastique n'est qu'une solution très temporaire. Très rapidement, en un mois, le dispositif est déchiré par le vent et devient inefficace.

L'hydrologue chargé de rétablir les écoulements naturels utilise couramment des coefficients de ruissellement c de 0.1 à 0.3. Cela signifie qu'il sous entend que 70 à 90 % de l'eau de pluie qui tombe sur un bassin versant s'infiltré.

Cette eau infiltrée va être partiellement absorbée par la tranche de sol désaturée en fonction de son niveau hydrique et va, pour partie, alimenter les aquifères (tranche de sol où existe de l'eau libre).

Il est important, pour gérer une instabilité, de s'assurer que toutes les dispositions ont été prises pour limiter la quantité d'eau infiltrée, car celle-ci peut être importante. Les solutions de bonne gestion de la non infiltration du ruissellement sont à rechercher parmi les suivantes :

- a) éliminer les zones de stagnation : contrepente, creux ...
- b) favoriser le ruissellement en augmentant les pentes, mais attention à l'érosion (fermeture des surfaces, végétalisation).
- c) compacter les sols foisonnés.
- d) limiter les longueurs de cheminement de l'eau : création régulière de zones de recueil de l'eau et d'évacuation vers un réseau étanche : fossés à fil d'eau bétonnés, tranchées drainantes à fil d'eau imperméabilisé. Les écoulements suivant la pente sont recueillis par ces fossés, ou ces tranchées dont on veillera à l'étanchéité de leurs fils d'eau.

V.3.2. Drainage agricole :

Les exploitants des zones montagneuses connaissent bien cette technique de drains peu enterrés, qui récupèrent très vite l'eau de pluie. Ces drains évitent la formation d'une nappe de surface qui rencontrant la nappe de la pente provoque une montée brusque des pressions interstitielles. De nos jours, ces drains sont moins bien entretenus, ce qui augmente le nombre de mouvements de terrain en montagne.

V.3.3. Tranchées drainantes :

Les tranchées drainantes, sont des ouvrages couramment utilisés pour baisser le niveau de la nappe. Elles sont disposées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau. Le choix de l'implantation (dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèle au lignes de niveau, ou encore en épis) dépend des résultats de l'étude hydrogéologique.

Ces tranchées peuvent être réalisées de plusieurs façons :

- à la pelle mécanique : la profondeur de la tranchée peut atteindre 5 à 6 mètres sur une largeur de l'ordre du mètre.
- à la trancheuse, les profondeurs atteintes sont du même ordre de grandeur, la largeur de la tranchée est par contre réduite, de l'ordre de 30 cm.
- à la haveuse de paroi, les profondeurs atteintes sont plus importantes (jusqu'à 20 mètres).

En général les tranchées drainantes sont exécutées au moyen d'une pelle en rétro. Il peut être parfois nécessaire d'associer un BRH, voire dans certaines conditions, utiliser l'explosif.

Les difficultés majeures sont, outre les conditions de terrassement :

- la profondeur à atteindre.

L'idéal est que la hauteur de la tranchée recoupe sur toute sa hauteur l'aquifère à assainir. Le cas d'application idéal est donc le cas 2 d'un aquifère instable sur un substratum imperméable quand l'épaisseur de l'aquifère n'est pas trop importante. Une profondeur de 4 mètres constitue un seuil en deçà duquel il est préférable de se trouver. Il pourra être intéressant d'avoir recours à des préfoilles. Pour des profondeurs supérieures à 6m, on aura recours à des techniques de paroi drainante développée ci-après.

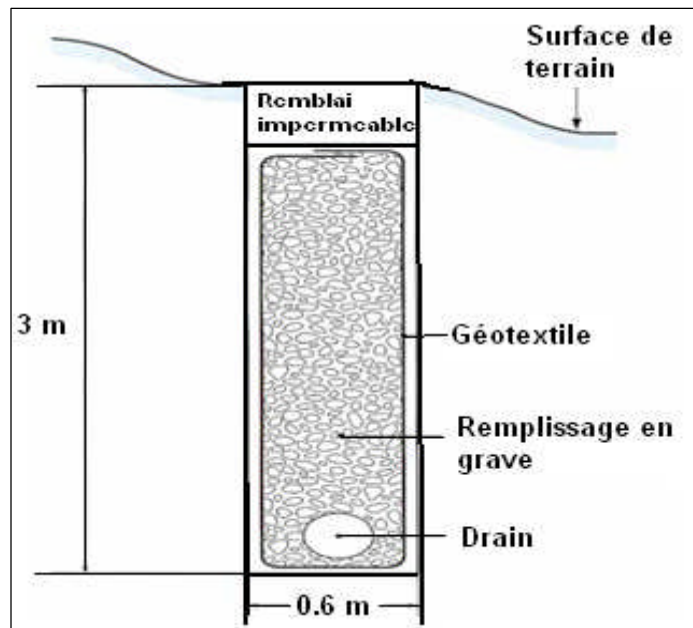


Figure V-5: Coupe type d'une tranchée drainante

V.3.4. Drains subhorizontaux :

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

La technique consiste à réaliser de nombreux forages avec une faible pente sur l'horizontale (2° à 5°) et à y placer des tubes crépins.

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. Les drains subhorizontaux sont disposés en un ou plusieurs faisceaux ou plus simplement en lignes.

Cette technique s'emploie dans de nombreuses configurations de glissement et dans de nombreuses formations géologiques.

Cependant, les terrains très peu perméables s'y prêtent mal ; en effet, le rayon d'action des drains est dans ce cas très faible. Les drains subhorizontaux permettent en particulier de drainer des couches et des poches aquifères, éventuellement en charge, et des circulations d'eau localisées (dans des fractures, dans des couches de faible épaisseur).

Le bon fonctionnement des drains nécessite :

- une protection contre le gel à la sortie des drains.
- une lutte contre le colmatage (utilisation de jets d'eau sous pression, d'acide oxalique pour dissoudre des dépôts calcaires, etc.).

- un entretien du système de collecte des eaux d'exhaure.

V.3.5. Masques et éperons drainants :

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 sortes 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.

V.3.6. Drains verticaux, galeries drainantes :

Les puits drainants équipés de pompes, installés en ligne, constituent un écran drainant, à condition bien sûr que la maintenance soit correctement assurée. Le forage de drains subhorizontaux depuis le fond de puits de gros diamètre permet d'accroître leur rayon d'action.

Les drains siphons sont des forages verticaux équipés d'un système d'évacuation de l'eau par siphonage vers un point bas du versant (de cote inférieure à celle du fond de forage).

V.4. Introduction d'éléments résistants :

On entend par éléments résistants les structures telles que :

- ✓ murs de soutènement.
- ✓ tirants d'ancrage et murs ancrés.
- ✓ clouages par des barres, des micros pieux.
- ✓ rangées de pieux, de barrettes ou de profilés métalliques.

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

V.4.1. Ouvrages de soutènement :

On peut distinguer deux types d'ouvrages de soutènement : les ouvrages rigides et les ouvrages souples.

a) ouvrages rigides :

Les ouvrages rigides ne sont pas les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain puisqu'ils ne permettent pas de déplacement du sol. Aussi, quand l'ouvrage est

suffisamment ancré et résistant vis-à-vis des efforts qui lui sont appliqués, il est fixe. L'état limite atteint par le sol en compression en amont est un état de butée puisque le sol se déplace plus vite que l'écran. Les efforts qui en résultent sont très importants.

b) ouvrages souples :

Il s'agit de murs construits à partir d'éléments préfabriqués : murs en blocs préfabriqués, murs cellulaires, talus renforcés par géotextiles, armatures métalliques ou synthétiques, etc.

Ces ouvrages fonctionnent comme des massifs poids. On les dimensionne en vérifiant la sécurité vis-à-vis de deux mécanismes de rupture : la rupture interne (la méthode de calcul dépend du type d'ouvrage et de la modélisation de l'interaction sol-structure) et de la rupture externe.

L'ouvrage a une fonction locale, il protège une route par exemple, mais il suit le mouvement et sa déformabilité lui permet de le faire sans grand dommage. Les murs en terre armée de la route d'accès au tunnel du Fréjus se déplacent vers la vallée. C'est la présence d'un point fixe qui a entraîné des désordres.

Ces techniques, qui supportent des déformations du sol, sont couramment utilisées pour traverser des zones à évolution lente, impossible à arrêter au vu de leurs dimensions. Les calculs sont menés pour vérifier la stabilité interne et on vérifie que la stabilité générale n'est pas trop perturbée par la présence de l'ouvrage. La stabilité locale est en général assurée par le caractère monolithique de l'ouvrage

V.4.2. Tirants d'ancrages :

Le principe consiste à réduire les forces actives du glissement et à accroître les contraintes normales effectives sur la surface de rupture. Pour ce faire, on ancre des tirants constitués de câbles 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 du terrain par l'intermédiaire de plaques ou de petits massifs en béton armé. 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 du coefficient de sécurité ;
- ❖ qu'on justifie le choix et les caractéristiques des tirants.

Le premier point nécessite la réalisation d'une étude de stabilité

Dans le cas d'un glissement à trois blocs, comme représenté sur la figure suivante :

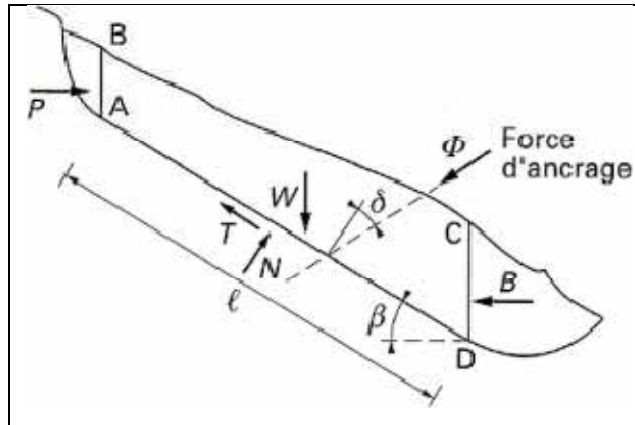


Figure V-6 : Stabilisation par ancrages précontraints : dimensionnement d'un tirant à l'aide d'un modèle à trois blocs

Les calculs sont assez simples et peuvent être conduits de la façon suivante. La masse instable peut être assimilée au bloc ABCD avec un état de poussée sur AB (force P) et de butée sur CD (force B). Si l'on suppose que le terrain est homogène et sec, le coefficient de sécurité initial est donné par :

$$F = \frac{c'l + (W \cos \beta + B \sin \beta - P \sin \beta) \tan \varphi'}{W \sin \beta + P \cos \beta - B \cos \beta} = \frac{\text{numérateur } a}{\text{dénominateur } b}$$

Avec c' et φ' caractéristiques de cisaillement du sol.

Si l'on applique un effort d'ancrage ϕ , le coefficient de sécurité devient :

$$F + \Delta F = \frac{a + \phi \cos \delta \tan \varphi'}{b - \phi \sin \delta}$$

Pour une valeur ΔF à atteindre, on peut minimiser l'effort d'ancrage en faisant varier l'inclinaison. L'effort ϕ minimal est obtenu pour :

$$\delta = \arctan \frac{F + \Delta F}{\tan \varphi'}$$

Il est prudent de se réserver la possibilité de venir reprendre la tension dans les tirants, aussi bien en cas d'augmentation que de diminution de celle-ci. Pour ce faire, il est judicieux de prévoir un suivi régulier des déformations du terrain (par le biais de tubes inclinométriques) et quelques cales dynamométriques pour la surveillance des tensions dans les tirants.

V.4.3. Renforcement par inclusions :

Le renforcement par inclusions a été largement employé durant les dernières années comme une technique de stabilisation des pentes instables. La raison en est qu'il est aisé et rapide à mettre en œuvre et qu'il n'affecte pas la géométrie du site. On distingue habituellement deux catégories d'inclusions, en fonction de l'inertie des armatures utilisées :

- les clous et micro pieux, constitués d'une armature de faible inertie (barres ou profilés métalliques par exemple) et d'un coulis d'injection, et placés obliquement ou verticalement (figure V-7).
- les pieux et barrettes (fûts de béton armé, viroles en acier remplies de béton), qui sont des éléments de grande rigidité, mis en place verticalement.

V.4.3.1. Clous et micro pieux :

La stabilisation d'un glissement de terrain par **clouage** repose sur le principe suivant : la partie supérieure du massif en mouvement engendre une déformation des clous ; les efforts qui en résultent sont transmis par les clous au substratum, qui s'oppose alors au mouvement.

L'efficacité du clouage réside dans la mobilisation d'efforts de traction et de cisaillement dans le clou. Pour que ces efforts stabilisateurs soient mobilisés, il est nécessaire qu'il se produise des déplacements relatifs sol/clou. Le clouage a donc un effet progressif et des mouvements résiduels se produisent encore après le clouage.

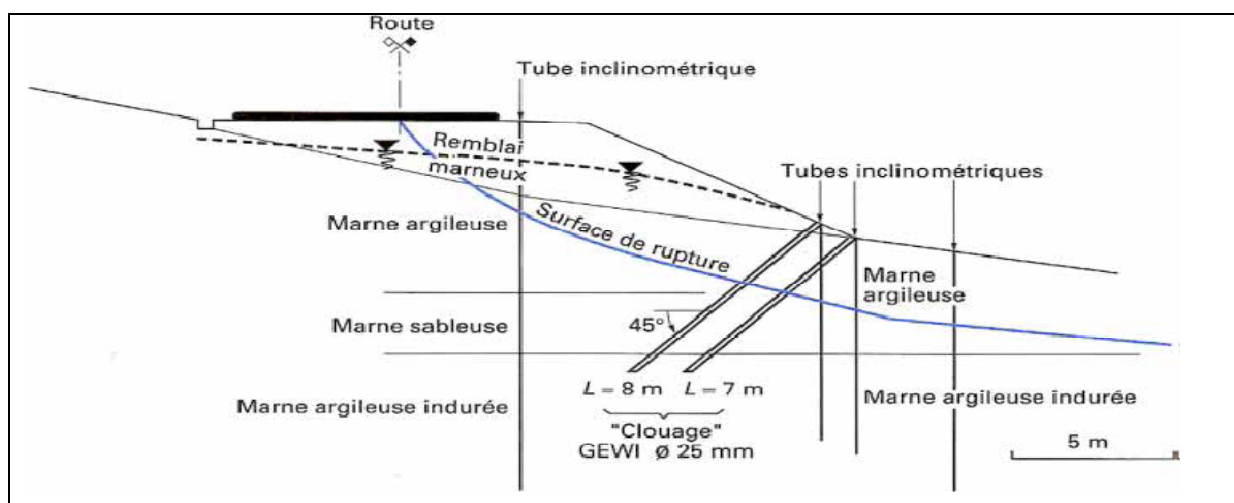


Figure V-7: Exemple de clouage d'un glissement

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

Le dimensionnement d'un ouvrage de confortement par clouage se fera en justifiant une sécurité suffisante vis-à-vis des risques de rupture, qui se situent :

- dans le clou (barre ou tube d'acier) par traction et /ou cisaillement.
- au contact sol/clou, dans la partie inférieure d'ancrage (arrachement du clou).
- dans le sol, le long de la surface de rupture par insuffisance d'efforts apportés par les clous.
- et bien entendu dans le sol, pour des glissements en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des clous), ou en aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, ou en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant.

On prend un coefficient de sécurité de **1,5** sur la résistance interne de l'armature en calculant la contrainte maximale susceptible d'être mobilisée en traction cisaillement ; on utilise des barres de section supérieure pour tenir compte d'une éventuelle corrosion. L'effort tangentiel entre le sol et le clou (interaction sol/clou) est majoré par l'effort limite Pq_s où P est le périmètre du clou et q_s le frottement latéral unitaire, lequel peut être évalué à partir d'essais d'arrachement ou d'essais pressiométriques ; là encore on prendra en compte un coefficient de sécurité de **1,5**.

V.4.3.2. Pieux et barrettes :

La stabilisation d'un glissement par des **pieux** ou des **barrettes** procède du même principe que précédemment. Mais, compte tenu de leur inertie importante, les pieux travaillent principalement en flexion/cisaillement quand les clous de faible inertie travaillent en traction/flexion. Généralement, on dispose deux ou trois rangées de pieux (tubes métalliques ou pieux en béton armé) dans le tiers central de la pente instable.

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

- dans le pieu par flexion/cisaillement.
- au contact sol/pieu, en sollicitation latérale du sol par le fût du pieu (plastification du sol).
- dans le sol, le long de la surface de rupture, par insuffisance d'efforts apportés par les pieux.
- dans le sol, si un glissement se produit en profondeur sous l'ouvrage (insuffisance de fiche des pieux), en aval si le clouage est placé trop en amont sur le versant, en amont si le clouage est placé trop en aval sur le versant.

On prend un coefficient de sécurité de **1,5** sur la résistance interne du pieu en calculant la contrainte maximale susceptible d'être mobilisée en flexion/cisaillement. Le déplacement du sol en glissement mobilise latéralement le pieu qui oppose au sol une réaction. On considère en général que cette dernière est majorée par la pression limite mesurée à l'aide du pressiomètre Ménard : en prenant un coefficient de sécurité de 2, on limite la valeur de la pression latérale à $p_l / 2$.

Comme dans le cas du clouage, 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.

V.5. Autres techniques :

V.5.1. Effets de la végétation :

La végétalisation des talus est recommandée car, outre son aspect esthétique, elle maintient le sol de surface en place et elle évite le ravinement. Si la végétation de la pente est arbustive, des études ont montré que les racines des arbres confèrent au sol une certaine cohésion de surface, mais facilite les infiltrations. Des essences sont plus adaptées que d'autres, l'acacia et le genêt par leurs longues racines peuvent même être utilisés pour des talus rocheux. La végétation a aussi un rôle hydrique important en favorisant l'évapotranspiration et toute molécule d'eau conduite hors de la pente favorise la stabilité. En cas de longue période pluvieuse cette action bénéfique trouve ses limites.

V.5.2.Modification des caractéristiques du sol :

Un sol de caractéristiques améliorées sera plus stable, le cisaillement disponible étant plus élevé. De nombreuses techniques existent pour augmenter par zones ou dans la masse totale les valeurs des paramètres c' et ϕ' .

V.5.2.1. Jet- grouting :

La technique du jet grouting consiste à mélanger, sous une lance à très forte pression, le sol avec un additif comme du ciment. Un effet de prise produit un matériau plus résistant. Le jet grouting est mis en place sous forme de colonnes, jointives ou non, qui apporteront une résistance supplémentaire dans l'équilibre du massif. Le calcul permet de déterminer le nombre de colonnes nécessaires d'optimiser leur position, la difficulté étant une évaluation correcte des caractéristiques mécaniques et géométriques des colonnes.

V.5.2.2. Traitement thermique :

Il s'agit de congélation qui n'est utilisée que de façon temporaire, pendant des travaux. Pour des fouilles permettant la construction d'un ouvrage, sous la nappe, cette solution a été très utilisée lors de la construction du métro de Paris au début du siècle. Le liquide réfrigérant était de la saumure, de nos jours on utilise de l'azote liquide.

V.5.2.3. Electro transport :

En plaçant des électrodes solubles dans le sol on obtient suivant le type de sol, des transports d'ions qui peuvent modifier les caractéristiques de certaines argiles. Ainsi des sels de déverglaçage ont provoqué des glissements par ramollissement de la partie argileuse de la pente.

Ces techniques sont de plus en plus utilisées pour la dépollution des sols.

V.5.2.4. Texol :

Ce mélange de sable et de fil, mis en place avec une machine spéciale, donne un matériau présentant une bonne cohésion, ce qui permet de raidir fortement la pente. La concurrence d'autres méthodes, son aspect discutable dans des régions non constamment arrosées de pluie, son anisotropie de fabrication, cantonne son utilisation à des réparations locales, en montagne. L'appareil léger de mise en place s'appelle alors la texolette.

Conclusion :

D'après notre synthèse bibliographique nous pouvons déduire que pour chaque étude d'un versant naturelle il faut suivre plusieurs étapes qui nous permet de mieux comprendre le phénomène pour proposer ensuite la solution de confortement la plus favorable .parmi ces étapes on peut citer celles-ci :

- Etude géologique et géomorphologique.
- Etude hydrologique et hydrogéologique.
- Etude géotechnique.
- Etude analytique et paramétrique.
- Etude de stabilité.

La dernière étape est celle qui permet de proposer la solution la plus favorable pour le confortement du versant.

Chapitre I : Présentation du site [11]**I.1. Introduction :**

Barbacha est une zone montagneuse parmi les communes de la wilaya de Bejaïa située au sud à 18 Km de la ville d'Amizour, à une altitude de plus de 500 m. Elle est caractérisée par une morphologie irrégulière d'où l'existence de région où le risque d'instabilité de terrain est important.

I.2. Situation du projet :

Le glissement de terrain du l'école de 08 Mai 1945, se trouve sur une petite colline dans la ville de Barbacha.

Il est limité comme suit :

- Au Nord, par une voie carrossable qui mène vers le centre ville.
- Au Sud, par la route nationale N°75 menant à Bouandas.
- A l'Est, par la propriété de Monsieur Nasri Moumen.

Voir le plan de masse représenté sur la figure (I-1).

I.3. Evolution du glissement :

Pour construire une cour de récréation aux élèves, on a édifié une grande plate forme. C'est ainsi que des grandes quantités de remblai ont été déposées sur le terrain en pente assez forte. On n'a pas jugé utile de drainer les eaux de ruissellement qui se déversent directement sur le talus schisteux.

On a également prévu d'implanter un local commercial. Pour réaliser ce projet, des terrassements en grande masse, sans étude géotechnique préalable. pendant de ces terrassements, le sinistre a eu lieu, entraînant vers l'aval le remblai et le schiste enterré.

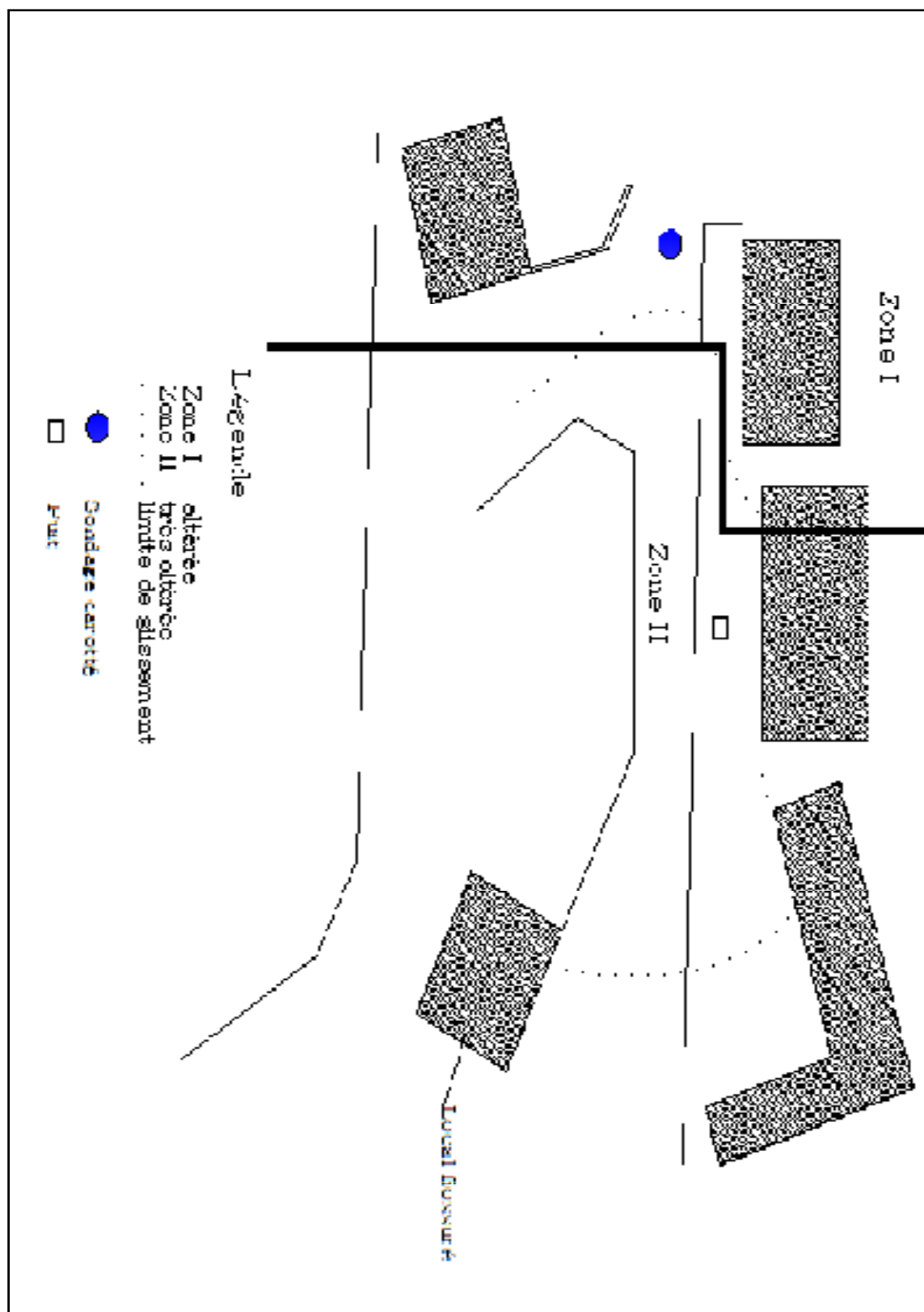
La forte surcharge des remblais, la teneur en eau élevée du sol et la suppression de la butée ont été des conditions favorables pour un glissement généralisé.

I.4. Contexte géologique et structural :

Les grandes unités telliennes, qui s'individualisent dans la région d'Amizour, sont l'unité de Barbacha qui est la plus vaste et l'unité de Draa El Arbaa qui borde au sud.

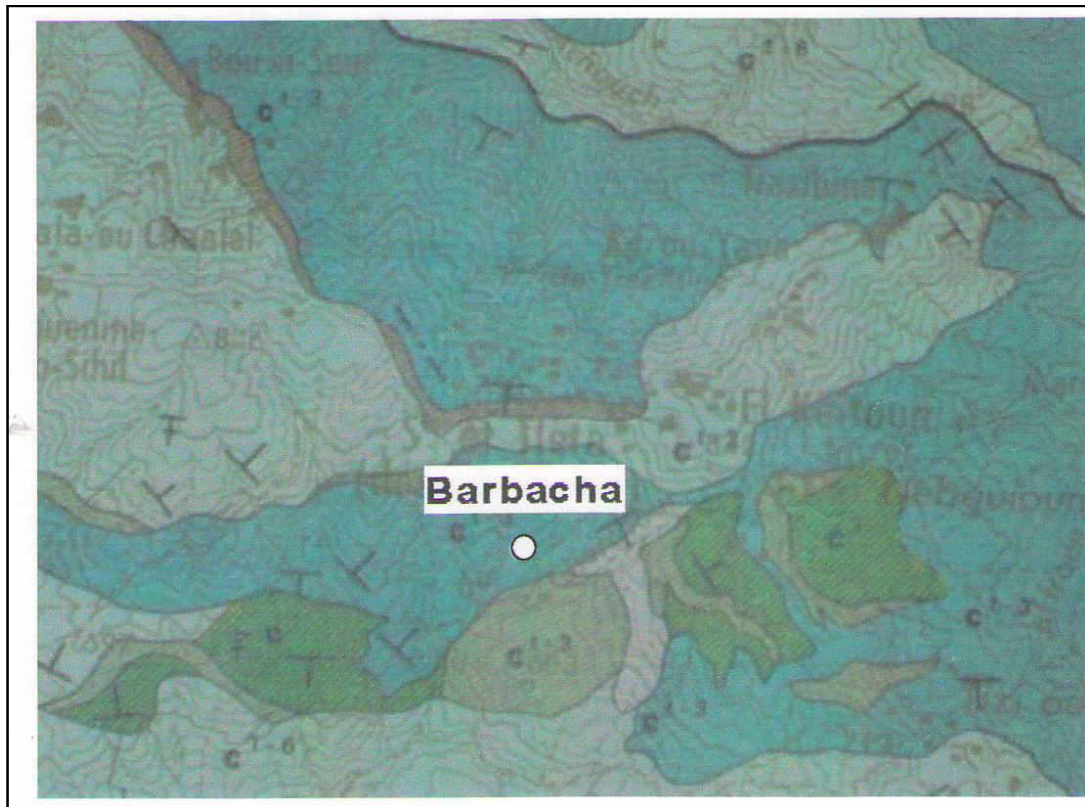
L'unité de Barbacha présente deux styles tectoniques. Dans sa partie occidentale, cette unité est déformée en plis souples dans lesquels le crétacé est seul impliqué. Les anticlinaux à double déversement et la structure en double berceau du synclinal de l'oued Amassine, impliquent la superposition d'effets d'au moins deux plaques tectoniques.

Figure I-1 : plan de masse



Dans la partie orientale de Barbacha, apparaissent des structures en noyau, à partir de l'oued Djemana, où une lame verticale du jurassique supérieure est placée anormalement entre deux panneaux du crétacé inférieur.

Le jurassique n'est pas partout présent à l'unité de Barbacha. Ces déformations sont moins exacerbées au niveau de l'unité de Draa El Arbaa.



(Extrait de la carte géologique de l'Algérie, Région d'oued Amizour, Béjaia à l'échelle (1/50000))

Légende de la carte géologique de Barbacha

N₁₋₆	Néocomien-Albein inférieur Pelites noires à rares lits de grés fins.
C₁	Cénomaniens-Marnes brunes et calcaires.
I₁₋₃	Keuper resédimenté
C₁₋₆	Campariens Maastrichtiens. Marnes brunes et calcaires.
e₁₋₄	Paléocène-Eocène inférieur. A la base, calcaires associés à des marnes

Figure I-2 : carte géologique de Barbacha

I.5. Hydrologie :

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

Les photos ci-après montrent le site avant glissement :



Figure I-3 : photo qui montre le site avant glissement



Figure I-4 : photo qui montre le site avant glissement

Les photos ci-après montrent le site avant glissement :



Figure I-5: Photo montrant le flanc



Figure I-6 : Photo montrant les fissures de traction



Figure I-7 : Photo montrant l'arrachement principal

Chapitre II : Etude géotechnique**II.1. Introduction :**

La reconnaissance d'une zone instable commence d'abord par l'exploitation des documents bibliographiques disponibles, telles que les cartes géographiques, les cartes topographiques, les photographies aériennes...etc. Mais ces données restent insuffisantes car elles nous renseignent seulement sur les affleurements de surface, donc il faut compléter ces données par des compagnes de reconnaissances « in situ » qui interviennent comme moyens indispensables permettant de fournir des renseignements sur la nature lithologique des différentes couches, d'apprécier leur homogénéité et d'estimer leur caractéristiques mécaniques.

II.2. Essais in-situ : [2]**II.2.1. Sondages carottés :**

Le carottage est la désignation courante de tous les types de forages permettant la récupération d'une carotte. Les domaines d'application du carottage varient de la recherche des minéraux aux études de fondations.

II.2.2. Essai pénétrométrique :**II.2.2.1. Objectif :**

Le pénétromètre dynamique est un moyen simple, rapide et économique d'investigation des sols in situ. Il permet :

- d'apprécier de façon qualitative la résistance des terrains traversés, et de prévoir la réaction du sol à l'enfoncement de pieux.
- de déterminer l'épaisseur et la profondeur des différentes couches de sol.
- d'effectuer des contrôles de compactage.
- d'estimer une caractéristique de portance, la « résistance dynamique de pointe ».

II.2.2.2. Domaine d'application :

Le sondage au pénétromètre dynamique est certainement l'une des plus anciennes méthodes d'investigation, dérivant directement de la mise en œuvre des pilotis en bois il y a de nombreux siècles.

Le domaine d'application du pénétromètre dynamique va de la reconnaissance des sites à la prévision de la pénétrabilité des terrains par les palplanches et les pieux battus. Il est utilisé également pour le contrôle de la qualité du compactage des remblais, en particulier les remblais de tranchées après pose de canalisations.

Cet appareil a été longtemps considéré comme un appareil de reconnaissance rudimentaire, car il est fondé sur un principe simple.

II.2.2.3. Principe de l'essai :

On enfonce dans le sol par battage, un train de tiges de faible diamètre muni à son extrémité d'une pointe, et on mesure le nombre de coups N_d nécessaires pour obtenir un enfoncement donné Δh .

- o En général, $\Delta h = 10 \text{ cm} \Rightarrow N_{d10}$.
- o Dans la norme européenne et pour le PDB, $\Delta h = 20 \text{ cm} \Rightarrow N_{d20}$.

II.2.2.4. Appareillages :

Le pénétromètre dynamique est constitué de 4 éléments importants :

- **Le mouton**: c'est la source d'énergie, le plus souvent à chute libre, tombant d'une hauteur constante ou non.
- **L'enclume**: solidaire du train de tiges, comporte parfois un amortisseur.
- **Le train de tiges**: il présente une masse variable en fonction de sa longueur.
- **La pointe**: elle comporte une géométrie très particulière (diamètre et angle au sommet).

Elle peut être perdue ou récupérable.

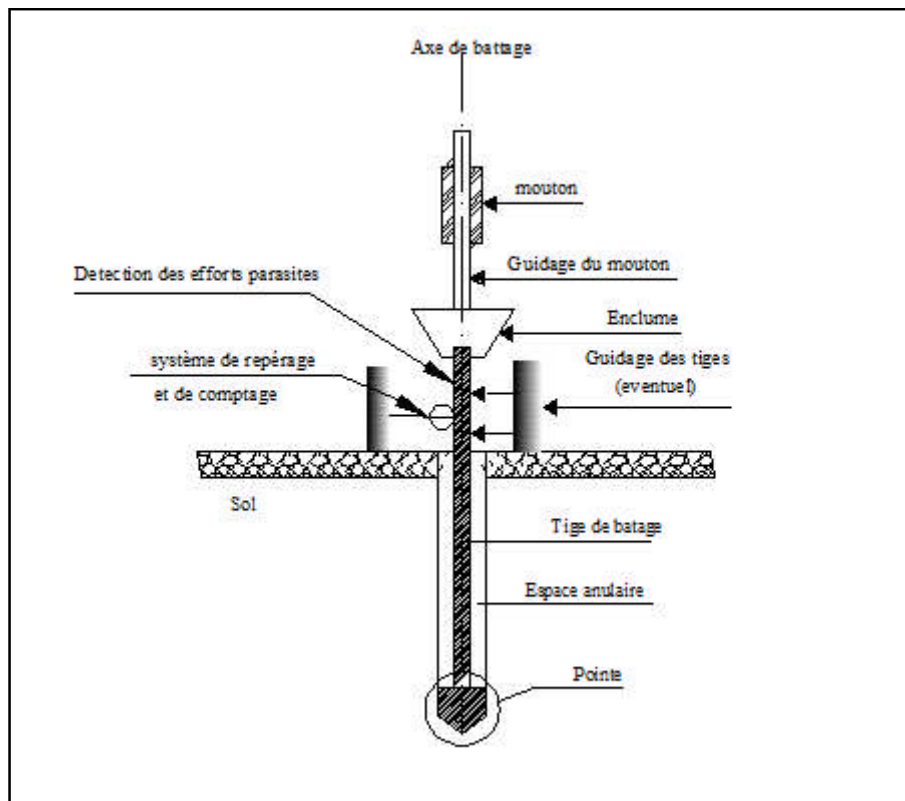


Figure II-1 : pénétromètre dynamique lourds

II.2.2.5. Résultats des essais pénétrométriques : [11]**Tableau II-1:** Résultats des essais pénétrométriques

<i>N° PDL</i>	<i>Profondeur de refus</i>	<i>Resistance en pointe minimale en bars</i>	<i>Resistance en pointe maximale en bars</i>
1	5.4	12.5	12.5
2	6.4	12.5	140
3	7.00	12.5	120
4	6.00	15	100
5	5	10	135
6	3.20	-	-
7	4.80	75	200
8	2.40	60	-
9	3.60	65	-
10	3.20	37	175
11	1.20	>>	-
12	0.60	>>	-
13	1.40	>>	-

II.3. Les essais au laboratoire :[2]**II.3.1. Les essais d'identification physique :**

Leur but est de compléter et de confirmer l'identification du sol effectuée sur le site.

On définit les paramètres suivants :

II.3.1.1. Poids volumique du sol humide (ou apparent) γ (γ_h) :

C'est la masse d'un corps par unité de volume apparente en état naturel et exprimée en (gr/cm^3 ; kg/m^3 ; t/m^3).

$$\gamma = W_t/V_t = (W_s + W_a + W_w)/(V_s + V_a + V_w)$$

- **Poids volumique du sol sec (γ_d) :**

C'est le rapport du poids de matériau sec (après expulsion de l'eau libre) contenu dans une certaine quantité de sol au volume de ce même matériau exprimée en ($gr/cm^3, kg/m^3, t/m^3$).

$$\gamma_d = W_s/V_t$$

Le poids volumique sec définit l'état dans lequel se trouve le matériau suivant la valeur de γ_d , un matériau sera très dense, dense, lâche ou très lâche.

- **Poids volumique des grains du sol (γ_s) :**

C'est le rapport du poids du matériau sec contenu dans une certaine quantité de sol au volume des grains du sol exprimée en ($gr/cm^3, kg/m^3, t/m^3$).

$$\gamma_s = W_s/V_s$$

➤ **Résultat d'essai :**

Les échantillons testés ont donnés les valeurs suivantes :

- le poids volumique humide varie de $2,10 t/m^3$ à $2,24 t/m^3$ pour une moyenne de $2,17 t/m^3$: c'est un sol compact.
- la densité sèche varie de $2.01 t/m^3$ et $2.02 t/m^3$ pour une moyenne de 2.015 .

II.3.1.2. Teneur en eau :

La teneur en eau d'un matériau est le rapport du poids d'eau contenu dans ce matériau au poids du même matériau sec. On peut aussi définir la teneur en eau comme le poids d'eau W contenu par unité de poids de matériau sec exprimée en (%).

$$W = 100 * (W_w/W_s)$$

➤ **Résultat de l'essai :**

Des valeurs globalement moyennes obtenues sur les échantillons du sol testé varie entre 8,30% et 13,3% pour une moyenne de 10,8 % ; sauf pour l'échantillon extrait de la profondeur de 1,00-1,20m ou la teneur en eau est de l'ordre de 5,1%. Ceci est probablement du dessèchement. La teneur en eau est assez faible en général, c'est donc un sol de bonne compacité.

II.3.1.3. Degré de Saturation :

Le degré de saturation est le pourcentage de l'espace poreux qui est occupé par l'eau. Dans l'état considéré, il dépend de la forme et de la taille des grains, ainsi que la saturation en eau du sol (c'est le rapport du volume de l'eau au volume des vides d'un sol).

$$S_R = V_w/V_v$$

➤ **Résultat obtenu :**

Le degré de saturation S_R varie de 65 % à 81% pour une valeur moyenne de 73 %, c'est un sol partiellement saturé.

II.3.1.4. Analyse granulométrique :

L'analyse granulométrique a pour but la détermination des proportions des grains de différentes tailles dans le sol, elle s'effectue par :

- ✓ **Sédimentométrie** : pour les grains les plus fins comme les argiles et les limons.
- ✓ **Tamissage** : pour les grains d'un diamètre supérieur à **80 μm** .

➤ **Résultats obtenus :**

Les analyses granulométriques effectuées sur les échantillons récupérés du sondage et des différents puits présentent différentes allures de courbes à cause de la variété des sols en place.

Au niveau de la zone glissée, le sol est constitué de 60 à 86 d'éléments fins dont le diamètre est inférieur à 0.2 mm.

La même constatation pour les échantillons prélevés des fouilles. le sol est constitué de 60 à 95 % d'éléments fins (sols limoneux, argileux), sauf pour les fouilles K1, K2 et K3 où la nature du sol est différente (présence des sols graveleux argileux).

II.3.1.5. Les limites d'Atterberg :

Elles sont utilisées pour la détermination des états de consistance d'un sol.

La consistance d'un sol varie de façon continue selon la teneur en eau, lorsque celle-ci augmente, le sol passe successivement de l'état solide à l'état plastique puis à l'état liquide.

L'essai définit conventionnellement les limites entre ces états.

a) Limite de plasticité W_p :

La limite de plasticité (W_p) caractérise la transition entre l'état solide et l'état plastique.

Par définition la limite de plasticité est la teneur en eau au dessous de laquelle il n'est plus possible de confectionner avec le sol de rouleaux de **3 mm** de diamètre sans qu'ils se rompent.

b) Limite de liquidité W_L :

La limite de liquidité (W_L) caractérise la transition entre l'état plastique et l'état liquide, elle se détermine à l'aide de l'appareil de Casagrande et elle est donnée par la formule suivante :

$$W_L = (N/25)^{0,121}$$

N : Nombre de coups nécessaires pour la fermeture de la rainure tracée sur l'argile étendue sur la coupelle.

c) Indice de plasticité I_p :

Il est donné par la formule suivante :

$$I_p = W_L - W_P$$

Il permet de définir le degré de plasticité d'un sol.

d) Indice de liquidité L_L :

Il est donné par la formule suivante :

$$L_L = (W - W_P) / (I_p)$$

e) Indice de consistance I_C :

Il s'agit d'un indicateur dérivé :

$$I_C = (W_L - W) / I_p$$

Avec W : la teneur en eau

➤ **Résultats obtenus :**

Les limites d'Atterberg nous permettent de déterminer la nature de sol ainsi que son état. D'après les essais effectués, les limites de liquidité des échantillons prélevés du sondage carotté varient entre 30 % et 40 %. Elles sont donc inférieures à 50 %.

Selon le diagramme de Casagrande, on peut les classer comme suit :

Les échantillons récupérés du sondage et des puits sont constitués d'argile peu plastique.

II.3.2. propriétés mécaniques :

Les essais rectilignes de cisaillement à la boîte de Casagrande de type non consolidé non drainé (UU) effectués sur les échantillons nous donnent un angle de frottement interne de 10° et 15° et une cohésion de 0.96 bars et 1.35bars.

Chapitre III : Calcul de stabilité**III.1. Introduction :**

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

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

Pour évaluer la stabilité des talus par une méthode à l'équilibre limite, il existe des méthodes linéaires et non linéaires. Les méthodes linéaires sont des méthodes directes de calcul de F_s et les méthodes non linéaires nécessitent un processus itératif. Les méthodes non linéaires diffèrent essentiellement par les hypothèses faites sur les forces intertranches.

III.2. Définition du type de glissement de l'école 08 Mai 1945 de Barbacha :

Les observations relevées sur le terrain et les résultats de l'étude géotechnique montrent qu'il s'agit d'un glissement circulaire pour plusieurs raisons, parmi elles on citer :

- La présence d'un basculement de la masse glissée le long d'une surface plus ou moins circulaire.
- Des bourrelets et des escarpements observés sur le terrain.
- Un sol plus ou moins homogène.

III.3. Calcul de stabilité en rupture circulaire :

On distingue plusieurs méthodes de calcul en rupture circulaire, parmi elles on utilisera dans notre cas deux méthodes; la méthode globale et la méthode des tranches de Fellenius.

III.3.1. La méthode globale :

Dans cette méthode on suppose que la rupture du massif va se produire le long d'un arc de cercle, de centre O et de rayon R comme le montre la figure suivante.

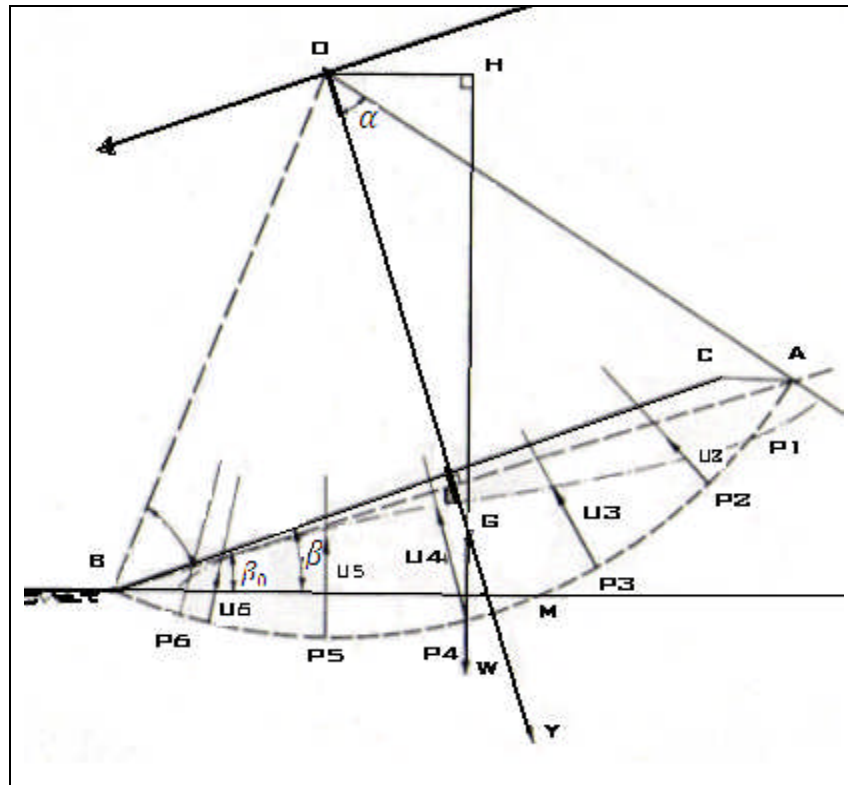


Figure III-1: Principe de la méthode globale.

On se propose d'évaluer le coefficient de sécurité correspondant, c'est-à-dire la fraction de la cohésion et du frottement interne réel du terrain qu'il convient de mobiliser, pour assurer strictement l'équilibre du massif *ACBM*.

On définit le coefficient de sécurité F par :

$$\operatorname{tg} \varphi' = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{F} \quad \text{et} \quad C' = \frac{C}{F}$$

C' et φ' étant les valeurs de la cohésion et de l'angle de frottement assurant juste la stabilité.

Les forces agissantes sur le massif $ACBM$ sont :

- Le poids W appliqué au centre de gravité G du massif.
- La résultante U des forces dues à la pression interstitielle s'appliquant sur BMA .
- La résultante des forces de contact sur le cercle ABM .

Considérons la facette de glissement en un point situé sur le cercle de glissement. La contrainte σ appliquée sur cette facette a pour composantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_N \\ \tau = C' + \sigma_N * tq \varphi' \end{array} \right.$$

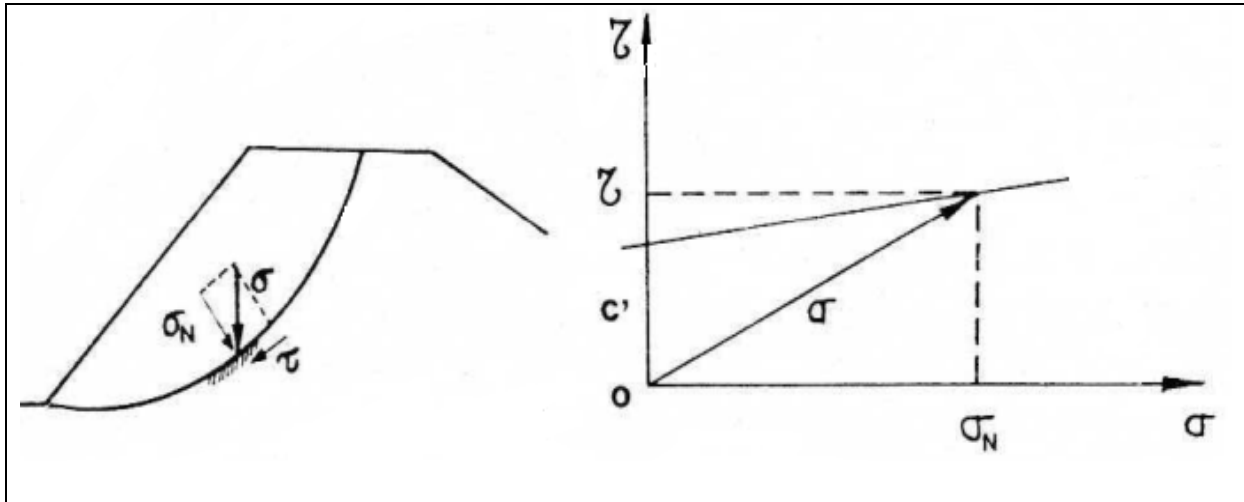


Figure III-2: Contraintes appliquées sur une facette

La résultante des forces de contact sera donc une force Q telle que :

$$Q = \int_{-r}^{+r} R * (C + \sigma_N * \operatorname{tg} \varphi) * \tau * d\delta + \int_{-r}^{+r} R * \sigma_N * d\delta$$

Ou δ est la variable d'intégration.

Soit C la force définie par :

$$|C| = \int_{-r}^{+r} R * c * \tau * d\delta = \int_{-r}^{+r} \frac{c' * R * \cos \delta}{F} * d\delta * \frac{2 * c' * R * \sin \alpha}{F}$$

Et dont la direction est OX , perpendiculaire à la bissectrice OY de l'angle OAB .

Soit en outre :

$$R_N = \int_{-r}^{+r} R * \sigma_N * d\delta$$

$$R_T = \int_{-r}^{+r} R(\sigma_N * \operatorname{tg} \varphi') * \tau * d\delta$$

R_N et R_T sont perpendiculaire et $|R_T| = |R_N| * \operatorname{tg} \varphi'$

Q étant la résultante des forces de contact sur ABM , on a donc :

$$Q = C + R_N + R_T.$$

Ecrivant l'équilibre des forces, on obtient :

$$W + U + C + R_N + R_T = 0.$$

Ecrivant maintenant que la somme des moments par rapport à O , appliquée au massif $ACBM$, est nulle.

- Moment du au poids W : $W.OH$, OH étant le bras de levier du poids W par rapport à O .
- Moment du aux pressions interstitielles = 0.
- Moment du aux contraintes normales de contact = 0.
- Moment du aux contraintes tangentielles = M_T .
- En chaque point du cercle de glissement la contrainte tangentielle vaut :

$$c' + \sigma_N * tg\varphi' = \frac{c'}{F} + \sigma_N * \frac{tg\varphi'}{F}$$

Soit M_c , le moment du au terme c' :

$$M_c = \int_{-r}^{+r} \frac{C' * R^2}{F} * d\delta = \frac{2 * C' * R^2}{F}$$

Et soit M_φ , le moment du au terme $\sigma_N * tg\varphi'$:

$$M_\varphi = \int_{-r}^{+r} R^2 * |\sigma_N| * tg\varphi' * d\delta$$

$$M_\varphi = R * tg\varphi' * \int_{-r}^{+r} |\sigma_N| * R * d\delta = R * \frac{tg\varphi'}{F} * \int_{-r}^{+r} |\sigma_N| * R * d\delta$$

Le terme $\int_{-r}^{+r} |\sigma_N| * R * d\delta$ correspondant au dynamique des contraintes normales est difficile à déterminer, mais on peut écrire que :

$$\int_{-r}^{+r} |\sigma_N| * R * d\delta \leq \left| \int_{-r}^{+r} \sigma_N * R * d\delta \right| = |R_N|$$

Donc R_N est le minimum du terme $\int_{-r}^{+r} |\sigma_N| * R * d\delta$.

M_φ Étant un moment stabilisant, on peut prendre dans le calcul une valeur minimale de M_φ (ce qui est dans le sens de sécurité).

L'équilibre des moments par rapport à O s'écrit donc :

$$|W| * OH = \frac{R * tg * |R_N|}{F} + \frac{2 * c * \alpha * R^2}{F} \quad (1).$$

L'équilibre des forces donne en outre :

$$W + U + \frac{2 * c' * R * \sin \alpha}{F} + R_N + R_T = 0 \quad (2).$$

Avec de plus : $|R_T|/|R_N| = tg \varphi'/F$.

La résolution de ces deux équations se fait par approximations successives.

On se fixe une valeur de F arbitraire (1 par exemple) on résoudra alors graphiquement l'équation (2), on en tire une valeur de R_N qu'on reporte dans l'équation (1) ce qui permis de déterminer une nouvelle valeur de F . Si celle-ci est très déférente de la première valeur adoptée, on recommence le processus.

III.3.2. Méthode des tranches de Fellenius :

Développée en 1916 par Peterson pour les ruptures circulaires perfectionnées par Fellenius en 1927 puis par Bich en 1954 enfin étendu à la rupture non circulaire par Nouveiller en 1965.

III.3.2.1. Le principe de la méthode :

Considérons un talus recoupant un certain nombre de couches de sol de caractéristiques C_i, φ_i, γ_i .

Soit un cercle de centre O et de rayon R dont on veut déterminer le coefficient de sécurité vis-à-vis d'un glissement circulaire découpant le volume de sol intéressé ou un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux. Réalisons le découpage de façon que l'intersection du cercle de rupture avec la limite d'une couche corresponde à une limite entre deux tranches (Figure III-3).

L'expérience montre qu'il n'est pas nécessaire de découper le sol à un très grand nombre de tranche pour obtenir une précision satisfaisante.

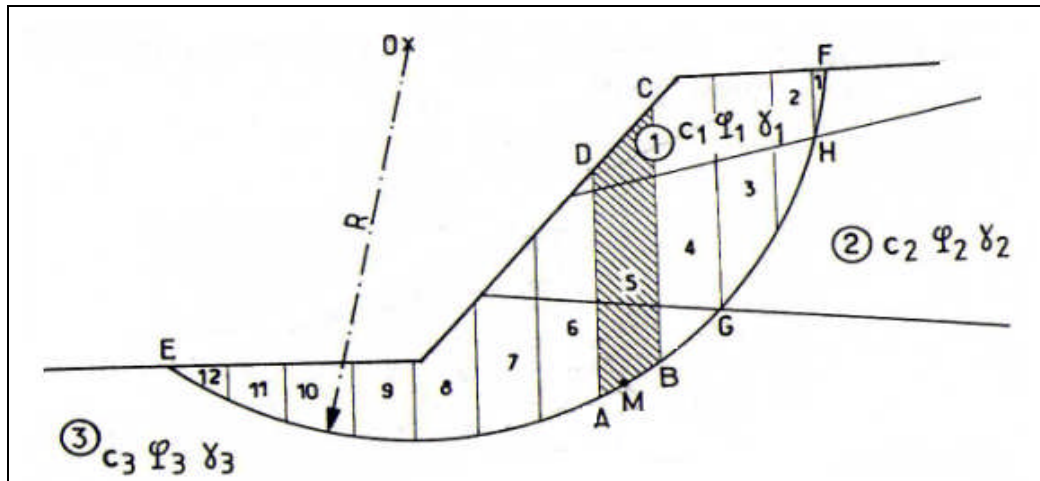


Figure III-3: Découpage en tranches d'un talus.

Etudions l'équilibre de l'une de ces tranches, par exemple la tranche $ABCD$ (Figure III.4.a).

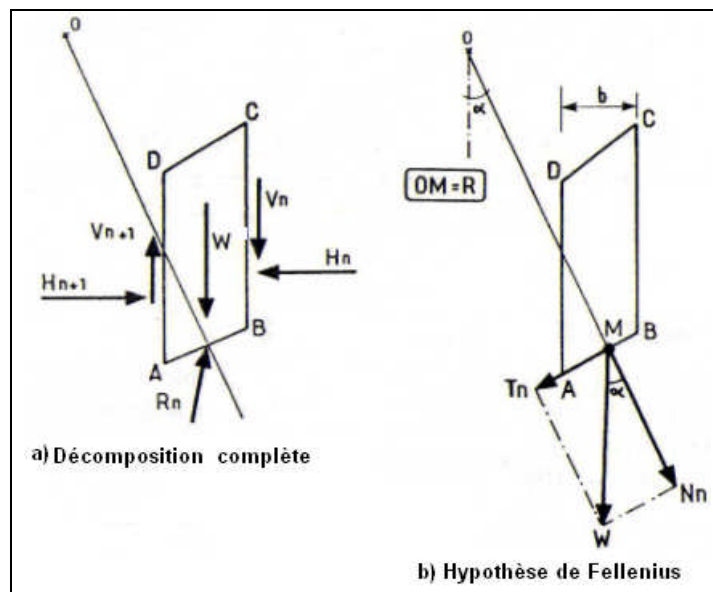


Figure III-4: Forces agissant sur la tranche n

Les forces agissant sur cette tranche sont les suivantes :

- le poids W .
- la réaction R_n du milieu sous-jacent sur l'arc($\overline{ab}$).
- les réactions sur les faces verticales BC et AD décomposées en réactions verticales et réactions horizontales, il s'agit des forces internes au massif étudié.

On définit par rapport au centre O :

- Le moment moteur : c'est le moment tendant à provoquer le glissement ce qui fait basculer le sol.
- Le moment résistant qui s'oppose au glissement.

Le coefficient de sécurité sera défini comme suit :

$$F_s = \frac{\sum \text{Moments résistants}}{\sum \text{Moments moteurs}}$$

- ✓ Les moments moteurs sont dus aux poids et les surcharges éventuelles.
- ✓ Les moments résistants sont dus aux frottements et la cohésion.

Fellenius fait une hypothèse simplificatrice où il considère que la seule force agissant sur l'arc $(\overline{ab})$ est le poids W (les moments des forces internes sont nuls).

Donc : $W = -R_n$ (Figure III-2.b).

On décompose le poids en une force normale à l'arc $(\overline{ab})$ et une force tangentielle soit : $\vec{N}, \vec{T}$.

Dans ces conditions, le moment résistant maximale est fourni par la composante tangentielle de R_n ,

$$\begin{aligned} \text{D'après la loi de Coulomb :} \quad (R_n)_t &= \tau * (\overline{ab}) \\ &= (C + \sigma \tan \varphi) * (\overline{ab}) \\ &= C * (\overline{ab}) + \sigma * (\overline{ab}) * \tan \varphi \end{aligned}$$

$$\text{D'où: } (R_n)_t = C * (\overline{ab}) + N * \tan \varphi$$

La somme des moments résistants pour toutes les tranches est :

$$\sum_{i=1}^n R * (C_i * (\overline{ab}) + N * \tan \varphi_i).$$

Avec n : nombre total de tranches,

C_i et φ_i : caractéristiques mécaniques de la couche dans laquelle est situé l'arc $(\overline{ab})$.

Par ailleurs, le moment moteur est du à T et égale à :

$$\sum_{i=1}^n R * T.$$

D'où :

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n R * (C_i * (\overline{ab}) + N * \tan \varphi_i)}{\sum_{i=1}^n R * T} = \frac{\sum_{i=1}^n (C_i * L + N * \tan \varphi_i)}{\sum_{i=1}^n T}$$

De plus : $N = W * \cos \theta$

$$T = W * \sin \theta$$

$$L = \frac{b}{\cos \theta} \text{ (Dans le cas où les tranches ont la même largeur).}$$

D'où :

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n (C_i * \frac{b}{\cos \theta_i} + W_i * \cos \theta_i * \tan \varphi_i)}{\sum_{i=1}^n W_i * \sin \theta_i}$$

Les paramètres intervenants dans le calcul de F_s sont :

b : La largeur de la tranche.

θ : Angle que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale.

H : Hauteur de la tranche (pour le calcul du poids).

III.4. Application au glissement de Barbacha :

III.4.1. La méthode globale :

Nous allons effectuer un calcul à priori c'est-à-dire avant glissement.

Pour déterminer le cercle de glissement en se basant sur les données suivantes :

- Un talus avec une pente $\beta = 24^\circ$ (voir figure III-5). [11]
- Un angle de frottement interne $\varphi = 10^\circ$.

L'abaque du Costet-Sanglerat permet de déterminer le cercle de glissement critique passant par le pied du talus. (voir la figure III-6). [1]

$$\alpha = 42^\circ \quad \beta_0 = 20^\circ \quad \text{donc : } R = 34.41m$$

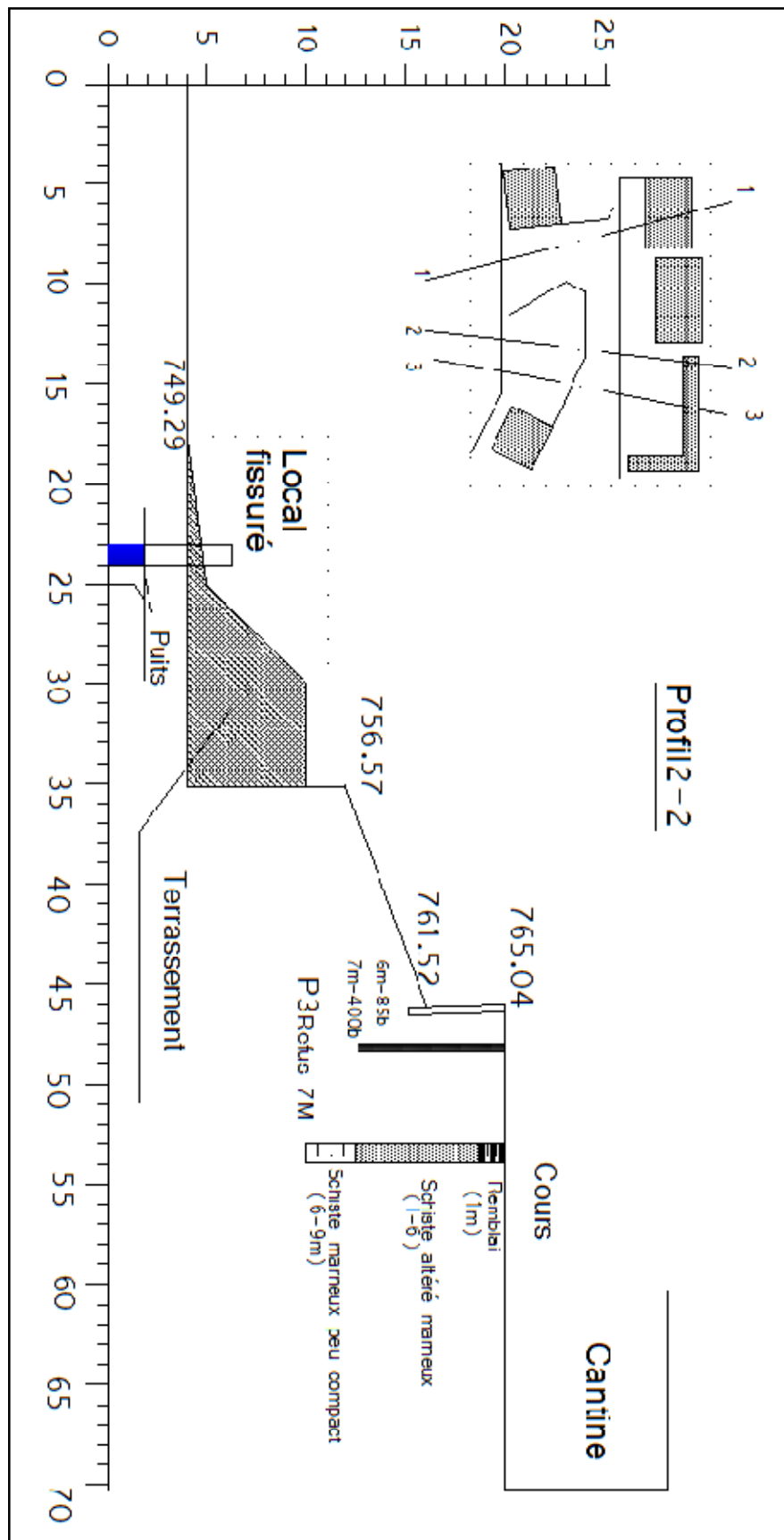


Figure III-5 : profil 2-2

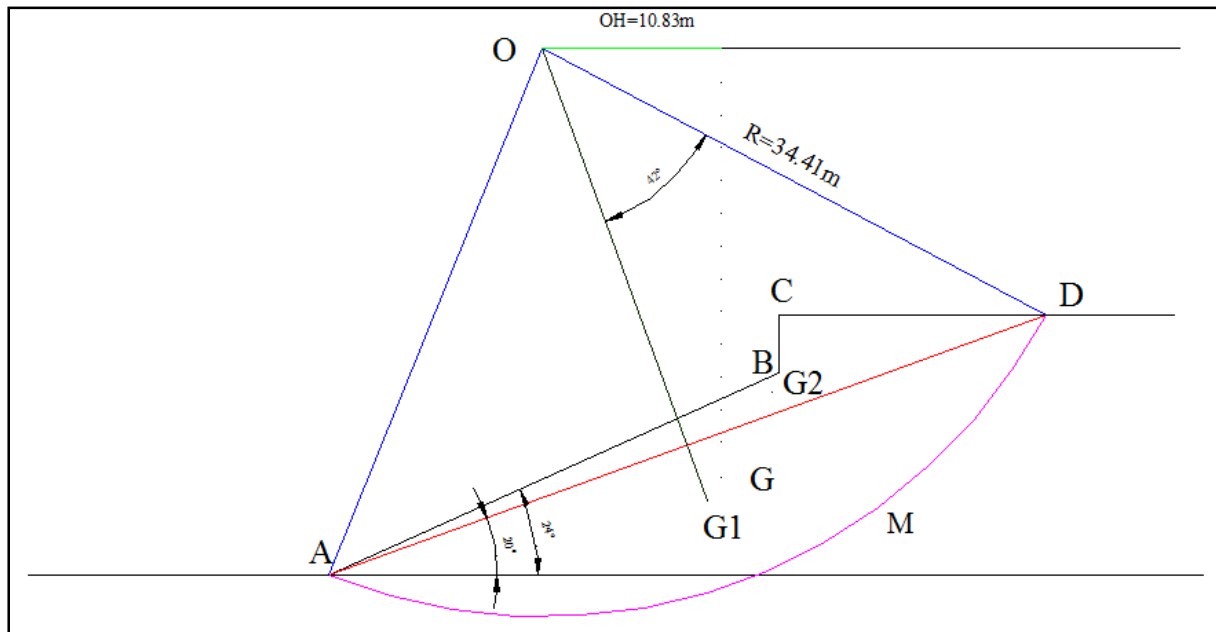


Figure III-6: cercle de glissement

$$W = V * \gamma$$

W = le poids de ABCDM

V = le volume de ABCDM

γ = le poids volumique

$$V = S * 1$$

S = la surface de ABCDM = 358.05 m^2

$$W = 358.05 * 2.17 = 776.97 \text{ t}$$

Le centre de gravité de la portion du cercle ADM est G_1 tel que : $G_1 = (9.97 \text{ m} , 27.4 \text{ m})$.

Le centre de gravité de la partie ABCD est G_2 tel que : $G_2 = (13.85 \text{ m} , 20.9 \text{ m})$.

On détermine la position du centre de gravité global à partir de la position de G_1 et G_2 et on aura $G = (10.83 \text{ m} , 25.95 \text{ m})$.

OH est la projection de OG sur l'horizontale, d'où $OH = 10.83 \text{ m}$.

En prenant pour valeur de $F = 1$, on peut résoudre l'équation (2) graphiquement

(Figure III-6. '1ère itération').

$|W| = 776.97 \text{ t}$ (Direction verticale).

$$|C| = \frac{2 * c * R * \sin \alpha}{F} = \frac{2 * 9.6 * 34.41 * \sin (42)}{1} = 442.07 \text{ t.}$$

La construction graphique conduit à $R_N = 739.7 \text{ t}$. Reportons cette valeur dans l'équation (1), on obtient :

$$F = \frac{R * \operatorname{tg} \varphi * |R_N| + 2 * c * \alpha * R^2}{|W| * OH} = \frac{34.41 * \operatorname{tg} 10 * 739.7 + 2 * 9.6 * 0.733 * 34.41^2}{739.97 * 10.83}$$

D'où : $F = 2.51$.

On reprend cette valeur de $F = 2.51$ et on retrace un autre diagramme des forces semblable à celui tracé précédemment. (Figure III-6. 2^{ème} itération).

$$|C| = \frac{2 * c * R * \sin \alpha}{F} = \frac{2 * 9.6 * 34.41 * \sin 42}{2.51} = 176.125 \text{ t}$$

On obtient : $R_N = 724.3 \text{ t}$

On reporte cette valeur dans l'équation :

$$F = \frac{R * \operatorname{tg} \varphi * |R_N| + 2 * c * \alpha * R^2}{|W| * OH}$$

On obtient finalement : $F = 2.50$

Cette valeur très proche de la valeur précédente (2.50) peut être considérée comme la solution du système des deux équations (1) et (2).

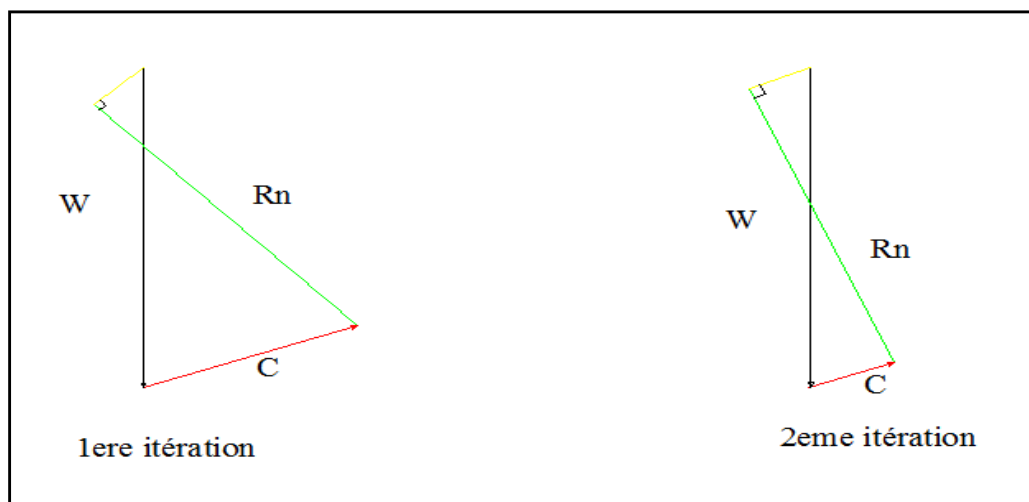


Figure III-7: *polygonale des forces*

III.4.2. La méthode des tranches de Fellenius :

Nous avons divisé le volume glissé en 5 tranches de longueurs égales voir la figure suivante

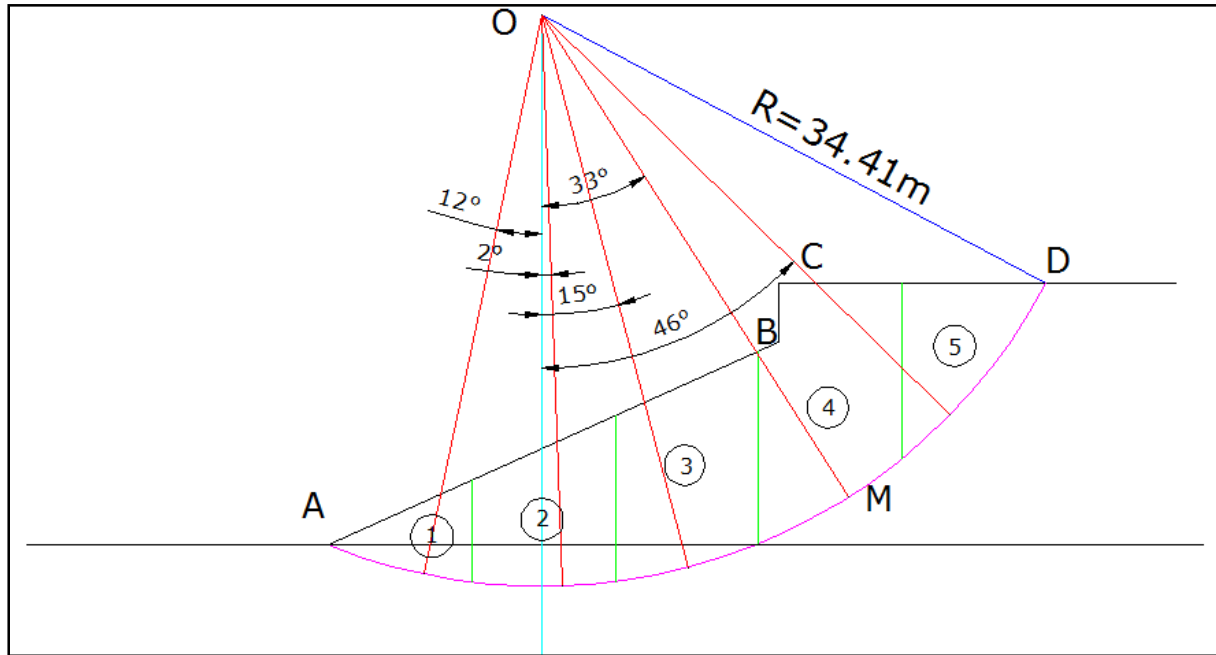


Figure III-8: Découpage en tranches de volume glissé

On calcul le poids W et l'angle θ de chaque tranche (avec $\gamma = 2.17 \text{ t/m}^3$)

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III-1: Résultats de calcul de la méthode des tranches

N°de la tranche	1	2	3	4	5
$W_i(t)$	61.41	155.62	206.71	241.33	112.32
$\theta_i(^{\circ})$	-12	2	15	33	46
$W_i \cos \theta_i(t)$	60.07	154.93	199.67	202.40	78.02
$W_i \sin \theta_i(t)$	-12.77	5.41	53.50	131.44	80.80
$L_i(m)$	8.85	8.66	8.96	10.32	12.48

On suppose que le glissement s'est produit sur une couche de sol homogène donc, la cohésion C et l'angle de frottement φ sont constants le long de la surface de glissement.

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n (C_i * L_i + W_i * \cos \theta_i * \tan \varphi_i)}{\sum_{i=1}^n W_i * \sin \theta_i}$$

Avec : $\sum L_i = 49.24 \text{ m}$

$$\sum_{i=1}^n W_i * \cos \theta_i = 695.09 \text{ t}$$

$$\sum_{i=1}^n W_i * \sin \theta_i = 258.38 \text{ t}$$

D'où

$$F = \frac{9.6 * 49.24 + 695.09 * \tan 10^\circ}{258.38}$$

$$\Rightarrow F = 2.30$$

Conclusion :

D'après notre étude de stabilité nous avons obtenu un coefficient de sécurité F relativement important (F=2.50 méthode globale, F=2,30 méthode de Fillinius) nous pouvons déduire que notre talus est loin d'être instable.

Le coefficient de sécurité obtenu ne reflète pas l'état réel du terrain et ce la peut être dû à :

- La négligence des volumes des terrassements effectués, dans notre étude.
- La cohésion obtenus des essais au laboratoire n'est pas la même le long de la surface de rupture.

II.4.3. Détermination du cercle de glissement avec le logiciel NIXES :

Le logiciel Nixes nous a permis de tracer plusieurs cercles de glissement, en donnant le coefficient de sécurité qui correspond à chaque cercle, et cela en faisant varier les valeurs des deux paramètres φ et C , jusqu'à l'obtention de cercle de glissement le plus probable qui passe par le pied de talus et donne un coefficient de sécurité le plus proche de 1.

◆ Les résultats obtenus :

Pour : $C = 0.45 \text{ bars}$ et $\varphi = 10^\circ$

Nous avons choisis le cercle N°62 avec :

$$R = 22.71 \text{ m}$$

$$X = 37 \text{ m}$$

$$Y = 772 \text{ m}$$

Pour plus de détail voir la partie annexe.

Chapitre IV : Etude du confortement**IV.1. Introduction :**

La solution du confortement à retenir résulte des compromis qui tiennent compte des caractéristiques du site, de sujétions liées à la technique employée et des impératifs technico-économiques.

IV.2. Solution de confortement possible :

Il existe plusieurs solutions de confortement parmi lesquelles :

IV.2.1. Substitution de terrain :

C'est une solution radicale qui garantit la stabilité de l'ouvrage contre le poinçonnement et les tassements excessifs et réduit le risque d'une rupture profonde.

Elle consiste à remplacer le mauvais terrain (argile molle, vase, tourbe) par un matériau grossier drainant.

Toute fois, l'opération n'est envisageable que pour les volumes relativement modères. Elle est donc exclue dans notre cas.

Il est donc évident que lorsqu'une telle solution est retenue, il convient d'étudier la stabilité du site aux différentes phases de déroulement de chantier. Ceci conduit souvent à un travail de petites parties alternées et parfois à limité l'exécution à la saison sèche.

IV.2.2. Drainage de la masse instable :

Le drainage de la masse glissante est très utile et indispensable car la circulation des eaux accélèrent d'avantage le mouvement de la masse instable et élimine les circulations sous le mur de soutènement les poussées à celle-ci.

Les éperons drainants sont disposés en tranchées parallèle aux lignes de la plus grande pente, ils sont constitués d'un squelette pierreuse (pierres sèches ou tout venant) ils travaillent comme des contreforts intégré au versant.

IV.2.3. Ouvrage de soutènement :

Il consiste à placer un ouvrage au pied de versant instable, pour arrêter ou empêcher le glissement.

IV.2.3.1. Butée de pied :

Le chargement en pied est une technique généralement efficace, qui est fréquemment utilisée.

Il 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.

Le dimensionnement d'une butée de pied se fait par un calcul de stabilité de la pente instable. La surface de rupture étudiée est celle qui résulte de l'investigation (coupe de sondage, observation de terrain ...), on recherche généralement une amélioration de la sécurité $\Delta F/F_0$ 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'autres glissements par exemple à l'aval.

On remarquera que les ouvrages de butée ainsi dimensionnés, en plus de leurs actions gravitaires, peuvent assurer un drainage du massif. Même si l'on ne recherche pas spécifiquement cet effet, il est recommandé d'utiliser un matériau drainant et autostable, et organiser la collecte et l'évacuation des eaux, par exemple par un drain placé en fond de fouille et un collecteur. Dans tous les cas, on veillera à disposer un tapis drainant.

Pour notre projet nous avons choisi cette dernière solution

IV.3. Calcul de stabilité de la butée :

IV.3.1. Calcul de l'effort (R) que doit reprendre la butée :

Pour le calcul du confortement par butée on adopte le profil représenté dans la figure (IV-1)

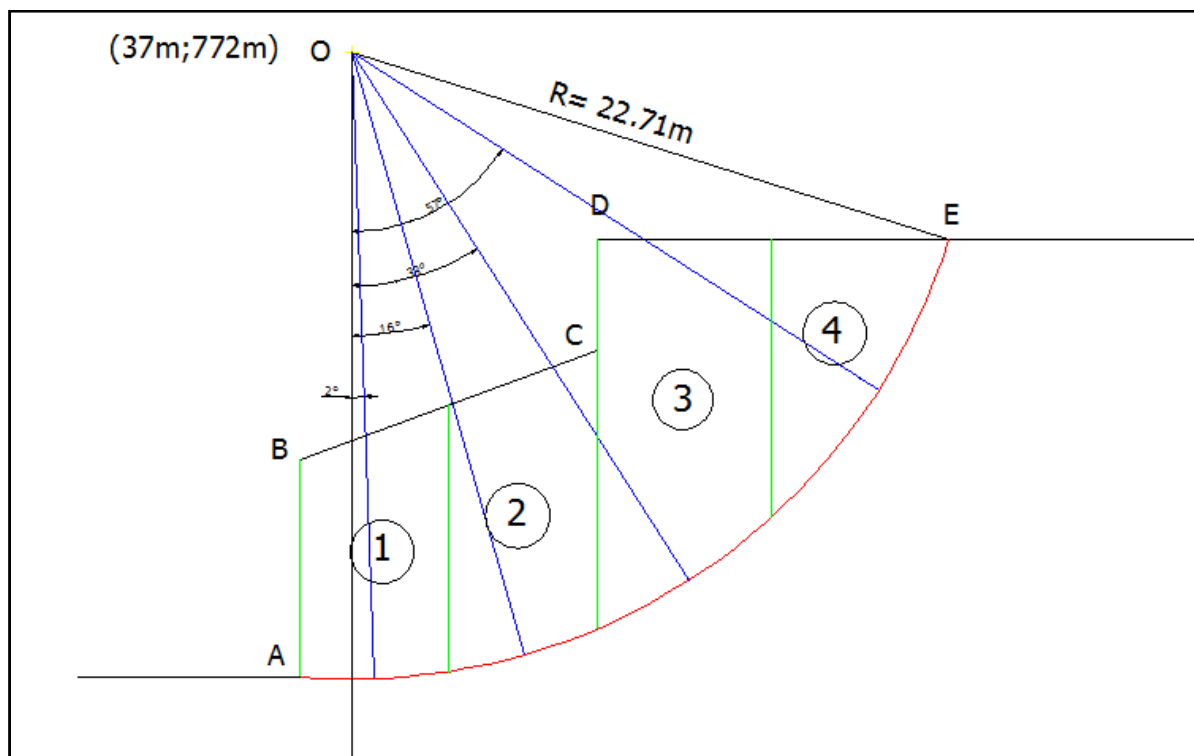


Figure IV-1 : découpage en tranche du nouveau talus pour l'étude de la butée

Le poids des tranches W et l'angle θ sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV-1: Résultats de calcul de la méthode des tranches

N° de la tranche	1	2	3	4
$W_i(t)$	105.25	118.48	171.86	84.20
$\theta_i(^{\circ})$	2	16	33	57
$W_i \cdot \cos\theta_i(t)$	105.19	113.89	144.13	45.86
$W_i \cdot \sin\theta_i(t)$	3.67	32.66	93.60	70.61
$l_i(m)$	5.45	5.67	7.57	11.66

On admet une augmentation du coefficient de sécurité F de 30 % pour le confortement.

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n C_i * l_i + \tan \varphi * \sum_{i=1}^n W_i * \cos\theta_i + R}{\sum_{i=1}^n W_i * \sin\theta_i}$$

$$F_s = F_0 + \frac{R}{\sum_{i=1}^n W_i * \sin \theta_i}$$

$$R = (F - F_0) * \sum_{i=1}^n W_i * \sin \theta_i$$

$$R = (1,3 - 1) * 200.54$$

D'où $R = 60.16 \text{ t}$

IV.3.2. Calcul de l'effort horizontal T :

L'angle que fait l'effort R avec l'horizontale est $\beta = 5^{\circ}$.

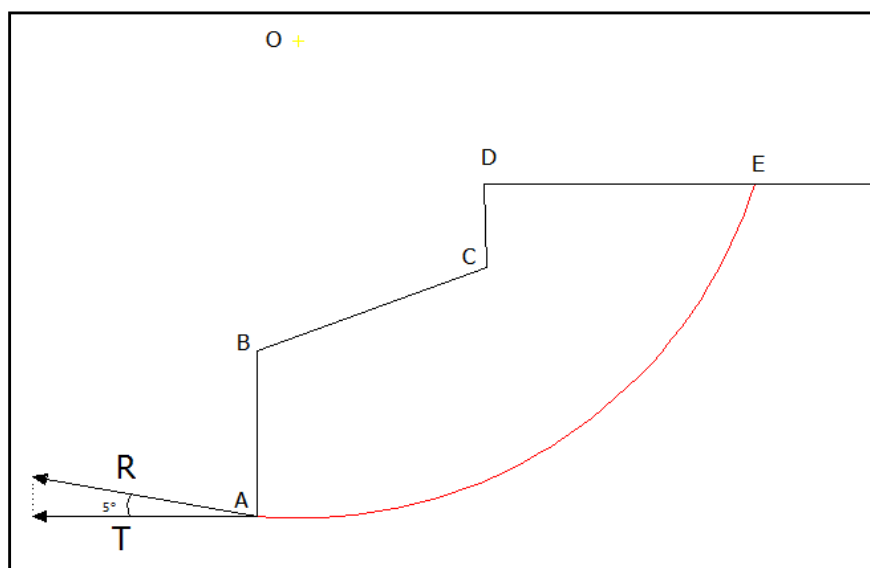


Figure IV-2: Inclinaison de l'effort R

Donc : $T = R * \cos \beta = 60.16 * \cos 5$

D'où $T = 59.93 \text{ t}$

IV.3.3. Estimation du volume du remblai :

➤ Calcul des efforts qui agissent sur la butée

On a: - TVO : $\gamma_{d1} = 2,2 \text{ t/m}^3$

$$\varphi_1 = 35^\circ$$

- La hauteur du mur de soutènement : $h_m = 5 \text{ m}$

- Béton : $\gamma_B = 2,5 \text{ t/m}^3$

- Terrain naturel : $\gamma_{d2} = 2.015 \text{ t/m}^3$

$$C = 0,96 \text{ bars}$$

$$\varphi_2 = 10^\circ$$

les efforts à prendre en compte pour le calcul de la butée sont représentés sur la figure (IV-2)

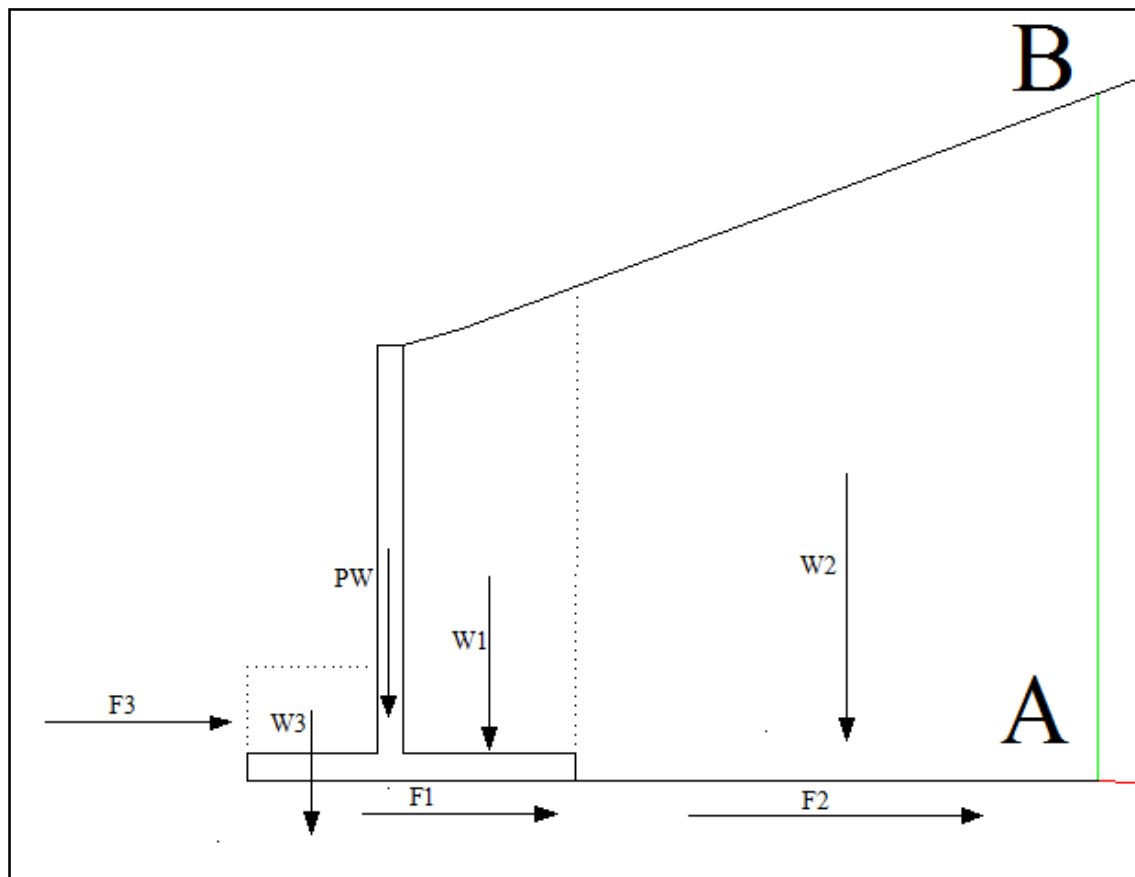


Figure IV-3 : détail de la butée

❖ Calcul de F_1

F_1 : La force créée entre le mur de soutènement et la couche du sol argileux, elle est donnée par :

$$F_1 = (W_1 + P_w + W_3) * \tan \varphi + C * B$$

Avec : P_w : Poids du mur de soutènement = 6.38 t.

W_1 : Poids des terres au dessus du talon.

W_3 : Poids des terres au dessus du patin = 3.02 t

$\tan \varphi$: Coefficient de frottement sol-béton = 0.4

D'où : $F_1 = (W_1 + 6.38 + 3.02) * 0,4 + 9.6 * 3,8$

$$F_1 = 0,4 * W_1 + 40.24$$

❖ Calcul de F_2

F_2 : La force créée entre la couche du TVO et la couche du sol argileux, elle est donnée par :

$$F_2 = W_2 . \tan \varphi_2$$

$$F_2 = 0.5 * W_2$$

➤ Vérification de la stabilité au glissement

La condition à satisfaire est :

$$1,5 . T = \sum F_H$$

$$\Rightarrow 1,5 . T = 0,4 . W_1 + 40.24 + 0.5 * W_2$$

$$\Rightarrow 0.5 * W_2 + 0,4 * W_1 = 49.66$$

$$\text{Soit : } S_1 = \frac{W_1}{\gamma_{d1}} \text{ et } S_2 = \frac{W_2}{\gamma_{d1}}$$

$$\Rightarrow 0,4 * S_1 + 0.5 * S_2 = 22.57 m^2$$

$$\text{Pour : } S_1 = 10.13 m^2$$

$$S_2 = 37 m^2$$

Donc le volume du remblai pour un mètre linéaire est de : $47.13 m^3$

Soit : L la distance entre le mur de soutènement et le début du remblai de coté amont du glissement.

$$\text{Pour : } L = 8 m$$

Le volume du remblai sera : 51.12 m^3

Donc : $W_1 = 22.29 \text{ t}$

$W_2 = 90.17 \text{ t}$

IV.3.4. Vérification de la stabilité du mur de soutènement :

Pour la vérification de la stabilité de mur de soutènement nous avons effectué un pré dimensionnement selon les règles proposées dans le guide pour l'étude et la réalisation des soutènements (voir figure IV-4).

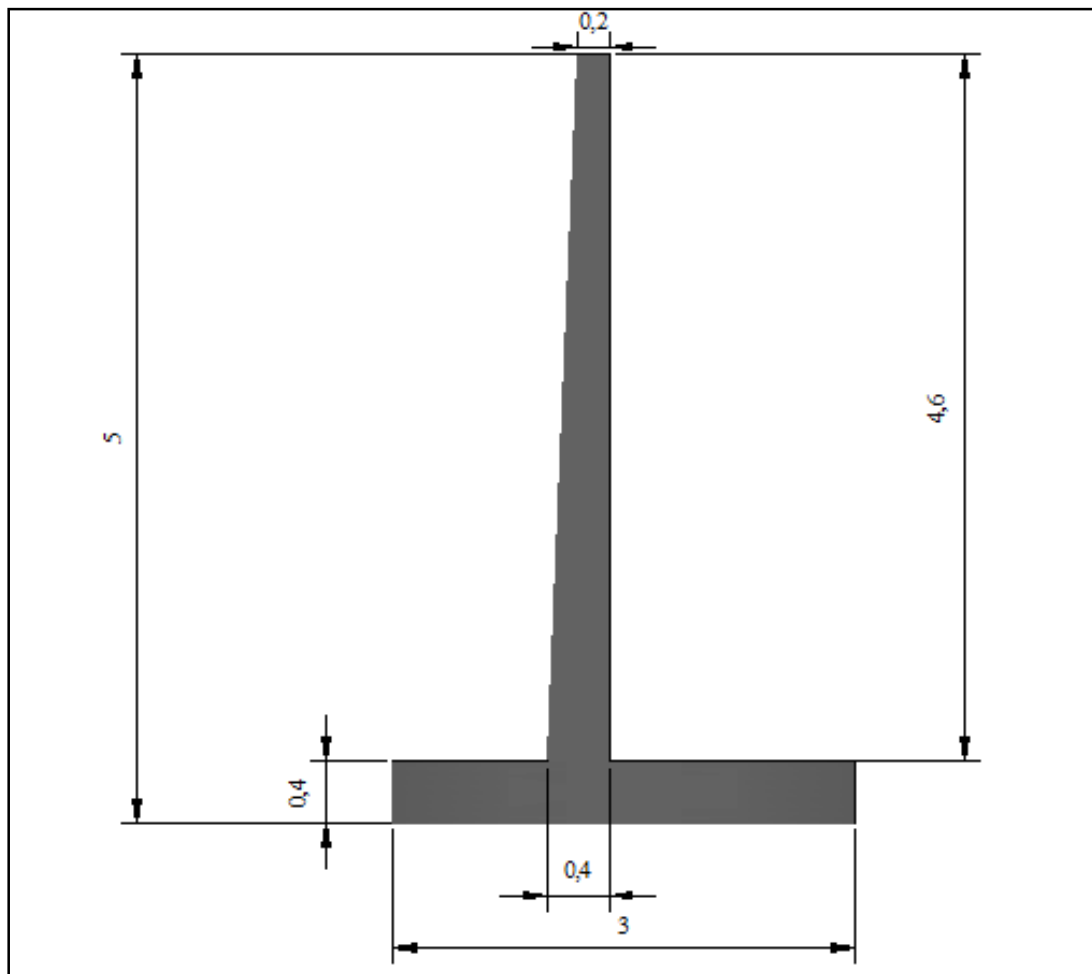


Figure IV-4 : pré dimensionnement de mur

IV.3.4.1. Vérification de la stabilité externe : [1]

La vérification de la stabilité externe consiste à vérifier les critères suivants :

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

1) Détermination des poussées :

$$P(M) = Ka * \gamma * Z$$

$P(M)$: la pression exercée en un point M.

Ka : coefficient de poussée des terres.

Z : la profondeur de point M.

γ : poids volumique de terrain.

$$Ka = \frac{\cos(\lambda - \varphi)^2}{\cos(\lambda + \delta) * [1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) * \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\lambda + \delta) * \cos(\lambda - \beta)}}]^2}$$

λ : angle d'inclinaison de l'écran par rapport à la verticale = 0° .

φ : angle de frottement interne de terrain = 35° .

β : angle d'inclinaison du talus = 20° .

δ : angle d'inclinaison de la poussée par rapport l'horizontale = $\min(\varphi, \beta) = 20^\circ$

$$Ka = 0.32$$

$$\gamma_{TVO} = 2.2 \text{ t/m}^3$$

$$Z = 5.585 \text{ m}$$

$$P(5.582) = 0.32 * 2.2 * 5.582 = 3.93 \text{ t/m}^2$$

◆ **La poussée horizontale P_H**

$$P_H = P * \cos \delta = 3.93 * \cos 20 = 3.7 \text{ t/m}^2$$

◆ **La poussée verticale P_V**

$$P_V = P * \sin \delta = 3.93 * \sin 20 = 1.34 \text{ t/m}^2$$

La figure (IV-5) représente la répartition des pressions sur l'écran choisi pour la vérification de la stabilité externe

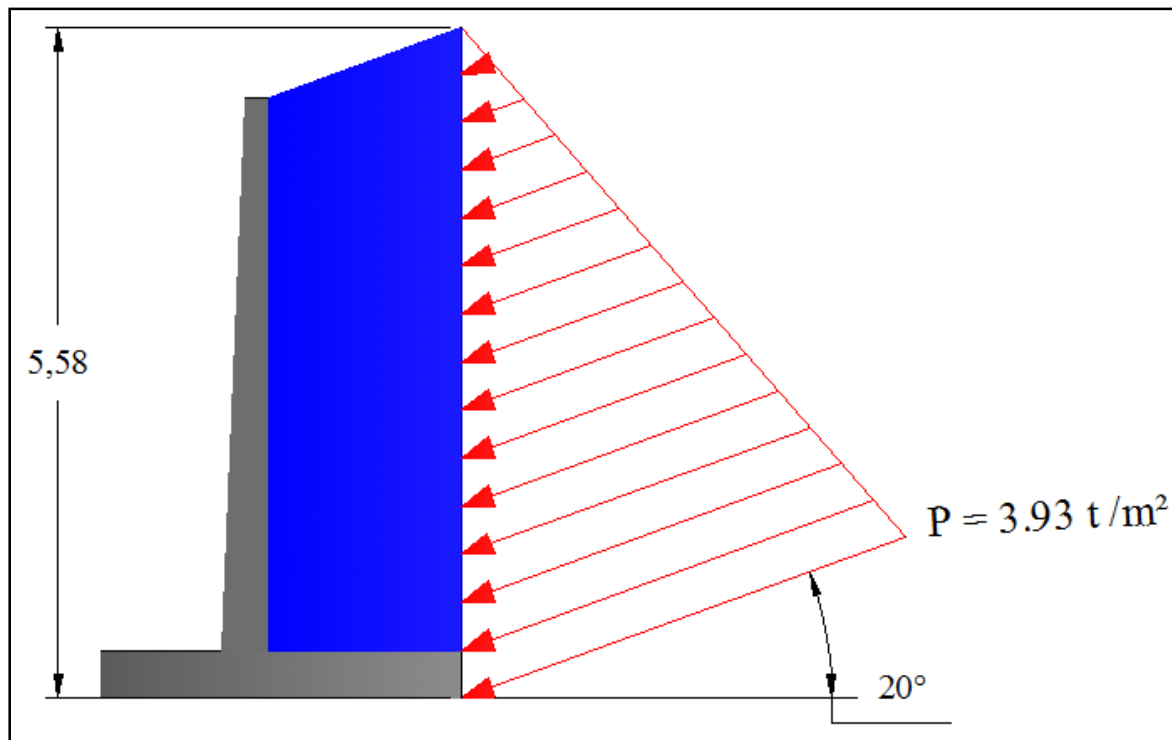


Figure IV-5 : poussées exercées sur le mur

Les efforts qui agissent sur le mur de soutènement sont représentés sur la figure (IV-6)

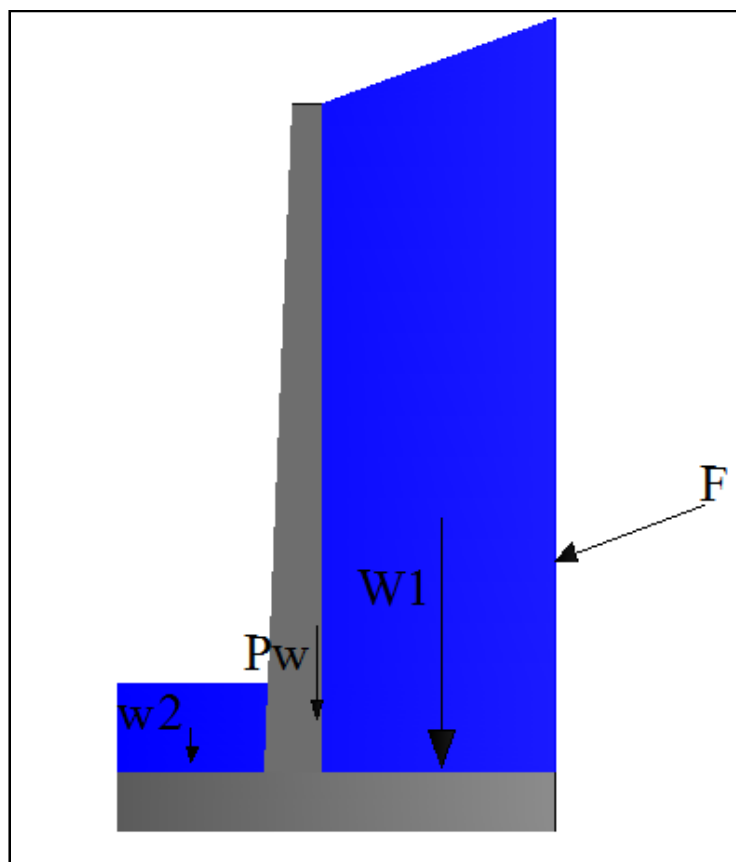


Figure IV-6 : Les efforts qui agissent sur le mur

2) Détermination de forces intervenantes dans l'étude de stabilité :

F : force de poussée des terres.

F_V : composante verticale de la force de poussée des terres.

F_H : composante horizontale de la force de poussée des terres.

P_W : poids propre de mur.

W_1 : Poids propre de terrains morts arrière.

W_2 : Poids propre terrains morts avant.

$$F = \frac{P * Z}{2} = \frac{3.93 * 5.582}{2} = 10.968 \text{ t}$$

$$F_V = F * \sin \delta = 10.968 * \sin 20 = 3.75 \text{ t}$$

$$F_H = F * \cos \delta = 10.968 * \cos 20 = 10.31 \text{ t}$$

$$P_W = 6.45 \text{ t}$$

$$W_1 = 17.22 \text{ t}$$

$$W_2 = 1.32 \text{ t}$$

3) Vérification du non poinçonnement de sol d'assise :

La Vérification du non poinçonnement de sol d'assise consiste à vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{ref} \leq \sigma_{adm}$$

σ_{ref} : la contrainte de référence appliquée par la semelle au sol calculée à partir de Modèle de Meyerhof

σ_{adm} : la capacité portante du sol qui sera déterminer à partir d'essai de pénétration dynamique

➤ **Détermination de σ_{ref} :**

$$\sigma_{ref} = \frac{Q}{B - 2 * e}$$

Q : la résultante des forces verticales

B : la largeur de la semelle

e : l'excentricité de Q par rapport au centre de la semelle

$$Q = \sum F_V = W_1 + P_W + W_2 + F_V$$

$$Q = 17.22 + 6.45 + 1.32 + 3.75 = 28.74 \text{ t}$$

$$B = 3 \text{ m}$$

$$e = \frac{\sum \text{Momoents par rapport au centre de la semelle}}{Q}$$

les moments /au centre de la semelle sont résumés sur le tableau suivant :

Tableau IV-2: les moments/au centre de la semelle

L'effort (t)	Le bras de levier (m)	Le moment (t*m)
$F_H = 10.31$	1.86	-19.176
$F_V = 3.75$	1.5	5.625
$W_1 = 17.22$	0.72	12.4
$P_W = 6.45$	-0.14	-0.903
$W_2 = 1.32$	-1	-1.32

$$\sum \text{Moment} = -3.374 \text{ t} * \text{m}$$

Donc :

$$e = \frac{3.374}{28.74} = 0.117 \text{ m}$$

$$\sigma_{ref} = \frac{28.74}{(3 - 2 * 0.117)} = 10.4 \text{ t/m}^2$$

La figure (IV-7) représente la répartition des contraintes sous la semelle

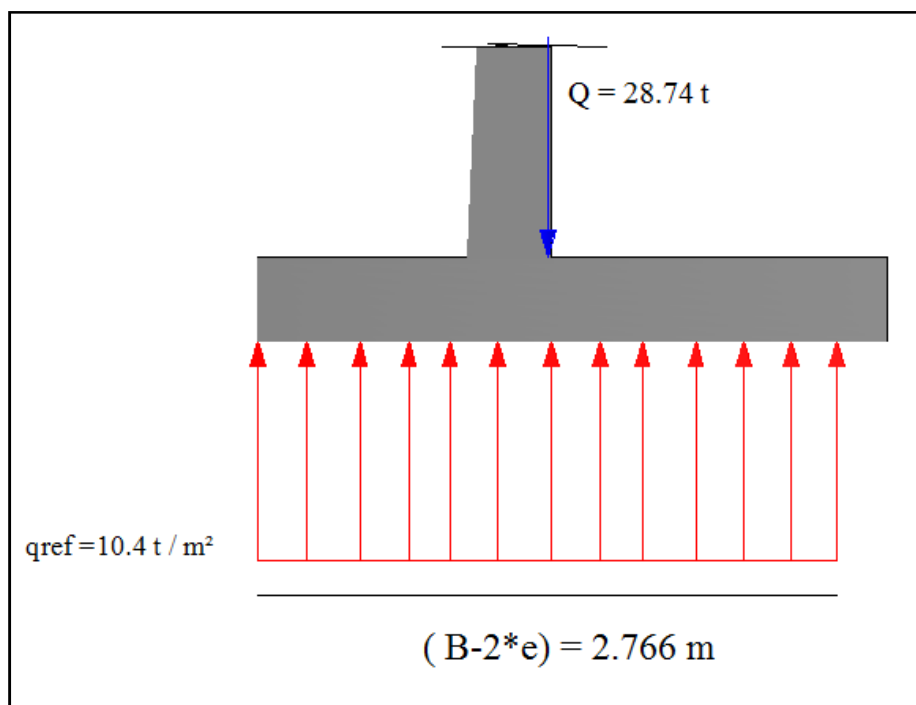


Figure IV-7 : model de Meyerhof

➤ **Détermination de σ_{adm} :**

$$\sigma_{adm} = 2 \text{ bars}$$

$$\sigma_{ref} = 1.04 \text{ bars} \leq \sigma_{adm} = 2 \text{ bars}$$

Donc le non poinçonnement de sol d'assise est vérifié

4) Vérification de la stabilité au glissement :

La stabilité au glissement est assurée si la condition suivante est satisfaite :

$$\frac{\sum \text{des efforts horizontaux retenant l'ouvrage}}{\sum \text{des efforts horizontaux faisant glisser l'ouvrage}} \geq 1.5$$

Les efforts horizontaux retenant l'ouvrage :

➤ La force due aux frottements sol-semelle : $\tan \varphi_1 * \sum F_V$

➤ La force due à la cohésion : $C * B'$

$\tan \varphi_1$: Coefficient de frottement sol-béton = 0.4

B' : la largeur de la semelle comprimée = 2.766 m

Les efforts horizontaux faisant glisser l'ouvrage :

➤ La force due à la poussée horizontale des terres : F_H

Donc :

$$\frac{\tan \varphi_1 * \sum F_V + C * B'}{F_H} = \frac{0.4 * 28.74 + 9.6 * 2.766}{10.31} = 3.69$$

$$\frac{\sum \text{des efforts horizontaux retenant l'ouvrage}}{\sum \text{des efforts horizontaux faisant glisser l'ouvrage}} = 3.69 \geq 1.5$$

Donc la stabilité au glissement est vérifiée

5) Vérification de la stabilité renversement :

La stabilité au renversement est assurée si la condition suivante est satisfaite :

$$\frac{\sum \text{Moments retenant l'ouvrage/pt } O}{\sum \text{Moments faisant renverser l'ouvrage/pt } O} \geq 1.5$$

Les moments retenant l'ouvrage :

- Le moment dû à F_V
- Le moment dû à W_1
- Le moment dû à P_W
- Le moment dû à W_2

Les moments faisant renverser l'ouvrage :

- Le moment dû à F_H

Le calcul des moments est résumé dans le tableau suivant :

Tableau IV-3: les moments / O

<i>L'effort (t)</i>	<i>Le bras de levier (m)</i>	<i>Le moment (t*m)</i>
$F_H = 10.31$	1.86	19.176
$F_V = 3.75$	3.75	11.25
$W_1 = 17.22$	17.22	38.23
$P_W = 6.45$	1.36	8.772
$W_2 = 1.32$	0.5	0.66

$$\frac{\sum \text{Moments retenant l'ouvrage/pt O}}{\sum \text{Moments faisant renverser l'ouvrage/pt O}} = \frac{11.25 + 38.23 + 8.772 + 0.66}{19.176} = 3.07$$

$$\frac{\sum \text{Moments retenant l'ouvrage/pt O}}{\sum \text{Moments faisant renverser l'ouvrage/pt O}} = 3.07 \geq 1.5$$

Donc la stabilité au renversement est vérifiée.

IV.3.4.2. Etude de la résistance interne :

Lorsque la stabilité externe d'un mur en béton armé est vérifiée, il y a lieu de calculer les efforts qui s'exercent sur la structure afin d'en déterminer le ferrailage et ce la consiste à assurer que le règlement de béton armé (règles BAEL) est vérifié dans certaines sections prédéterminées (encastrement voile – semelle, encastrement du talon, encastrement du patin), ainsi que dans certaines sections du voile définies par nous même

Pour notre étude nous allons utiliser le programme HOOKIPA version 2010.0 pour la conception des ouvrages de soutènement rigides en béton armé selon les règles BAEL 91, ce programme permet en particulier de :

- ❖ Vérifier leurs stabilités externes
- ❖ Etudier leurs résistances internes :
 - Calculer les efforts dans les sections critiques
 - Réaliser le calcul du ferrailage

Et ce là par simple introduction de certaines caractéristiques et données liées à la structure (géométrie, matériaux et chargement), au sol (poids volumique, angle de frottement, la cohésion ...)

1) Détermination des poussées :

Pour l'étude de la résistance interne de mur les poussées seront appliquée directement sur les parois de mur avec $\delta = \varphi$

- ◆ Coefficients de poussée $K_a = 0.34$
- ◆ La poussée horizontale $P_H = -6.454 \text{ t}$
- ◆ La poussée verticale $P_V = -4.519 \text{ t}$

2) Actions élémentaires non pondérées:

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV-4: Actions élémentaires non pondérées

	<i>action horizontale $H(t)$</i>	<i>action verticale $V(t)$</i>	<i>les moments $M(t * m)$</i>
<i>poids propre de mur</i>	0.000	-6.450	2.343
<i>poids propre de terrains morts arrière</i>	0.000	-17.217	20.934
<i>poids propre de terrains morts avant</i>	0.000	-1.342	-0.650
<i>poussées dues au sol</i>	-6.454	-4.519	-10.670

3) Combinaisons d'actions :**Tableau IV-5:** Combinaisons d'actions

<i>Combinaison</i>	<i>Nature</i>	<i>action horizontale $H(t)$</i>	<i>action verticale $V(t)$</i>	<i>les moments $M(t * m)$</i>
(1) G_{min} + 1.35G + 1.5Q	ELU Fonda	-8.713	-39.863	16.141
(2) $G_{min} + G$ + Q	ELS Rare	-6.454	-29.528	11.956

La figure IV-8 représente les diagrammes des poussées sur le mur de soutènement .

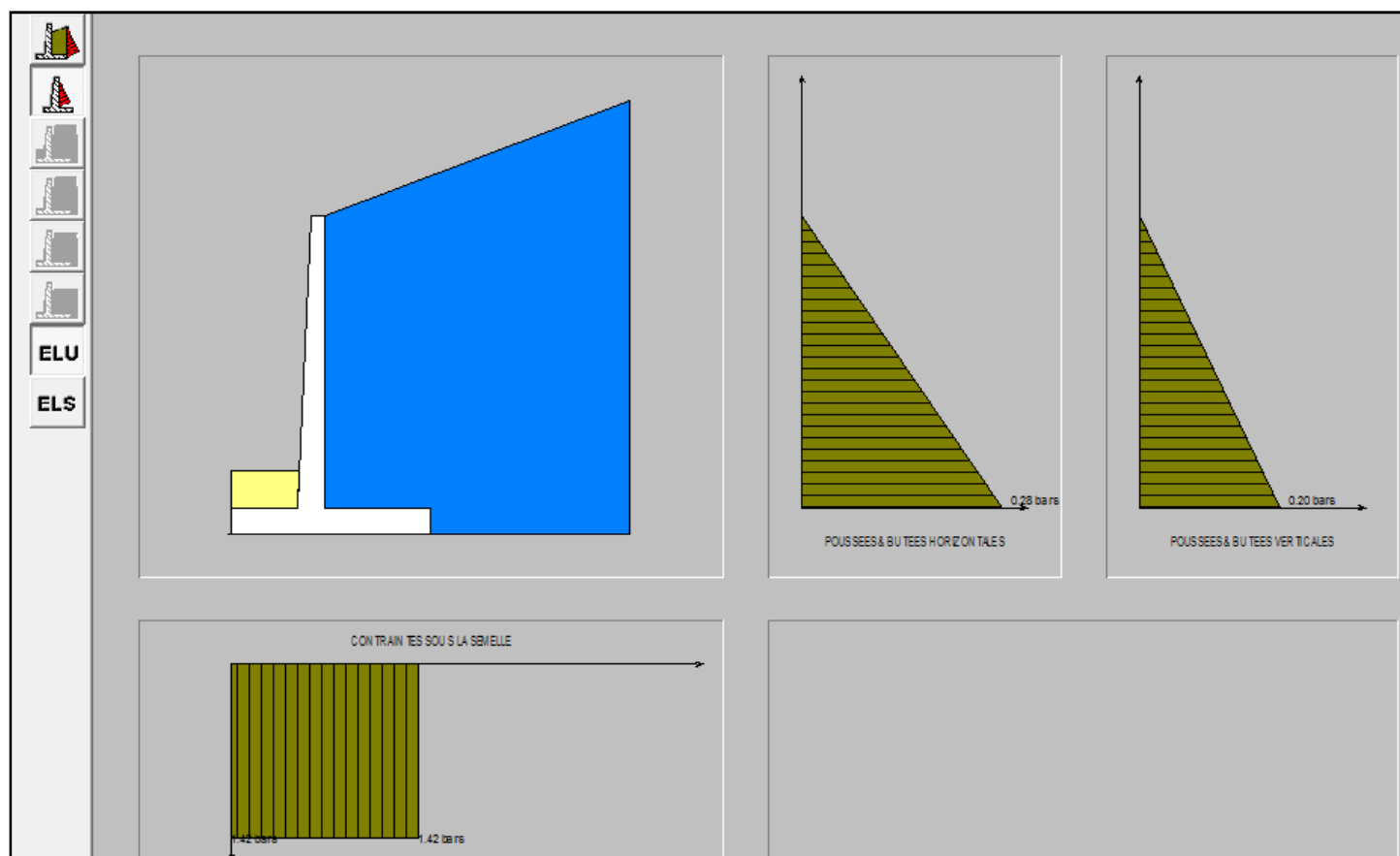


Figure IV-8 : diagrammes des poussées

4) Sections d'aciers théoriques:

❖ En pied de voile

Tableau IV-6: section d'acier en pied de voile

Combinaison	Moment M (t*m)	effort normal N (t)	effort tranchant T (t)	Armature avant (cm^2)	Armature arriere (cm^2)
(1)	12.008	-10.623	-8.713	0.00	7.16
(2)	8.895	-7.869	-6.456	0.00	9.81
				0.00	9.81

❖ Au tiers du voile

Tableau IV-7: section d'acier au tiers du voile

Combinaison	Moment M (t*m)	effort normal N (t)	effort tranchant T (t)	Armature avant (cm^2)	Armature arriere (cm^2)
(1)	3.459	-5.382	-3.872	0.00	2.22

(2)	2.562	−3.986	−2.869	0.00	3.02
				0.00	3.02

❖ A mi-hauteur du voile

Tableau IV-8: section d'acier à mi-hauteur du voile

Combinaison	Moment M (t*m)	effort normal N (t)	effort tranchant T (t)	Armature avant (cm^2)	Armature arriere (cm^2)
(1)	1.418	−3.398	−2.178	0.00	0.89
(2)	1.050	−2.517	−1.614	0.00	1.20
				0.00	1.20

❖ Sur le patin avant

Tableau IV-9: section d'acier sur le patin avant

Combinaison	Moment M (t*m)	effort normal N (t)	effort tranchant T (t)	Armature sup (cm^2)	Armature inf (cm^2)
(1)	−6.215	0.000	12.376	0.00	4.10
(2)	−4.614	0.000	9.167	0.00	5.47
				0.00	5.47

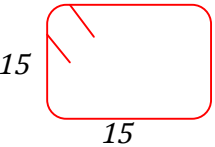
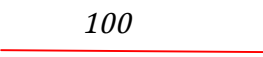
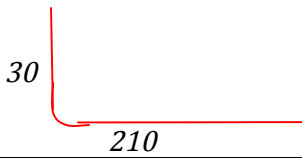
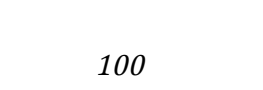
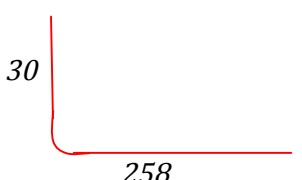
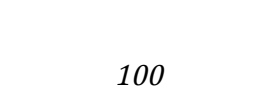
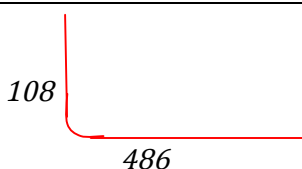
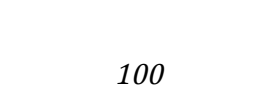
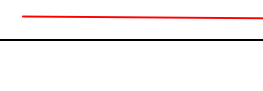
❖ Sur le patin arrière

Tableau IV-10: section d'acier sur le patin avant

Combinaison	Moment M (t*m)	effort normal N (t)	effort tranchant T (t)	Armature sup (cm^2)	Armature inf (cm^2)
(1)	−4.864	0.000	−3.242	3.19	0.00
(2)	−3.603	0.000	−2.401	4.25	0.00
				4.25	0.00

5) Les armatures adoptées :

Tableau IV-11: Les armatures adoptées

1	4HA8	$l=72\text{ cm}$ $e=25\text{ cm}$	
2	4HA8	$l=100$ $e=9$	
3	5HA20	$l=231$ $e=20$	
4	6HA14	$l=100$ $e=33$	
5	5HA20	$l=279$ $e=20$	
6	7HA14	$l=100$ $e=33$	
7	5HA20	$l=585$ $e=20$	
8	13HA14	$l=100$ $e=33$	
9	6HA10	$l=458$ $e=16$	
10	18HA10	$l=100$ $e=25$	

Le schéma de ferrailage est représenté sur la figure (IV-9)

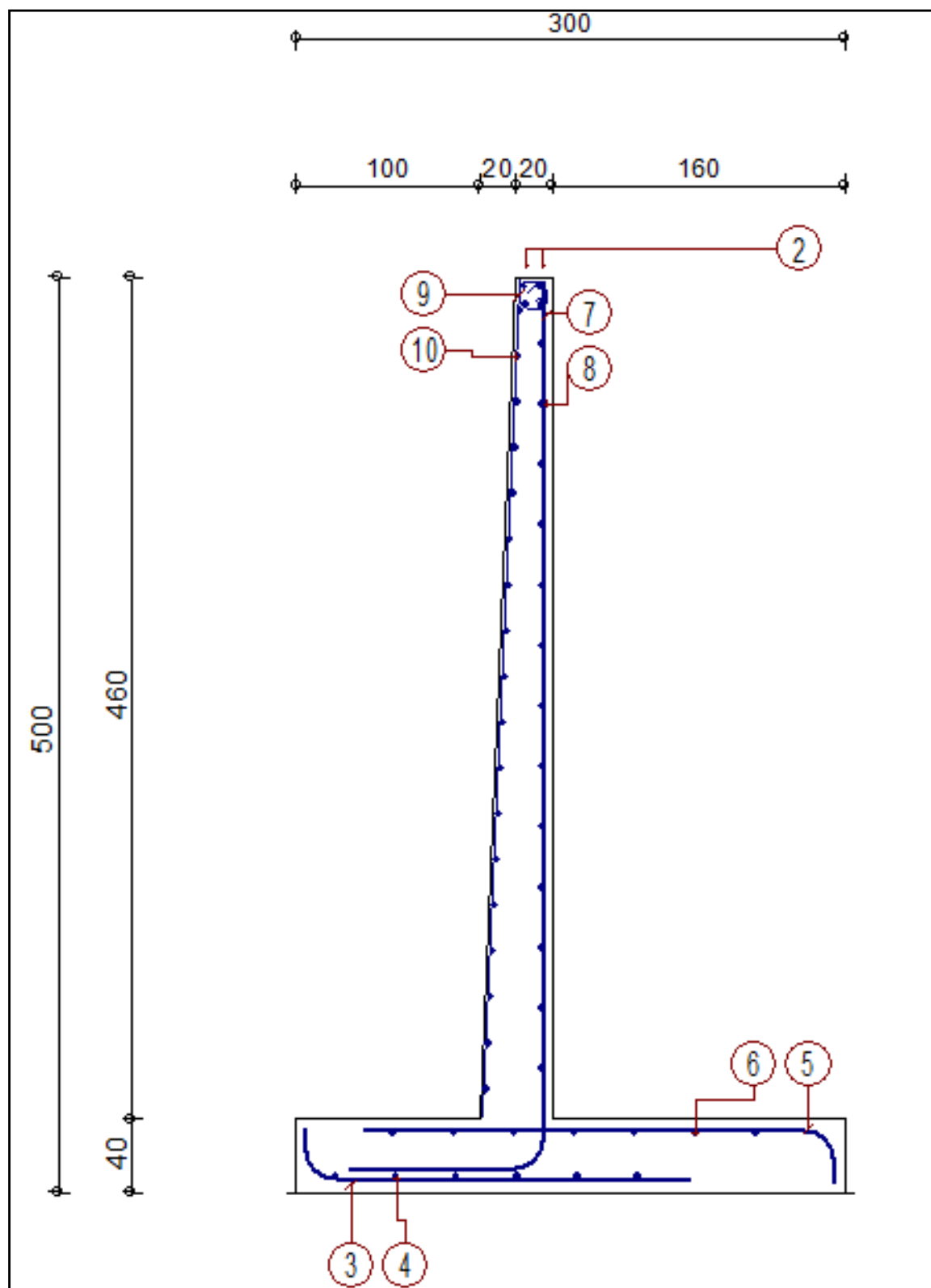


Figure IV-9 : schéma de ferrailage

Conclusion générale

Conclusion générale:

Le travail effectué dans le cadre de notre projet de fin de cycle est divisé en deux parties, la première est une synthèse bibliographique et la deuxième est une application au glissement de terrain de l'école primaire 08 Mai 1945 à Barbacha (Béjaia).

Les glissements de terrain présentent une grande importance pratique à cause :

- ◆ des risques qu'ils font encourir aux humains et aux matériels.
- ◆ la difficultés techniques d'y porter remède.
- ◆ des grands couts économiques.

L'étude des glissements de terrain fait appel à un calcul de stabilité qui peut être effectué sur un versant dans deux circonstance bien distinctes : avant ou après apparition de glissement.

- ◆ Sur un versant apparemment stable : l'objectif est :
 - d'apprécier la marge de sécurité dont dispose le versant.
 - de définir la zone la plus menacée du site et la géométrie d'une rupture éventuelle.
 - d'examiner le risque associé à la réalisation sur ce site de certains travaux (terrassment, construction...etc.)
- ◆ Sur un versant ou un glissement est apparu : l'étude permet :
 - d'analyser le mécanisme de la rupture en comparant l'importance relatives des forces en présence et donc parmi plusieurs causes possibles, de repérer celles qui jouent un rôle décisif dans l'apparition de la rupture.
 - de définir les dispositifs confortatifs.

L'étude des glissements de terrain commence toujours par une étude géotechnique, comme tout autre projet. Elle apporte une aide capitale et indispensable dans la reconnaissance des paramètres physiques et mécaniques du site, au moyen des essais au laboratoire ou in situ .et donc de remédier le glissement par confortement adéquat pour stabiliser le versant.

En conclusion, la démarche d'élaboration d'un dispositif de confortement d'un glissement de terrain procède des éléments suivants :

- ✓ Identification du type de mouvement.
- ✓ Etude de stabilité par différentes méthodes.
- ✓ Choix de solution en tenant compte des contraintes de site, économiques, de délai, etc.
- ✓ Dimensionnement du projet de solution.

Introduction des données dans le logiciel NIXES :

Titre de l'étude : **PFE**

Nom fichiers donnés : **bm2** nom

fichier résultats : **cbm2**

Nb points (P) : 6 Nb segments (S) : 5 Nb couches (C) :1 Nb points bedrock (B) : 1

Déf.. de nappe (N) : -pas de nappe : PN

-par rapport de prés, inter : RU

-par surface piézométrique : SP

-par pressions interstitielles : PI

Choix (PN, RU, SP, PI) : PN

d'où valeur de RU : 0

Nb points nappe : 0

Nb couches ou defini : 0

Commande (P, S, C, B, N, ou EPC.) :

Choix de la méthode de calcul (BI, JA, PC, PE : cf ci-dessous) : **BI**

Circulaire Bishop (BI) Junbu (JA) Perturbation (PC)

Mode 1 : quadrillage vertical. }

Mode 2 : quadrillage parallélépipédique quelconque. } choix du mode : **1**

Mode 3 : point d'émergence. }

Non circulaire perturbations (PE)

Mode 1 : courbe de rupture par N points.}

Mode 2 : courbe de rupture entre 2 courbes limites.} choix du mode :

Presser ESC pour revenir au menu précédent.

Commande P :

Points	position / talus	Abscisse X	Ordonnée Y
1	1	0.	749.29
2	1	35.5	749.29
3	1	35.5	756.57
4	1	46.5	761.52
5	1	46.5	765.04
6	1	70.	756.04

Presser ESC pour revenir au menu.

Commande C :

Segment	pts gauche	pts droite	sur la gauche
1	1	2	1
2	2	3	1
3	3	4	1
4	4	5	1

Presser ESC pour revenir au menu.

Commande S :

Couche	pds volumique total KN/ m ³	cohésion KPa	Angle/frottement (°)	largeur m
1	21.7	9.6	15.	1

Presser ESC pour revenir au menu.

Commande B :

Pts de bed rock	Abscisse X	Ordonnée Y
1	0.	749.29

Presser ESC pour revenir au menu.