

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Abderrahmane Mira de Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention du diplôme de Master en génie civil, option :
Géotechnique

Thème

ETUDE DE STABILITE ET DE CONFORTEMENT DU GLISSEMENT DE TERRAIN DE LA CITE DES 50 LOGEMENTS MEZGHITANE (JIJEL)

Réalisé par :

AZEGGAGH Sofiane

MOUSSOUS Faouzi

Encadré par :

Mr. H. BENDADOUCHE

Jury :

Mr. MERIDJA

Mr. KHEFFACHE

Promotion juin 2012

REMERCIEMENTS

En premier lieu, on tient à remercier le dieu de nous avoir donné le courage et la force pour faire ce travail et nous le prions toujours qu'il soit à nos cotés.

Nous adressons tous nos sincères et respectueux remerciements à toute personne ayant contribué à la réalisation de ce P.F.E, particulièrement à :

- Mr H.BENDADOUCHE: (chargé de cours à l'université de Bejaia)

Nous vous présentons de tout cœur, nos remerciements les plus distingués pour votre gentillesse, pour votre aide durant notre travail et d'avoir mis à notre disposition tous les documents nécessaires à la réalisation de ce projet.

- Les membres du jury d'avoir accepté de juger notre travail.

Enfin, nous tenons à remercier tous les enseignants ayant contribué à notre formation.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

Mes très chers parents qui ont tant donné pour me voir réussir .

Mes frères et ma sœur.

Mes oncles et tentes.

Mes cousins et cousines.

Mon binôme et ami Faouzi ainsi qu'à sa famille.

Mes copains de chambre (F504 et J307).

Et tous ce qui me sont chers

A. Sofiane

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

Mon très cher père, ma très chère mère.

Mes frères et sœurs mes neveux et nièces.

Ma grand mère mes oncles et tentes.

Mes cousins et cousines.

Mon binôme et ami Sofiane et sa famille.

Mes copains de chambre (F504 et J307).

Et tous mes amis.

M. Faouzi

LISTE DES FIGURES
PARTIE THEORIQUE

Figure (I.1) : écoulement rocheux.....	2
Figure (I.2) : glissement plan	3
Figure (I.3) : glissement rotationnel simple.....	3
Figure (I.4) : glissement rotationnel complexe.....	4
Figure (I.5) : le fluage.....	4
Figure (I.6) : la coulée boueuse.....	5
Figure (I.7) : l'effondrement d'une cavité souterraine	6
Figure(I.8) : éléments descriptifs d'un glissement de terrain.....	7
Figure(I.9) : type de rupture de remblai sur sol mou.....	8
Figure (I.10) : réseaux d'écoulement dans un barrage.....	9
Figure IV.1 : Surface de rupture.....	23
Figure IV.2 : Equilibre globale du massif.....	25
Figure IV.3: Polygone des forces.....	27
Figure IV.4 : Découpage en tranches.....	27
Figure IV.5 : Bilan des forces sur une tranche.....	28
Figure IV.6 : Forces agissant sur la tranche n.....	30
Figure V.1. : Remblai de pied.....	36
Figure V.2. : Allègement en tête.....	37
Figure V.3. : Reprofilage.....	37
Figure V.4 : Substitution partielle.....	38
Figure V .5 : substitution totale des matériaux glissés au droit de la tête sud du tunnel de Marnay	39
Figure V.6 : Coupe type d'une tranchée drainante	41
Figure V.7 : Stabilisation par drains subhorizontaux de la RD à Muret (Haute-Garonne, France).....	42
Figure V.8 : stabilisation par drains verticaux du glissement Noailac (Corrèze, France)....	43
Figure V.9 : mur de soutènement en gabion.....	44
Figure V.10 : renforcement par tirants d'ancrage.....	45
Figure V.11 : Exemple de clouage d'un glissement.....	47
Figure V.12 : Confortement par pieux (Grèce).....	48

PARTIE PRATIQUE

Figure I-1: pied du glissement.....	52
Figure I-2: vue générale du site	53
Figure II-1: Schéma du pressiomètre.....	57
Figure II-2: Résultats bruts des mesures	57
Figure II-3: Résultats corrigés	58
Figure II-3: Profil du site étudié.....	63
Figure III-1: Découpage en tranches d'un talus	65
Figure III-2: Forces agissant sur la tranche n	66
Figure III-3: Principe de la méthode globale.....	68
Figure III-4: Contraintes appliquées sur une facette.....	69
Figure III-5: cercle de rupture passant par le pied de talus.....	73
Figure III-6: polygone des forces	74
Figure III-7: découpage en tranches du talus.....	75
Figure III-8: cercle de rupture passant par le pied de talus.....	77
Figure III-9: polygone des forces pour la détermination de R_n	79
Figure IV-1: découpage en tranches de nouveau talus.....	81
Figure IV-2: détail de la butée	83
Figure IV-3: les forces agissantes sur le mur	85
Figure IV-4: détail du mur	87
Figure IV-5: Emplacement de la butée et le mur de soutènement	88

RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Tableau (1) : le rôle de l'eau dans le mécanisme des mouvements de terrain13

PARTIE PRATIQUE

Tableau N° II-1: Résultats de l'essai pressiométrique N° 1 59

Tableau N° II-2: Résultats de l'essai pressiométrique N° 2 59

Tableau N° II-3: Résultats des essais de laboratoire 62

Tableau III-1 : la cohésion et l'angle de frottement musérés 72

Tableau III-2 : Résultats de calcul de la méthode des tranches..... 75

Tableau IV-1: Résultats de calcul de la méthode des tranches 82

Tableau V.1 : Les prix unitaires90

Tableau V.2 : Tableau récapitulatif des prix de la butée de pied91

INTRODUCTION.....1

CHAPITRE I : GENERALITES

I.1. Définition2

I.2. Description des principaux types de mouvements de terrain2

 I.2.1. Eroulement rocheux et chutes de blocs2

 I.2.2. Glissements3

 a) Glissement plan3

 b) Glissement rotationnel simple3

 c) Glissement rotationnel complexe4

 I.2.3. Fluage et solifluxion4

 a) Le fluage4

 b) La solifluxion 5

 I.2.4. Coulées boueuses5

 I.2.5. Laves torrentielles 5

 I.2.6. Affaissements et effondrements5

I.3. Eléments descriptifs d'un glissement de terrain6

I.4. Forme de la surface de rupture8

I.5. remblai sur sols mous8

I.6. Digue et barrage en terre 9

CHAPITRE II : LES CAUSES ET LES DOMMAGES DES GLISSEMENTS DE TERRAIN

II.1.Introduction10

II.2. Facteurs de préparation10

 II.2.1. Facteurs géologiques10

 II.2.2. Facteurs géomorphologiques11

 II.2.3. Facteurs physiques11

 II.2.4. Facteurs anthropiques11

II.3. Facteur de prédisposition11

II.4. Facteurs déclenchant11

 II.4.1. Rôle des secousses sismique12

II.4.2. Rôle de l'eau	12
II.5. Effets dommageables possibles	14
II.5.1. Glissements de terrain	14
a) Intensité forte	14
b) Intensité moyenne	14
c) Intensité faible	14
II.5.2. Processus d'éboulement	15
a) Intensité forte	15
b) Intensité moyenne	15
c) Intensité faible	15
II.5.3. Coulées boueuses.....	16
a) Intensité forte	16
b) Intensité moyenne	16
c) Intensité faible	16

CHAPITRE III : PROCESSUS D'ETUDE DES GLISSEMENT DE TERRAIN

III.1. Repérage topographique d'une zone instable	17
III.1.1. Etablissement d'un plan topographique à grande échelle	17
III.1.2. Repérage des éléments caractéristique du glissement de terrain	17
III.2. L'enquête historique	18
III.3. Etude géologique et géomorphologique	18
III.4. Etude hydrogéologique	18
III.5. Etude géotechnique	19
III.5.1. Sondage et prélèvement d'échantillon	19
III.5.2. Valorisation des sondages	20

III.5.3. Les essais géotechniques	20
III.5.3.1. Les essais au laboratoire	21
III.5.3.2. Les essais in-situ	21
III.5.4. La prospection géophysique	21
III.6. La phase de modélisation du terrain	22
 CHAPITRE IV : CALCULS DE STABILITE	
IV.1. Introduction.....	23
IV.2. Définition du coefficient de sécurité	23
IV.3. Calcul de stabilité en rupture circulaire	24
IV.3.1. Méthodes globales	24
IV.3.2. Méthodes des tranches	27
IV.3.2.1. Méthodes de Fellenius	29
IV.3.2.2. La méthode de bishop	30
IV.3.2.2.1. Méthode détaillée	30
IV.3.2.2.2. Méthode simplifiée	31
IV.3.2.3. Méthode de Samara	31
IV.3.2.4. Méthode de Morgenstern et Price (1965)	32
IV.4. Choix des caractéristiques mécaniques à prendre en compte	32
IV.5. Différents logiciels d'analyse de stabilité	33
 CHAPITRE V : METHODES DE CONFORTEMENT	
V.1. Introduction	36

V.2. Terrassements	36
V.2.1. Remblai de pied.....	36
V.2.2. Allégement en tête.....	36
V.2.3. Reprofilage.....	37
V.2 .4. Purge.....	38
V.2.5. Substitution totale ou partielle.....	38
V.3. Dispositifs de drainage.....	39
V.3.1. Collecte et canalisation des eaux de surface.....	40
V.3.2. Tranchées drainantes.....	40
V.3.3. Drains subhorizontaux.....	41
V.3.4. Masques et éperons drainants.....	42
V.3.5. Drains verticaux, galeries drainantes.....	42
V.4. Introduction d'éléments résistants.....	43
V.4.1. Ouvrages de soutènements.....	44
V.4.2. Tirants d'ancrage.....	45
V.4.3. Renforcement par inclusions.....	46
V.4.3.1. Clous et micropieux.....	46
V.4.3.2. Pieux et barrettes.....	47
V.5. Boisement et reforestation.....	48
Conclusion.....	50

PARTIE PRATIQUE

CHAPITRE I : PRESENTATION DU SITE

I.1. Eléments de géographie	51
I.2. Situation	51
I.3. Climat.....	51
I.4. Relief	51
I.5 Les profils couvrants le site	53

CHAPITRE II : ETUDE GEOTECHNIQUE

II.1. Introduction	55
II.2. Essais in-situ	55
II.2.1. Sondages carottés	55
II.2.1.1. Équipements utilisés dans le sondage au carottage	55
II.2.1.2. Résultats des sondages carottés	56
II.2.2. Essai pressiométrique.....	57
II.2.2.1. Objectif.....	57
II.2.2.2. Domaine d'application	57
II.2.2.3. Principe de l'essai.....	57
II.2.2.4. Appareillage	58
II.2.2.5. Réalisation de l'essai-courbe brute.....	59
II.2.2.6. Courbes corrigées	60
II.2.2.7. Résultats des essais pressiométrique	61
II.3. Les essais au laboratoire	62
II.3.1. Les essais d'identification physique	62
II.3.1.1. Poids volumiques	62
II.3.1.2. Teneur en eau	63
II.3.1.3. Degré de Saturation.....	63

II.3.1.4. Les limites d’Atterberg.....	63
II.4. Les profils couvrant la zone glissée.....	65
CHAPITRE III CALCUL DE STABILITE	
III.1. Introduction	66
III.2. Définition du type de glissement de Mezghitane a Jijel.....	66
III.3. Calcul de stabilité en rupture circulaire.....	66
III.3.1. Méthode des tranches de Fellenius	66
III.3.1.1. Le principe de la méthode.....	67
III.3.2. La méthode globale	70
III.4. Application au glissement de Mezghitane Jijel.....	74
III.4.1.calcul de stabilité avec les paramètres défavorables	74
III.4.2. La méthode des tranches de Fellenius	76
III.4.3. La méthode globale	78
CHAPITRE IV : ETUDE DE CONFORTEMENT	
IV.1. Introduction.....	83
IV.2. Butée de pied.....	83
IV.2.1. Calcul de stabilité de la butée.....	84
IV.2.1.1. Calcul de l’effort (T) que doit reprendre la butée	84
IV.2.1.2. Estimation du volume du remblai.....	85
IV.2.2. Vérification de la stabilité du mur de soutènement.....	88
IV.2.2.1. Vérification de la stabilité au glissement.....	89
IV.2.2.2. Vérification de la stabilité au renversement	90
CHAPITRE V : ESTIMATION ECONOMIQUE DU PROJET	
V.1. Introduction	93
V.2. Les éléments à calculer.....	93
V.3. Calcul de la quantité des matériaux pour la butée de pied	93
V.4. Calcul de la quantité du béton dans le mur de soutènement.....	93

TABLE DES MATIERES

V.5. Calcul des prix	94
V.5.1. Les prix unitaires	94
V.5.2. Calcul des prix globaux des éléments.....	94
V.5.2.1. La butée de pieds.....	94
V.5.2.2. Le mur de soutènement	94
CONCLUSION GENERALE	96

INTRODUCTION GENERALE

Tant par leurs localisations quasi globales que par le nombre et la variété de leurs formes, de leurs manifestations et de leurs effets les mouvements de terrain constituent la classe la plus vaste de phénomènes naturels, et la plus étudiée du point de vue mécanique ; la géomécanique leur est entièrement consacrée. Les mouvements de terrain sont les effets de la gravité sur le géomatériau associée à des phénomènes préparateurs (altération, désagrégation, humidification...) et à des événements déclencheurs (fortes précipitations, séismes, excavations naturelles ou artificielles). Ils peuvent être extrêmement rapides ou très lents, généralement regardés comme exceptionnels et isolés alors que ce sont les épisodes normaux de la phase externe du cycle géodynamique.

Les glissements de terrain sont des déplacements obliques plus ou moins étendus et rapides, de matériaux généralement meubles, plastiques ou fragmentés. Partout où il y a des pentes naturelles, sur les bords de rivières, de montagnes, l'angle de la pente, le climat local, et généralement à la suite d'un événement secondaire, naturel le plus souvent météorologique, ou anthropique, il se produit du fluage, des glissements, des coulées de boue, de chutes de pierres, des éboulements, des écroulements ; certains de ces phénomènes peuvent se superposer ou s'enchaîner.

Les risques que font courir les glissements de terrain, sont appréciés selon la possibilité, la probabilité ou la certitude de survenance du mouvement, et selon les effets qu'ils sont susceptibles de produire, victimes et dégâts.

CHAPITRE I : GENERALITES

I.1. Définition

Les glissements de terrain sont des mouvements qui affectent les talus et les versants naturels. Ils peuvent provoquer des dommages importants aux ouvrages et aux constructions, avec un impact économique sensible, et parfois causer des victimes. Ils surviennent à la suite d'un événement naturel (forte pluie, érosion de berge, séisme) ou sont la conséquence plus ou moins directe d'actions de l'homme, telles que travaux de terrassements ou déforestation. L'étude des glissements de terrain et la prévention des risques qu'ils engendrent relèvent de la géologie appliquée et de la mécanique des sols.

I.2. Description des principaux types de mouvements de terrain

I.2.1. Écroulement rocheux et chutes de blocs

On utilise généralement le terme de chute pour des pierres (volume inférieur à 1dm^3) ou des blocs (volume supérieur à 1dm^3) qui tombe isolement 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.

Les chutes de pierres et blocs et les écroulements se produisent dans des sites variés : falaise littorale, abrupte d'une rivière, rebord de plateau, escarpement rocheux en montagne, et même ancienne carrière ou grande tranchée de route ou de voie ferrée. L'écroulement ou la chute sont précédés d'un basculement préalable, ou d'une mise en surplomb, ou sont directs, dans une paroi subverticale et très raide.

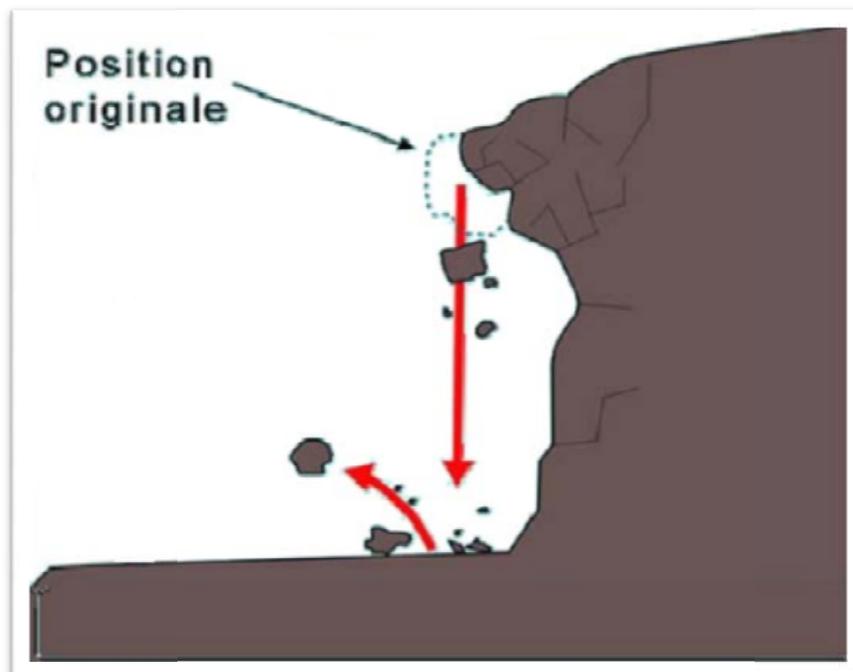


Figure (I.1) : écroulement rocheux [8]

I.2.2. Glissements

a) Glissement plan

En général, la ligne de rupture suit une couche mince ayant de mauvaises caractéristiques mécaniques, et sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau. Une telle couche est appelée couche savon.

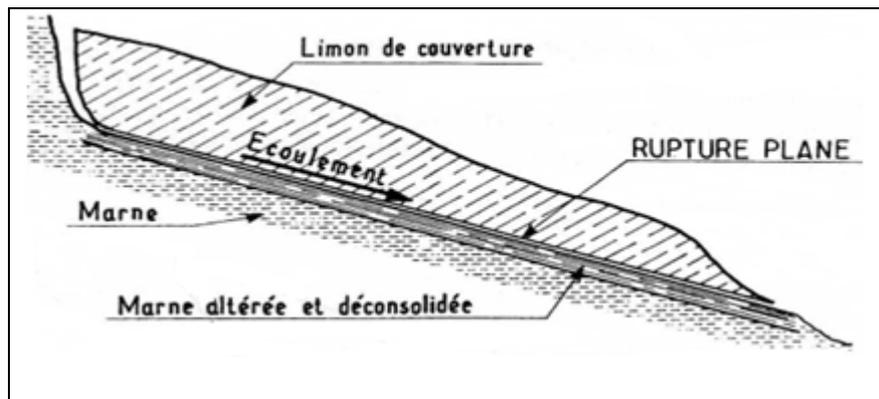


Figure (I.2) : glissement plan [2]

b) Glissement rotationnel simple

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 du 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.

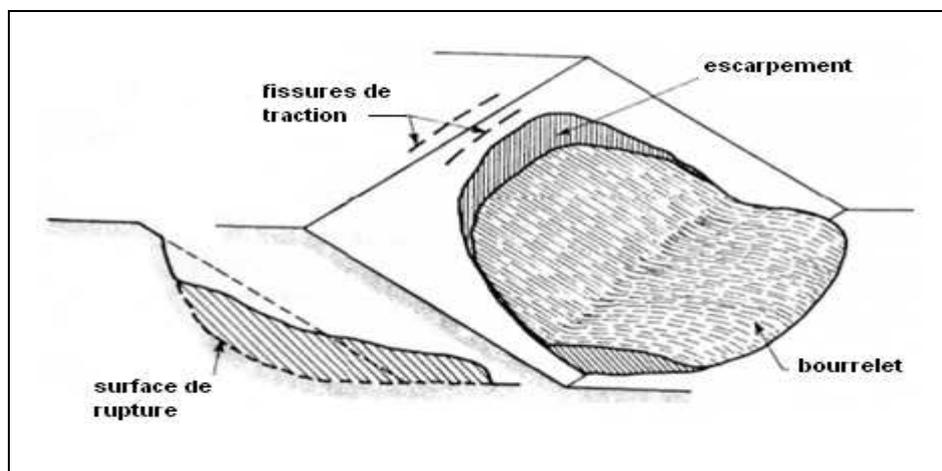


Figure (I.3) : glissement rotationnel simple[2]

c) Glissement rotationnel complexe

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

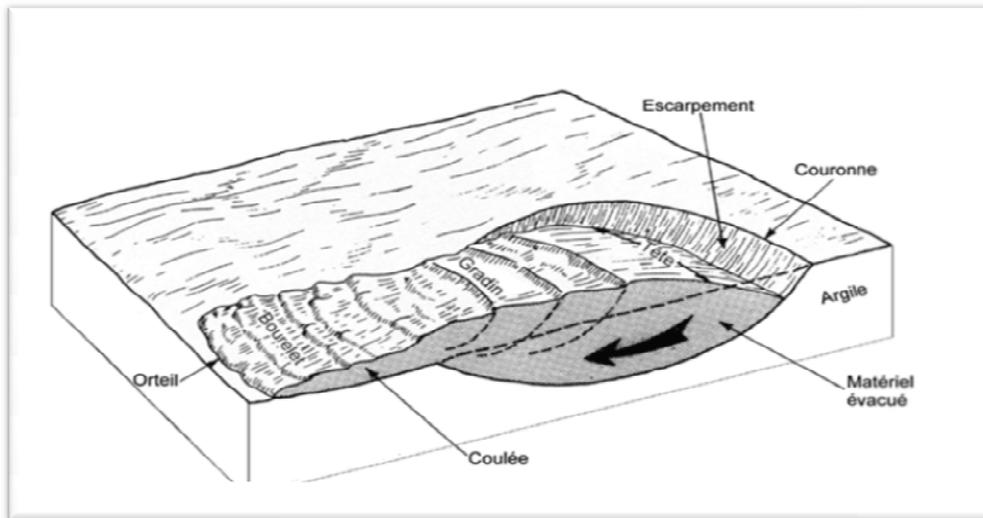


Figure (I.4) : glissement rotationnel complexe[2]

I.2.3. Fluage et solifluxion

a) Le fluage

Le fluage est une déformation viscoplastique lente due à des sollicitations proches de la rupture, concerne essentiellement les milieux argileux. Les déplacements dans le massif en mouvement sont continus, mais avec une vitesse faible. Ces mouvements affectent principalement des versants naturels divers et se distinguent des glissements par le fait qu'il n'existe pas de surface de glissement qui se manifeste.

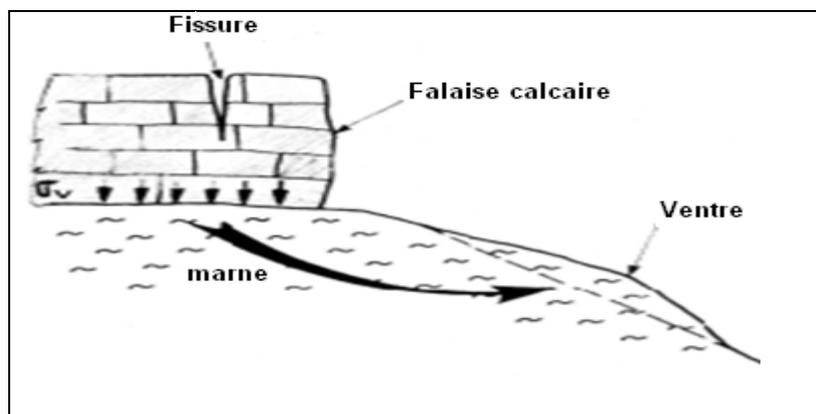


Figure (I.5) : le fluage[2]

b) La solifluxion

C'est un cas particulier de fluage, il s'agit d'un phénomène superficiel dû aux variations volumiques du sol au cours des saisons (gel et dégel, alternance de saisons sèches et pluvieuses). La solifluxion se repère par la présence d'ondulation du sol et l'inclinaison des arbres et se produit essentiellement dans les pentes taillées dans les argiles gonflantes.

I.2.4. Coulées boueuses

Elles s'agissent d'écoulements visqueux ou fluides, qui interviennent dans des milieux fins, souvent argileux, dues à des infiltrations d'eau, elles se produisent essentiellement en montagne.

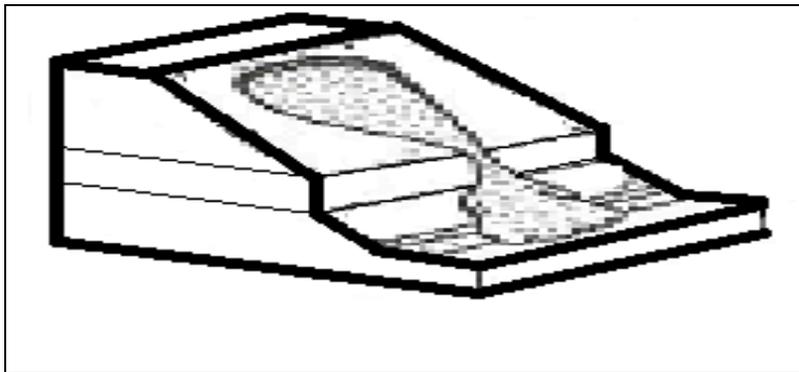


Figure (I.6) : la coulée boueuse[8]

I.2.5. Laves torrentielles

Dans les montagnes et hautes montagnes où les bassins torrentiels ont des pentes fortes, les coulées peuvent atteindre des vitesses plus grandes. Les circonstances du déclenchement de la lave ne diffèrent pas de celles des coulées. Ce sont, la plus part du temps, des averses d'intensité forte ou exceptionnelle qui entraînent un matériau rocheux peut cohérent.

I.2.6. Affaissements et effondrements

L'affaissement se traduit par une dépression topographique sans rupture apparente, parfois en cuvette ; peu profond, il est lent, progressif, plus lent, plus ou moins continu. L'effondrement est brutal, discontinu, et provoque l'apparition d'une dépression plus ou moins circulaire dont les bords sont verticaux ou escarpés et montrent la rupture de terrain. Avec le temps, un affaissement peut se transformer en effondrement.

Les causes des affaissements et effondrements sont nombreuses, naturelles ou ; de plus en plus, liées aux activités humaines :

- constructions élevés sur des terrains compressibles ;
- pompage des eaux et extraction pétrolière ;
- soutirage de matériaux fins ;

- Rupture des roches qui forment la voûte de cavités souterraines (naturelles, carrières, mines).

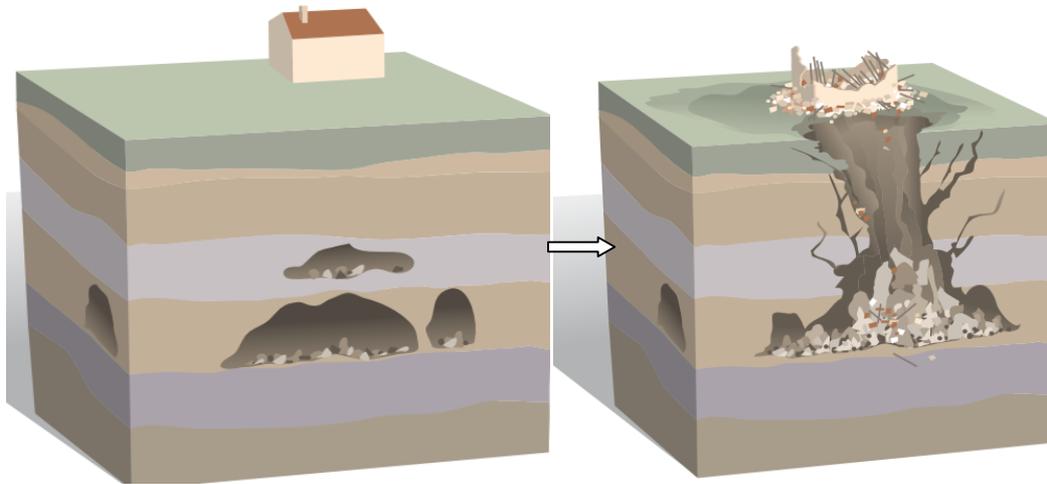
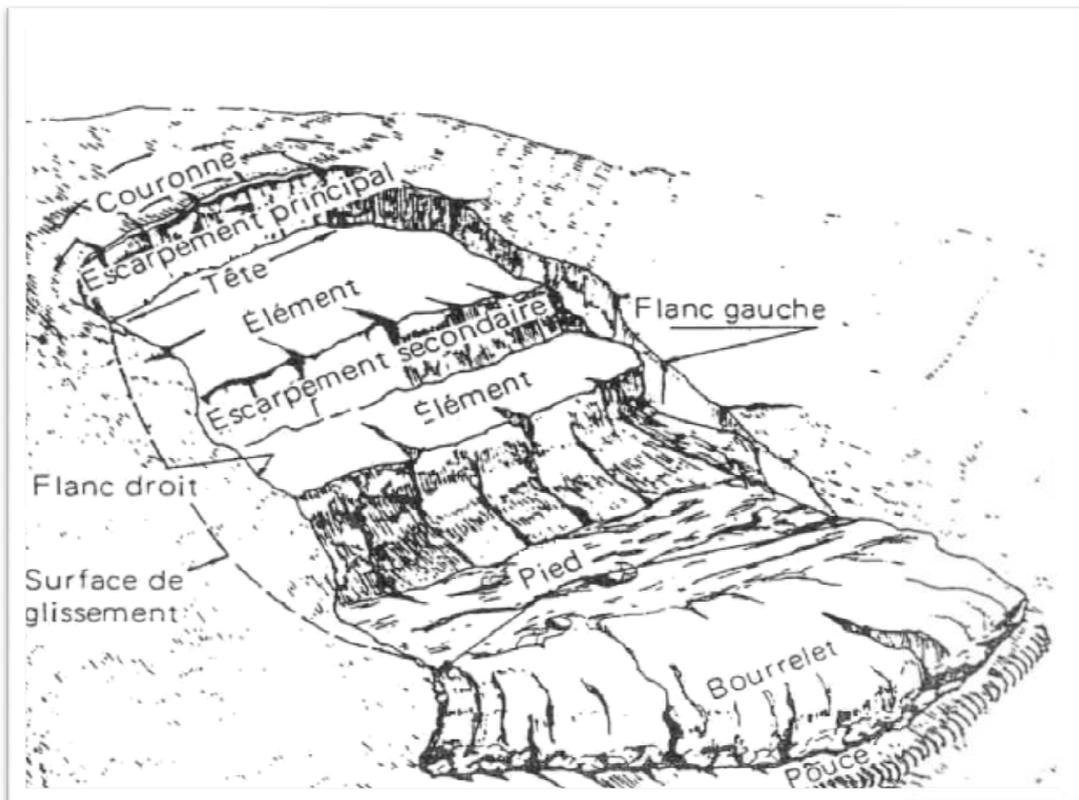


Figure (I.7) : l'effondrement d'une cavité souterraine [9]

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** : sont situées au-dessus de l'escarpement principal, souvent peu affectées par le désordre. Seules quelques fissures ou crevasses témoignent de la mise en traction des terrains dans ces zones.
- **Tête** : c'est la limite amont du glissement et plus précisément la 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.
- **Élément** : 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 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 d'attraction** : s'apparaissent à la surface de la couronne, considérées comme un témoin de glissement.



Figure(I.8) : éléments descriptifs d'un glissement de terrain [2]

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 lignes de rupture seront grossièrement des cercles en. 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.

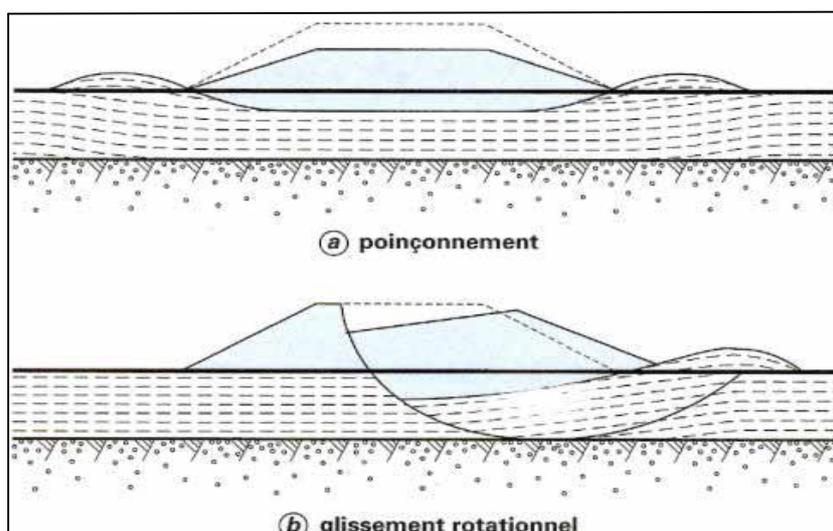
I.5. Remblai sur sols mous

La construction de remblais sur certains sols (vase, argiles molles, ...) dont la cohésion non drainée est faible pose deux principaux problèmes : celui des tassements engendrée par le chargement de la couche de sol compressible et celui de la stabilité de l'ensemble (remblai, sol fondation).

L'expérience de la construction de remblais sur sols mous a montrée que la rupture pouvait se produire selon deux schémas (figure I.8) :

Rupture par poinçonnement. Le remblai s'affaisse sans se rompre tandis que deux bourrelets se forment dans le terrain naturel de part et d'autre du remblai.

Rupture rotationnelle. Il s'agit d'une rupture profonde de forme sensiblement cylindrique qui affecte le remblai et la couche de sol mou. Un escarpement bien marqué se forme en tête, un bourrelet en pied.



Figure(I.9) : type de rupture de remblai sur sol mou [4]

I.6. Digue et barrage en terre

Les barrages en terre et les digues possèdent deux talus, amont et aval, dont la stabilité doit être vérifiée aux différentes phases de la construction et de la vie de l'ouvrage, du fait du développement de pressions interstitielles dans le corps du barrage. Bien entendu, la stabilité d'ensemble doit également être vérifiée :

- lorsque la retenue est pleine ;
- lors d'une vidange rapide ;
- pendant la construction et peu après la construction ;

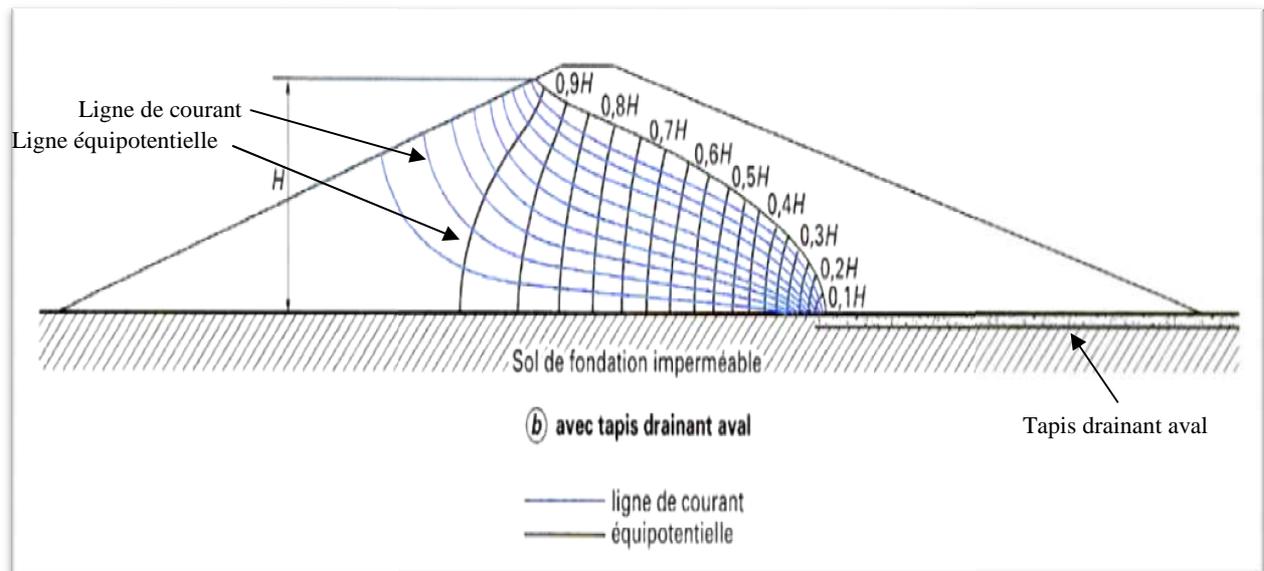


Figure (I.10) : réseaux d'écoulement dans un barrage [4]

CHAPITRE II : LES CAUSE ET LES DOMMAGES DES GLISSEMENTS DE TERRAIN

II.1. Introduction

Les glissements de terrain sont des mouvements qui affectent les talus et les versants naturels. Ils peuvent provoquer des dommages importants aux ouvrages et aux constructions, avec un impact économique sensible, et parfois causer des victimes. Ils surviennent à la suite d'un événement naturel (forte pluie, érosion de berge et séisme par exemple) ou sont la conséquence plus ou moins directe d'actions de l'homme, telles que travaux de terrassements ou déforestation. L'étude des glissements de terrain et la prévention des risques qu'ils engendrent relèvent de de la mécanique des sols.

Les expériences accumulées dans le domaine des glissements de terrain mettent en évidence le rôle de plusieurs facteurs comme causes majeures des glissements de terrain.

II.2. Facteurs de préparation

Avant tout mouvement, il existe un état d'équilibre entre les différentes forces qui en sont responsable. Les causes de ces mouvements doivent donc être recherchées dans les variations de ces forces qui peuvent être modifiées par des facteurs naturels ou anthropiques. En premier lieu, il est nécessaire de comprendre l'évolution naturelle d'un massif ou d'un versant avant le glissement de terrain.

II.2.1. Facteurs géologiques

Les facteurs géologiques sont souvent intrinsèques aux massifs de sols ou de roches, ils affectent sa stabilité mais aussi sa résistance à la dégradation en fonction de la présence des matériaux fragiles, altérés, cisailés ou fissurés qui se nomment matériaux favorable à la rupture.

L'altération est un processus lent qui dégrade les matériaux l'raison première de cette altération sont les conditions climatiques, en particulier le rôle de l'eau sous toutes ses formes. Par exemple, la production d'argile d'altération dans un massif rocheux a un impact négatif sur la stabilité de celui-ci.

La tectonique régionale induit d'importantes contraintes dans le massif rocheux, surtout dans les secteurs où il existe de grands accidents du type chevauchement, ou d'importants réseaux de fracture. Les mouvements tectoniques provoquent aussi de nombreux séismes qui engendrent la fragilisation des formations rocheuse par l'apparition de fractures.

II.2.2. Facteurs géomorphologiques

La stabilité d'un versant est liée d'une part, à la nature géologique des formations le constituant et d'autre part, à sa morphologie (pente, escarpement, ...). En effet, il existe de nombreux éléments qui interviennent dans la modification de la morphologie d'un versant (érosion torrentielle, érosion météorique, facteurs anthropiques,...).

II.2.3. Facteurs physiques

La température agit en raison des importantes variations saisonnières, en effet, les cycles gel-dégel provoquent l'éclatement de la roche ainsi que l'agrandissement progressif des fractures. L'eau intervient dans les cycles de gel-dégel, mais aussi lors de sa circulation à travers les fractures qui provoque dans un premier temps, une importante altération de la roche et fragilise le massif, dans un deuxième temps, elle peut induire d'importantes contraintes mécaniques au sein d'un massif rocheux par augmentation des pressions interstitielles dans les fractures.

II.2.4. Facteurs anthropiques

L'homme, par ces nombreuses interventions lors de travaux d'aménagement, intervient dans la modification morphologique du massif et des conditions hydrauliques initiales. Le cas le plus fréquent est l'excavation de la butée du massif lors de la construction d'une route et la modification des circulations d'eau par la construction d'un mur de soutènement.

II.3. Facteur de prédisposition

Tous les versants sont susceptibles d'aboutir pour peu que des structures particulières soient présentes dans le massif, par exemple, c'est l'existence des structures lithologiques ou tectoniques inclinées favorablement par rapport à la pente qui permet les déplacements du versant.

II.4. Facteurs déclenchant

Ils correspondent à l'action naturelle ou anthropique nécessaire au déclenchement d'un glissement de terrain. Cette action déclenchant peut être liée à un ou plusieurs agents externes (pluie intense, séisme, érosion régressive brutale,...). Cela se traduit par une réponse presque immédiate du versant qui se met en mouvement.

II.4.1. Rôle des secousses sismique

Dans le cas de séisme, il se produit une émission d'ondes sismiques de deux types qui se propagent dans le sol : les ondes de volume dites ondes longitudinales et transversales, et les ondes de surface dites ondes de Love et de Reyleigh. Ces ondes sismiques provoquent des sollicitations, ce qui peut conduire à des mouvements de terrain. Les déstabilisations dues au séisme peuvent se manifester de différentes façons. Elles peuvent provoquer immédiatement des glissements de terrain, des coulées, des chutes de blocs, et elles peuvent aussi avoir des effets à long terme, par augmentation de la fissuration du massif rocheux et diminution de sa résistance mécanique.

II.4.2. Rôle de l'eau

Les variations hydrogéologiques peuvent avoir plusieurs origines : une origine météorologique liées aux précipitations et à la fonte de la neige, et une origine anthropique liée à la modification de la forme du versant, à la surcharge et au terrassement, ou encore à la modification de l'hydrologie naturelle du massif.

Parmi toutes ces causes, les variations des conditions hydrogéologiques sont les plus néfastes pour le déclenchement des glissements de terrain, puisque toute augmentation est le plus souvent liée à la pluviométrie. En effet, il existe généralement une forte corrélation entre les événements pluvieux de forte intensité et l'apparition ou l'accélération des glissements. Cependant, l'augmentation de la pression interstitielle dans les formations rocheuses ou granulaires peut également être favorisée par :

- Une modification de la perméabilité du sol.
- Le gel, car la glace forme, dans les fissures, des bouchons imperméables derrière lesquels l'eau peut s'accumuler. Ce phénomène est à l'origine de certains éboulements ou glissements.
- Les événements climatiques exceptionnels. Ils peuvent provoquer la remontée du niveau de l'eau à un seuil critique de stabilité.
- Les variations hydrologiques saisonnières.
- La perturbation dans les réseaux naturels d'écoulement.

Circonstance	Mode d'action	Matériaux sensibles	Modification de l'état initial	Effets sur l'équilibre des pentes et talus
Pluie et fonte des neiges	Remplacement de l'air dans les vides	Sable humide	↑ Pression de l'eau interstitielle	↓ Coefficient de frottement
	Déplacement de l'air dans les diaclases ouvertes	Roches fissurées Schistes argileux		
	↓ Tension superficielle et gonflement	Argiles dures fissurées Certains schistes argileux	gonflement	↓ cohésion
	Altération chimique	Toutes roches	↓ Liaisons intergranulaires	
gel	↑ volume	Roches fissurées	Elargissement et création des fissures	
	Formation et fusion de couches de glace	Limon et limon sableux	↑ Teneur en eau de couche supérieure	↓ Coefficient de frottement
Sécheresse	Retrait	Argile	Fissuration	↓ Cohésion
Vidange rapide d'eau retenue	Filtration vers le pied du talus	Sable fin et limon	↑ Pression interstitielle	↓ Coefficient de frottement
Modification rapide du niveau piézométrique	Réarrangement des grains	Sables fins non compacts saturés d'eau	↑ Spontanée pression interstitielle	↓ Boullance
Montée d'une nappe au voisinage	Montée du niveau piézométrique	Couche de limon ou sable dans sous l'argile	↑ Pression interstitielle	↓ Coefficient de frottement
Infiltrations provoquées	Filtration à travers le talus	Limons saturés d'eau		
	Déplacement de l'air des vides	Sables fins humides	Disparition des tensions superficielles	↓ cohésion
	Dissolution d'un ciment	Loess	↑ Liaisons intergranulaires	
	Erosion souterraine	Sables fins et loess	Creusement sous le versant	↑ Contraintes de cisaillement

Tableau (1) : le rôle de l'eau dans le mécanisme des mouvements de terrain

(D'après K. Tarzaghi, 1950, et J.P. Bombard, 1968)

↑ Augmentation. ↓ Diminution

II.5. Effets dommageables possibles

II.5.1. 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 coïncent. 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. 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. Coulées boueuses

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 (les routes p.ex.). 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'ETUDE DES GLISSEMENT DE TERRAIN

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

III.1. Repérage topographique d'une zone instable

III.1.1. Etablissement d'un plan topographique à grande échelle

Vue à l'insuffisance des cartes topographique à petite échelle, il est indispensable d'entreprendre un levé topographique à grande échelle, afin de repérer la zone glissée, d'en tirer un plan en courbes de niveau, et des profils jalonnées. Les levés géométriques périodiquement réalisés, permettent de suivre l'évolution des glissements.

III.1.2. Repérage des éléments caractéristique du glissement de terrain

Les éléments auxquels on doit prêter attention lors du levé topographique de terrain sont essentiellement :

- Les arbres, inclinés droit ou tordus constituent les repères les courants souvent les seuls dans les zones non urbanisée.
- Les poteaux électriques ou téléphoniques verticaux ou inclinées.
- Les murs de soutènement ou de construction, fournissent par l'observation des divers, des ventres, des fissures, de bon repères.
- L'existence de faille de plis et d'autre indice géologique.
- Les routes et les chemins de fer dont l'état détérioration témoigne d'un mouvement actif du terrain.
- les fissures d'attraction.

III.2. L'enquête historique

La chronologie d'une zone instable est intéressante à reconstituer. Elle permet de mieux comprendre les causes profondes de la pathologie du glissement. Les archives administratives constituent autant de sources documentaires pour une enquête qui peut se faire suivant différentes démarches méthodologiques. Pour les événements récents, le recueil des témoignages est souvent pratiqué, notamment dans la recherche de la vitesse et du mode de glissement de terrain. La chronologie d'une zone instable est intéressante à reconstituer, car elle permet souvent de faire apparaître une succession d'unités glisses d'âges déferents, ou partir d'un glissement connu pour découvrir d'autres.

III.3. Etude géologique et géomorphologique

La première étape d'une étude de stabilité des pentes est l'établissement de la structure géologique du site : nature des terrains du substratum, épaisseur des formations superficielles, présence de failles. Il est important que l'étude géologique s'étende sur une zone plus large que l'emplacement précis de la zone instable, ceci permet par exemple de mettre en évidence que le glissement actuel n'est qu'une partie d'un glissement ancien, de rechercher une alimentation en eau souterraine extérieure à la zone étudiée, ou d'utiliser l'information apportée par l'analyse d'autres glissements du même type dans les environs.

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 et la fissuration 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.

III.4. Etude hydrogéologique

L'investigation hydrogéologique des glissements de terrain repose sur la définition préalable d'un schéma supposé réaliste du fonctionnement des aquifères du versant. Ce dernier tient compte des caractéristiques et géométriques des unités géologiques, des

conditions d'écoulement des eaux souterraines, des conditions hydrologiques et météorologique.

Elle a pour but de connaître la répartition des pressions interstitielles dans le sol, leur évolution dans le temps, et de mettre en évidence les problèmes posé par la présence d'eaux et de fournir des éléments nécessaires à leur solution, elle conduit à localiser le niveau aquifère et à établir l'inventaire hydrogéologique.

Pour une étude hydrogéologie les techniques utilisées généralement sont :

- Le repérage des niveaux d'eau dans les puits.
- Le recueil des données météorologiques.
- Les mesures de débits de sources.
- La piézométrie.

III.5. Etude géotechnique

Une étude géotechnique consiste à définir toutes les caractéristiques mécaniques 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.
- Mesurer 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 importante d'une reconnaissance. Leur nombre et leur implantation ne seront recommandés qu'auprès l'étude géotechnique effectuée au préalable.

Leur nature dépend du but à atteindre, 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 sondage carotté, on définit les poids spécifiques, la teneur en eau naturelle, le degré de saturation, les limites d'Atterberg, la granulométrie, le cisaillement à la boîte (C' et φ' : à long terme, C_u et φ_u à court terme).

III.5.3.2. Les essais in-situ

Compte tenue de l'hétérogénéité mécanique des terrains d'une zone instable, les essais in-situ (pressiomètre, pénétromètre, scissomètre) 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 lourd et le scissomètre.

III.5.4. La prospection géophysique

Les méthodes géophysiques rendent des services importants pour estimer la variabilité des conditions d'infiltration en surface et en particulier pour mettre en évidence des zones de recharge préférentielle du glissement. La campagne géophysique permet d'estimer la surface de rupture de glissement en profondeur. Toute fois cette technique de recherche doit être toujours corroborée par des sondages et essais géotechnique.

III.6. Phase de modélisation du terrain

A ce stade, la nature des terrains a été reconnue au droit des points de sondage, les caractéristiques mécanique des sols ont été mesurées et les fluctuations des niveaux d'eau ainsi que la profondeur du glissement identifiées. La phase de modélisation du glissement peut intervenir avec pour finalité de pré-dimensionner des solutions de confortement.

Le but est alors de transposer les reconnaissances menées par points et permettre une représentation interprétative. Les calculs de stabilité sont alors menés sur les profils de terrain jugés représentatifs. Le principal intérêt de ces calculs réside dans l'estimation de la valeur du coefficient de sécurité F , ce coefficient permet d'évaluer le degré d'instabilité du site, ensuite envisager s'il y a lieu, des dispositions confortatives.

CHAPITRE IV : CALCULS DE STABILITE

IV.1 Introduction

Une fois la résistance au cisaillement, la pression d'eau dans les pores, la géométrie de la pente et d'autres propriétés du sol sont déterminées, la stabilité des pentes peut être évaluée. Les principaux objectifs d'une analyse de stabilité de pentes incluent l'évaluation du risque de rupture à travers le calcul du facteur de sécurité pour une pente d'une part, et de localiser le long de la surface à potentiel de glissement les zones à fort potentiel de rupture d'autre part.

IV.2. Définition du coefficient de sécurité

Le coefficient de sécurité est utilisé dans les calculs à la rupture. Il permet d'apprécier la marge de sécurité vis à vis de la rupture. Il existe plusieurs définitions possibles du coefficient de sécurité ; chacune présente des avantages et des inconvénients. Parmi ces définitions :

-définition de Bishop :

$$F = \frac{\tau_{\max}}{\tau} = \frac{\text{résistance au cisaillement maximale mobilisable}}{\text{résistance au cisaillement nécessaire à l'équilibre}}$$

Avec cette définition la valeur du coefficient de sécurité est une valeur ponctuelle qui va donc dépendre de la position du point M considéré le long de la surface testée.

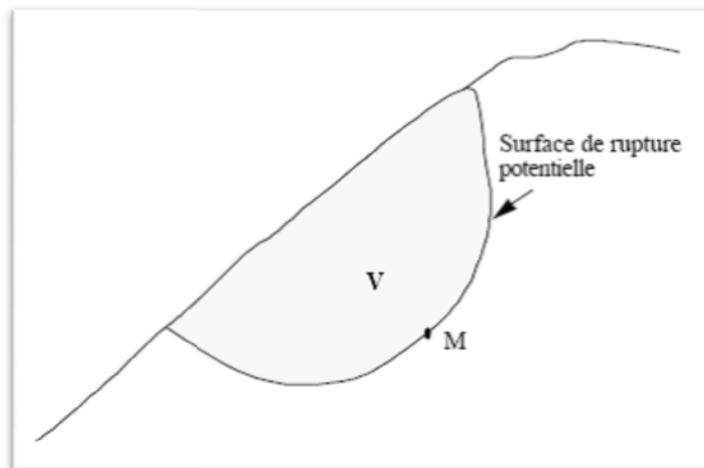


Figure IV.1 : surface de rupture [2]

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

Cette définition suppose que la surface testée est plane.

- **définition de Fröhlich :**

$$F = \frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment moteur}}$$

Cette définition suppose que la surface testée est circulaire.

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

IV.3. Calcul de stabilité en rupture circulaire

IV.3.1 Méthode globales

Les méthodes globales permettent une résolution graphique maintenant peu utilisées, mais l'informatique leur apporte un renouveau intéressant, l'intégration de volumes le long d'une courbe quelconques étant très simple par discrétisation.

On étudiera d'abord la stabilité d'un massif homogène de caractéristiques mécaniques c et φ . Il est bien certain que les cas pratiques d'application de cette théorie sont assez limités. Mais cette étude, relativement simple, fournira de premières indications intéressantes qu'on essaiera ensuite, d'adapter au cas plus courant d'un massif hétérogène. En tout état de cause, il s'agit là, au moins, d'une première approximation. Bien entendu, on se place délibérément dans l'hypothèse d'un équilibre à deux dimensions.

La figure IV.2 représente le talus ACB , dont étudie la stabilité. Comme c'est souligné plus haut, ce massif est homogène, mais il peut renfermer une nappe phréatique ou même être le siège d'un écoulement. On suppose que la rupture du massif va se produire le long d'un arc de cercle, de centre O et de rayon r et 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 de la zone $ACBMA$ du massif.

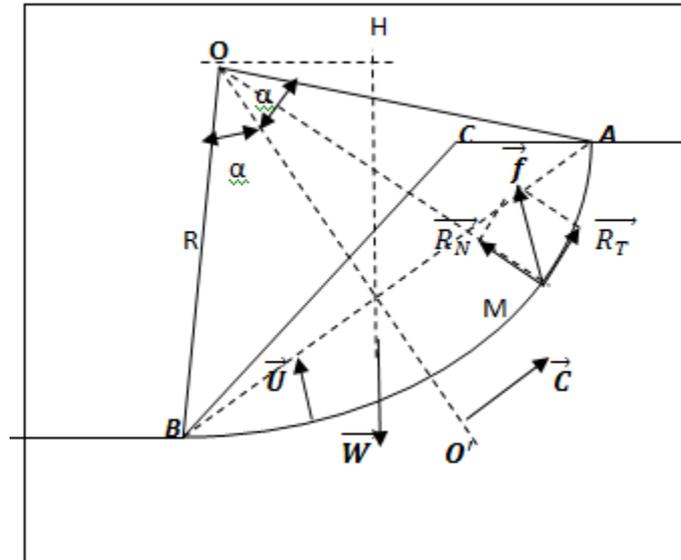


Figure IV.2. : Equilibre globale du massif [2]

Les forces qui agissent sur la zone ACBMA sont :

- W : poids des terres et de l'eau situées dans la zone ;
- U : la résultante des efforts transmis par l'eau de la nappe sur le contour CBMA
- les contraintes effectives le long de la ligne de glissement AMB.

La contrainte critique en M est la somme de :

- \vec{C} : Contrainte de cohésion ;
- \vec{f} : contrainte de frottement

L'équation d'équilibre de la zone ACBMA donne :

$$\vec{W} + \vec{U} + \vec{C} + \vec{f} = \vec{0}$$

La somme des moments par rapport à O donne :

$$W \cdot OH - U \cdot 0 - R_T \cdot R - C \cdot OO' = 0$$

$$W \cdot OH - R_T \cdot R - C \cdot OO' = 0$$

Calcul de R_T :

$$\tan \varphi = \frac{R_T}{R_N}$$

$$R_T = \tan \varphi \cdot R_N$$

$$R_T . R = R . \tan \varphi . R_N$$

$$\frac{R_T . R}{F_S} = \frac{R . \tan \varphi . R_N}{F_S}$$

Calcul de C, (O O') :

$$C = 2 . R . \sin \varphi . c$$

$$OO' = \frac{R . \alpha}{\sin \alpha}$$

$$C . OO' = \frac{2 . R . \sin \alpha . C . R . \alpha}{\sin \alpha}$$

$$C . OO' = 2 . R^2 . C . \alpha$$

$$\frac{C . OO'}{F_S} = \frac{2 . R^2 . C . \alpha}{F_S}$$

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

$$W . OH = \frac{R . \tan \varphi . R_N}{F_S} + \frac{2 . R^2 . C . \alpha}{F_S}$$

D'où :

$$F_S = \frac{R . \tan \varphi . R_N + 2 . R^2 . C . \alpha}{W . OH}$$

Les forces \vec{W} et \vec{U} sont connues, la force \vec{C} l'est aussi au coefficient de sécurité près.

On peut construire le polygone des forces d'où on déterminera \vec{R}_N graphiquement à partir de ce dernier.

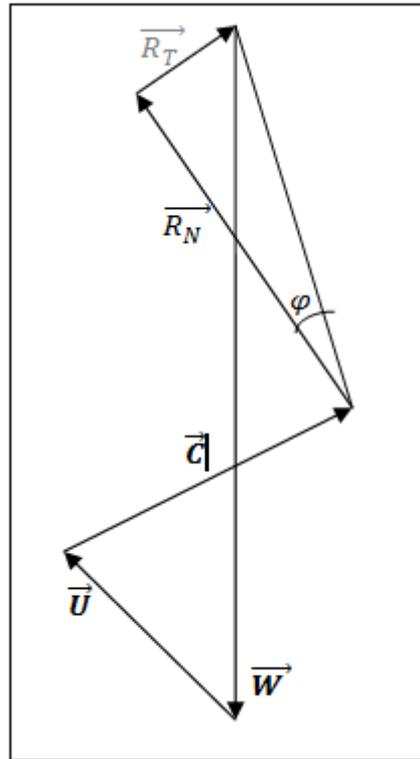


Figure IV.3 : polygone des forces [2]

IV.3.2. Méthodes des tranches

Le principe de cette méthode consiste à découper le massif situé au dessus de la ligne de rupture en tranches.

Ces méthodes considèrent une surface de rupture circulaire, et sont basées sur l'équilibre des moments sur le centre du cercle.

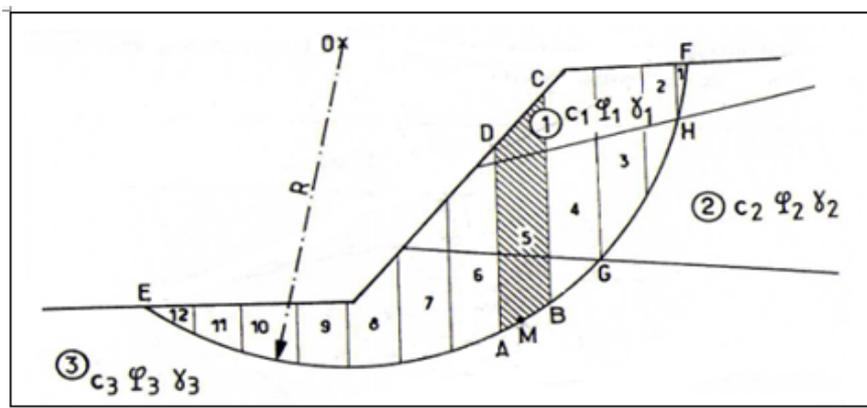


Figure IV.4 : découpage en tranches [2]

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

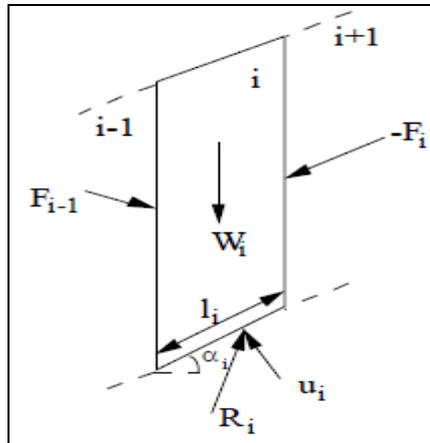


Figure IV.5 : bilan des forces sur une tranche [2]

- le poids de la tranche W_i ;
- la réaction sur la base de la tranche R_i (cette force peut être décomposée en action normale N_i et action tangentielle T_i) ;
- la pression de l'eau u_i ;
- l'action des forces inter tranches 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 $\Rightarrow 3n$ inconnues ;
- le coefficient de sécurité $F \Rightarrow 1$ inconnue.

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

Les équations sont pour chaque tranche :

- les équations d'équilibre selon x et y et l'équilibre des moments $\Rightarrow 3n$ équations ;
- le critère de rupture : relation de Mohr-Coulomb $N_i = \frac{T_i \operatorname{tg} \varphi}{F} + \frac{c l_i}{F} \Rightarrow n$ 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.

IV.3.2.1. Méthode de Fellenius

La méthode de Fellenius, aussi dite méthode suédoise des tranches, est la première méthode des tranches à être développée. La simplicité de celle-ci a permis de calculer des coefficients de sécurité en utilisant les calculs à la main.

Dans cette méthode, toutes les forces inter tranche sont négligées. Le poids de la tranche est découpé dans les forces parallèles et perpendiculaires à la base de la tranche. La composante du poids parallèle à la base de la tranche est la force gravitationnelle mobilisatrice. La somme des moments autour d'un point utilisé pour décrire la surface de la rupture est également utilisée pour calculer le coefficient de sécurité.

La forme la plus simple de l'équation du coefficient de sécurité est :

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

IV.3.2.2. Méthode de bishop

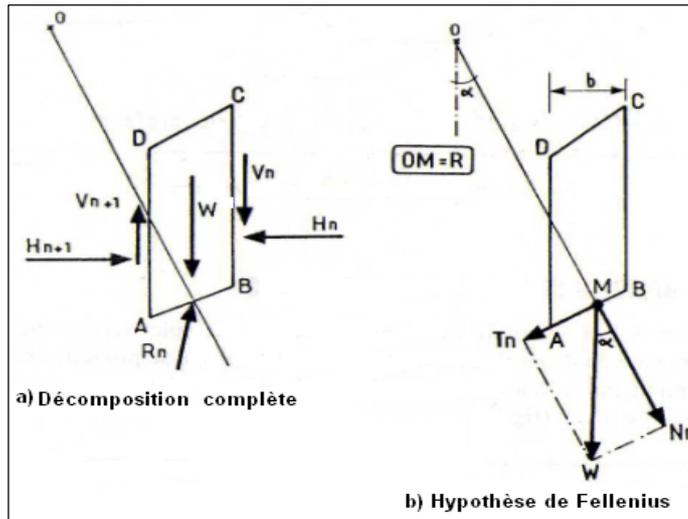


Figure IV.6 : forces agissant sur la tranche n [2]

IV.3.2.2.1. Méthode détaillée

Les composantes $V_n, V_{n-1}, H_n, H_{n+1}$ des réactions sur les tranches verticales interviennent dans les efforts appliqués sur AB (figure) et influencent la réaction R_n .

En 1954, Bishop a publié une *méthode détaillée*, permettant de calculer le coefficient de sécurité F_s en tenant compte de ces sollicitations.

Le coefficient de sécurité est donné par la formule générale suivante :

$$F_s = \frac{1}{\sum_{n=1}^{n=m} w \sin \alpha} \sum_{n=1}^{n=m} \frac{[w + (V_n - V_{n-1}) - u_n \cdot b] \tan \varphi_i + c_i \cdot b}{\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \frac{\tan \varphi_i}{F_s}}$$

Pour déterminer F_s , il faut :

- procéder par itérations successives, puisque F_s figure aux deux membres de l'équation.
- définir $V_n - V_{n-1}$. Pour cela, une hypothèse supplémentaire est nécessaire, par exemple admettre que le long des plans verticaux les contraintes sont proportionnelles à la distance verticale de leur point d'application à la surface libre. Compte tenu des équations régissant l'équilibre général du massif de sol limité par le cercle de glissement, déterminer V_n

$-V_{n-1}$ est alors possible. Toutefois, le calcul est très fastidieux et n'est pratiquement plus réalisé que par ordinateur.

IV.3.2.2.2. Méthode simplifiée

L'hypothèse supplémentaire est que $V_n - V_{n-1} = 0$, quelle que soit la tranche considérée.

L'équation de F_s devient alors :

$$F_s = \frac{1}{\sum_{n=1}^{n=m} w \sin \alpha} \sum_{n=1}^{n=m} \frac{(w - u_n \cdot b) \tan \varphi_i + c_i \cdot b}{\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \frac{\tan \varphi_i}{F_s}}$$

Tous les termes sont connus et F_s est calculé par itérations successives. La première itération est faite en adoptant, comme valeur F_{s0} , le coefficient de sécurité obtenu par la méthode de Fellenius.

Le résultat est rapidement convergent. Evidemment, ce type de calcul se prête bien au traitement par ordinateur.

IV.3.2.3. Méthode de Sarma

Cette méthode est basée sur l'équilibre des forces et des moments des tranches individuelles. Les tranches sont créées en divisant la région située au-dessus de la surface de glissement par des plans généralement inclinés, tranche inclinée. Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- le mouvement de translation est le seul autorisé ;
- les extensions de joints sont illimitées ;
- les déformations réelles dans les blocs rocheux sont négligeables ;
- le critère de rupture de Mohr-Coulomb est utilisé sur la surface de glissement polygonale et sur les joints inter tranches ;
- le facteur de sécurité est supposé être le même pour toutes les surfaces de glissement

La méthode de Sarma est adaptée à l'analyse de stabilité d'un milieu non homogène, comme une pente rocheuse fracturée.

Il est initialement nécessaire de définir les tranches. Il faut d'abord partir des blocs en contact avec la surface de glissement puis définir les tranches à partir de ces blocs, c'est à dire regrouper les blocs de base avec ceux situés au dessus.

Il est donc nécessaire d'analyser toutes les situations possibles et de choisir la moins stable d'entre elles. Tel que le choix inadéquat de la géométrie des tranches, en particulier de

leur inclinaison, peut provoquer des problèmes de forces négatives. C'est un problème particulier pour l'analyse des massifs rocheux car on ne peut pas choisir les tranches comme on le souhaite.

IV.3.2.4 Méthode de Morgenstern et Price (1965)

Morgenstern et Price définissent une fonction donnant l'inclinaison des efforts inter tranches la programmation est assez délicate et Fredlund et Krahan (1977) proposent un algorithme de résolution plus stable. Cette méthode est très utilisée mais pose toujours quelques problèmes de convergence.

IV.4. Choix du type de méthode de calculs

Le choix dépend des moyens que l'on peut mettre en œuvre, est celui entre une méthode modélisant toute la masse de sol et une méthode définie localement, le long d'une surface de rupture par exemple. Cependant, avec les possibilités d'analyse d'un grand nombre de courbes de rupture potentielles, les deux approches se rejoignent. Dans le cas d'une méthode intéressant toute la masse, le calcul fournira directement la zone de rupture la plus probable, alors qu'une méthode s'appuyant sur une courbe préalablement définie sera réitérée un grand nombre de fois pour un résultat semblable. Ce choix doit donc être fait en examinant les moyens disponibles, le comportement global de la pente, mais aussi en s'assurant de la possibilité d'obtenir les paramètres de calcul correspondants au modèle.

IV.5. Choix des caractéristiques mécaniques à prendre en compte

Dans le calcul de stabilité, le choix des caractéristiques mécaniques est en fonction du problème lui-même. Mais d'une manière générale on constate que lorsqu'il s'agit des sols argileux, le calcul à court terme conduit au coefficient de sécurité le plus faible. L'expérience montre que c'est souvent juste après la construction que se produisent les glissements dans les sols argileux. On utilisera donc les caractéristiques mécaniques non drainées (C_u, φ_{uu}). Par contre dans les sols sableux, le calcul à court terme n'a pas de sens car on atteint très rapidement le long terme. On utilisera donc les caractéristiques mécaniques (C_{cd}, φ_{cd}) ou (C', φ').

IV.6. Différents logiciels d'analyse de stabilité

- **Le programme Eurequip (Fortran IV, IBM 7094)**

Il utilise, en rupture circulaire, la méthode des tranches dans la version fellenius et définit le coefficient de sécurité comme le rapport du moment résistant globale au moment moteur globale.

Ce programme permet de prendre en compte trois couches horizontales, dotées de caractéristiques différentes, une nappe d'eau et un et un substratum impénétrable.

Il permet également la prise en compte d'ouvrage construit sur le site (murs de quais, murs de soutènement, remblais en surcharge), qui sont considérés comme des hétérogénéités locales. Lorsque l'ouvrage comprend des structures résistantes enterrées (pieux, tirants), il est également possible de prendre en compte, dans le calcul de stabilité à la rupture, la résistance au cisaillement de ces structures. Il est enfin possible de faire intervenir l'effet d'une vidange brutale ou d'un écoulement permanent dans le terrain.

Le programme Eurequip a fait l'objet d'une extension aux cas d'un terrain non soutenu par un écran vertical, d'une structure géologique tout à fait quelconque (pendage, nombre de strates) d'un milieu soumis éventuellement à une pression de courant.

- **Les Programmes Serequip admettent une rupture circulaire :**

Le programme Orphée (IBM 7094) est adapté aux murs de quais ou de soutènement à fondation superficielle ou profonde, et à certains talus.

Il permet de prendre en compte un plan d'eau, une stratification horizontale avec couches de caractéristiques différentes et substratum impénétrable.

Le programme Orion (contrôle data 3600) admet une configuration de terrain absolument quelconque ; il permet la prise en compte des divers types d'ouvrages construits et de surcharges, ainsi que d'un écoulement continu.

- **Les programmes Soletanches :**

- programme Cercle P (cercle pour paroi moulée) ;

- programme Talence (talus avec enceinte étanche).

Il s'agit de programme en rupture circulaire, basés sur la méthode des tranches (Fellenius et Bishop), et adaptés à l'usage des micro-ordinateurs Hewlett Packard 9830 et 9845.

Ces programmes sont surtout prévus pour l'étude de la stabilité des parois moulées. Ils prennent pour hypothèse une paroi représentant un écran étanche, des terrains constitués de

couches horizontales. Le logiciel cercle P admet de plus deux points de passage obligé pour le cercle de rupture : le pied de la paroi et l'extrémité externe des bulbes de scellement des tirants ; dès lors les centres de cercles de rupture sont nécessairement situés sur une droite.

- **Le programme Simecsol** est basé sur la méthode globale en rupture circulaire. Il a servi à l'établissement des abaques mentionnés précédemment.

Les programmes Talu et Neptune du C.E.B.T.P.

Etabli en rupture circulaire à partir de la méthode Fellenius, Talu peut prendre en compte un profil topographique de forme quelconque, un versant composé d'un grand nombre de couches de nature différente, et comportant éventuellement des surcharges (superficielles ou profondes, des pieux des tirants) pour chaque cercle de rupture testé, ce programme fournit la valeur des composantes de frottement et de cohésion ; si le profil comporte des tirants d'encrage, il indique de plus la force de traction qui assurera la stabilité.

Talu est en mesure d'exploiter directement les résultats du programme hydraulique Neptune du C.E.B.T.P... Qui, pour diverses catégories d'écoulement, permet de calculer, en chaque point du milieu, le potentiel, le vecteur gradient hydraulique, et le débit d'exhaure.

Le programme Nixes et Trolls du L.C.P.C.

C'est sans conteste, à l'heure actuelle, le logiciel le plus performant. Il est issu du programme R.R.T. qui est opérationnel depuis 1966 au L.C.P.C.

N et T est écrit en langage Fortran étendu et utilise les ordinateurs CII 10070 ou IRIS 80 ; le calcul est basé sur la méthode des tranches, en rupture circulaire ou non circulaire.

En rupture circulaire, F est calculé simultanément par les trois approches (Fellenius, Bishop, perturbation) ; en rupture non circulaire, la méthode des perturbations a été seule retenue en raison de sa fiabilité.

La performance de logiciel N et T tient à son caractère modulaire, les modules sont représentés par une collection de sous-programmes qui permettent de faire entrer dans le calcul les données géométriques, géotechniques et hydrauliques du problème.

- Données géométriques : profil topographique, disposition géométrique des n couches de terrains rencontrées dans le site ; une fois introduites, ces données constituent le canevas de base du calcul.
- Données géotechniques (σ , ϕ , c) : elles se présentent, pour n couches, sous forme d'un tableau à n lignes et trois colonnes ; pour chaque couche, trois jeux de valeurs peuvent être testés pour une même géométrie de base.

- Données hydrauliques : trois types de régime peuvent être programmées : sans eau, eau statique, écoulement quelconque. Pour un écoulement quelconque, u est introduit à partir du semi de point correspondant aux mesures piézométriques effectuées sur le site ; on opère par interpolation triangulaire pour obtenir la valeur de u sur la courbe de rupture.

Le stock de carte perforé de N et T est de l'ordre de 2000. L'usage de module est extrêmement souple et fructueux ; il permet, par des retours en arrière, de tester successivement des jeux de valeurs (géométriques, géotechniques, hydrauliques), et donc de dégager l'influence de tel ou tel paramètre sur la stabilité.

Signalons encore que le logiciel N et T accepte un profil topographique de forme quelconque, 30 couches de terrains de natures différentes et une division de profil qui peut aller jusqu'à 300 tranches verticales.

En rupture circulaire, le temps de réponse par cercle testé est d'environ $1/10^e$ de seconde ; F_{\min} est défini par des calculs successifs portant sur plusieurs centaines de cercles.

CHAPITRE V : METHODE DE CONFORTEMENT

V.1. Introduction

La plupart des actions entreprises et des travaux effectués peuvent l'être à titre préventif ou à titre curatif. Les unes participent d'une défense active, en essayant d'agir sur les causes du mouvement en cours ou du mouvement potentiel. Les deux principales actions de défense portent sur l'eau et sur le couvert végétal, dont les résultats sont attendus respectivement à court et moyen terme, et à plus long terme. Les autres relèvent d'une défense que l'on peut qualifier de passive, elle retient les matériaux, en mouvement ou susceptibles de l'être, et concerne les terrassements et la construction d'ouvrages de soutènement.

L'élimination de surcharges est aussi une forme de défense.

V.2. Terrassements

V.2.1. Remblai de pied

Le remblai de pied est souvent une solution d'urgence, en cas de risque imminent de glissement. L'effet est double, création d'une butée en pied, création d'une surcharge qui s'oppose au mouvement du terrain et peut agir contre une rupture rotationnelle profonde.

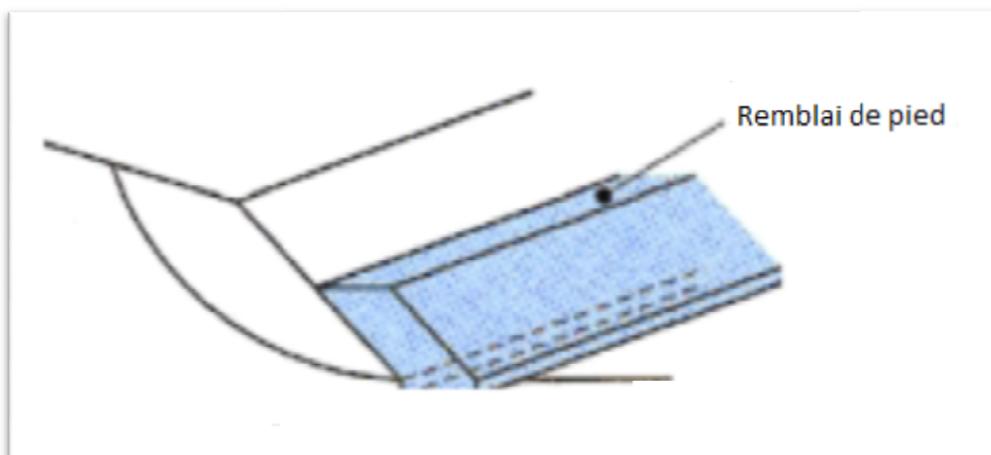


Figure V.1. : Remblai de pied [8]

V.2.2. Allègement en tête

L'allègement en tête d'un glissement consiste à effectuer des terrassements dans la partie supérieure du talus. Il en résulte une diminution du poids moteur et par conséquent une augmentation du coefficient de sécurité. La méthode de dimensionnement consiste en un

calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclarée en prenant compte la modification de la géométrie en tête. On peut également remplacer le matériau terrassé par un matériau léger (polystyrène, matériau a structure alvéolaire...etc.)

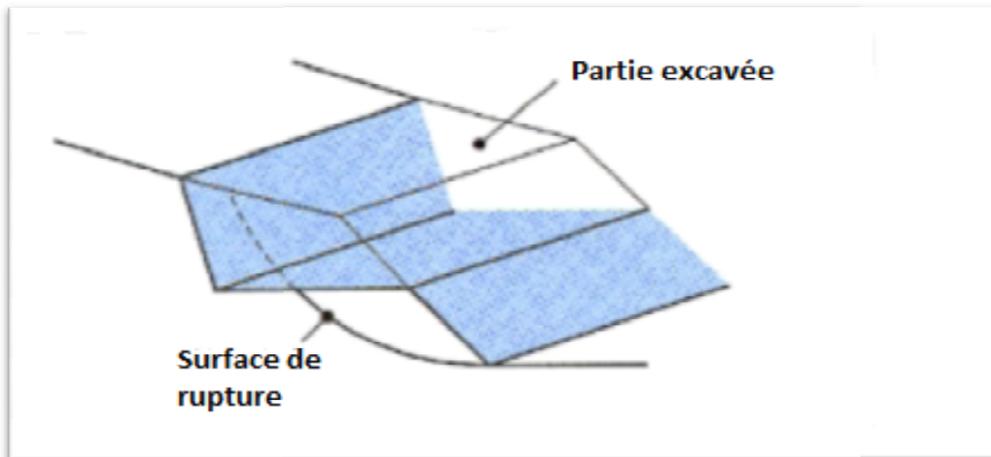


Figure V.2. : Allègement en tête [8]

V.2.3. Reprofilage

Le reprofilage consiste en un adoucissement de la pente d'un talus, et cela par déblai de haut en bas, ou par déblai en haut et remblai en bas.

Cette technique est bien adaptée aux talus de déblai, et elle est couramment utilisée, l'exécution de risbermes a l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport à une pente unique et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou pour des travaux complémentaires.

Cependant ce type de traitement est rarement utilisé pour un versant naturel, les volumes à déplacer étant trop considérables, de plus la réduction de la pente augmente assez peu le coefficient de sécurité.

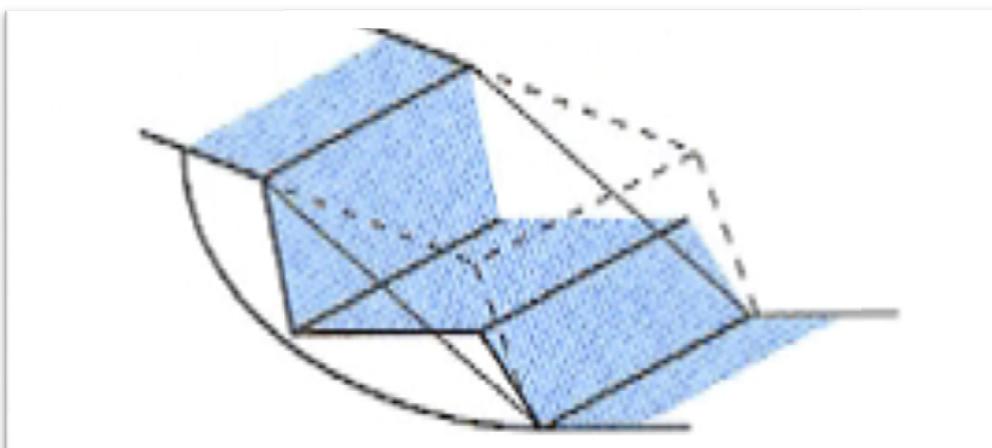


Figure V.3. : Reprofilage [8]

V.2.4. Purge

Les techniques de terrassement s'accompagnent de purges du matériau déplacé par le glissement. Cette solution est généralement limitée aux glissements de taille modeste. On peut, dans certain cas, purger l'ensemble du matériau glissé, à condition que la surface mise à nu soit stable.

V.2.5. Substitution totale ou partielle

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

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

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

La tenue des talus provisoires de la purge dépend des conditions de terrassement, de la météorologie, des hétérogénéités locales. En cas de risque, il est préférable de travailler par plots de faible largeur et de ne pas maintenir des fouilles ouvertes pendant une longue période.

Des substitutions partielles sont souvent employées, sous forme de bèches ou de contreforts discontinus. Le coefficient de sécurité de la pente ainsi traitée peut être estimé en prenant la moyenne pondérée des coefficients de sécurité de la pente avec et sans substitution.

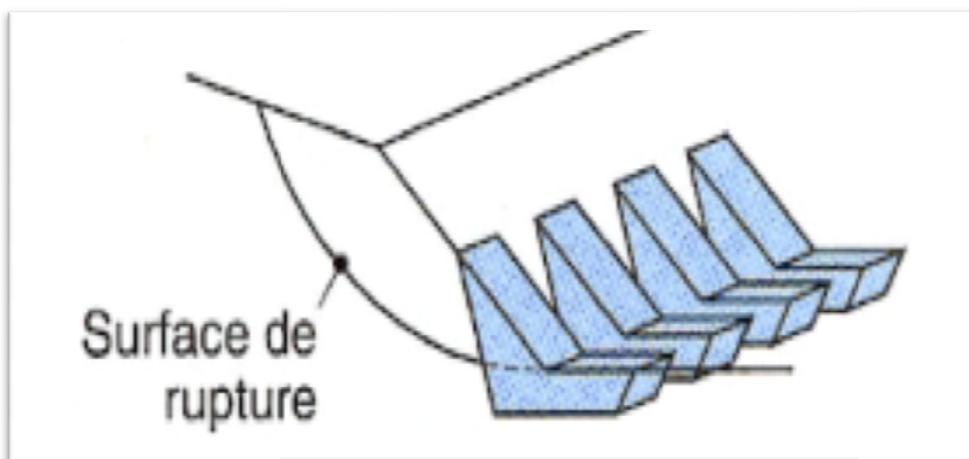


Figure V.4 : substitution partielle [8]

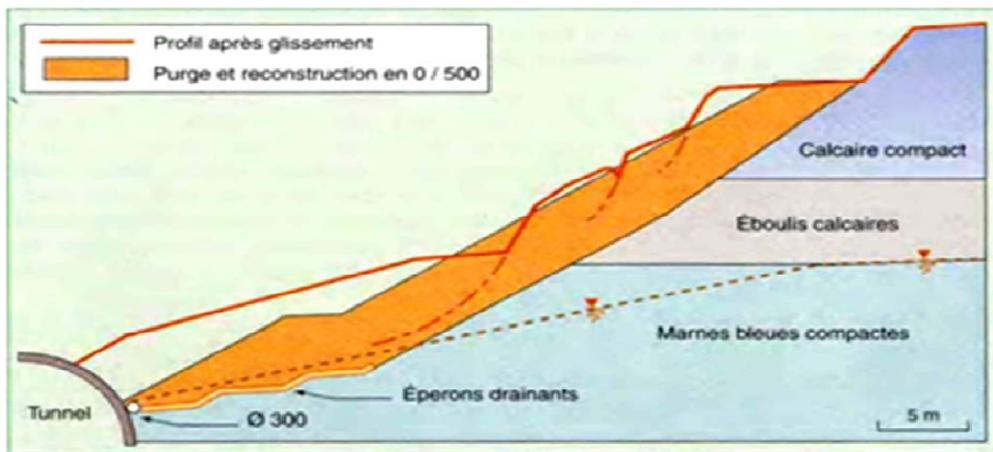


Figure V .5 : substitution totale des matériaux glissés au droit de la tête sud du tunnel de Marnay.

V.3. Dispositifs de drainage

L'eau étant une cause fondamentale d'instabilité pour les versants naturels et les talus créés artificiellement, à l'origine des glissements, laves torrentielles, coulées et même des déformations de versants, il s'agit d'en réduire la teneur dans les matériaux, en surface et en profondeur.

Les différentes techniques qui peuvent être mises en œuvre pour atteindre ces objectifs relèvent de deux options fondamentales :

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

Comme la plupart des ouvrages, les dispositifs de drainage nécessitent un entretien régulier qui, s'il n'est pas réalisé, peut leur enlever toute efficacité. On distingue : les drainages de surface et les ouvrages de collecte des eaux, les tranchées drainantes, les drains subhorizontaux, les masques et éperons drainants, les drains verticaux, et enfin les galeries et autres ouvrages profonds.

Toutes ces techniques peuvent être utilisées seules ou associées, ou en complément d'autres techniques de stabilisation.

V.3.1. Collecte et canalisation des eaux de surface

Empêcher les infiltrations à partir de la surface peut se faire de diverses manières. Par captage des eaux de sources et des émergences de nappes et leur évacuation à l'aide de tuyaux plastiques : la création d'un réseau de rigoles correspond souvent à une situation d'urgence, de même que l'obturation de fissures par des argiles, en montagne les drainages superficiels laissés à l'abandon font apparaître parfois des mouvements du sol là où ils n'existaient pas, ou réactive des glissements.

La solution consiste, dans ce cas, à rétablir et améliorer le système superficiel de drainage. Dans d'autres circonstances, la détection et la réparation des fuites d'un canal, d'un réseau d'adduction d'eau, d'égouts, à l'origine d'un glissement par exemple, sont des actions nécessaires et suffisantes. Dans les stations de tourisme construites en altitude, les terrassements et l'imperméabilisation des sols peuvent aggraver ou aider au déclenchement de glissements ou de coulées.

V.3.2. Tranchées drainantes

Les tranchées drainantes sont des tranchées ouvertes allongées dans le sens de la pente, dans lesquelles est posée une canalisation que l'on recouvre d'un matériau filtrant; le remplissage de pierres sèches n'est plus guère pratiqué. La profondeur de la tranchée est limitée à quelques mètres, moins à cause de la capacité des machines que pour maintenir la stabilité de ses parois. La tranchée drainante est inefficace dans un glissement actif car elle se disloque, et généralement insuffisante dans le cas d'un glissement profond.

Ces tranchées peuvent être réalisées de différentes manières :

- **à la pelle mécanique** : la profondeur de la tranchée peut atteindre 5 à 6 mètres sur une largeur de l'ordre du mètre. Un drain souple est généralement placé au fond avec un sable propre en protection le remplissage est réalisé en matériau drainant; un géotextile est parfois disposé comme filtre.
- **à la trancheuse** : les profondeurs atteintes sont du même ordre de grandeur, mais la largeur de la tranchée est par contre réduite, de l'ordre de 30cm. Un dispositif mécanisé permet de mettre en place un géotextile. Le drain en plastique et le matériau drainant de remplissage.
- **à la hacheuse de paroi** : les profondeurs atteintes sont importantes (jusqu'à 20m). La technique de creusement est la même que celle utilisée pour les parois moulées, par panneaux successifs (de 2 à 3m). La tenue des parois de la fouille est assurée par une boue biodégradable.

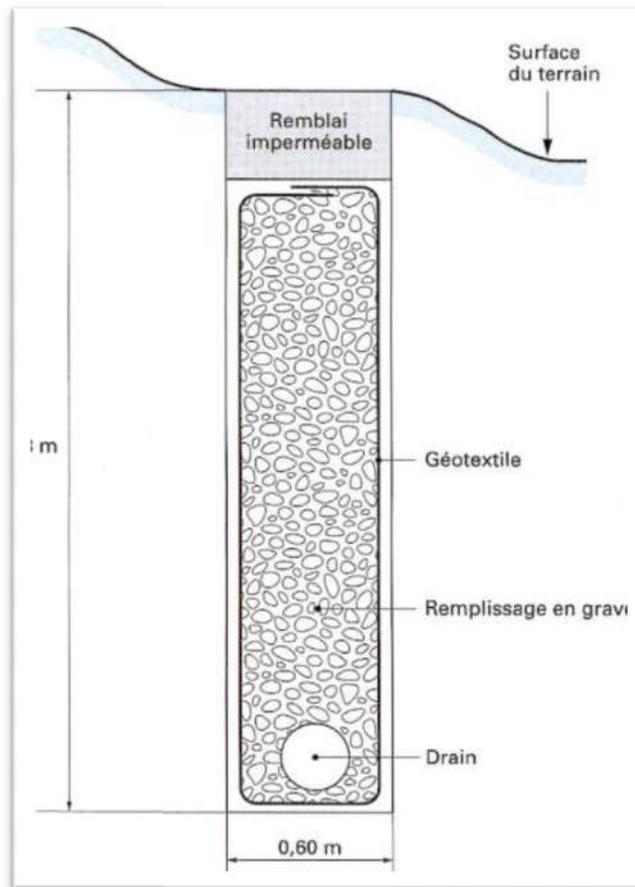


Figure V.6 : Coupe type d'une tranchée drainante [8]

V.3.3. Drains subhorizontaux

Dans le cas où il est difficile d'accéder à un site ou les conditions de circulation ne permettent pas la réalisation de tranchées, la réalisation de drains subhorizontaux peut permettre la diminution de la pression interstitielle et le déchargement 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 crépines. Ces tubes sont généralement en PVC (50 à 80mm 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 qui complète l'ensemble. Les drains subhorizontaux sont disposés en plusieurs faisceaux ou en lignes.

Cette technique est adaptée à de nombreuses configurations de glissement et à de nombreuses formations géologiques. Mais elle est mal adaptée pour les terrains très peu perméables car 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 en 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 de calcaires, etc.);
- Un entretien du système de collecte des eaux d'exhaure.

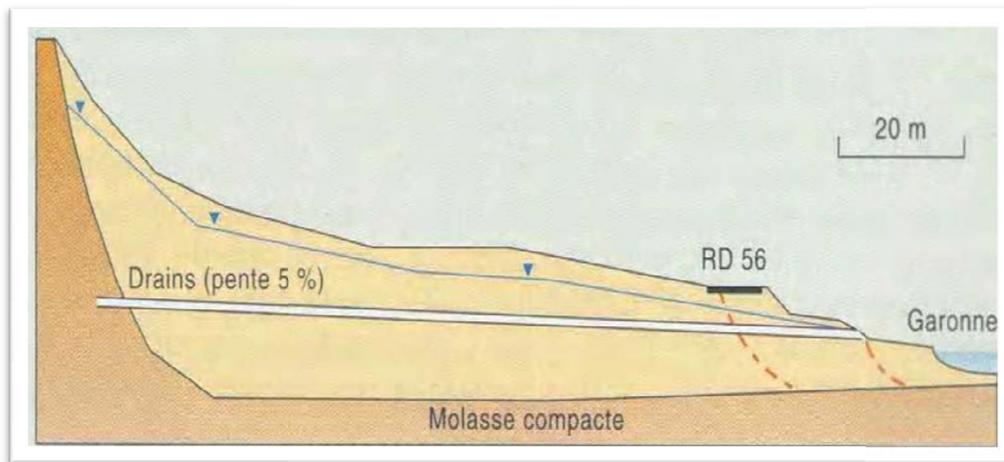


Figure V.7 : Stabilisation par drains subhorizontaux de la RD à Muret (Haute-Garonne, France)

V.3.4. 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.3.5. 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).

Le creusement de galeries drainantes est une solution coûteuse mais efficace .Par exemple, le glissement du Bilan (Isère, France) qui menaçait le retenue EDF de Grand'maison a été traité avec succès par une galerie de 850 m de long, forée sous la surface de rupture, avec des forages verticaux ascendants (1300 m au total).

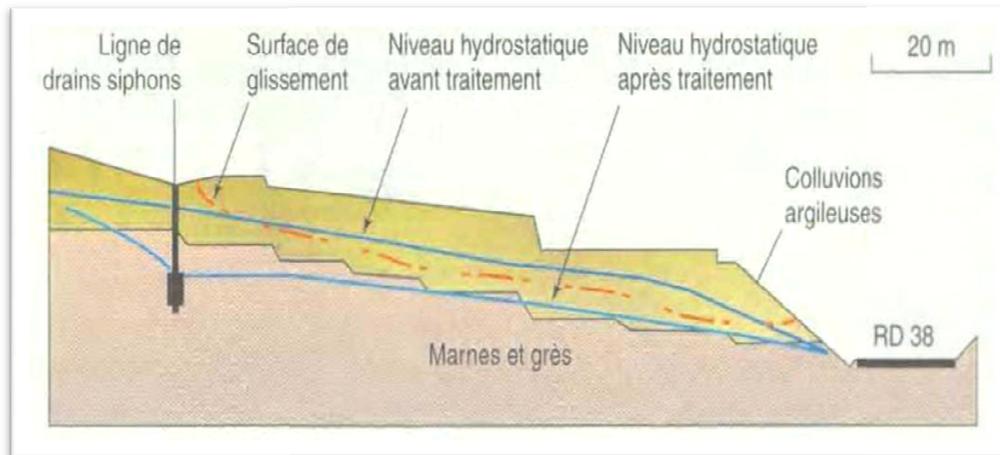


Figure V.8 : stabilisation par drains verticaux du glissement Noaillac (Corrèze, France)

V.4. Introduction d'éléments résistants

Les éléments résistants sont les structures telles que :

- murs de soutènement ;
- tirants d'ancrage et murs ancrés ;
- clouage par des barres, des micropieux ;
- rangées de pieux, de barrettes ou de profilés métalliques.

Ces technique ont pour but, réduire ou arrêter les déformations et ne s'attaquent pas à la cause des mouvements. Elles sont intéressantes dans le cas où les solutions curatives (terrassements et drainages) ne peuvent pas être mises en œuvre.

On peut également introduire des éléments résistants à titre préventif de façon à éviter les déplacements, dont une conséquence serait de diminuer la résistance au cisaillement des sols. La compatibilité des déplacements du sol et des structures doit être prise en compte lors du choix de ce type de technique. En effet, dans le cadre de travaux de stabilisation de glissements de terrain très actif, l'exécution d'ouvrages rigides tels que des tirants précontraints n'est pas envisageable : les déplacements du sol conduiraient à la rupture des

tirants. Il est préférable de construire dans ce cas, des ouvrages qui supportent mieux les déformations.

V.4.1. Ouvrages de soutènements

Il existe deux types d'ouvrages de soutènements :

- **les ouvrages rigides :**

Les ouvrages rigides tels que les murs en béton, les tirants précontraints, les pieux, et les barrettes ne sont pas bien adaptés à la stabilisation des glissements de terrain, car ils sont incompatibles avec toute déformation ; en outre, le dimensionnement doit prendre en compte les efforts très importants engendrés par le glissement. Lorsque l'ouvrage est correctement ancré et suffisamment résistant vis-à-vis des efforts qui lui sont appliqués, il est fixe.

La pratique est de dimensionner l'ouvrage en prenant en compte un effort limite de butée du sol en amont, qui est l'effort maximal apporté par les masses en mouvement (la déformation du sol étant une compression).

- **les ouvrages souples :**

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

Ces ouvrages sont dimensionnés en deux phases : vis-à-vis de la stabilité interne selon une méthode propre à chacune des techniques et vis-à-vis de la stabilité externe ainsi que décrit précédemment.

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



Figure V.9 : mur de soutènement en gabion [8]

V.4.2. Tirants d'ancrage

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 multitrans 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.

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

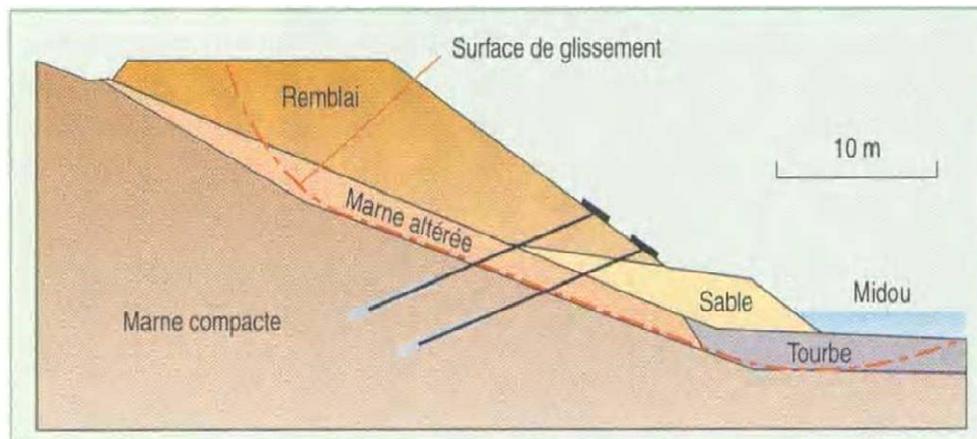


Figure V.10 : renforcement par tirants d'ancrage [8]

V.4.3. Renforcement par inclusions

Cette technique est couramment utilisée, car elle est facile et très rapide à mettre en œuvre sans affecter la géométrie du site, on distingue deux catégories d'inclusions, en fonction de l'inertie des armatures utilisées :

Les Clous et micropieux, constitués d'une armature de faible inertie (barres ou profilés métalliques) et d'un coulis d'injection, et placés obliquement ou verticalement.

Les pieux et barrettes (fûts de béton armé, viroles en acier remplis de béton) qui sont des éléments de grandes rigidités, mis en place verticalement.

V.4.3.1. Clous et micropieux

La stabilisation d'un glissement de terrain par clouage repose sur le principe suivant : la partie supérieure du massif en mouvement engendre une déformation des clous ; les efforts qui en résultent sont transmis par les clous au substratum, qui s'oppose alors au mouvement; L'efficacité du clouage réside dans la mobilisation d'efforts de traction et de cisaillement dans le clou. Pour que ces efforts stabilisateurs soient mobilisés, il est nécessaire qu'il se produise des déplacements relatifs sol/clou. Le clouage a donc un effet progressif et des mouvements résiduels se produisent encore après le clouage. Par ailleurs, on ne peut pas stabiliser par cette méthode des glissements de grande ampleur, qui nécessiteraient l'introduction d'efforts considérables.

Le dimensionnement d'un ouvrage de confortement par clouage nécessite une justification de 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 fiches 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 Pqs , où P est le périmètre du clou et qs , le frottement latéral unitaire, lequel peut être évalué à partir d'essais d'arrachement ou d'essais préssiométriques; là encore on prendra en compte un coefficient de sécurité de 1,5.

L'évaluation de l'amélioration 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 clous. deux options sont possibles pour introduire les efforts résistants apportés par les clous :

- prendre en compte les efforts maximaux admissibles pour le clou et le contact sol/clou (donnés par l'application du multicritère diminués par l'application du coefficient de sécurité ;
- prendre en compte les efforts engendrés dans le clou par le déplacement de sol le long de la surface de rupture, déplacement que l'on choisit tel que la structure puisse tolérer.

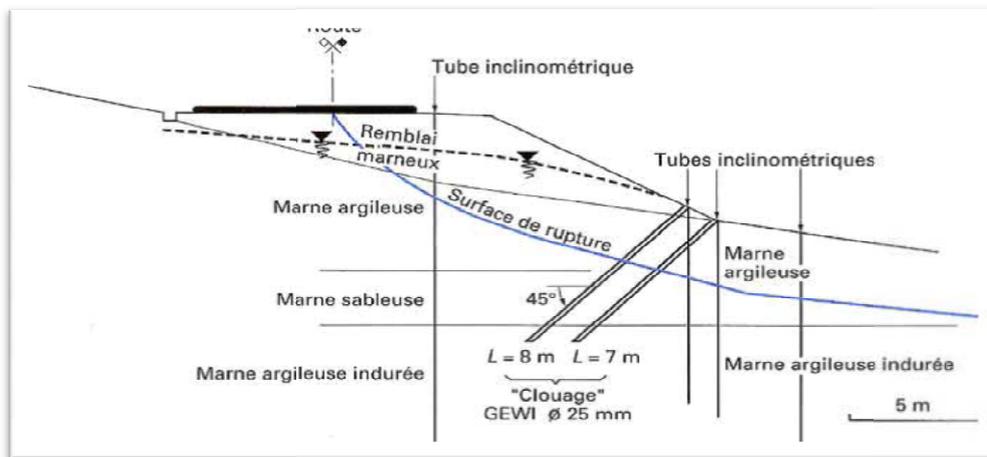


Figure V.11 : exemple de clouage d'un glissement [4]

V.4.3.2. Pieux et barrettes

La stabilisation d'un glissement par des pieux ou des barrettes procède du même principe que pour les clous et les micropieux. Mais, en tenant compte 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 fut du pieu
- 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 P_l mesurée à l'aide du préssiomètre Ménard : en prenant un coefficient de sécurité de 2 on limite la valeur de la pression latérale à $\frac{P_l}{2}$

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.

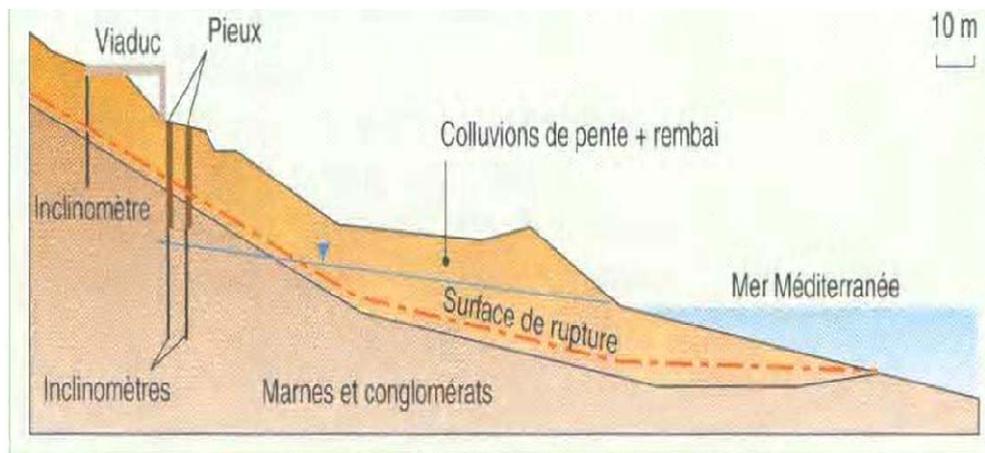


Figure V.12 : confortement par pieux (Grèce).

V.5. Boisement et reforestation

L'action stabilisatrice d'un couvert végétale, et notamment d'une forêt, sur un versant, préventivement ou en guise de remède, est un fait acquis chez les scientifiques et les techniciens, et les services forestiers des pays de montagnes affectés par des glissements ont entrepris depuis longtemps des reboisements là où la déforestation est précisément rendue responsable de l'aggravation des phénomènes. Quelques auteurs ont cependant fait entendre une opinion quelque peu divergente, selon laquelle, dans un premier temps, la disparition de la forêt entraînerait plutôt une stabilisation. Cela serait dû à l'élimination de la surcharge, au ralentissement de la reptation du sol. Mais au bout d'un certain temps, la diminution de l'évapotranspiration et la remontée de la nappe phréatique joueraient, en sens inverse, en faveur de l'instabilité (C.B.Brown, 1975).

Le rôle de la végétation est, d'une part, mécanique, joué par les racines. Des cas de glissements ont été mis en relation avec la destruction du système racinaire, après déforestation, et pour des forêts de types différents, de l'Alaska au Brésil, ou dans les Alpes. Plusieurs spécialistes n'estiment qu'un couvert forestier ne produit qu'une surcharge faible, qui ne peut contribuer à l'instabilité que dans le cas de versant dont l'inclinaison dépasse l'angle de friction interne du matériau. L'effet du vent sur la stabilité, dans une forêt et après déforestation, n'a pas encore été réellement évalué. Il en est de même pour l'effet de pénétration des racines dans le sol et, ou, la roche. On peut faire remarquer qu'il ne peut jouer un grand rôle en milieu forestier tropical, puisque le réseau racinaire y reste très superficiel.

Conclusion

Cette modeste recherche bibliographique nous a permis de donner quelques indications sur les mouvements de terrain en général, et les glissements de terrain en particulier, et de citer les principales causes de ces phénomènes, et les dégâts que peuvent engendrer, pour ensuite élaborer les techniques de confortements adéquates au type et à l'ampleur du mouvement et cela en procédant par les étapes suivantes :

- Etude géologique et géomorphologique (nature du terrain du substratum, épaisseur des formations superficielles, présence de failles...etc.) ;
- Etude hydrologique et hydrogéologique (repérage du niveau d'eau dans les puits, recueil des données météorologiques, mesures de débits de sources, mesures piézométriques...etc.) ;
- Etude géotechnique (détermination des caractéristiques physiques et mécaniques de la couche de sol en mouvement) ;
- Etude de stabilités par différentes méthodes (méthodes globales, méthodes des tranches);

CHAPITRE I PRESENTATION DU SITE

I.1. Eléments de géographie

Jijel est d'abord daïra de Constantine avant de devenir wilaya au découpage administratif de 1974. Constitué actuellement de 11 daïra et 28 communes, le territoire wilayal s'étale sur une superficie totale de 2398,69 Km² dont 82% sont des montagnes, avec une population de 572.685 habitants au dernier RGPH de 1998.

I.2. Situation

Jijel, la ville se trouve sur la côte Est algérienne, entre deux grands ports : celui de Bejaia (90 Km à l'ouest) et celui de Skikda (140 Km à l'Est). Elle est située par 5° 47' de longitude Est et par 36° 49' de latitude nord.

I.3. Climat

Jijel est sous l'influence d'un climat maritime méditerranéen caractérisé par des étés secs et tempérés, et des hivers doux et humides. Les pluies durent 06 mois totalisant une pluviométrie de 1200 mm. La température est très douce en hiver (11° en moyenne au mois de janvier) et la chaleur est tempérée par la brise de mer en été (26° en moyenne au mois d'Août).

I.4. Relief

La commune du chef-lieu de wilaya a une superficie totale de 65,66km² au relief difficile. Le territoire communal est constitué par une plaine côtière cernée par le Mont Mezghitane (300 m d'altitude) et les zones montagneuses des Beni-Caid au sud et la mer Méditerranée au Nord. La vallée de Oued El Kantara coupe cette plaine à l'Est de la ville, le territoire s'étend jusqu'à l'oued Mencha à l'Est et l'Oued Kissir à l'Ouest. D'après des études faites sur la région, Jijel se situe dans une zone sujette à des tremblements de terre, la ville a été d'ailleurs détruite en 1856 par un violent séisme.



Figure I-1: pied du glissement.



Figure I-2: vue générale du site

I.5. Les profils couvrants le site

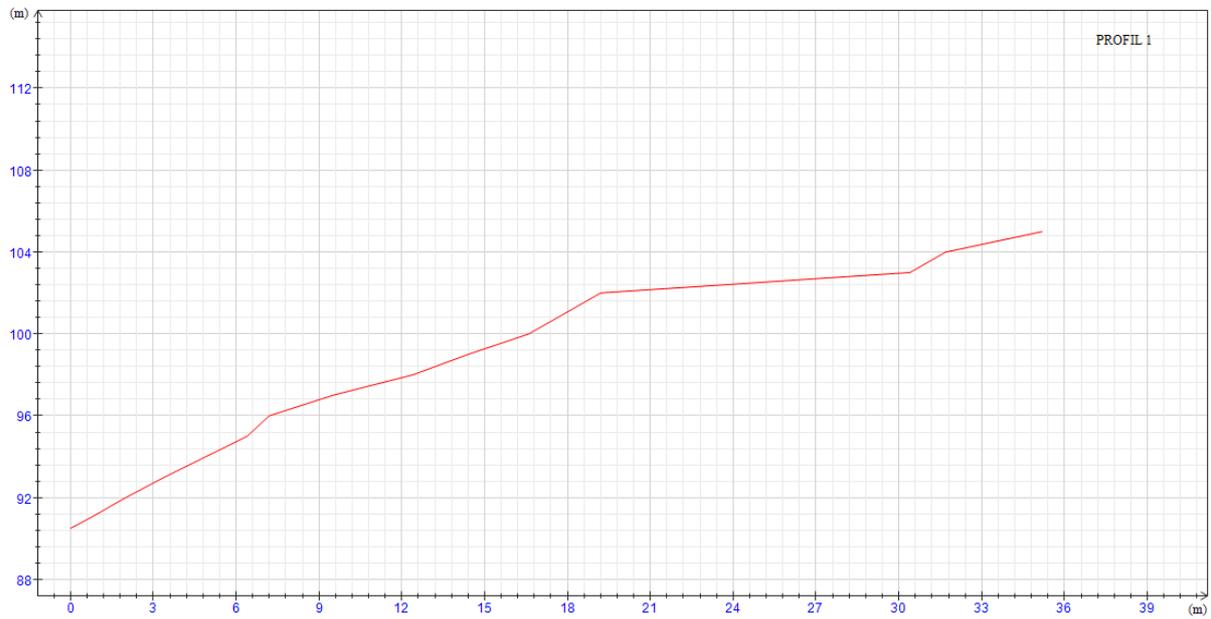


Figure I-3: profil 1

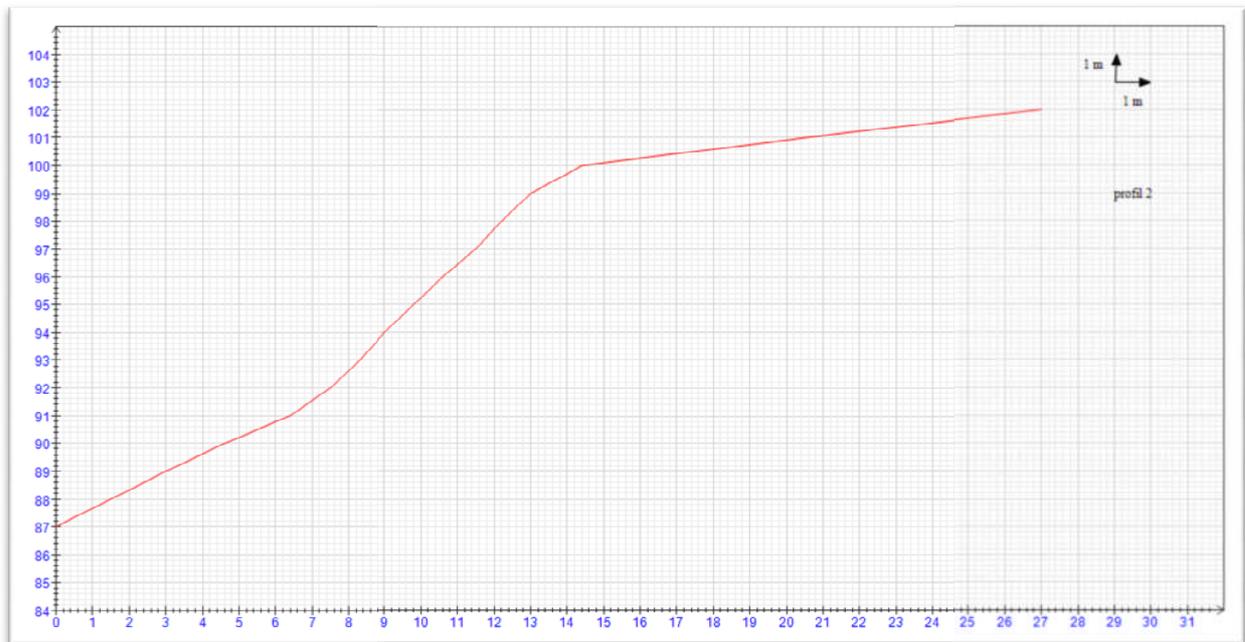


Figure I-4: profil 2

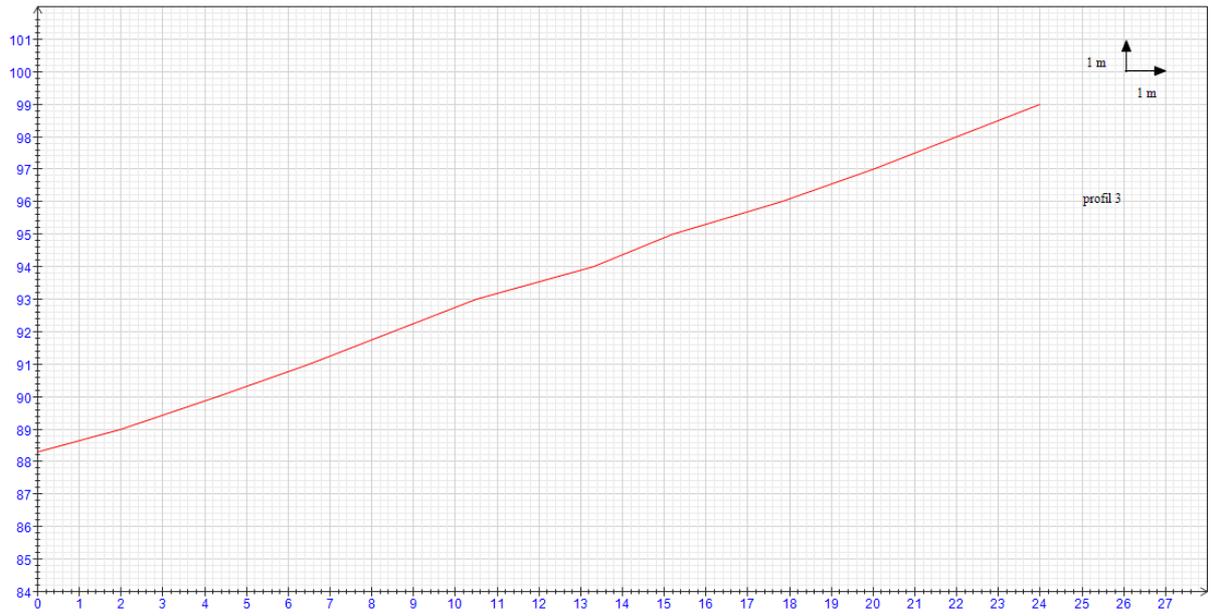


Figure I-5: profil 3

CHAPITRE II : ETUDE GEOTECHNIQUE

II.1. Introduction

La reconnaissance d'une zone instable commence d'abord par l'exploitation des documents bibliographiques disponibles tels 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 campagnes 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

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. Un sondage carotte a été réalisé sur le site de Mezghitane (voir l'annexe 1).

II.2.1.1. Équipements utilisés dans le sondage au carottage

- ✓ **La sondeuse** : son rôle est de faire tourner le train de tiges, le carottier et la couronne, elle doit transmettre également la pression nécessaire à l'outil de forage.
- ✓ **Le derrick** : il est utilisé pour remonter le train de tiges hors du trou, la hauteur et la force du derrick dépendent de la profondeur du trou qu'on veut obtenir.
- ✓ **Pompe de forage** : son rôle est l'injection d'un liquide laveur au fond du trou de sondage. La pompe à une double fonction :
 - Refroidir la couronne.
 - Remonter en surface les débris de roche.
- ✓ **Le train de tiges** : il transmet la pression, la rotation et le liquide d'injection à la couronne, les tiges peuvent être de type conventionnel (wire line) pour le carottage au câble et à double parois pour utilisation en circulation inverse.
- ✓ **Le carottier** : il préserve et retient la carotte jusqu'à sa remontée en surface, c'est le plus important de l'équipement dans le trou.
- ✓ **Les tubes de revêtement** : il permet de traverser des terrains de recouvrement jusqu'à la roche stable, il est nécessaire pour éviter que les pierres ou autres débris ne tombent

dans le trou de sondage. Dans les trous profonds, il peut être nécessaire de tuber plusieurs fois, chaque tubage réduit la taille du sondage. lorsqu'on prévoit de réaliser un trou de sondage, il faut connaître le diamètre minimum de la carotte désirée par le client.

- ✓ **Les couronnes** : les couronnes à prisme en carbure de tungstène ne sont utilisées que pour les forages des roches tendres et friables. Les couronnes diamantées (à pierres serties ou concrétion synthétique) sont destinées au forage de roches dures et abrasives.

Pour le choix d'une couronne diamantée, on peut généralement dire que plus la formation est tendre, plus les diamants utilisés sont gros. Dans la roche dure on utilisera de plus petits diamants de meilleure qualité.

- ✓ **Le manchon aléteur** : il est placé au dessus de la couronne, il doit être de la même taille que la couronne. Le but du manchon aléteur est de maintenir le calibrage du trou de sondage pour permettre à une nouvelle couronne de descendre jusqu'au fond sans se coincer. Il joue également le rôle de stabilisateur de l'ensemble de train de tige.

II.2.1.2. Résultats des sondages carottés

3 sondages carottés ont été effectués

- **Sondage SC 01**

- 0-3 m: remblais
- 3-7 m: argile graveleuse avec intégration de couche sableuse de couleur bigarré.
- 7-11 m: sable gravier galet enrobe dans une matrice argileuse couleur beige.
- 11-15 m: argile graveleuse beige à marron plastique, présence de galet.

- **Sondage SC 02**

- 0-3 m : remblais.
- 3-4 m : argile oxydé graveleuse plastique (remblais).
- 4-6 m : argile caillouteuse plastique (remblais).
- 6-8 m : argile sableuse plastique.
- 8-14.5 m : sable fin limoneuse grisâtre avec passage de galets.
- 14.5-15 m : schiste compacte.

- **Sondage SC 03**

0.5 m:	éboulis de pente.
0.5-3.5 m:	grés consolidé.
3.5-4.5 m:	schiste altéré de couleur bigarré.
4.5-6.5 m:	argile sableuse graveleuse avec galet peu plastique.
6.5-9.0 m:	grés blanchâtre parfois oxydé.
9.0-10 m:	argile sableuse à graveleuse peu plastique.
10-10.5 m:	grés bloc.
10.5-12 m:	schiste très feuilleté altéré.
12-13 m:	argile schisteuse très altéré.
13-14 m:	schiste argileuse très altéré.
14-15 m:	schiste gris légèrement friable.

II.2.2. Essai pressiométrique

II.2.2.1. Objectif

Détermination des caractéristiques de résistance et compressibilité d'un sol in situ.

II.2.2.2. Domaine d'application

L'essai pressiométrique est à conseiller pour tester des formations peu compressibles, il permet de traiter des problèmes de stabilité de tous types courants de fondation (semelles, pieux, radiers) on peu en générale, l'utiliser pour l'évaluation du tassement.

Cet appareil n'est pas approprié pour la détermination des tassements sur sols très compressibles et pour les problèmes de frottement négatifs sur les pieux.

II.2.2.3. Principe de l'essai

L'essai pressiométrique consiste à descendre, à une profondeur donnée, une sonde cylindrique gonflable dans un sondage soigneusement calibré. Les variations de volume du sol au contact de la sonde sont mesurées en fonction de la pression radiale appliquée.

Trois caractéristiques du sol sont ainsi déterminées :

- ✓ *Le module pressiométrique E_M* qui définit le comportement pseudo-élastique du sol.
- ✓ *La pression limite p_l* qui caractérise la résistance à la rupture du sol.

- ✓ La *pression du fluage* p_f qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et l'état plastique.

II.2.2.4. Appareillage

- ❖ La sonde comporte trois cellules; la cellule centrale sert à la mesure, les deux autres sont de garde et ont pour but de créer un champ de contrainte sur la hauteur de la cellule de mesure qui est remplie d'eau.
- ❖ Le contrôleur pression-volume comporte trois manomètres ou capteurs :

Le manomètre n° 1 indique la pression à la sortie de la réserve de gaz.

Le manomètre n° 2 indique la pression dans la tubulure reliée à la sonde de mesure.

Le manomètre n° 3 indique la pression dans la tubulure reliée aux cellules de garde.

- ❖ Le tube gradué de 0 à au moins 750 cm^3 contient de l'eau. Il est relié à la sonde de mesure par une tubulure également remplie d'eau. En conséquence, toute variation de volume de la cellule centrale est directement lue sur la règle graduée (voir Figure II. 1).

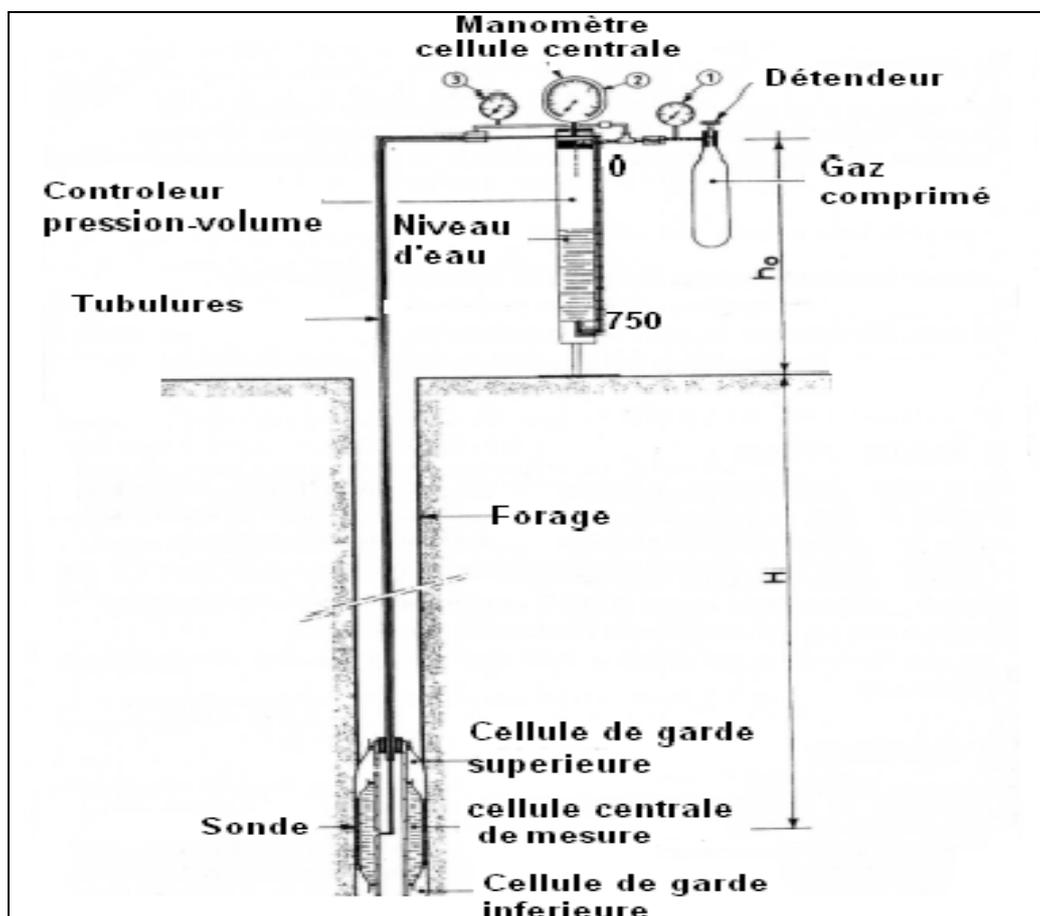


Figure II-1: Schéma du pressiomètre [4]

II.2.2.5. Réalisation de l'essai-courbe brute

La sonde étant descendue dans le forage à une profondeur H , l'essai consiste à appliqué au sol une pression radiale croissante par palier successif. A chaque palier de chargement, les variations de volume au bout de 15, 30 et 60 secondes sont mesurées avant de passer au palier suivant. La courbe brute est obtenue en reportant les mesures à 60 secondes en fonction de la pression (Figure II.2).

Avant d'introduire la sonde dans le forage, des étalonnages de sonde, décrits ci-après, sont effectués :

- La résistance propre de la sonde (inertie de la sonde) est obtenue en gonflant la sonde placée à l'air libre à coté du forage
- La constante de dilatation α de l'appareillage et des tubulures exprimées en cm^3/MPa traduit la déformabilité propre de l'appareillage et des tubulures. Elle est déterminée en gonflant la sonde sous forte pression après l'avoir placé dans un tube en acier parfaitement indéformable.

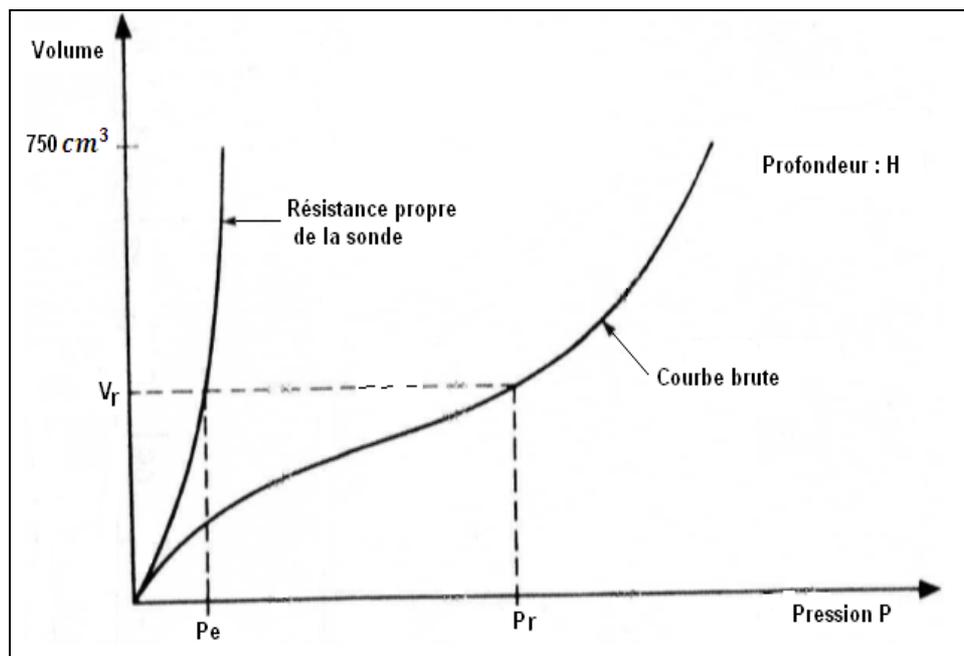


Figure II-2: Résultats bruts des mesures [1]

Pour un volume V_r mesuré, la pression réelle appliquée au sol au sol à la profondeur H est :

$$p = p_r - p_e + (H + h_0)\gamma_w \quad (1)$$

Et le volume de la sonde après correction est :

$$V = V_r - \alpha \cdot p_r \quad (2)$$

Avec p_r : Pression mesurée au manomètre,
 p_e : Pression correspondant au volume V_r sur la courbe de résistance propre de la sonde,
 H et h_0 : Définis par la figure II.1,
 p : Pression corrigée; c'est la contrainte radiale totale appliquée au sol,
 V : Volume corrigé.

II.2.2.6. Courbes corrigées :

Les corrections correspondantes à l'application des formules (1) et (2) étant faites, deux courbes sont présentées sur un même diagramme (figure II.3).

La courbe de fluage traduit les variations du volume mesurées entre 30 et 60 secondes pour chaque palier de pression. Cette courbe a l'allure indiquée sur la figure II.3 et permet de définir la pression de fluage p_f .

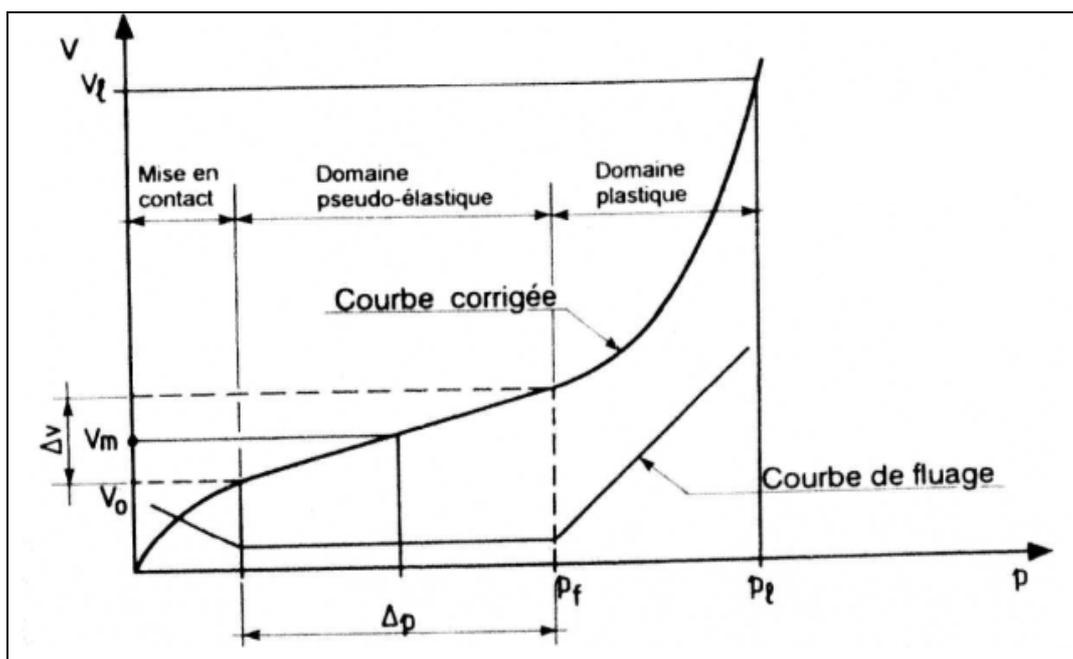


Figure II-3: Résultats corrigés [1]

La courbe corrigée donnant V en fonction de p délimite trois domaines :

- Le premier correspond à la mise en contact de la sonde sur la paroi du forage.
- Le second correspond au domaine pseudo-élastique. Dans ce domaine, la relation volume-pression est linéaire. Elle peut être représentée par le module pressiométrique Ménard E_M défini par la formule suivante :

$$E_M = K \cdot \frac{\Delta p}{\Delta V}$$

K est un coefficient qui dépend du type de la sonde utilisée et de la valeur du volume moyen V_m de la plage pseudo-élastique.

- Le troisième est le domaine plastique qui s'étend de p_f à p_l .

La rupture se traduit par une branche asymptotique des courbes brutes ou corrigées. La pression limite est définie conventionnellement comme étant la pression nécessaire pour doubler le volume de la cavité.

II.2.2.7. Résultats des essais pressiométrique

Tableau N° II-1: Résultats de l'essai pressiométrique N° 1

SP1	-	-	-	Analyse
Profondeur(m)	Pl	Em	Em/pl	-
2	0.19	1.6	8.42	NC
4	0.6	8.2	13.6	NC
10	1.63	12.5	7.7	SC
12	>2.43	211.6	87.07	-

Tableau N° II-2: Résultats de l'essai pressiométrique N° 2.

SP2	-	-	-	Analyse
Profondeur(m)	Pl	Em	Em/pl	-
2	1	10.6	10.6	NC
4	1.5	14.5	0.97	Altéré
6	1.25	11	0.8	NC
8	1.90	10.3	5.42	-
10	1.50	9.4	6.26	-

II.3. Les essais au laboratoire

II.3.1. Les essais d'identification physique

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

On définit les paramètres suivants :

II.3.1.1. Poids volumiques

- **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).

$$\gamma_s = W_s/V_s$$

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 (%).

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

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).

$$S_R = V_w/V_v$$

II.3.1.4. 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 la quelle 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'appareille 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

Tableau N° II-3: Résultats des essais de laboratoire.

Paramètres	Sondage 1	Sondage 2	Sondage 3	Observations
γ_d	1.9	1.8	1.8	Argile raide
W (%)	14	16 (4m) 24 (8m)	15.9	-
S_r	93	99	87	Partiellement à totalelement saturé
W_L (%)	31	56	37	Faiblement plastique (S1) à plastique (S2)
I_p (%)	16	27	16	-
C (bars)	1.9	0.35 (moy)	-	-
ϕ	16°	6° (moy)	-	-

II.4. Les profils couvrant la zone glissée

La carte topographique donnée dans l'annexe (1) nous a permis de tracer les profils donnés ci-après :

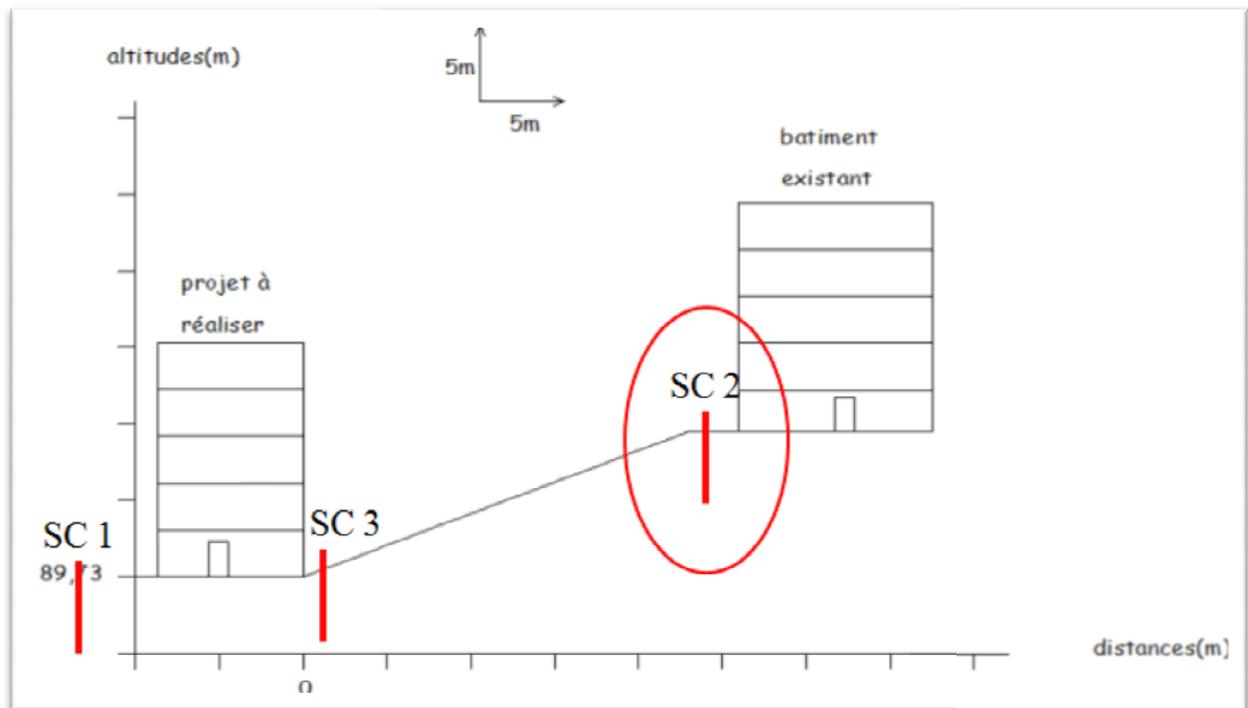


Figure II-3: Profil du site étudié.

CHAPITRE III CALCUL DE STABILITE

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 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 Mezghitane a Jijel

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 site :

- La présence d'un basculement de la masse glissée le long d'une surface plus au moins circulaire,
- Des bourrelets et des escarpements observés sur le terrain,
- Un sol plus au moins homogène.
- des fissures d'attraction en tête de glissement

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 des tranches de Fellenius et la méthode globale.

III.3.1. 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.3.1.1. 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.1).

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.

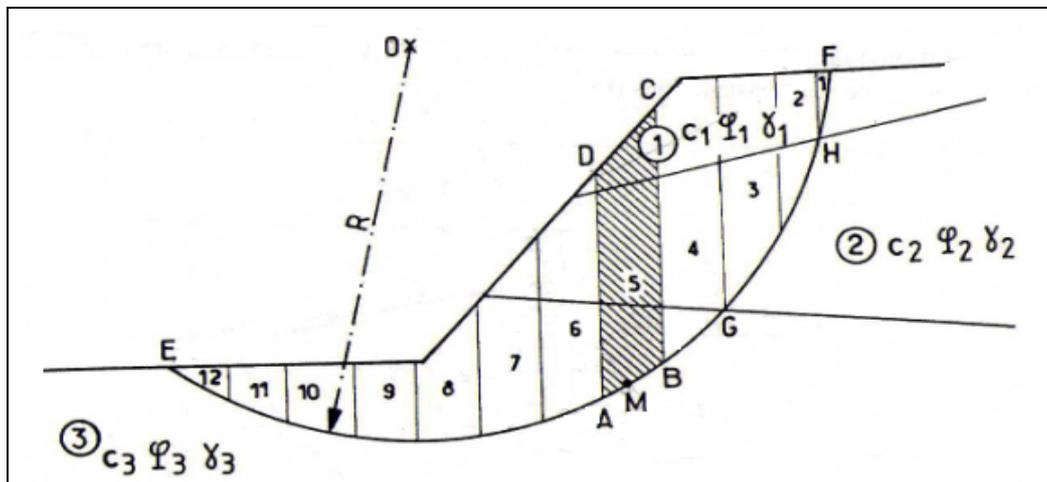


Figure III-1: Découpage en tranches d'un talus. [2]

Etudions l'équilibre de l'une de ces tranches, par exemple la tranche $ABCD$ (Figure III.2.a).

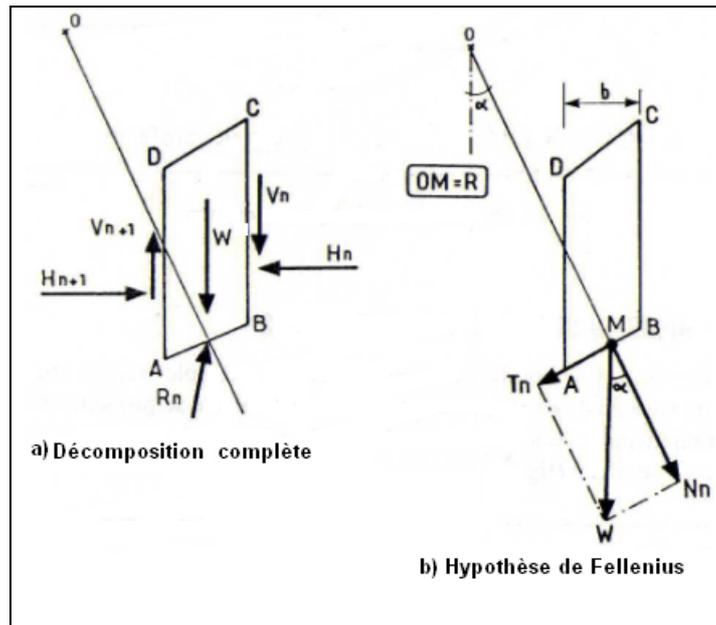


Figure III-2: Forces agissant sur la tranche n [2]

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 ,

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

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

La somme des moments résistants pour toutes les tranches est :

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

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 :

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

D'où :

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

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

$$T = W \cdot \sin \theta$$

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

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 :

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

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 :

$$\begin{cases} \sigma_N \\ \tau = C' + \sigma_N tg \varphi' \end{cases}$$

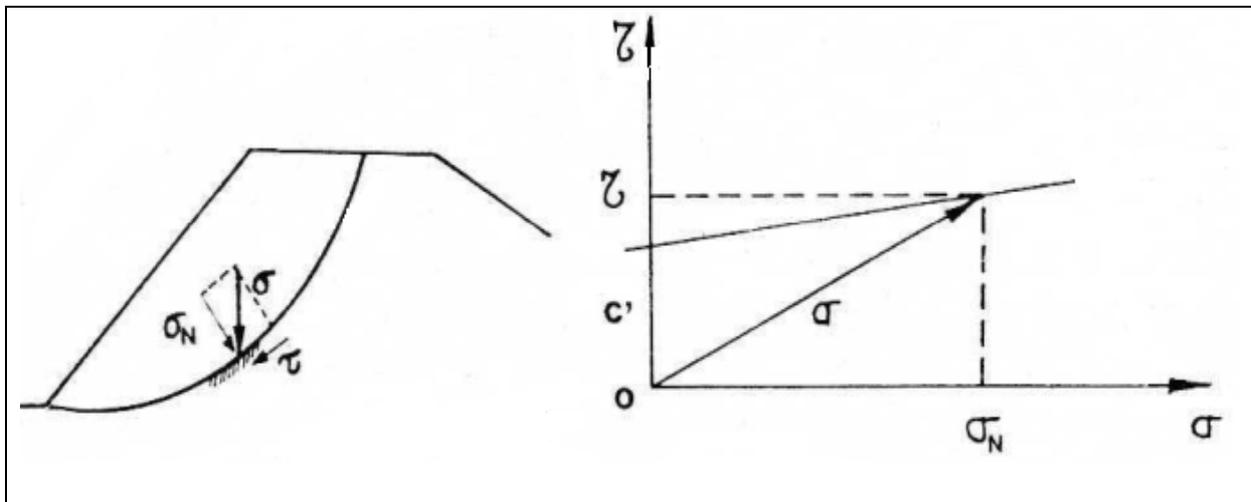


Figure III-4: Contraintes appliquées sur une facette [1]

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

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

Ou δ est la variable d'intégration.

Soit C la force définie par :

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

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

Soit en outre :

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

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

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

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 : $W \cdot OH$, 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 :

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

Soit M_c , le moment du au terme c' :

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

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

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

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

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

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

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

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 :

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

L'équilibre des forces donne en outre :

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

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

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.4. Application au glissement de Mezghitane Jijel

III.4.1. calcul de stabilité avec les paramètres défavorables

Pour les calculs on prend les paramètres donné par le sondage 2

Tableau III-1: la cohésion et l'angle de frottement mesurés

-	Sondage 1	Sondage 2
φ	16°	6°
C	1.9	0.35

L'abaque permet de déterminer le cercle de glissement critique passant par le pied de talus

$\beta = 22^\circ$, $\varphi = 6^\circ$ donc $\alpha = 48,85^\circ$ $\beta_0 = 18^\circ$

la construction graphique de cercle conduit à un rayon $R=19,93m$ (figure ci-dessous)

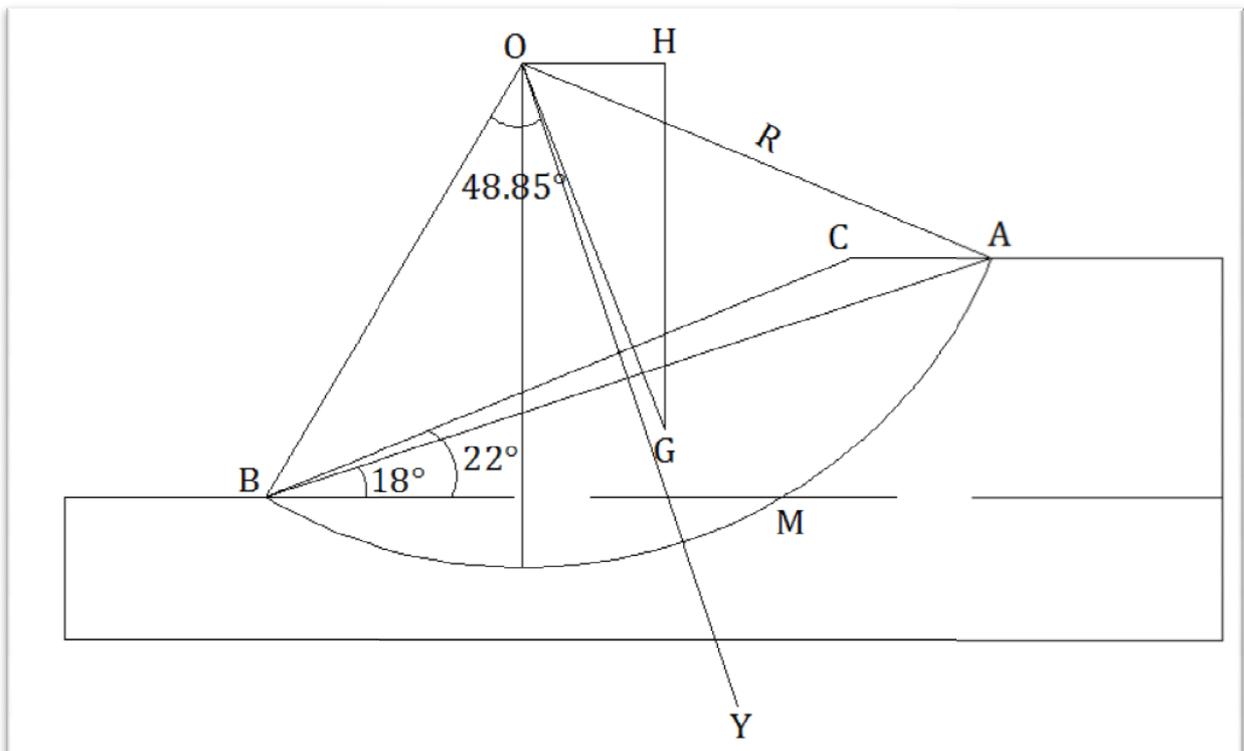


Figure III-5: cercle de rupture passant par le pied de talus

Dans notre cas (Figure III.5) :

$$W = W_1 + W_2$$

W_1 : Poids de la tranche de terrain unitaire correspondant à la portion du cercle

W_2 : Poids de la tranche de terrain unitaire correspondant au triangle

$$\text{Avec : } W_1 = \left(\frac{2 \cdot \pi \cdot \alpha}{180} - \sin 2\alpha \right) \cdot \frac{R^2}{2} \cdot \gamma = \left(\frac{2 \cdot \pi \cdot 48,85}{180} - 0,99 \right) \cdot \frac{19,93^2}{2} \cdot 1,8 = 253,81 \text{ t}$$

$$W_2 = \frac{1}{2} \cdot b \cdot h \cdot \gamma = \frac{1}{2} \cdot 30 \cdot 1,7 \cdot 1,8 = 45,9 \text{ t}$$

b : La base du triangle.

h : La hauteur du triangle.

$$\text{D'où : } W = 299,71 \text{ t}$$

OH est la projection de OG (centre de gravité) sur l'horizontale, d'où $OH = 5,58 \text{ m}$.

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

(Figure III.6).

$|W| = 299,71 \text{ t}$ (Direction verticale).

$$|C| = \frac{2 \cdot c \cdot R \cdot \sin \alpha}{F} = \frac{2 \cdot 3,5 \cdot 19,93 \cdot \sin 48,85}{1} = 105,05 \text{ t}.$$

La construction graphique (figure III-6) conduit à $R_N = 283,87 \text{ t}$. Reportons cette valeur dans l'équation (1), on obtient :

$$F = \frac{R \cdot \text{tg } \varphi \cdot |R_N| + 2 \cdot c \cdot \alpha \cdot R^2}{|W| \cdot OH} = \frac{19,93 \cdot \text{tg } 6 \cdot 283,87 + 2 \cdot 3,5 \cdot 0,85 \cdot 19,93^2}{299,71 \cdot 5,58}$$

$$\text{D'où : } F = 1,76 .$$

le facteur de sécurité $F = 1,76 > 1$, on constate que les valeurs données par les différents essais ne correspondent pas aux vraies valeurs au moment du glissement.

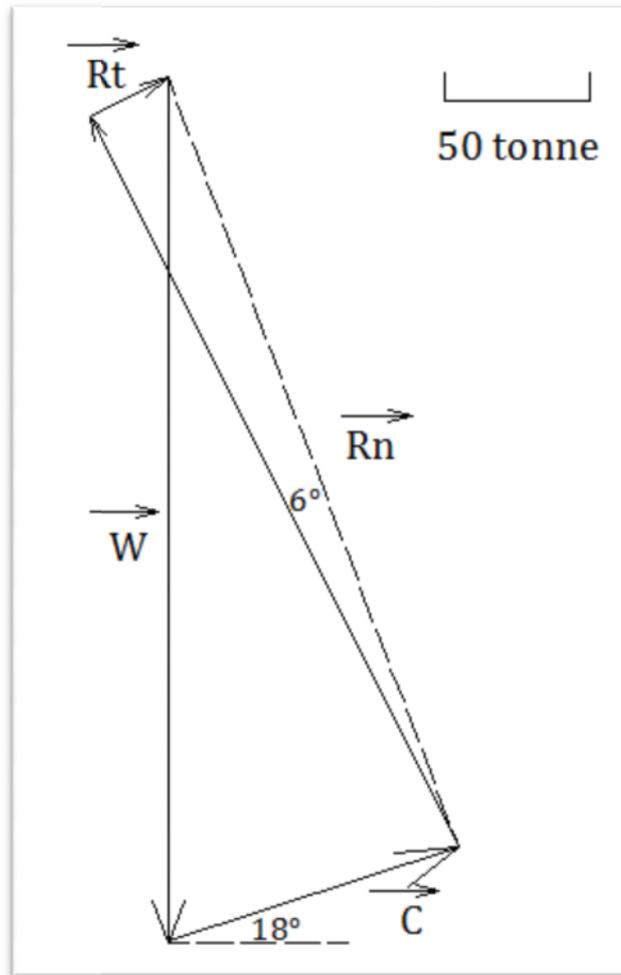


Figure III-6: polygone des forces

III.4.2. La méthode des tranches de Fellenius

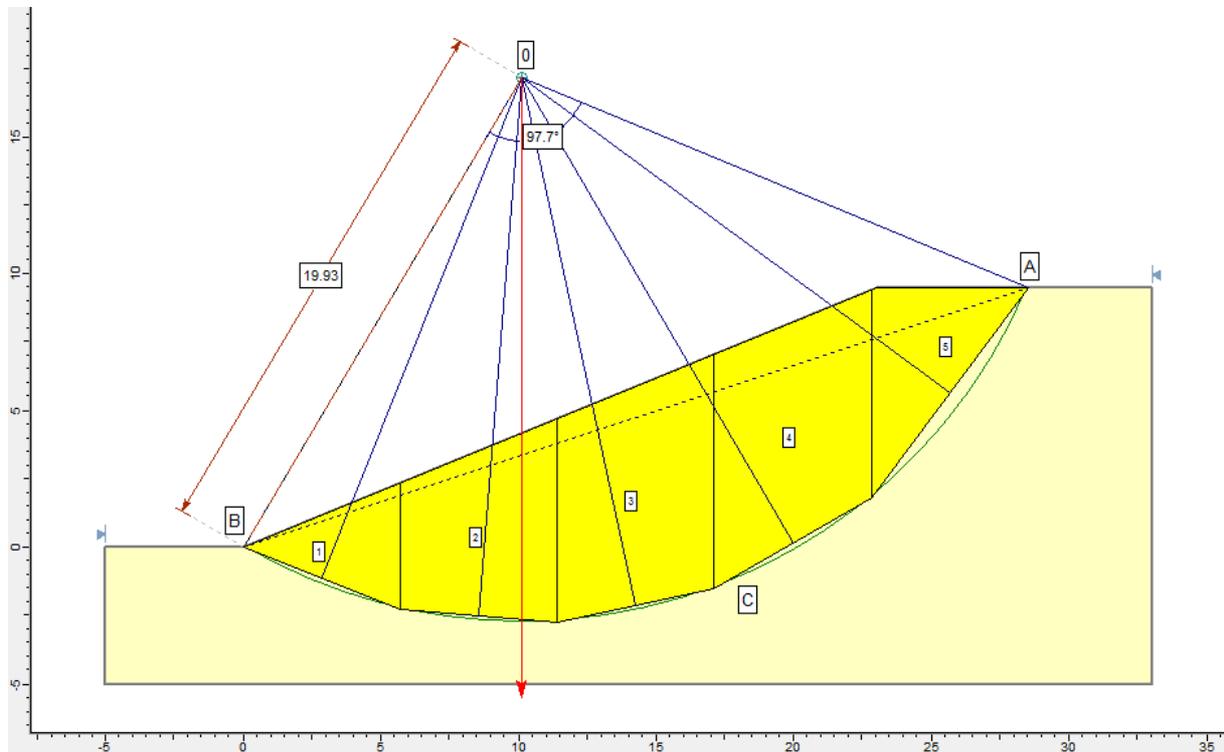


Figure III-7: découpage en tranches du talus

Le cercle a les caractéristiques suivantes :

- ✓ Rayon : $R = 19.93 \text{ m}$.
- ✓ Centre O de coordonnées : $O = (10.12 \text{ m} , 17.15 \text{ m})$.

On devise la surface en cinq tranches (Figure III.6).

On calcul le poids W et l'angle θ de chaque tranche (avec $\gamma = 18 \text{ KN} / \text{m}^3$)

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III-2: Résultats de calcul de la méthode des tranches

N°de la tranche	1	2	3	4	5
$S_i(m^2)$	13.09	34.89	45.52	45.77	22.13
$W_i(t)$	23.56	62.8	81.94	82.39	39.85
$\theta_i(^{\circ})$	-21.76	-4.6	12.11	30.04	53.51
$W_i \cos \theta_i(t)$	21.88	62.59	80.11	71.32	23.69
$W_i \sin \theta_i(t)$	-8.734	-5.03	17.19	41.24	32.03

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.

- Détermination de C et φ au moment du glissement

Au moment du glissement le coefficient de sécurité $F \leq 1$.

On prend $F = 0.99$ et on calcul les deux paramètres C et φ .

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n (C_i \cdot L_i + W_i \cdot \cos \theta_i \cdot \tan \varphi_i)}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \theta_i} = 0,99$$

Avec : $\sum L_i = 27,02 \text{ m}$

$$\sum_{i=1}^n W_i \cdot \cos \theta_i = 259,59$$

$$\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \theta_i = 76,69$$

D'où

$$\frac{27,02 C + 259,59 \operatorname{tg} \varphi}{76,69} = 0,99$$

$$\Rightarrow 0,442 \cdot C + 3,384 \cdot \operatorname{tg} \varphi = 0,99$$

C'est une équation à deux inconnues : Pour $\varphi = 6^{\circ}$

On aura $C = 0,18 \text{ bars}$.

III.4.3. La méthode globale

Dans notre cas (Figure III.7) :

$$W = W_1 + W_2$$

on a : $W = 299.71 t$

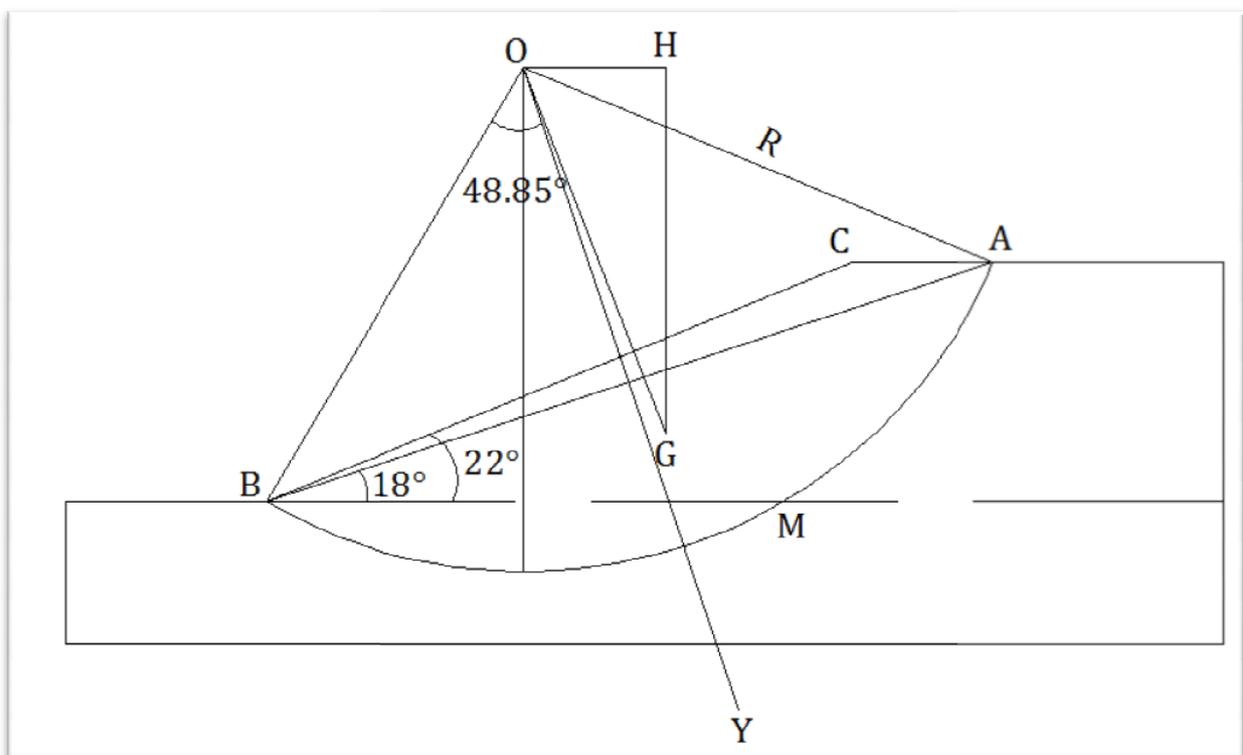


Figure III-8: cercle de rupture passant par le pied de talus

OH est la projection de OG sur l'horizontale, d'où $OH = 5,58 m$.

En prenant pour valeur de $F = 1$, on peut résoudre l'équation (2) graphiquement (Figure III.8).

$|W| = 299,71 \text{ t}$ (Direction verticale).

$$|C| = \frac{2 \cdot c \cdot R \cdot \sin \alpha}{F} = \frac{2 \cdot 1,8 \cdot 19,93 \cdot \sin 48,85}{1} = 54,02 \text{ t}.$$

La construction graphique conduit à $R_N = 282,31 \text{ t}$. Reportons cette valeur dans l'équation (1), on obtient :

$$F = \frac{R \cdot \operatorname{tg} \varphi \cdot |R_N| + 2 \cdot c \cdot \alpha \cdot R^2}{|W| \cdot OH} = \frac{19,93 \cdot \operatorname{tg} 6 \cdot 282,31 + 2 \cdot 1,8 \cdot 0,85 \cdot 19,93^2}{299,71 \cdot 5,58}$$

D'où : $F = 1,080$.

On reprend cette valeur de $F = 1,03$, et on retrace un autre diagramme des forces semblable à celui tracé précédemment. (Figure III.9).

$$|C| = \frac{2 \cdot c \cdot R \cdot \sin \alpha}{F} = \frac{2 \cdot 1,8 \cdot 19,93 \cdot \sin 48,85}{1,080} = 50,01 \text{ t}$$

On obtient : $R_N = 283,33 \text{ t}$

On reporte cette valeur dans l'équation :

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

On obtient finalement : $F = 1,081$

Cette valeur très proche de la valeur précédente (1,080) peut être considérée comme la solution du système des deux équations (1) et (2).

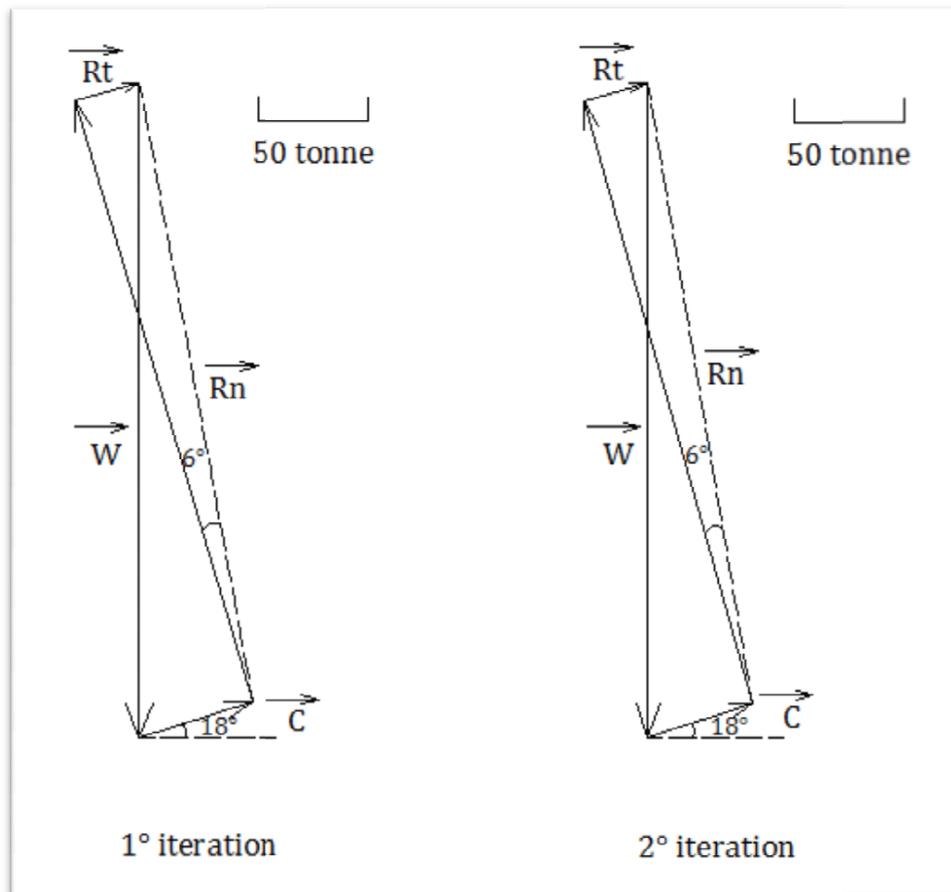
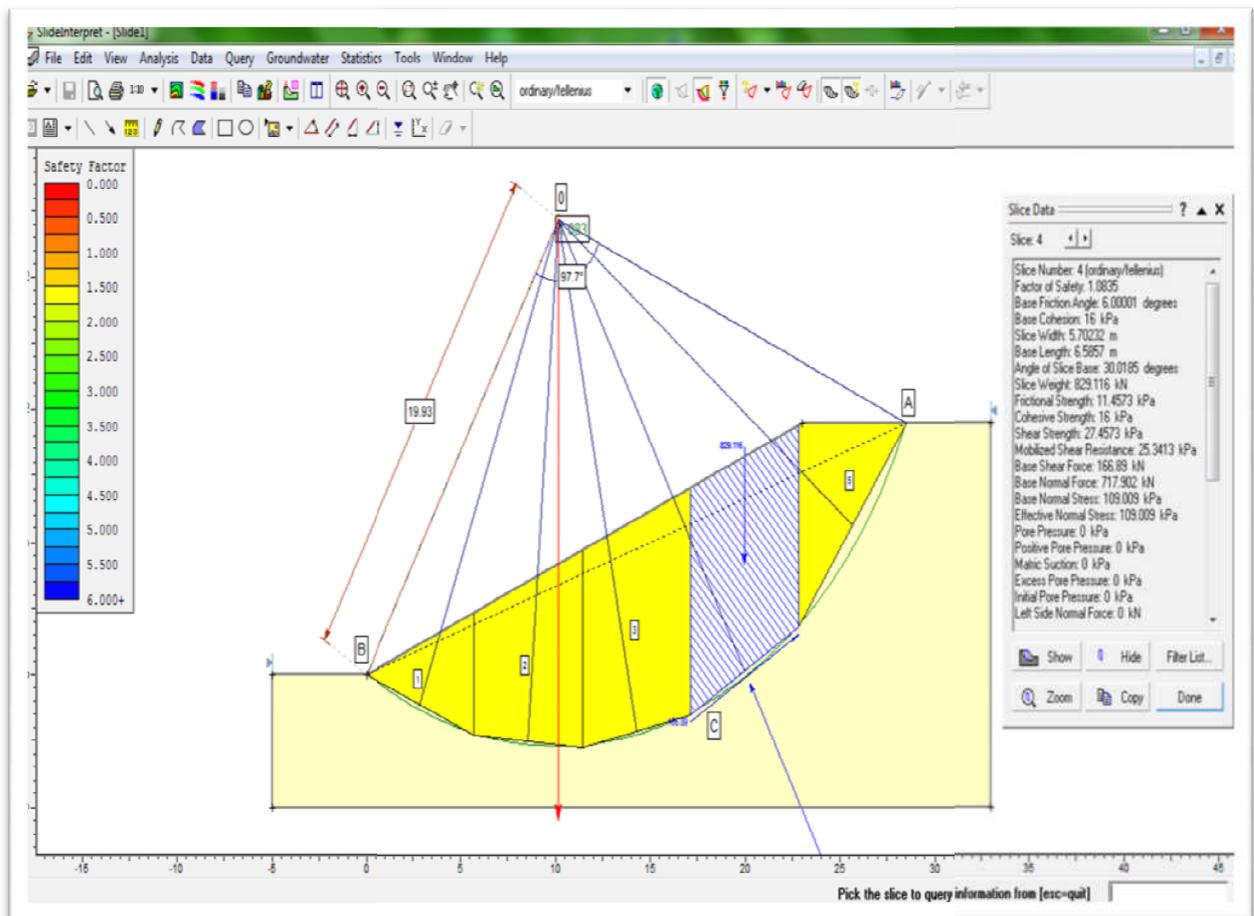


Figure III-9: polygone des forces pour la détermination de R_n .

III.5. Modélisation avec le logiciel SLIDE BY ROCSIENCE :

Le logiciel Slide est un logiciel spécialisé dans le calcul de stabilité il permet de tracer le cercle de glissement et de calculer le coefficient de sécurité et les feuille de calcul sont portés sur les annexes

Figure III-10 : l'interface de logiciel slide.



CHAPITRE IV : ETUDE DE 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.

Pour parer au glissement de Mezghitane (Jijel) et limiter les désordres, les solutions confortatives présentées ci-après ont été envisagées.

IV.2. 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.

IV.2.1. Calcul de stabilité de la butée**IV.2.1.1. Calcul de l'effort (T) que doit reprendre la butée**

Pour le calcul du confortement par butée on adopte le profil représenté dans la figure suivante :

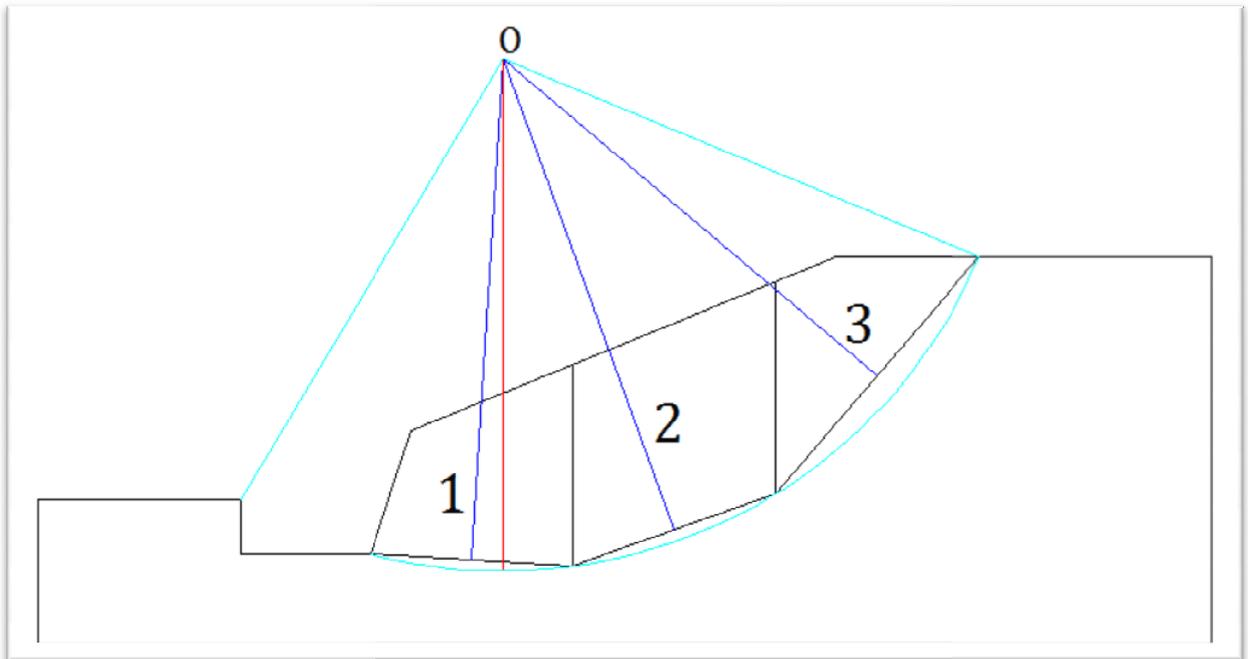


Figure IV-1: découpage en tranches de nouveau talus

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
$W_i(t)$	78,71	113,61	62,95
$\theta_i(^{\circ})$	-4	20	50
$W_i \cdot \cos\theta_i(t)$	77,92,	105,66	40,28
$W_i \cdot \sin\theta_i(t)$	-54,3	386,23	478,38
$l_i(m)$	7,86	8,34	12,09

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

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

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

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

$$R = (1,3 - 1) \cdot 81,03$$

D'où $R = 24,3 t$

L'angle que fait l'effort R avec l'horizontale est $\beta = 23^{\circ}$,

Donc : $T = R \cdot \cos \beta = 24,3 \cdot \cos 23$

D'où $T = 22,36 t$

IV.2.1.2. Estimation du volume du remblai

➤ **Calcul des efforts qui agissent sur la butée**

- On a:
- TVO : $\gamma_{d1} = 2,2 t/m^3$
 - $\varphi_1 = 35^{\circ}$
 - La hauteur du mur de soutènement : $h_m = 4,3 m$
 - Béton : $\gamma_B = 2,5 t/m^3$
 - Terrain naturel : $\gamma_{d2} = 1,8 t/m^3$

$$C = 0,35 \text{ bars}$$

$$\varphi_2 = 6^\circ$$

La figure suivante représente les efforts à prendre en compte pour le calcul de la butée

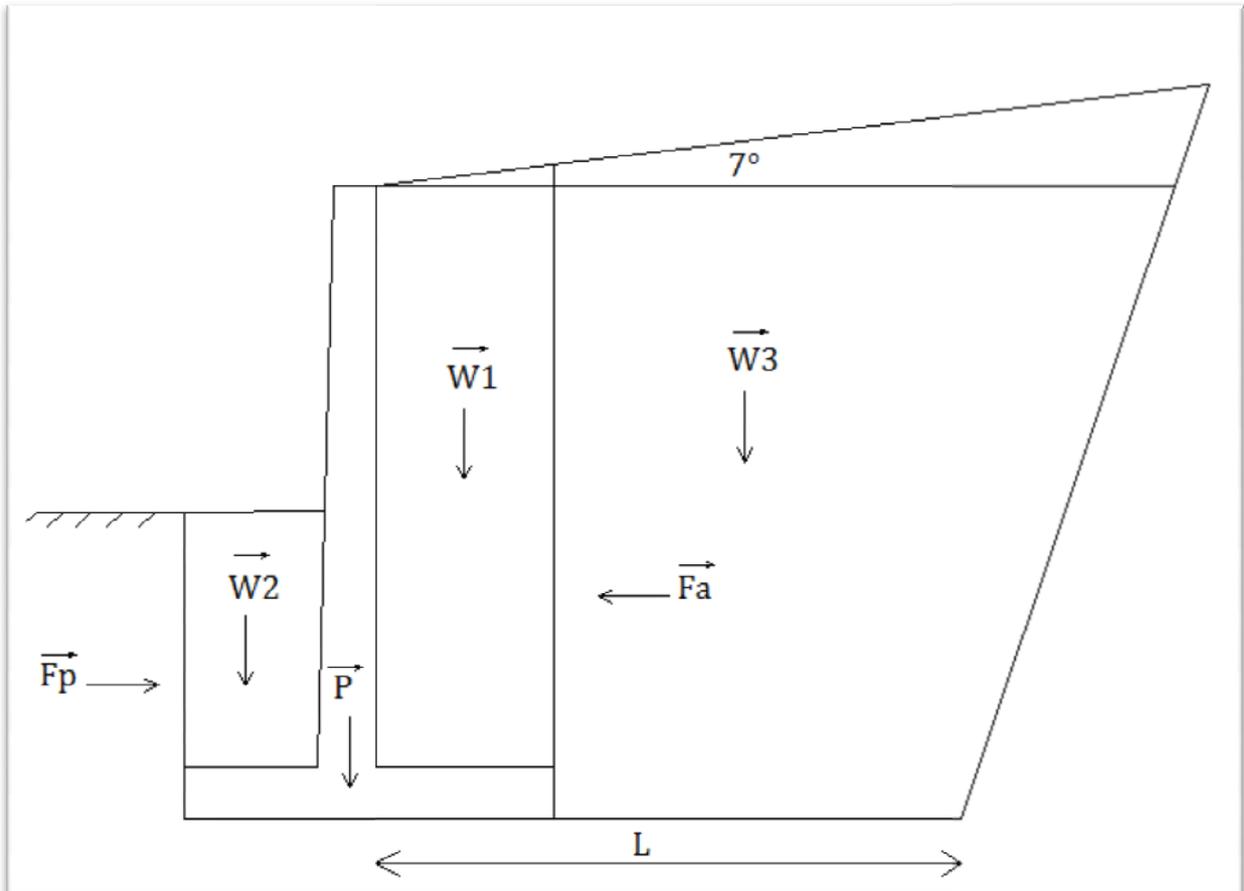


Figure IV-2: détail de la butée

$$T = W \cdot \operatorname{tg}\varphi + c \cdot L$$

$$W = \frac{\gamma_{tvo} \cdot (h_1 + h_2)}{2} \cdot L$$

$$T = \frac{\gamma_{tvo} \cdot (h_1 + h_2)}{2} \cdot L \cdot \operatorname{tg}\varphi + c \cdot L$$

$$L = \frac{T}{\frac{\gamma_{tvo} \cdot (h_1 + h_2)}{2} \cdot \operatorname{tg}\varphi + c}$$

On a $h_1 = 3,95m$ et on procède par itération pour trouver L et h_2

$$L = \frac{22,36}{\frac{2,2 \cdot (3,95 + h_2)}{2} \cdot 0,4 + 1,8}$$

On trouve $L = 3,95m$

$$h_2 = 4,81m$$

Donc $W = 50,8 t$

IV.2.2. Vérification de la stabilité du mur de soutènement

Les efforts qui agissent sur le mur de soutènement sont représentés sur la figure suivante :

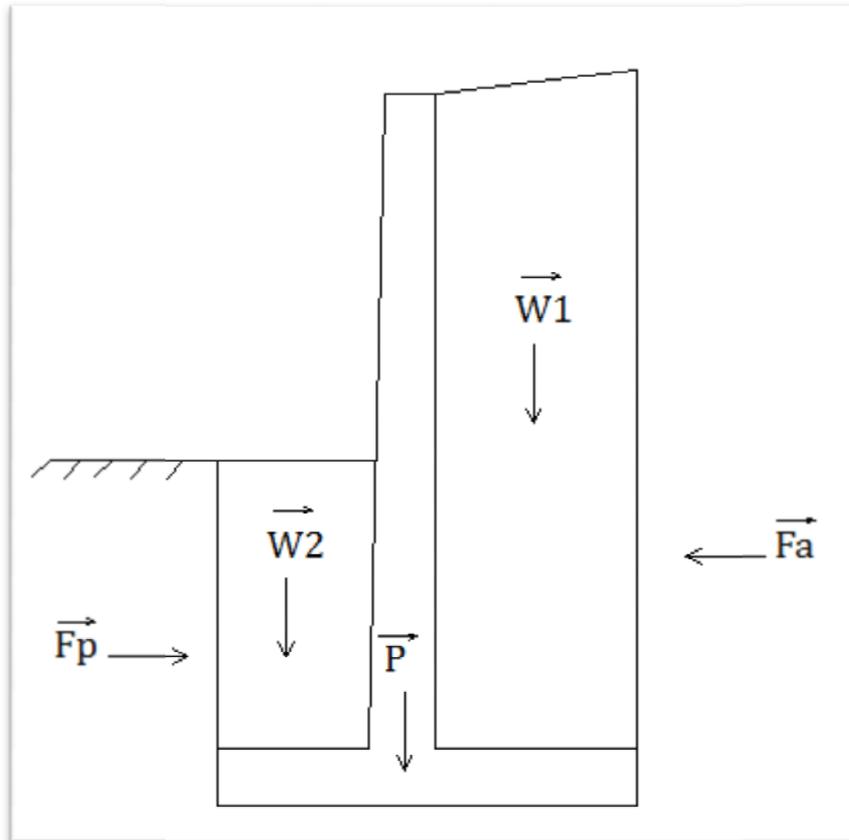


Figure IV-3: les forces agissantes sur le mur.

IV.2.2.1. Vérification de la stabilité au glissement

La condition à vérifier est :

$$: \frac{\sum F_V \cdot \text{tg} \varphi + C \cdot B}{\sum F_H} > 1,5$$

$$F_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{d1} \cdot K_a \cdot (h_m + 0,13)^2 - 2 c \sqrt{K_a}$$

Avec : K_a : Coefficient de poussée des terre à l'état actif.

h_m : Hauteur du mur de soutènement.

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}$$

$$K_a = 0,81$$

$$\text{D'où : } F_a = 0,5 \cdot 2,2 \cdot 0,81 \cdot (4,43)^2 - 2 \cdot 1,8 \cdot 0,9 = 14,24 \text{ t}$$

$$F_a = 14,24 \text{ t}$$

$$F_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{d1} \cdot K_p \cdot (h_m + 0,13)^2 + 2 c \sqrt{K_a}$$

$$K_p = \frac{1}{K_a}$$

$$K_p = 1,23$$

$$F_p = 0,5 \cdot 2,2 \cdot 1,21 \cdot (1,74)^2 + 2 \cdot 1,8 \cdot 1,11$$

$$F_p = 8,02 \text{ t}$$

$$\text{Donc : } \sum F_H = F_a - F_p = 14,24 - 8,02 = 6,21 \text{ t}$$

$$\sum F_V = W_1 + W_3 + P_w = 5,65 + 10,56 + 36,21 = 52,42 \text{ t}$$

$$C \cdot B = 1,8 \cdot 2,5 = 4,5 \text{ t}$$

$$\text{D'où : } \frac{\sum F_V \cdot \text{tg} \varphi + C \cdot B}{\sum F_H} > 1,5$$

$$\frac{(5,65 + 10,56 + 36,21) \cdot 0,1 + 4,5}{6,21} = 1,57 > 1,5$$

Donc : la stabilité au glissement est vérifiée.

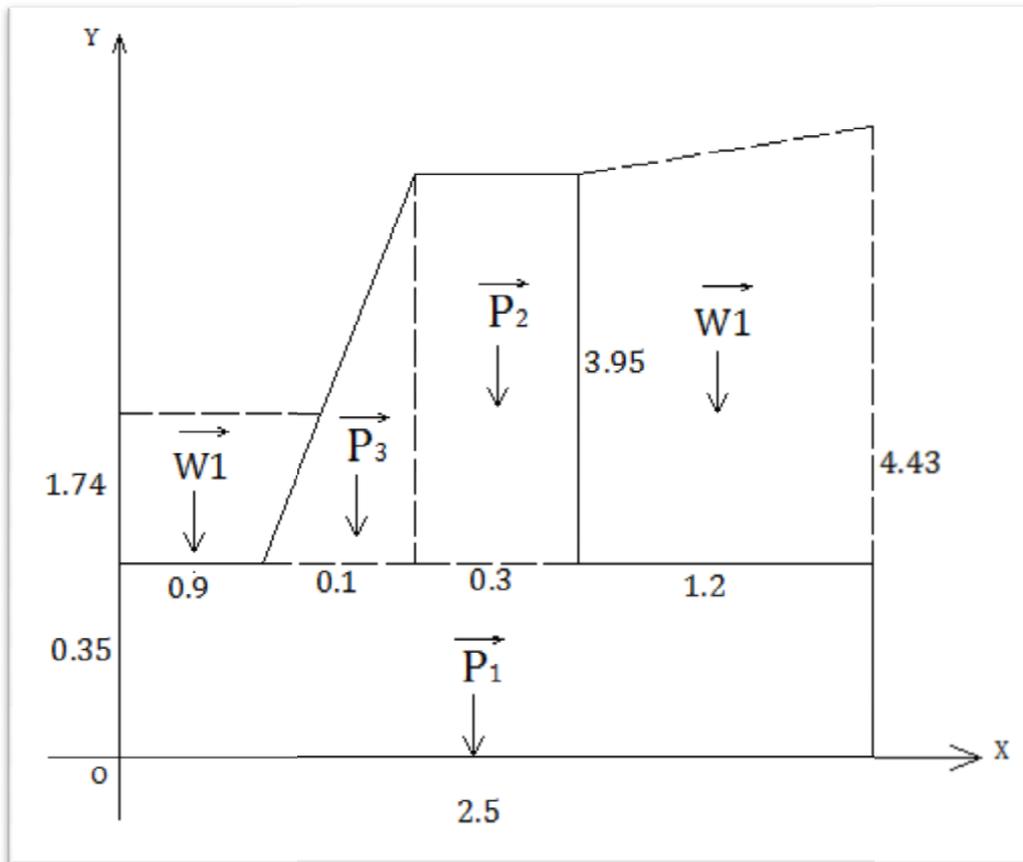


Figure IV-4: détail du mur

IV.2.2.2. Vérification de la stabilité au renversement

On calcul les moments par rapport au point A

La condition à vérifier est :

$$\frac{M_{sta}}{M_{ren}} > 1,5$$

• **Moment stabilisant**

$$M_{sta} = 1,9 \cdot W_1 + 0,45 \cdot W_2 + 1,25 \cdot P_1 + 1,15 \cdot P_2 + 0,966 P_3 + 0,93 \cdot F_3$$

$$M_{sta} = 19,81 + 1,55 + 1,09 + 3,4 + 0,477 + 7,49$$

D'où : $M_{sta} = 33,8 \text{ t.m}$

• **Moment renversant**

$$M_{ren} = \left(\frac{h_m}{3} + 0,13 \right) \cdot F_a$$

$$M_{ren} = \left(\frac{4,3}{3} + 0,13 \right) \cdot 14,24$$

D'où : $M_{ren} = 22,26 \text{ t.m}$

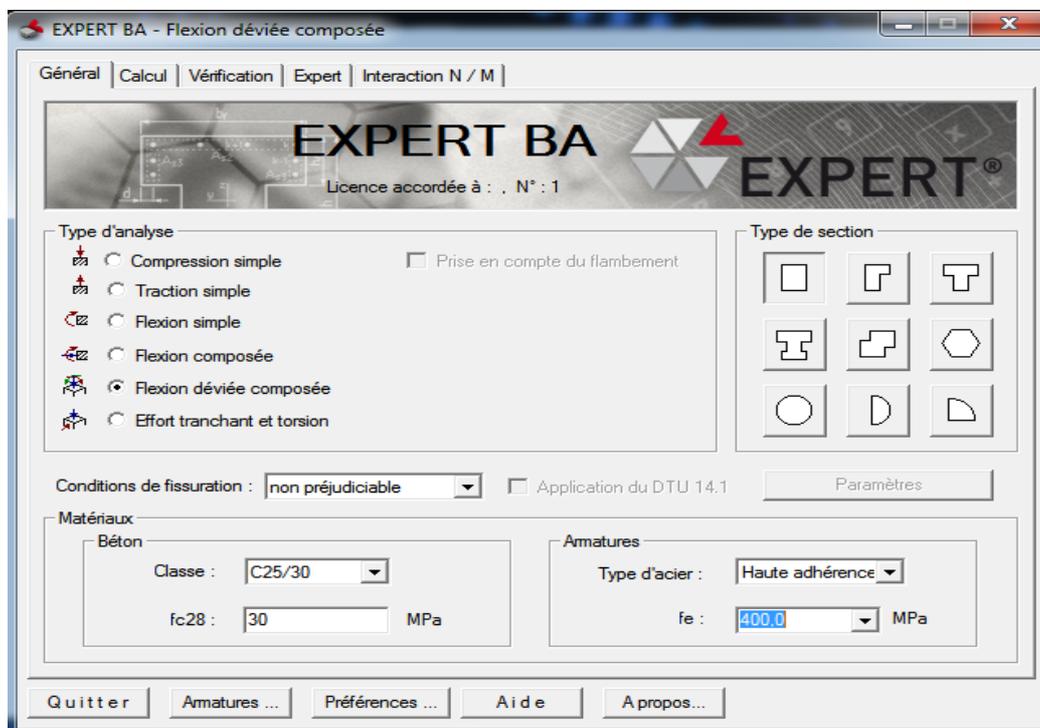
$$\frac{M_{sta}}{M_{ren}} = \frac{33,8}{22,26} = 1,52 > 1,5$$

Donc : la stabilité du mur de soutènement au renversement est vérifiée

VI .3. FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

Pour le calcul de ferrailage, on utilise le logiciel Expert B.A.

Ce logiciel exploite les règles BAEL 91. IL vérifie le ferrailage minimum (voir annexe).



Dans le ferrailage des éléments d'ouvrage on prend les efforts max :

	Moment (KN. m)	Effort Normal (KN)
Mur	222.6	142.4
Semelle	222.6	142.4

Tableau VI.2. : Les différentes sections d'armatures des éléments de l'ouvrage.

	Mur	Semelle
A_s (cm ²)	17.6	25.8
A_{rea} (cm ²)	18	26
Armatures	12 HA 14	9HA 20

CHAPITRE V: ESTIMATION ECONOMIQUE DU PROJET

V.1. Introduction

Le but de notre étude, ce n'est pas seulement d'avoir un certain nombre de résultat technique, mais le plus important c'est de l'avoir d'une manière économique, donc il faut faire une étude économique.

V.2. Les éléments à calculer

Les éléments qui entre dans le calcul de chaque méthode sont :

- Pour la butée de pied :
 - ✓ Le TVO.
 - ✓ Le terrassement
 - ✓ Le compactage
- Le mur de soutènement

V.3. Calcul de la quantité des matériaux pour la butée de pied

- **le poids du TVO :**

$$V_{TVO} = 1963 \text{ m}^3$$

$$P_{TVO} = 4318,6 \text{ t}$$

- **Le poids des terres à terrasser**

$$V_{Ter} = 1718,7 \text{ m}^3$$

$$P_{Ter} = 3093,66 \text{ t}$$

V.4. Calcul de la quantité du béton dans le mur de soutènement

$$V_{béton} = 191,5 \text{ m}^3$$

Avec : V_{TVO} : Le volume du TVO

P_{TVO} : Le poids du TVO

$V_{béton}$: Le volume du béton dans le mur de soutènement

P_{Ter} : Le poids des terres à terrasser

V_{Ter} : Le volume des terres à terrasser

V.5. Calcul des prix**V.5.1. Les prix unitaires****Tableau V.1.** Les prix unitaires.

Eléments	Les prix
Béton armé	30000 DA/ m ³
TVO	500 DA / t
Terrassement	300 DA/ t
Compactage	1500 DA/ m ³
Acier	1500 DA /t
Béton de propreté	7500 DA/m

V.5.2. Calcul des prix globaux des éléments**V.5.2.1. La butée de pieds**

Le prix du TVO est : $4318,6 \cdot 500 = 2159300$ DA

Le prix du terrassement : $3093,66 \cdot 300 = 928098$ DA

Le prix de compactage : $1963 \cdot 1500 = 2944500$ DA

V.5.2.2. Le mur de soutènement

Le prix de mur de soutènement : $191,25 \cdot 30000 = 5737500$ DA

le prix de l'acier : $63277 + 81357 = 144634$ DA

le prix du béton de propreté : $7500 \cdot 85 = 637500$ DA

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant.

Tableau V.2 : Tableau récapitulatif des prix de la butée de pied

Eléments		Prix global
Le mur de soutènement		5737500 DA
le prix de l'acier		144634 DA
		637500 DA
Butée de pied	Terrassement	928098 DA
	<i>TVO</i>	2159300 DA
	Compactage	2944500 DA
Total (le mur de soutènement et la butée de pied)		12551532 DA

CONCLUSION GENERALE

Le travail effectué dans cette deuxième partie est une application au glissement de terrain de la cité des 50 logements a Mezghitane dans la wilaya de Jijel.

L'étude des glissements de terrain présente une grande importance pratique :

- par les risques qu'ils font encourir aux habitations ou aux ouvrages, et l'ampleur de ces risques.
- par la difficulté technique d'y porter remède.

L'étude des glissements de terrain commence toujours par une étude géotechnique comme tout autre projet, elle se base sur les observations sur le site, les essais réalisés in-situ et les essais au laboratoire qui permettent d'avoir un aperçu global sur les couches constituant le terrain et leurs caractéristiques en particulier la cohésion et l'angle de frottement, ces dernières nous permettent d'apprécier la surface de glissement sur laquelle on se base pour proposer des solutions de confortement convenables.

Dans le calcul de stabilité, les écarts du calcul du facteur de sécurité, avec les données (la géométrie, des propriétés du sol), n'excèdent pas de plus de 10% pour les deux méthodes que nous avons utilisés dans cette étude (la méthode des tranches de Fellenius et la méthode globale).

Les techniques de stabilisation relèvent de trois principales actions :

- les terrassements,
- les drainages,
- les renforcements.

Il est évidemment possible d'associer différentes actions afin d'obtenir le gain de sécurité vis-à-vis de la stabilité que l'on souhaite.

Dans notre cas on a opté pour un confortement par butée de pied ; on constate que le confortement du glissement par la butée de pied est une technique fiable et avantageuse d'un point de vue économique, et en plus c'est un procédé facile à maitre en œuvre et rapide.

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 du site, économiques, de délai, etc.
- Dimensionnement du projet de solution.

PARTIE
PRATIQUE

CHAPITRE I

PRESENTATION DU SITE

CHAPITRE II

ETUDE GEOTECHNIQUE

CHAPITRE III

CALCUL DE STABILITE

CHPITRE IV

ETUDE DE CONFORTMENT

CHAPITRE V

ESTIMATION ECONOMIQUE

CONCLUSION GENERALE

ANNEXES

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] F. Schlosser. (2003) « *éléments de mécanique des sols* ».
- [4] J.L.Durville, G.Sève : *stabilité des pentes (glissement en terrain meuble)*, techniques de l'ingénieur.
- [5] Jean-Claude Flageollet (1989), « *les mouvements de terrain et leur prévention* », édition MASSON
- [6] Pierre Martin (2008), « *Géotechnique appliquée au BTP* », édition Eyrolles.
- [7] Revue française de géotechnique N° 92, 3^e trimestre 2000 «*L'évolution des méthodes de calcul en stabilité de pentes*»
- [8] Hmadi Y. « *cartographie géotechnique, des risques de glissement (CRG) et de risque d'inondation (CRI) de la ville de Bejaia*». Thèse de magistère, université de Bejaia.
- [9] Rahmani N. «*méthodes stochastiques de calcul de stabilité des pentes*» Thèse de magistère, université de Tizi Ouzou.
- [9] Bruno M. «*le rôle des facteurs géologiques et mécaniques dans le déclenchement des instabilités gravitaire*» Thèse doctorat, université Bordeaux 1.