

**République Algérienne Démocratique et Populaire**  
**Ministère de L'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**  
**Université Abderrahmane Mira de Bejaia**

Faculté de la technologie  
Département de Génie civil

# **Mémoire de fin d'étude**

En Vue de L'obtention du Diplôme de Master en Génie Civil  
Option : Géotechnique

## **Thème**

*Etude de Stabilité et de Confortement du Glissement de Terrain  
Survenu Sur le Chemin Communal Reliant la RN12 au Village  
Amadane et Boumansour au Niveau de L'établissement Pénitencier  
D'oued Ghir (W) de Bejaia.*



**Présenté par :**

**M<sup>r</sup>: NABET.Takfarinas**

**Encadré par :**

**M<sup>r</sup>: BENDADOUCHE.Hocine**

**Soutenu devant le jury composé de :**

**M<sup>r</sup>: SADAOUI.Omar**

**M<sup>r</sup>: KEFFACHE.Toufik**

Promotion 2014

# *Remerciements*

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

*Nous adressons tous nos sincères et respectueux remerciements à toute personne ayant contribué à la réalisation de ce PFE 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.*
- Nous exprimons nos reconnaissances à toute l'équipe du laboratoire Soummam Amizour.*

*Enfin, nous tenons à remercier tous les enseignants Ayant contribué à notre formation durant tout notre Coursus universitaire.*

# *Dédicace*

*Je dédie ce précieux travail :*

- *A mes très chers parents qui m'ont donné le courage, et m'ont guidé durant toute ma vie pour que je réussisse, je prie Dieu de les honorer et les rendre fiers de moi et de mon travail, Que Dieu les protège.*
- *A mes frères et ma sœur et à tous les membres de la famille NABET.*
- *A tous mes amis et collègues qui m'ont aidé à réaliser ce travail, en particulier mon copain de chambre NABIL*
- *A tous ceux qui me sont chers.*
- *A tous les enseignants de l'université de Bejaia, en particulier ceux de la faculté de technologie.*

M<sup>r</sup>: NABET.Takfarinas

# Table Des Matières

Introduction Générale.....	01
----------------------------	----

\*\*\*\*\*

## Chapitre I : Etude Bibliographique

<b>1. Généralité sur les glissements de terrain</b> .....	02
1.1. Définition du glissement de terrain .....	02
1.2. Description des principaux types de glissement de terrain .....	02
1.2.1. Glissements plans .....	02
1.2.2. Glissements rotationnels .....	03
a) Glissements rotationnels simples.....	03
b) Les Glissements rotationnels complexes .....	04
1.3. Eléments descriptifs d'un glissement de terrain.....	04
<b>2. Principales causes des glissements de terrain</b> .....	06
2.1. Nature des terrains constituant le versant.....	06
2.2. Les diverses formes d'action de l'eau .....	06
2.2.1. Action rhéologique de l'eau .....	06
2.2.2. Effets de la pression interstitielle .....	07
2.3. Les facteurs mécaniques externes .....	07
a) Suppression de la butée de pied d'un versant.....	07
– Par terrassement.....	08
– Par affouillement ou érosion régressive .....	08
b) Implantation de surcharge sur un versant .....	08
c) L'effet de déboisement .....	09
d) Les séismes et les vibrations.....	10
<b>3. Processus d'étude d'un glissement de terrain</b> .....	10
3.1. Repérage topographique d'une zone instable.....	10
a) Etablissement d'un plan topographique à grande échelle .....	10
b) Repérage des éléments caractéristiques du glissement de terrain .....	11
c) Chronologie des glissements et suivi de l'évolution d'une zone instable .....	11
3.2. Etude géologique et géomorphologique du site .....	11
3.3. Etude hydrologique et hydrogéologique du site.....	12
3.4. Etude géotechnique .....	12
3.4.1. Sondage et prélèvement d'échantillon .....	12
3.4.2. Valorisation des sondages .....	13

# Table Des Matières

---

3.4.3. Les essais géotechniques .....	13
3.4.3.1. Les essais au laboratoire.....	13
3.4.3.2. Les essais in-situ.....	13
3.4.4. La prospection géophysique .....	14
3.5. Synthèse des informations disponibles .....	14
3.6. Calcul de stabilité .....	14
<b>4. Les méthodes de calcul de la stabilité des pentes.....</b>	<b>14</b>
4.1. Factures de sécurité .....	15
4.2. Choix de la méthode de calcul .....	16
4.3. Méthodes d'équilibre limite .....	16
4.3.1. Méthodes des tranches .....	16
4.3.2. Méthode de fellenius .....	19
4.4. Conclusion sur la stabilité des pentes.....	21
<b>5. Principales techniques de confortement.....</b>	<b>22</b>
5.1. Terrassements.....	23
5.1.1. Remblai de pied.....	23
5.1.2. Allègement en tête.....	24
5.1.3. Reprofilage .....	24
5.1.4. Purge des matériaux remaniés.....	25
5.1.5. Substitution totale ou partielle.....	25
5.2. Dispositifs de drainage .....	26
5.2.1. Collecte et canalisation des eaux de surface .....	27
5.2.2. Tranchées drainantes .....	27
5.2.3. Drains subhorizontaux.....	28
5.2.4. Masques et éperons drainants.....	29
5.2.5. Drains verticaux, galeries drainantes .....	29
5.3. Inclusion d'éléments souples ou rigides.....	30
5.3.1. Les clous et micro-pieux .....	30
5.3.2. Pieux et barrettes .....	31
5.4. Ouvrage de soutènement .....	31
5.4.1. Les ouvrages rigides.....	32
5.4.2. Les ouvrages souples.....	32
5.5. L'ancrage.....	34
<b>6. Conclusion.....</b>	<b>35</b>

# Table Des Matières

## Chapitre II : Etude De Glissement D'oued Ghir

<b>1. Présentation du site</b> .....	36
1.1. Situation géographique de site .....	37
1.2. Géologie et la géomorphologie du site.....	38
1.2.1. La géologie régionale .....	38
1.2.2. La géologie de site.....	39
1.2.3. La Géomorphologie de site .....	39
1.3. Hydrologie et hydrogéologie de site .....	40
1.4. Climatologie de la région de Bejaia .....	40
1.5. Sismicité de la région de Bejaia .....	41
<b>2. Etude Géotechnique</b> .....	41
2.1. Essais in-situ.....	41
a) Sondages carottés .....	42
b) Essais au pénétromètre dynamique.....	43
2.2. Essais au laboratoire.....	47
2.2.1. Les essais d'identification physique.....	48
2.2.1.1. L'analyse granulométrique.....	48
2.2.1.2. La teneur en eau .....	48
2.2.1.3. Degré de Saturation.....	49
2.2.1.4. Les densités .....	50
2.2.1.5. Les limites d'Atterberg .....	51
2.2.2. Essais mécaniques .....	51
2.2.2.1. Essais de cisaillement .....	51
2.2.3. Analyse chimique.....	52
2.3. Les profils couvrants le site.....	53
<b>3. Etude de stabilité</b> .....	55
3.1. Définition du type de glissement d'Oued Ghir .....	55
3.2. Calcul de stabilité .....	56
3.2.1. Par l'outil informatique .....	56
3.2.1.1. Présentation du logiciel Geostudio 2007 [24] .....	56
• Les méthodes utilisées dans l'analyse .....	57
a) Grille et rayons (Grid and Radius) .....	58

# Table Des Matières

b) Entrée et sortie (Entry and Exit) .....	58
c) Localisation automatique (auto-locate) .....	58
3.2.1.2. Calcule et résultats .....	58
3.2.2. Calcule manuel (à l'aide de géoslope) .....	59
3.2.2.1. Par la méthode des tranches de Fellenius .....	60
3.2.2.2. Par la méthode globale .....	61
3.2.3. Calcule manuel (à partir de l'abaque de biarez) .....	66
▪ Calcul Fs Par la méthode des tranches de Fellenius .....	67
<b>4. Conclusion</b> .....	<b>69</b>

## Chapitre III : Etude De Confortement

<b>1. Introduction</b> .....	<b>70</b>
<b>2. Confortement par remblai en pied</b> .....	<b>70</b>
2.1. Calcule de la stabilité de la buttée .....	70
2.1.1. Calcul de l'effort (R1) que doit reprendre la butée .....	70
2.1.2. Calcul des efforts agissants sur la butée .....	71
2.1.3. Estimation du volume $W_1$ afin d'assurer la stabilité au glissement .....	73
2.1.4. Vérification de la stabilité au glissement pour le nouveau volume .....	74
2.2. Vérification à la stabilité du mur de soutènement .....	74
▪ Le ferrailage du mur en BA .....	77
2.3. Analyse du glissement après le confortement par remblai en pied .....	78
<b>3. Confortement par mur en gabions</b> .....	<b>79</b>
3.1. Calcul de l'effort (R2) que doit reprendre la butée .....	80
3.2. Vérification à la stabilité du gabion .....	81
3.3. Analyse du glissement après le confortement par mur en gabions .....	84
<b>4. Devis quantitatifs estimatifs des solutions</b> .....	<b>85</b>
<b>5. Conclusion</b> .....	<b>85</b>
*****	
<b>Conclusion Générale</b> .....	<b>86</b>

## Liste Des Figures

---

<b>Figure I-1</b> : Exemple d'un glissement de terrain De la cite des 50 logements mezghitane (JJEL). [1].....	02
<b>Figure I-2</b> : glissement plan. [3].....	03
<b>Figure I-3</b> : glissement rotationnel. [4] .....	03
<b>Figure I-4</b> : Glissement rotationnel simple. [4].....	04
<b>Figure I-5</b> : Glissement rotationnel complexe. [4].....	04
<b>Figure I-6</b> : Principaux éléments de descriptif d'un glissement de terrain. [5].....	05
<b>Figure I-7</b> : Suppression de la butée de pied .....	07
<b>Figure I-8</b> : Implantation de surcharge sur un versant [6].....	08
<b>Figure I-9</b> : Surface de ripage [6].....	09
<b>Figure I-10</b> : analyse par la méthode des tranches. [14] .....	17
<b>Figure I-11</b> : Forces considérées sur une tranche par la méthode de fellinius. [15].....	19
<b>Figure I-12</b> : Isolation des appuis d'un viaduc : fondation sur pieux protégés par des viroles métalliques. [17].....	22
<b>Figure I-13</b> : Remblai de pied. [5].....	23
<b>Figure I-14</b> : Calcul de stabilité d'une butée de pied : différentes surfaces de rupture à prendre en compte. [5] .....	24
<b>Figure I-15</b> : Allègement en tête. [5].....	24
<b>Figure I-16</b> : Purge. [5].....	25
<b>Figure I-17</b> : substitution partielle. [5] .....	26
<b>Figure I-18</b> : Coupe type d'une tranchée drainante. [18] .....	28
<b>Figure I-19</b> : Drains subhorizontaux [19].....	29
<b>Figure I-20</b> : Exemple de clouage d'un glissement. [20] .....	31
<b>Figure I-21</b> : Exemple d'ouvrage rigide : Mur en béton armé (Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes (SETRA)). .....	32
<b>Figure I-22</b> : Exemple d'ouvrage souple : Mur en gabion (Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes (SETRA)). .....	33
<b>Figure I-23</b> : Parement préfabriqué devant le massif en géotextile (Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes (SETRA)). .....	33
<b>Figure I-24</b> : Schéma de confortation par tirants d'ancrages. [18].....	34
<b>Figure II-1</b> : Déformation et affaissement de la chaussée.....	36
<b>Figure II-2</b> : Escarpement avec un rejet d 50 cm au niveau de la chaussée.....	36



## Liste Des Figures

---

<b>Figure II-3</b> : Zone de stagnation des eaux.....	37
<b>Figure II-4</b> : Rupture des ouvrages de drainage.....	37
<b>Figure II-5</b> : Image satellite de la zone étudiée [ <b>Google earth</b> ].....	38
<b>Figure II-6</b> : photo d'implantation d'un sondage carotté.....	42
<b>Figure II-7</b> : photo d'Implantation d'un sondage pénétrométrique.....	44
<b>Figure II-8</b> : Diagramme de pénétromètre dynamique N°1.....	45
<b>Figure II-9</b> : Diagramme de pénétromètre dynamique N°2.....	45
<b>Figure II-10</b> : Diagramme de pénétromètre dynamique N°3.....	46
<b>Figure II-11</b> : Diagramme de pénétromètre dynamique N°4.....	46
<b>Figure II-12</b> : Diagramme de pénétromètre dynamique N°5.....	47
<b>Figure II-13</b> : Appareil de cisaillement.....	52
<b>Figure II-14</b> : profil en long 1-1.....	53
<b>Figure II-15</b> : profil en long 2-2.....	54
<b>Figure II-16</b> : profil en long 3-3.....	54
<b>Figure II-17</b> : profil en long 4-4.....	55
<b>Figure II-18</b> : Schéma du talus étudié.....	58
<b>Figure II-19</b> : Cercle de glissement le plus critique de $R = 26,591$ m.....	59
<b>Figure II-20</b> : Découpage en tranches de talus étudié.....	60
<b>Figure II-21</b> : Principe de la méthode globale.....	61
<b>Figure II-22</b> : Contraintes appliquées sur une facette.....	62
<b>Figure II-23</b> : Détermination de $F_s$ avec la méthode globale.....	65
<b>Figure II-24</b> : Détermination de $R_n$ .....	66
<b>Figure II-25</b> : cercle de rupture passant par le pied de talus.....	67
<b>Figure II-26</b> : Découpage en tranches de talus étudié.....	67
<b>Figure III-1</b> : Découpage en tranche du nouveau talus pour l'étude de la butée.....	70
<b>Figure III-2</b> : Les différents efforts agissant sur la butée.....	72
<b>Figure III-3</b> : représentation de la butée.....	73
<b>Figure III-4</b> : Les efforts agissants sur le mur de soutènement.....	74
<b>Figure III-5</b> : Schéma de ferrailage du mur en BA.....	78
<b>Figure III-6</b> : Schéma du talus après le confortement par remblai en pied.....	79
<b>Figure III-7</b> : Schéma de la position du mur en gabions.....	80
<b>Figure III-8</b> : Les efforts agissants sur le gabion.....	81
<b>Figure III-9</b> : Schéma du talus après confortement par mur en gabions.....	84

## Liste Des Figures

---

## **Liste Des Tableaux**

---

<b>Tableau I-1</b> : différents exemples de définition d'un facteur de sécurité. [13].....	15
<b>Tableau I-2</b> : Récapitulation de quelques méthodes des tranches. [16].....	21
<b>Tableau II-1</b> :Etat hydrique des sols selon leur teneur en eau [23].....	49
<b>Tableau II-2</b> : Les résultats des teneuses en eau .....	49
<b>Tableau II-3</b> : Les résultats des degrés de saturation .....	50
<b>Tableau II-4</b> : Résultat de l'essai de cisaillement rectiligne.....	52
<b>Tableau II-5</b> : Résultats des analyses chimiques .....	52
<b>Tableau II-6</b> : Classification selon la teneur en sulfate [23].....	53
<b>Tableau II-7</b> : Résultats de coefficient de sécurité calculé .....	59
<b>Tableau II-8</b> : Résultat des paramètres de chaque tranche .....	61
<b>Tableau II-9</b> : Résultat des paramètres de chaque tranche .....	68
<b>Tableau III-1</b> : Résultats des paramètres de chaque tranche .....	71
<b>Tableau III-2</b> : Section et espacement des armatures transversales .....	77
<b>Tableau III-3</b> : Section et espacement des armatures longitudinales .....	78
<b>Tableau III-4</b> : Résultats de Fs après confortement avec un remblai en pied .....	79
<b>Tableau III-5</b> : Résultats des paramètres de chaque tranche .....	80
<b>Tableau III-6</b> : Résultats de Fs après confortement avec un mur en gabions.....	84
<b>Tableau III-7</b> : Le devis du remblai en pied et mur en B.A .....	85
<b>Tableau III-8</b> : Le devis du mur en gabions .....	85

## Introduction Générale

---

Les mouvements de terre sont parmi les phénomènes géodynamiques les plus répandues et souvent les plus graves à la surface de la terre. Ils provoquent une modification naturelle et continue du relief et se produisent ou se réactivent généralement de façon inattendue, notamment lors des tremblements de terre (séismes, explosions souterraines, etc.), et/ou lors des périodes pluvieuses intenses avec des précipitations prolongées et de l'action conjuguée de facteurs géologiques et géomorphologiques divers. Les phénomènes naturels souvent catastrophiques, engendrent des instabilités de terrains et parfois des effondrements de structures se trouvant dans le voisinage immédiat.

Ce problème constitue à l'heure actuelle l'une des préoccupations majeure des ingénieurs chargés de la conception des ouvrages.

Les glissements de terrains sont des mouvements de masse le long d'une surface de rupture qui se développe dans des matériaux meubles en général argileux ou des massifs rocheux fracturés ou altérés. Ils ont des formes qui dépendent de la configuration du massif et des propriétés des sols.

Le volume des glissements de terrain varie de quelques mètres cubes « loupes » à plusieurs millions de mètres cubes « versants entiers ».

Dans leur principe, les glissements de terrains : surviennent lorsque la résistance des terrains est inférieure aux efforts moteurs engendrés par la gravité et l'eau souterraine ou par les travaux de l'homme ; leur dynamique répond naturellement aux lois de la mécanique.

Stabiliser un glissement de terrain est l'une des tâches majeures de la géotechnique, une bonne connaissance la méthodologie de l'étude s'avère alors nécessaire. En effet, pour toute étude menée pour tenter de trouver une solution à un problème d'instabilité, la difficulté réside généralement dans la collecte information concernant le site, ainsi que l'absence d'une approche globale des différentes études menées, vu la difficulté du choix de la méthode d'étude adoptée.

Dans notre présent travail, on va traiter un glissement de terrain affectant le Chemin Communal Reliant la RN12 au Village Amadane et Boumansour au Niveau de l'établissement Pénitencier D'oued Ghir (W) de Bejaia, en analysant la cinématique de ce glissement et les aspects géologique, hydrogéologique et hydraulique pour enfin proposer un système de confortement adéquat pour en remédier à ce phénomène.

### 1. Généralité sur les glissements de terrain

Les glissements de terrains sont des mouvements qui affectent les talus et les versants naturels, ils peuvent provoquer des dommages importants aux ouvrages et aux constructions, ils surviennent à la suite d'un phénomène naturel, ou sont la conséquence plus au moins directe de l'action de l'homme tels que les travaux de terrassement ou de déforestation.

#### 1.1. Définition du glissement de terrain

Il est défini comme étant le déplacement d'un volume de sols meubles ou rocheux le long d'une surface de rupture suivant des discontinuités préexistantes.



**Figure I-1:** Exemple d'un glissement de terrain De la cite des 50 logements mezghitane (JIJEL). [1]

#### 1.2. Description des principaux types de glissement de terrain

On définit deux grandes catégories de glissement selon la forme de surface de la rupture, on peut avoir :

- Les Glissements plans
- Les Glissements rotationnels

##### 1.2.1. Glissements plans

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 pour les formations sus-jacentes. [2]

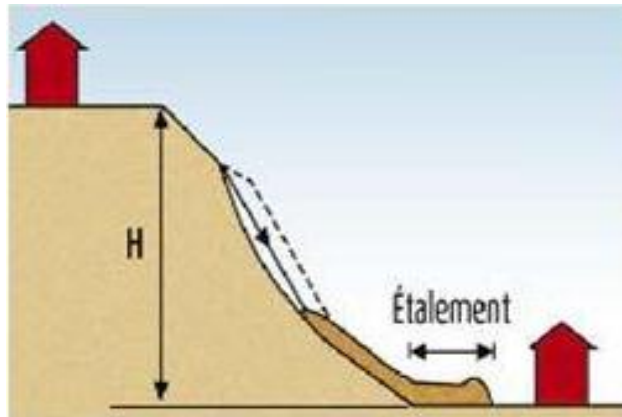


Figure I-2 : glissement plan. [3]

### 1.2.2. Glissements rotationnels

Ce type de glissement est très fréquent, Le terrain glisse le long d'une surface concave ayant la forme d'une cuillère. En général, la surface de glissement est circulaire et plonge presque verticalement dans la niche d'arrachement.

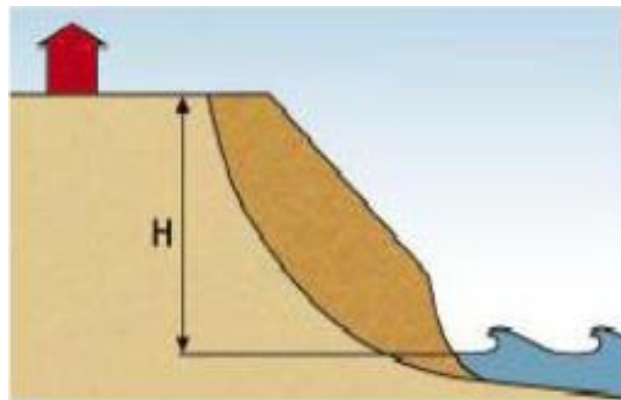


Figure I-3 : glissement rotationnel. [4]

On peut distinguer deux types de glissement rotationnel :

#### a) Glissements rotationnels simples

C'est le type de glissement le plus fréquent, La surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à une portion de cylindre. L'analyse de risque de rupture par le calcul est alors abordable par des méthodes classiques. Le plus souvent, la ligne de rupture peut être assimilée à un cercle : il s'agit alors d'un glissement circulaire. Si la ligne de rupture a une forme plus complexe, le glissement est appelé glissement non circulaire.

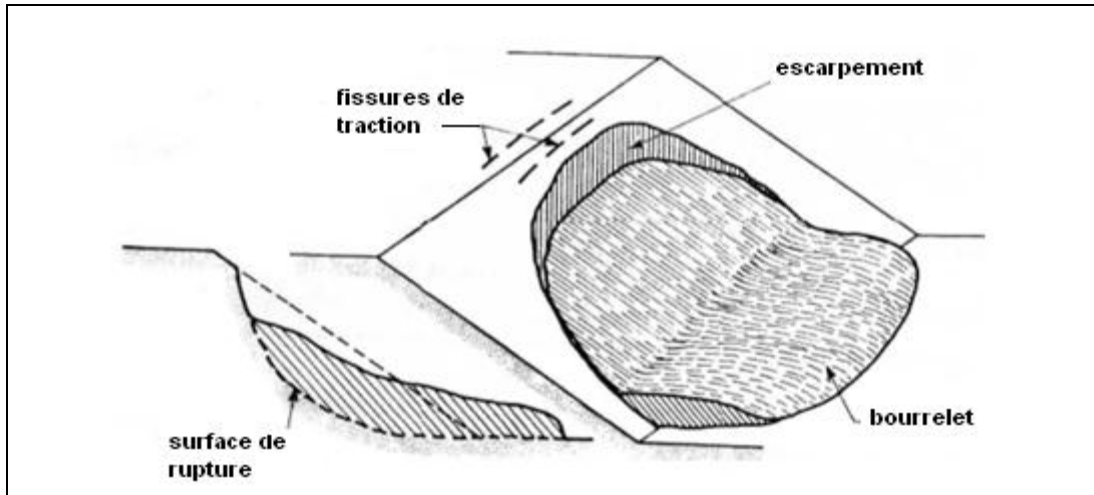


Figure I-4: Glissement rotationnel simple. [4]

### b) Les Glissements rotationnels complexes

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

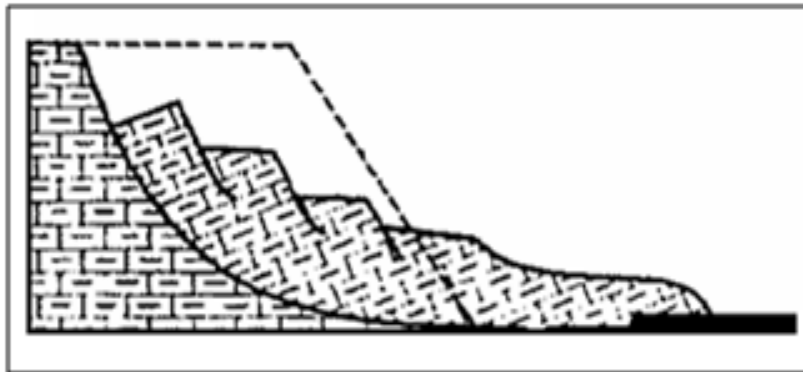
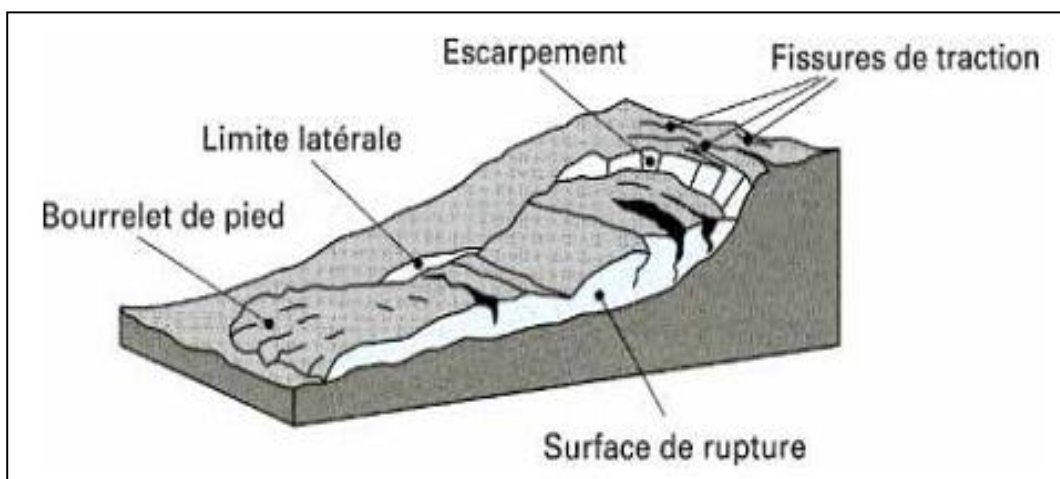


Figure I-5: Glissement rotationnel complexe. [4]

### 1.3. Eléments descriptifs d'un glissement de terrain

- **Escarpe principal** : surface inclinée ou verticale, souvent concave limitant le glissement à son extrémité supérieure et prolongée en profondeur par la surface de glissement.
- **Couronne** : sone située au-dessus de l'escarpement principal souvent peu affectée par le désordre. Seules quelques fissures ou crevasses témoignant de la mise en traction des terrains dans ces zones.

- **Tête** : c'est la limite amont du glissement et plus précisément partie où le matériau glissé se trouve en contact avec l'escarpement principal.
- **Escarpement secondaire** : circulaire semblable à l'escarpement principal, mais visible dans la masse remaniée. Ces escarpements confèrent à la masse en mouvement une structure en escalier.
- **Elément** : fraction de la masse glissée entre deux escarpements.
- **Flan** : limite latérales du glissement prolongeant l'escarpement principal.
- **Pied** : correspond à l'intersection aval de la surface topographique initiale. Le pied est souvent masqué par le bourrelet.
- **Extrémité inférieure (pouce)** : zone aval du mouvement du terrain ou extrémité du bourrelet.
- **Rides transversales** : elles se forment dans le bourrelet du mouvement du terrain, témoins d'effort de compression pouvant aboutir à des chevauchements dans le matériau.
- **Surface de glissement ou de rupture** : c'est une surface qui sépare la masse glissée des terrains en place.
- **Corps** : partie centrale du glissement recourant la surface de rupture.
- **Fissures et crevasses** : rupture au sein du matériau se manifestant par des fentes d'importance et de formes diverses suivant leur position.



**Figure I-6:** Principaux éléments de descriptif d'un glissement de terrain. [5]



### 2. Principales causes des glissements de terrain

Un glissement de terrain a rarement une cause unique c'est le plus souvent l'action conjointe de plusieurs facteurs négatifs, il se produit à la suite d'une modification de l'équilibre préexistant, par conséquent tout ce qui peut modifier un des paramètres de l'équilibre peut être cause de mouvement de terrain.

#### 2.1. Nature des terrains constituant le versant

Les terrains vulnérables au glissement, Certains terrains sont prédisposés au glissement, il s'agit :

- ✓ Des terrains à granulométries fines (silts, limons)
- ✓ Des argiles, surtout celles constituées de montmorillonite.

Ces matériaux peuvent se présenter comme des couvertures meubles plaquées sur un substratum, ou ils peuvent être disposés entre deux couches compactes. Toute fois des glissements peuvent se produire dans des milieux pulvérulents grossiers. La perte de résistance par remaniement des sols rencontrés dans les versants naturels joue un rôle très important dans les glissements de terrains. En effet, un milieu remanié a de fortes chances de devenir endémique. Les apports d'eau dans la masse remaniée vont d'ailleurs sous un autre angle aggraver la situation.

#### 2.2. Les diverses formes d'action de l'eau

Avant d'examiner les diverses actions de l'eau, il est utile de rappeler les principales provenances envisageables lors de l'étude d'un site instable, ainsi que toutes les ouvertures qui favorisent la pénétration des eaux superficielles dans la masse du terrain (fissuration naturelle, tranchées...) et qui jouent un rôle négatif.

##### 2.2.1. Action rhéologique de l'eau

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

- Une réduction de résistance au cisaillement du milieu ;
- Une réduction des caractéristiques mécanique : la valeur de l'angle de frottement d'un milieu pulvérulent n'est pratiquement pas modifiée par l'accroissement de la teneur en eau. Par contre, pour les milieux argileux cet accroissement induit systématiquement une réduction des caractéristiques  $\phi$  et  $C$  de la résistance au cisaillement d'où l'apparition du glissement ;
- Une réduction de la consistance : lorsque la teneur en eau du milieu se rapproche de la limite de liquidité  $W_L$ , celui-ci passe de l'état plastique à l'état liquide (écoulement) ;

- Chimiquement une eau peut par action électrolytique modifier la structure de certaines argiles.

### 2.2.2. Effets de la pression interstitielle

La pression interstitielle peut trouver son origine :

- Dans une simple accumulation d'eau à l'arrière d'une structure imperméable ;
- Dans une nappe aquifère qui filtre dans le terrain ;
- Dans l'application brutale d'une surcharge ou l'effet d'un milieu saturé (vibration, séisme).

### 2.3. Les facteurs mécaniques externes

La pente d'un talus représente un paramètre qui conditionne sa stabilité, on observe en générale des glissements importants pour de fortes pentes et sont d'intensité moindre pour de faible pente. Pour un talus en déblai de hauteur et de caractéristique géotechnique donnée, il existe une pente limite au-delà de laquelle la rupture est inévitable, cette pente limite est définie par le risque du glissement de masse de terrain.

#### a) Suppression de la butée de pied d'un versant

Du point de vue mécanique, le phénomène est simple, si  $\vec{B}$  est la butée de pied fournie par le coin de terrain ( $b$ ), l'élimination de ce coin réduit la valeur du couple stabilisateur qui agit sur la masse de terre ( $M$ ) en équilibre limite sur le cercle de glissement ( $c$ ).

En plus de cette action mécanique, l'entaille du coin ( $b$ ) favorise le drainage des eaux qui s'écoulent dans le versant. Nous avons vu qu'il en résulte une pression de courant dont le couple moteur s'ajoute au précédent ; également la concentration des filets liquides dans la zone de l'entaille favorise l'érosion interne du terrain par entrainement des fines, d'où il résulte un ameublissement et affaiblissement du pied de versant.

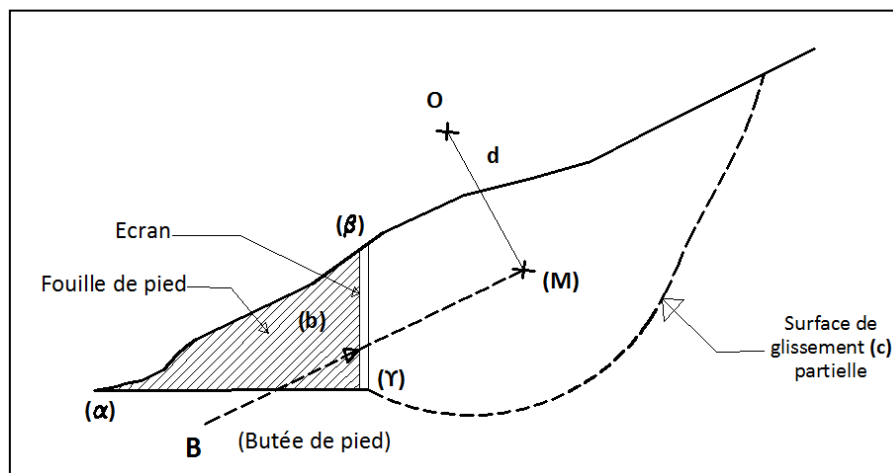


Figure I-7: Suppression de la butée de pied

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

- **Par terrassement** : le phénomène décrit ci-dessus pose souvent sur les chantiers un grand problème de sécurité. En effet, et contrairement à ce qu'on croit communément, la rupture associée à la suppression d'une butée de pied ne prévient pas toujours, surtout en période pluvieuse. Lorsque le terrassement est effectué en période sèche, le glissement n'apparaît en général qu'aux premières pluies faisant suite aux travaux ; la rupture peut être brutale. Dans certain versant où la stabilité est précaire, la simple ouverture d'une petite tranchée de canalisation suffit à déclencher un glissement de grande ampleur.
- **Par affouillement ou érosion régressive** : dans les vallées, il arrive qu'en période de crue, la rivière affouille ses berges dans les boucles concaves. Cette érosion entraîne une suppression de la butée de pied, elle est à l'origine de glissement de grande ampleur dans les régions montagneuses. Ces glissements sont d'ailleurs souvent endémiques et évolutifs. En effet, les terres qui glissent étant au fur et à mesure évacuées par les eaux, le processus n'a aucune raison de s'arrêter. Par ailleurs, les fortes pluies, qui sont à l'origine d'une crue, détrempe également les terrains du site lui-même et donc les rendent dans le même temps plus vulnérable au glissement.

### b) Implantation de surcharge sur un versant

Il s'agit d'un remblai (route, terrassement, etc...), d'un immeuble fondé superficiellement, d'un mur de soutènement, d'un stock, d'un gros engin de chantier, etc.... Lorsqu'elles sont placées en partie haute ou à mi- ponte d'un versant, les surcharges sont fréquemment à l'origine de glissement de terrain (figure I-8). Elles créent en effet un moment moteur favorable à l'apparition d'une rupture rotationnelle.

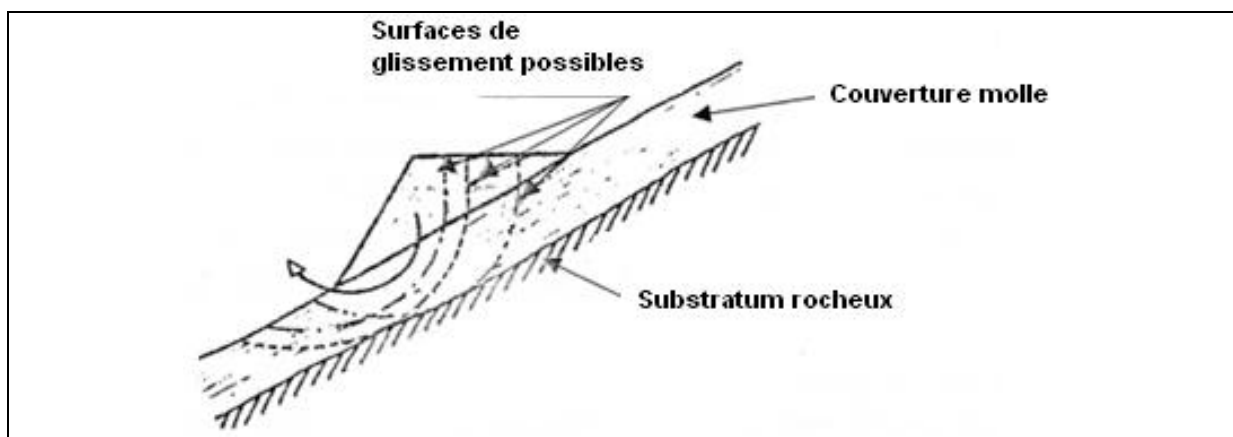
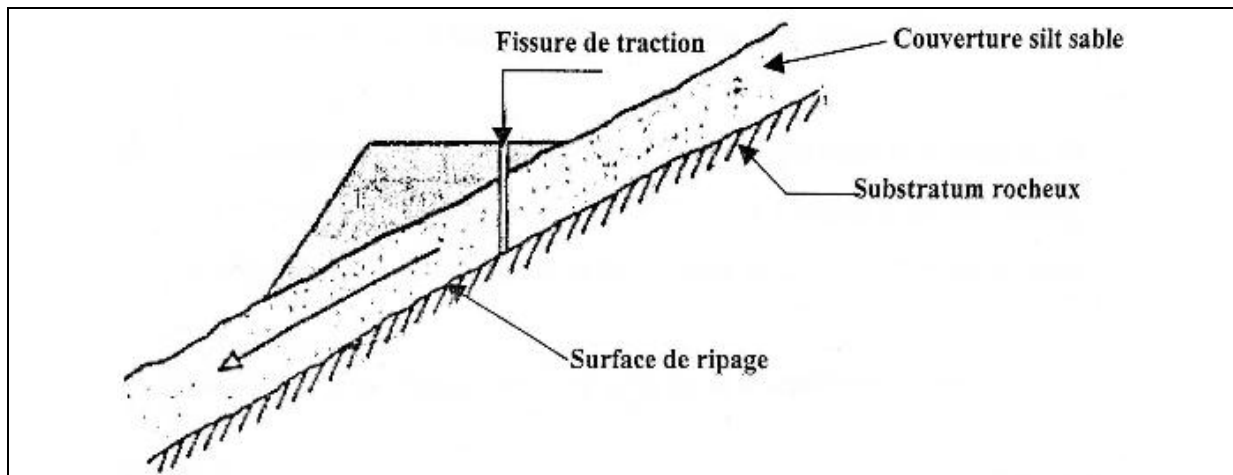


Figure I-8: Implantation de surcharge sur un versant [6]

La surcharge peut aussi, dans premier temps, déclencher une petite rupture qui amorce un glissement d'ensemble par ripage, (figure I-9). La force de ripage est accrue par la surcharge.



**Figure I-9 : Surface de ripage [6]**

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

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

### c) L'effet de déboisement

Le déboisement d'un versant entraîne fréquemment, et dans un délai généralement court, l'apparition de glissement de terrain. Le risque associé au déboisement est grandement accru lorsque celui-ci est accompagné d'un dessouchage qui désorganise le terrain en profondeur et favorise ensuite la pénétration des eaux dans la masse. Le rôle stabilisateur des arbres tient à plusieurs facteurs :

- ✓ L'ancrage par racines.
- ✓ Le drainage par évapotranspiration.
- ✓ La rétention des eaux de pluie.
- ✓ La protection contre l'érosion.

### d) Les séismes et les vibrations

La stabilité d'un massif est fonction du rapport des forces stabilisantes sur les forces déstabilisantes. Lors d'un séisme, il y a émission d'ondes sismiques (ou ondes élastiques) qui se propagent dans le sol. On distingue deux types d'ondes : les ondes de volume (ondes longitudinales et ondes transversales) et les ondes de surface (ondes de Love et ondes de Rayleigh). Généralement, les séismes engendrent des ondes de surface caractérisées, lors de leur passage, par un mouvement horizontal de va-et-vient. Ces ondes sont dispersives, c'est à dire que leur célérité est fonction de leur fréquence. Les ondes de Rayleigh agitent le sol selon une trajectoire elliptique. Ces ondes ont une amplitude qui décroît exponentiellement avec la profondeur.

Les ondes sismiques provoquent une sollicitation dynamique supplémentaire qui s'ajoute dans le bilan des forces d'un massif. Ce nouvel état pose un problème dynamique complexe, qui est représenté (dans le bilan) par une accélération. Cette accélération intervient dans le bilan d'équilibre et fonctionne comme une force déstabilisatrice. Cette déstabilisation peut se manifester immédiatement et peut provoquer des glissements de terrains, des coulées, des chutes de blocs et des dérangements engendrés par la thixotropie des sables. A plus long terme, si le phénomène se manifeste régulièrement, il peut y avoir modification de la résistance (fatigue du matériau) et rupture. (Passage pour le matériau de sa résistance de pic à sa résistance résiduelle). [7]

### 3. Processus d'étude d'un 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 l'apparition de tout glissement obéit pratiquement aux mêmes règles.

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

#### 3.1. Repérage topographique d'une zone instable

##### a) Etablissement d'un plan topographique à grande échelle

Vue à l'insuffisance des cartes topographiques 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 jalonnés. Les levés géométriques périodiquement réalisés, permettent de suivre l'évolution des glissements.

### b) Repérage des éléments caractéristiques 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 courants souvent les seuls dans les zones non urbanisées.
- Les poteaux électriques ou téléphoniques verticaux ou inclinés.
- 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 de traction.

### c) Chronologie des glissements et suivi de l'évolution d'une zone instable

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

### 3.2. Etude géologique et géomorphologique du site

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

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

### 3.3. Etude hydrologique et hydrogéologique du site

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

Pour l'étude hydrologique, il est indispensable d'avoir une idée sur la pluviométrie de la région, et sur les irrigations de bassin versant, puis de constater le débit d'eau sur la surface et son cheminement préférentielle. Mais pour l'étude hydrogéologique, il faut avoir une idée sur la nappe souterraine, et elle a pour but de mettre en évidence les problèmes posés par la présence d'eau et de fournir des éléments nécessaires à leur solution. Elle conduit à localiser le niveau aquifère et à établir l'inventaire hydrogéologique (relevé des puits et des piézomètres existants, repérage et mesure du débit des sources) qui permet pour sa part de dénombrer les nappes et de les situer.

### 3.4. Etude géotechnique

Une étude géotechnique consiste à définir toutes les caractéristiques mécanique 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 pentes.
- Définir la forme générale de la masse en mouvement et donc la position de la surface de glissement.
- Mesure les caractéristiques mécaniques des couches de sol rencontrées.
- Repérer le niveau piézométrique des formations aquifères.

#### 3.4.1. Sondage et prélèvement d'échantillon

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

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

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

### 3.4.2. 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.

### 3.4.3. 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.

#### 3.4.3.1. Les essais au laboratoire

A partir des échantillons intacts prélevés par carottage, on définit les poids spécifiques, la teneur en eau naturelle, degré de saturations, les limites d'Atterberg, la granulométrie, la résistance au cisaillement.

#### 3.4.3.2. Les essais in-situ

Compte tenu de l'hétérogénéité mécanique des terrains d'une zone instable, les essais in-situ sont particulièrement adaptés, ils sont relativement peu onéreux et d'exécution rapide. Parfois, la mise en œuvre de certains essais se trouve compliquée par la présence, dans la



masse instable, de blocs durs répartis de façon anarchique, qui stoppent l'avancement des outils, ceci concerne plus particulièrement le pénétromètre, même lourd et le scissomètre.

### 3.4.4. 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 de rupture de glissement en profondeur. Toutefois cette technique de recherche doit être toujours corroborée par des sondages et essais géotechniques. Permet d'estimer la surface

### 3.5. Synthèse des informations disponibles

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

### 3.6. Calcul de stabilité

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

## 4. Les méthodes de calcul de la stabilité des pentes

Un glissement de terrain est caractérisé par un déplacement de masse de terrain plus ou moins brutal sous l'action de la pesanteur et se résume à une étude de stabilité de pentes. Ce déplacement se produit en un lieu si de nombreux facteurs d'instabilités (facteurs permanents et variables) peuvent être réunis pour générer des mécanismes de rupture.

Une étude de stabilité de pente demande à déterminer plusieurs paramètres et ce, à partir des données toujours plus ou moins incertaines et parfois insuffisantes. C'est pourquoi certains auteurs ont compris la complexité de ce phénomène et développent des méthodes de calcul pour étudier de manière simplifiée à partir des hypothèses les instabilités. Ces méthodes font intervenir la géométrie de pente, le régime hydraulique, les caractéristiques géotechniques du massif de sol et l'aspect temporel.

Dans cette partie, nous reprendrons succinctement les notions principales des méthodes de calcul de stabilité des pentes qui vont nous permettre d'avoir une meilleure compréhension du problème étudié et servir ensuite de bases théoriques supposées connues. Nous allons

utiliser principalement les bases théoriques des méthodes d'équilibre limite et par la suite montrez l'influence des paramètres tels la succion et la sismicité dans ces techniques de stabilité. Ces bases théoriques présentées ici résultent principalement des travaux de [8], [9], [10], [11], [12], etc.

### 4.1. Factures de sécurité

Si les données géotechniques nécessaires sont définies, le calcul de la stabilité des pentes peut être effectué à l'aide d'une des méthodes de calcul connues. Le principe de calcul consiste à déterminer le facteur de sécurité  $F_s$  par lequel il faut diviser la résistance de la surface de glissement pour que la masse potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre [12]. En réalité, le calcul du facteur de sécurité est lié à celui de la stabilité. La surface de glissement déterminante, résultant d'essais, est celle qui fait paraître le plus petit facteur de sécurité. Il existe plusieurs façons de définir ce facteur de sécurité  $F_s$ . Il peut être défini un rapport de contraintes, de forces, de moments, de grandeurs par rapport à une grandeur limite (tableau ci-dessous).

Définition	formule
Rapport de contraintes	$F_s = \tau_{max}/\tau$
Rapport de forces	$F_s = E_{résist}/E_{moteur}$
Rapport de moments	$F_s = M_{résist}/M_{moteur}$
Rapport de grandeurs	Par exemple : $H/H_{max}$

**Tableau I-1:** différents exemples de définition d'un facteur de sécurité [13].

Le facteur de sécurité  $F_s$  minimal à adopter dépend de la nature de l'ouvrage, de son utilisation et des conséquences que pourrait entraîner sa rupture en termes de risque humain et de dommages matériels. De manière classique, dans les études de stabilité des pentes, on considère que :

- Si  $F_s < 1$  : la rupture est inévitable,
- Si  $F_s = 1$  : le massif est en état d'équilibre,
- Si  $F_s > 1$  : le milieu est en équilibre et le massif est stable.

Mais, dans le cas des ouvrages importants ou la stabilité doit être assurée à tout prix, les recommandations exigent une valeur de facteur de sécurité minimal généralement de 1.4 à 1.5.

### 4.2. Choix de la méthode de calcul

Dans la littérature scientifique, il existe de nombreuses méthodes de calcul de stabilité des pentes, méthodes d'équilibre limite (supposant que la résistance au cisaillement le long de la surface est gouvernée par la relation de Mohr Colomb) et méthodes des éléments finis (permettant de calculer les contraintes et déformations) bénéficiant d'une assise assez solides. Toutes ces méthodes ont des avantages et inconvénients, et reposent sur un certain nombre d'hypothèses et d'approximations. Dans le cas des méthodes d'équilibres limite, les hypothèses portent sur les lois qui régissent le comportement des sols et sur les conditions aux limites. Dans les méthodes d'équilibres limite également, le calcul du facteur de sécurité définira une surface de rupture critique amenant l'instabilité alors que les méthodes des éléments finis modélisent toute la masse et fourniront la zone de rupture la plus probable. L'utilisation de l'une ou l'autre méthode dépend des moyens disponibles pour déterminer les paramètres de calcul correspondant à la méthode choisie.

### 4.3. Méthodes d'équilibre limite

Il existe dans la littérature scientifique de nombreuses méthodes pour déterminer la surface critique d'une pente et le facteur de sécurité qui lui est associé. Toutes ces méthodes dites d'équilibre limite ont en commun la même difficulté qui est trouvée à la fois [9] :

- La surface critique,
- Les contraintes normales et tangentielles le long de cette surface,
- Le facteur de sécurité (sur le critère de rupture) en partant des équations d'équilibre.

Les méthodes d'équilibre limite peuvent être classées en deux groupes : les méthodes des tranches dans lesquelles le massif est décomposé en tranches, surtout utilisée pour les sols hétérogènes (exemple. BISCHOP, MORGENSTERN-PRICE ...) et les méthodes de stabilité globale dans lesquelles on considère de façon globale les équations d'équilibre au lieu de les vérifier au niveau de chaque tranche, surtout utilisées pour les sols homogènes (BELL, méthodes des perturbations ...). Dans le cadre de notre travail, nous allons étudier la stabilité d'un sol saturé.

#### 4.3.1. Méthodes des tranches

Le principe de base de toutes ces méthodes est de décomposer la masse de sol en tranches pour tenir compte d'une variation des caractéristiques du sol (figure I-10). Il est alors possible d'écrire pour chacune d'elles les équations d'équilibre. On considère ensuite les résultantes des forces inter-tranches qui s'exercent en un point d'application.

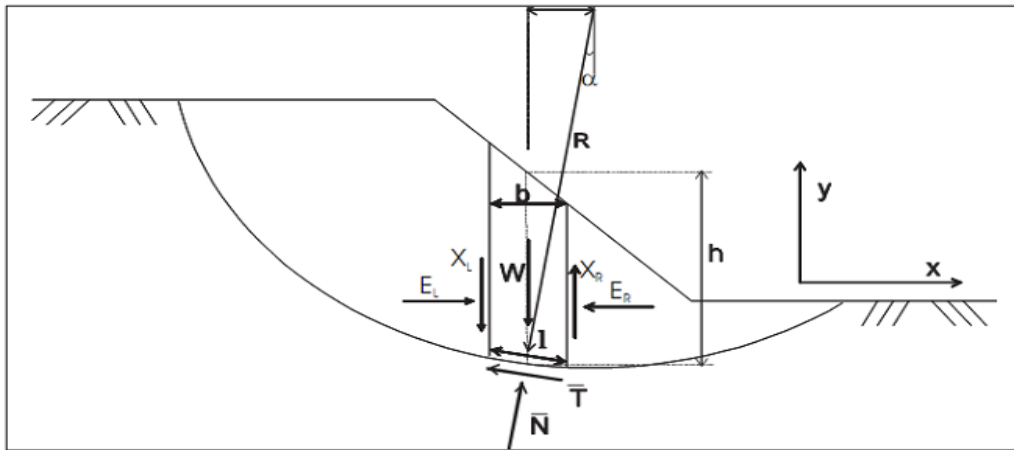


Figure I-10 : analyse par la méthode des tranches. [14]

Les forces agissant sur la tranche peuvent être définies de la manière suivante :

$W$ , poids total de la tranche de largeur  $b$  et de hauteur  $h$ ,

$\bar{N}$ , composante normale de la force agissant à la base de la tranche et valant  $\bar{N} = \sigma l$ ,

$\bar{T}$ , composante tangentielle de la force agissant à la base de la tranche et valant

$\bar{T} = \tau_m l$ ,

$X$ , composante verticale des forces inter-tranches,

$E$ , composante horizontale des forces inter-tranches,

$b$ , épaisseur de la tranche ( $b=l \cos \alpha$ ).

$\alpha$ , angle que fait la base de la tranche avec l'horizontale ou le rayon du cercle avec la droite passant au centre de la tranche,

$R$ , rayon du cercle de rupture de centre  $O$ ,

$l$ , longueur du plan de glissement de la rupture,

$x$ , bras de levier du poids des terres.

Définissons le facteur de sécurité  $F_s$  par lequel la résistance au cisaillement du sol doit être réduite pour amener la masse de sol dans un état d'équilibre limite :

$$F_s = \frac{\tau}{\tau_m} \dots\dots\dots(1)$$

Où,  $\tau_m$ , contrainte de cisaillement mobilisée à la base de la tranche,  $\tau$ , résistance au cisaillement caractérisée par l'équation de Mohr-Colomb, donnant à la rupture une relation linéaire entre la résistance au cisaillement et la contrainte normale : en paramètres totaux,

$\tau = c + \sigma \tan \phi$  et en paramètres effectifs,  $\tau = c' + (\sigma - u) \tan \phi'$ .

Si on remplace  $\tau_m$  par sa valeur dans  $\bar{T}$ , on obtient :

$$\bar{T} = \frac{\tau}{F_S} l = \frac{l}{F_S} [c' + (\sigma - u) \tan \phi'] = \frac{1}{F_S} [c'l + (\bar{N} - ul) \tan \phi'] \dots \dots \dots (2)$$

**Pour une tranche**, les équations d'équilibre donnent :

- En projetant verticalement toutes les forces, on obtient :

$$\bar{N} \cos \alpha + \bar{T} \sin \alpha = w + X_L - X_R \dots \dots \dots (3)$$

Si on remplace  $\bar{T}$  par sa valeur dans l'équation 3, on obtient :

$$\bar{N} \cos \alpha + \frac{1}{F_S} [c'l + (\bar{N} - ul) \tan \phi'] \sin \alpha = w - (X_R - X_L)$$

$$\bar{N} = \frac{w - (X_R - X_L) - \frac{1}{F_S} (c'l - ul \tan \phi') \sin \alpha}{\cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \phi'}{F_S}} \dots \dots \dots (4)$$

- En projetant horizontalement toutes les forces, on obtient :

$$\bar{T} \cos \alpha - \bar{N} \sin \alpha = -(E_R - E_L) \dots \dots \dots (5)$$

Si on remplace  $\bar{T}$  par sa valeur dans l'équation 5, on obtient :

$$\frac{1}{F_S} [c'l + (\bar{N} - ul) \tan \phi'] \cos \alpha - \bar{N} \sin \alpha = -(E_R - E_L)$$

$$\Rightarrow \bar{N} \sin \alpha - \frac{1}{F_S} [c'l + (\bar{N} - ul) \tan \phi'] \cos \alpha = (E_R - E_L) \dots \dots \dots (6)$$

Considérons maintenant l'ensemble des tranches. Le talus sera en état d'équilibre limite si les moments moteurs sont égaux aux moments résultants. L'équilibre global des moments donne le facteur de sécurité  $F_m$  :

$M_{moteur} = M_{résist} \Rightarrow R \sum W \sin \alpha = R \sum \bar{T}$  , si on remplace  $\bar{T}$  par sa valeur de l'équation 2, on obtient :

$$\sum W \sin \alpha = \sum \frac{1}{F_m} [c'l + (\bar{N} - ul) \tan \phi']$$

$$\Rightarrow F_m = \frac{\sum [c'l + (\bar{N} - ul) \tan \phi']}{\sum W \sin \alpha} \dots \dots \dots (7)$$

L'équilibre global des forces donne le facteur de sécurité  $F_f$  :

En absence de tout chargement de la masse de sol étudié :

$$\sum E_R - E_L = 0 \dots \dots \dots (8)$$

$$\sum X_R - X_L = 0 \dots\dots\dots(9)$$

L'équation 6 devient alors :

$$\bar{N} \sin \alpha - \frac{1}{F_f} [c'l + (\bar{N} - ul) \tan \phi'] \cos \alpha = 0$$

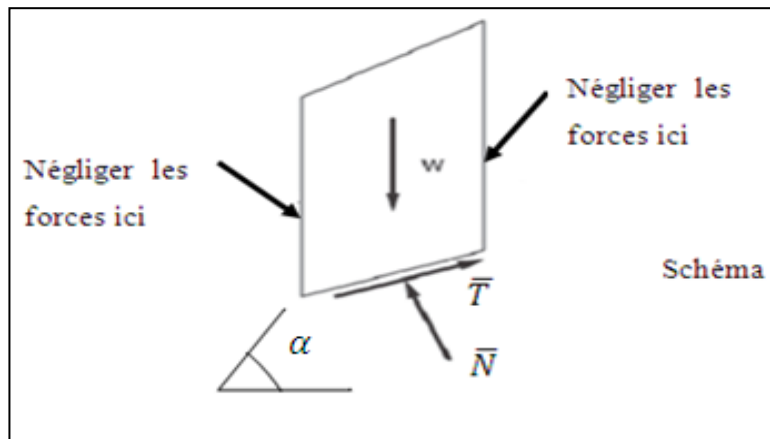
$$F_f = \frac{\sum [c'l + (\bar{N} - ul) \tan \phi'] \cos \alpha}{\sum \bar{N} \sin \alpha} \dots\dots\dots(10)$$

Les deux facteurs de sécurité ( $F_m$  et  $F_f$ ) sont assez proches. Pour la résolution de ces équations, des hypothèses supplémentaires doivent être posées. La nature de ces hypothèses provient du choix des équations de statiques et des forces inter-tranches qui sont satisfaites, et différencie les méthodes de calcul existantes. La méthode d'équilibre limite présentée ici, à titre indicatif, pour la compréhension de cette problématique de stabilité de pente est celle de FELLENIUS [15] dont le calcul est possible à la main.

**4.3.2. Méthode de fellenius**

Les hypothèses de la méthode de fellenius sont :

- On suppose une surface de glissement circulaire et décompose le talus en tranches,
- On néglige les forces inter-couches et respecte seulement l'équilibre des moments.



**Figure I-11:** Forces considérées sur une tranche par la méthode de fellinius. [15]

A partir des équations (3) et (5), la force normale sur la base de la tranche devient :

$$\begin{cases} \bar{N} \cos \alpha + \bar{T} \sin \alpha \\ \bar{T} \cos \alpha - \bar{N} \sin \alpha \end{cases} \Rightarrow \bar{N} = W \cos \alpha \dots\dots\dots(11)$$

Une fois que la force normale  $\bar{N}$ , est calculée. On peut remplacer  $\bar{N}$ , par sa valeur dans l'équation (7) pour calculer le facteur de sécurité, on obtient :

$$F_m = \frac{\sum[c'l+(w\cos\alpha-ul)\tan\phi']}{\sum W \sin\alpha} \dots\dots\dots(12)$$

Si on remplace  $W = \gamma h b$  avec  $b = l \cos\alpha$  dans l'équation (12), on aura :

$$F_m = \frac{\sum[c'l+(\gamma h \cos^2\alpha-ul) \tan\phi']}{\sum W \sin\alpha} \dots\dots\dots(13)$$

Cette équation représente l'expression du facteur de sécurité pour la méthode de FELLENIUS [15]. Cette méthode est moins précise que les autres méthodes des tranches et peuvent même amener à des valeurs négatives pour les contraintes affectives sur la surface de glissement. Mais, elle est sûre pour des sols homogènes seulement.

Comme autres méthodes des tranches développées dans la littérature scientifique, on retrouve la méthode simplifiée de BISHOP, la méthode simplifiée de JANBU, la méthode suédoise modifiée, U.S.ARMAY Corps of Engineers, les méthodes de SPENCER et MORGENSTERN-PRICE, etc. Toutes ces méthodes d'équilibre limite ont leur limitation, car elles sont fondées sur des hypothèses simplificatrices, telles que la division de la masse susceptible de glisser en tranches, le comportement du sol qui est supposé rigide parfaitement plastique, le facteur de sécurité  $F_s$  qui est supposé identique en chaque point du plan de glissement, la relation contraintes-déformations qui n'est pas prise en compte explicitement et pour des géométries complexes, des minima locaux peuvent ne pas être détectés.

Le tableau I-2 donne un bref résumé de certaines des méthodes d'analyses en tranches verticales fréquemment utilisées pour le calcul de la stabilité des pentes en tenant compte des hypothèses supplémentaires et des surfaces de rupture.

Méthodes	Surface de rupture	Hypothèses supplémentaires
FELLENIOUS [1936]	Circulaire	-Négliger les forces inter-tranche $X = E = 0$ -Respecter l'équilibre des moments
BISCHOP [1955]	Circulaire	-Négliger les forces verticales entre les tranches $X = 0$ -Respecter l'équilibre des moments ainsi que l'équilibre vertical pour chaque tranche, mais négliger l'équilibre horizontal des forces
JANBU [1956]	Circulaire	-Forces entre les tranches sont horizontales $X = 0$ -Respecter l'équilibre des forces horizontales et verticales -Négliger l'équilibre des moments
MORGENTERN et PRICE [1965]	Arbitraire	-Forces entre les tranches sont parallèles entre elles -L'inclinaison $\theta$ varie linéairement à chaque tranches $X = \lambda f(x)E$ , avec $f(x)$ variant continuellement le long de la surface de chaque tranche -Equilibre des forces horizontales et verticales ainsi que l'équilibre des moments sont respectés
SPENCER [1967]	Circulaire	-Forces entre les tranches sont parallèles entre elles -L'inclinaison $\theta$ est constante -Force normale agit au centre de la base de chaque tranche -Equilibre des forces horizontales et verticales ainsi que l'équilibre des moments sont respectés

**Tableau I-2** : Récapitulation de quelques méthodes des tranches [16].

#### 4.4. Conclusion sur la stabilité des pentes

La stabilité des pentes est habituellement analysée par des méthodes d'équilibre limite, ces méthodes de calcul supposent que le terrain se comporte comme un solide qui obéit aux lois classique de la rupture par cisaillement. Le facteur de sécurité est défini comme le rapport entre la résistance au cisaillement et l'effort de cisaillement requis pour l'équilibre de la pente. Chaque méthode emploie les propriétés mécaniques et physiques de sol. Pour choisir une méthode de calcul, on doit exploiter les paramètres défini au préalable, dans le but d'apprécier la marge de sécurité du versant vis-à-vis de la rupture et d'identifier la zone instable.



### 5. Principales techniques de confortement

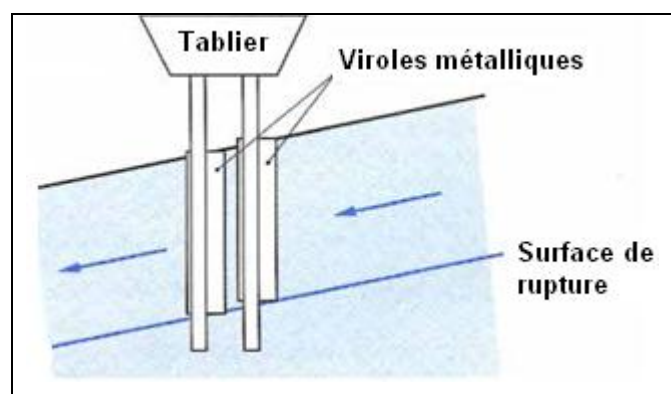
Face à un problème de stabilité, une première solution consiste à s'affranchir des mouvements de la pente instable sans les empêcher.

Deux types de solutions sont possibles :

- Implanter ou déplacer le bâtiment, l'ouvrage d'art ou la route en dehors de la zone en mouvement, dans un secteur reconnu comme stable ;
- Concevoir l'ouvrage de telle sorte qu'il ne soit pas endommagé par le mouvement de terrain : soit en résistant aux efforts apportés par le mouvement de terrain (solution réservée aux petits glissements), soit en adaptant le mode de construction de sorte que les fondations soient dissociées du sol en mouvement. La (figure I-12) présente le principe d'un dispositif de fondation sur pieux dans un glissement.

Si ce type de solution n'est pas retenu, on est amené à conforter la pente avec l'une des techniques présentées dans les paragraphes ci-après.

Lorsqu'il s'agit de dimensionner un dispositif de confortement préventif, on recommande de prendre un coefficient de sécurité  $F = 1,5$  pour l'ouvrage en service. Dans une intervention de réparation après glissement, si le calage des caractéristiques mécaniques paraît de bonne qualité, le coefficient de sécurité demandé peut se limiter à  $1,3$ . Si toutefois certaines caractéristiques du site sont mal connues, ou si les techniques employées sont susceptibles de perdre de leur efficacité avec le temps (colmatage de drains par exemple), ou encore si l'on ne peut tolérer de déformations, on choisit plutôt  $F = 1,5$ .



**Figure I-12** : Isolation des appuis d'un viaduc : fondation sur pieux protégés par des viroles métalliques. [17]

### 5.1. Terrassements

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

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

#### 5.1.1. Remblai de pied

Le chargement en pied d'un glissement est une technique souvent utilisée, généralement efficace. L'ouvrage, également appelé banquette, berme ou butée, agit par contrebalancement des forces motrices. Pour qu'il soit efficace, il faut réaliser un ancrage dans les formations sous-jacentes en place. Comme dans le cas d'un ouvrage de soutènement, le dimensionnement doit justifier de la stabilité au renversement, de la stabilité au glissement sur la base et de la stabilité au grand glissement. Mais en pratique, c'est la stabilité le long de la surface de rupture du glissement déclaré qui est dimensionnant.

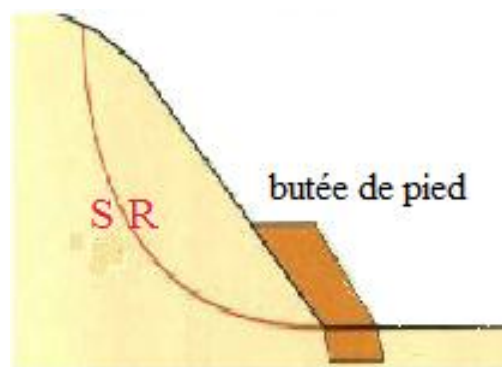


Figure I-13 : Remblai de pied. [5]

La stabilité au grand glissement suppose (figure I-14) que :

- ✓ l'ouvrage limite les risques de reprise du glissement en amont ;
- ✓ l'ouvrage ne déclenche pas d'autre glissement, par exemple à l'aval.

Les ouvrages ainsi dimensionnés, en plus de leur fonction « poids », peuvent assurer un drainage du massif. Aussi utilise-t-on en général un matériau drainant.

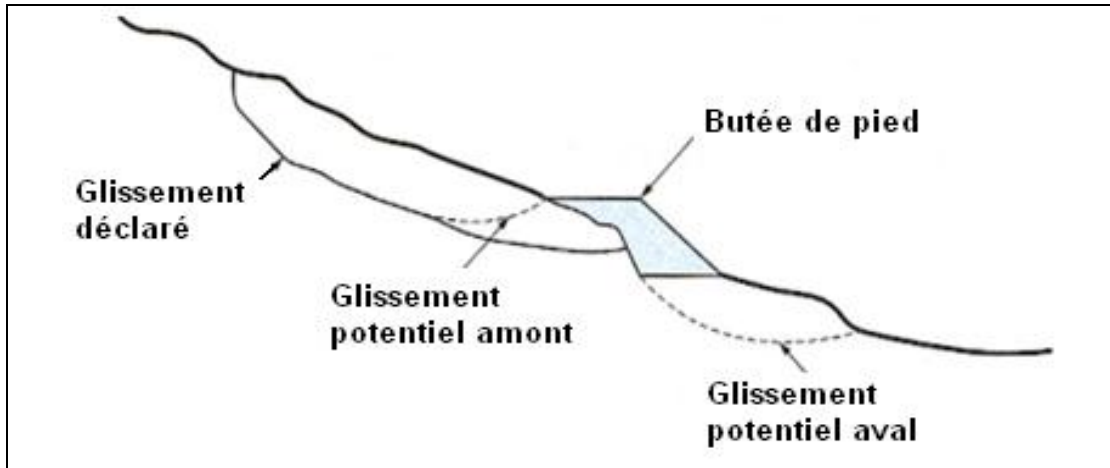


Figure I-14 : Calcul de stabilité d'une butée de pied : différentes surfaces de rupture à prendre en compte. [5]

### 5.1.2. Allègement en tête

L'allègement en tête de glissement consiste à venir terrasser dans la partie supérieure.

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 en compte la modification de géométrie en tête. On peut également substituer le matériau terrassé par un matériau léger (polystyrène, matériau à structure alvéolaire, etc.).

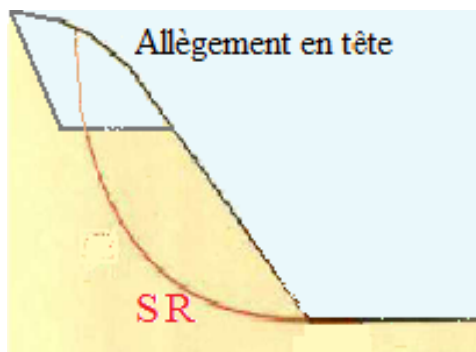


Figure I-15 : Allègement en tête. [5]

### 5.1.3. Reprofilage

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente, on peut assez simplement augmenter la sécurité par retalutage du terrain naturel.

Dans ce sens, le procédé s'apparente à l'allègement en tête : il consiste en un adoucissement de la pente moyenne.

Ce type de traitement est particulièrement bien adapté aux talus de déblais, et il est de pratique courante.

Notons que l'exécution de reprofilage a l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport à une pente unique et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou des travaux complémentaires. L'adoucissement de la pente est généralement mal adapté aux versants naturels instables car il met en jeu des volumes de sol très importants.

### 5.1.4. Purge des matériaux remaniés

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

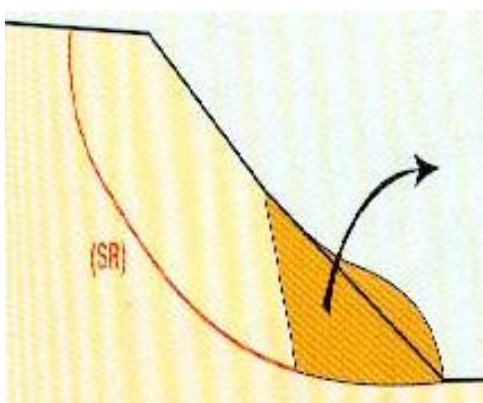


Figure I-16 : Purge. [5]

### 5.1.5. 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.

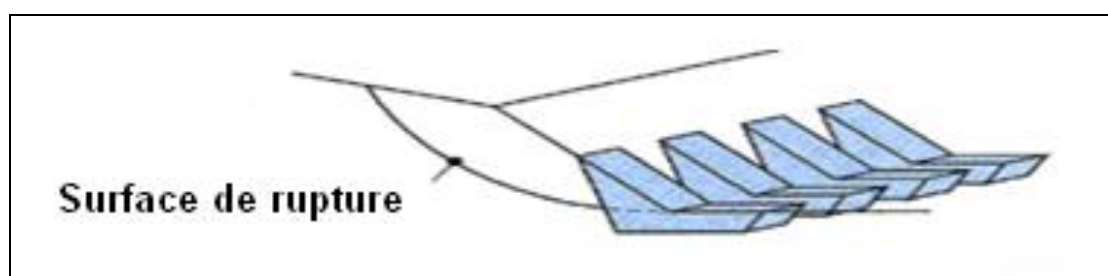
La substitution de matériaux glissés suppose que l'on connaisse le volume de matériaux concerné, que l'on excave plus profondément que la surface de rupture, et que l'on réalise des redans afin d'assurer un bon accrochage entre le substratum et le sol d'apport.

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 de fouilles ouvertes pendant une longue période.

Des substitutions partielles sont souvent employées, sous forme de bûches 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 I-17** : substitution partielle. [5]

### 5.2. Dispositifs de drainage

Dans la plupart des cas de glissement, l'eau joue un rôle moteur déterminant. Aussi utilise-t-on couramment les techniques de drainage, qui ont pour but de réduire les pressions interstitielles, au niveau de la surface de rupture lorsque celle-ci existe.

C'est donc en termes de diminution de pression interstitielle, et non de débit d'exhaure, qu'il faut évaluer l'efficacité d'un dispositif de drainage.

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

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

De nombreux paramètres conditionnent l'efficacité d'un système de drainage, en particulier la nature et l'hétérogénéité des terrains, la géométrie des couches aquifères, la perméabilité et l'anisotropie des sols, les alimentations et les exutoires.

De ce fait, et compte tenu des difficultés de détermination de l'ensemble de ces éléments, le dimensionnement d'un système de drainage est fait en prenant un coefficient de sécurité plus élevé que celui pris pour d'autres techniques (terrassements, renforcements).

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.

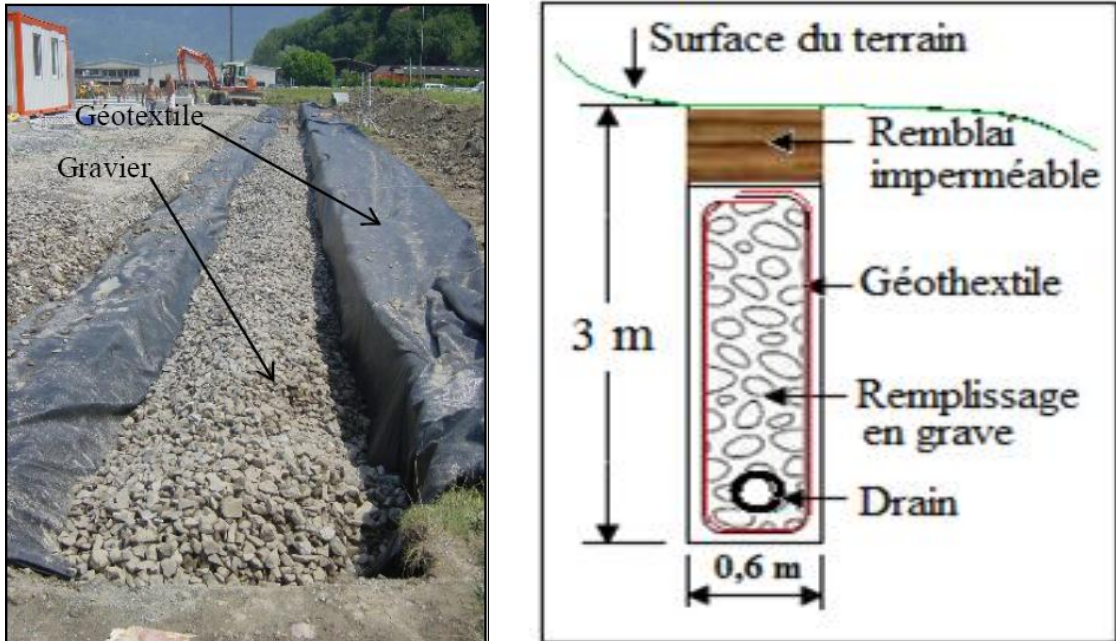
### **5.2.1. Collecte et canalisation des eaux de surface**

L'objectif est de limiter les infiltrations dans le massif en mouvement. Les eaux peuvent provenir de zones de sources, d'un défaut d'étanchéité sur un réseau ou un bassin de stockage à l'amont ou plus simplement de l'impluvium et des eaux de ruissellement. En effet, les eaux de surface ont tendance à s'infiltrer dans les fissures, à stagner dans les zones de faible pente et aggravent ainsi une instabilité amorcée. Aussi les ouvrages de collecte des eaux (fossés, caniveaux, cunettes) et l'étanchéisation des fissures de surface, bien que ne constituant pas des ouvrages de drainage à proprement parler, sont-ils réalisés en première urgence dans de nombreux cas de glissements.

On ne décrira pas dans le détail les ouvrages de collecte des eaux de surface : ils sont d'usage courant en génie civil, comme les fossés et caniveaux qui peuvent éventuellement être étanchés par des géo membranes. Il est recommandé de façon générale d'éviter d'implanter des ouvrages rigides sur les fissures provoquées par les mouvements.

### **5.2.2. Tranchées drainantes**

Les tranchées drainantes sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau (lignes de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles, etc.). Le choix de l'implantation (dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèle aux lignes de niveau, ou encore en épis), de la profondeur et de l'espacement des tranchées dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité du drainage.



**Figure I-18:** Coupe type d'une tranchée drainante. [18]

### 5.2.3. Drains subhorizontaux

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

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

Ces tubes sont généralement en PVC (50 à 80 mm de diamètre), parfois en acier lorsque de grandes déformations sont susceptibles de se produire. Un dispositif de captage des eaux recueillies dans les drains avec un exutoire adapté complète l'ensemble.

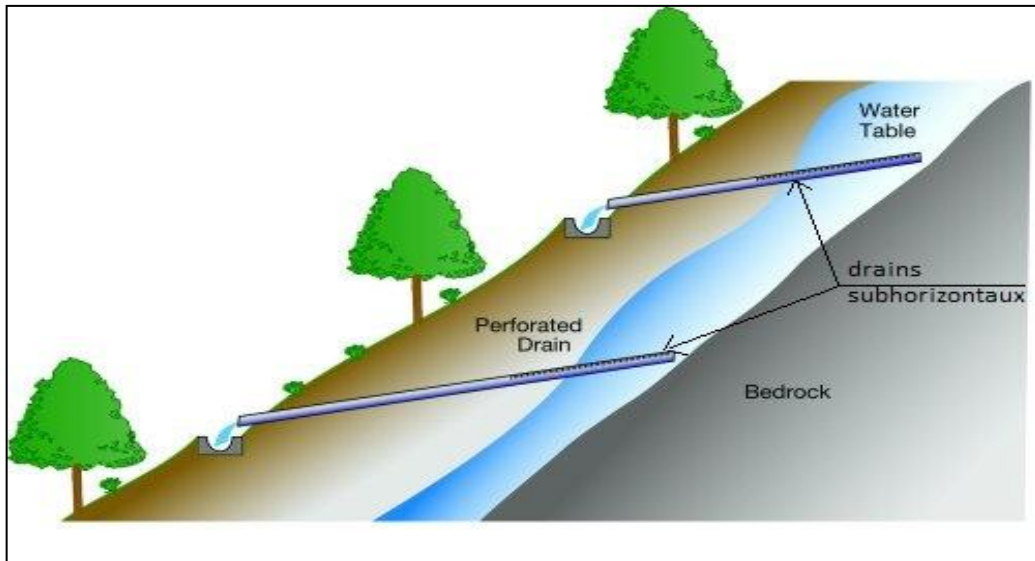
Les drains subhorizontaux sont disposés en un ou plusieurs faisceaux ou plus simplement en lignes.

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

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

Le bon fonctionnement des drains nécessite :

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



**Figure I-19 : Drains subhorizontaux [19]**

### 5.2.4. 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.

### 5.2.5. 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 chère mais efficace.

### 5.3. Inclusion d'éléments souples ou rigides

Le renforcement par inclusions a été largement employé durant les dernières années comme une technique de stabilisation des pentes instables. La raison est qu'il est facile et rapide à mettre en œuvre et qu'il n'affecte pas la géométrie du site.

On distingue habituellement deux catégories d'inclusions, en fonction de l'inertie des armatures utilisées :

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

#### 5.3.1. Les clous et micro-pieux

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

L'efficacité du clouage réside dans la mobilisation d'efforts de traction et de cisaillement dans le clou.

Pour que ces efforts stabilisateurs soient mobilisés, il est nécessaire qu'il se produise des déplacements relatifs sol/clou. Le clouage a donc un effet progressif et des mouvements résiduels se produisent encore après le clouage.

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

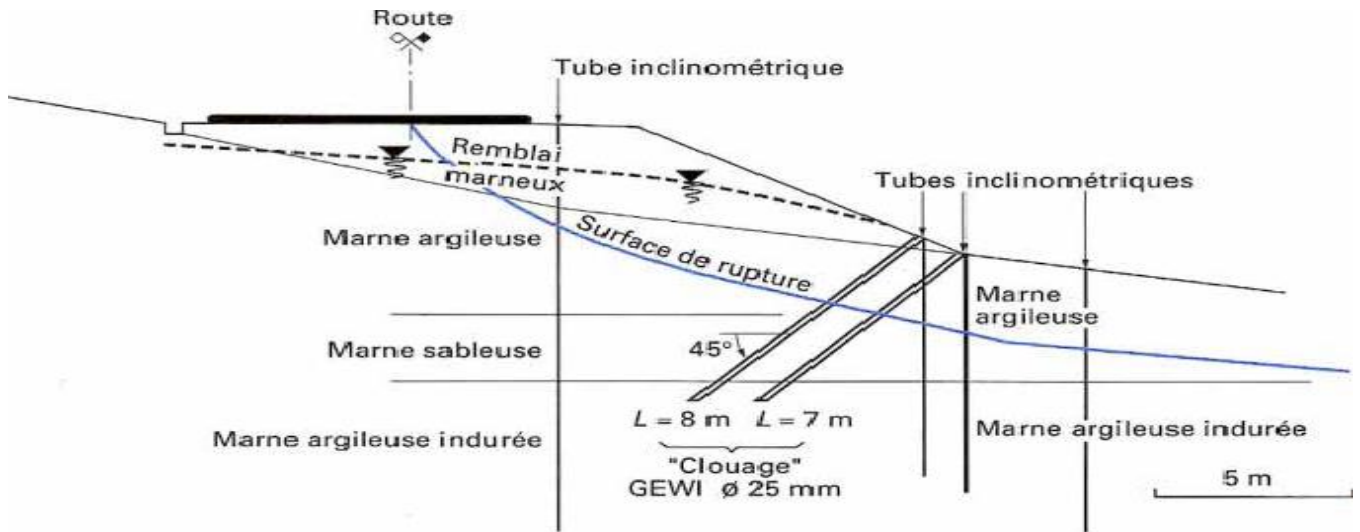


Figure I-20 : Exemple de clouage d'un glissement. [20]

### 5.3.2. Pieux et barrettes

La stabilisation d'un glissement par des pieux ou des barrettes procède du même principe que précédemment. Mais, compte tenu de leur inertie importante, les pieux travaillent principalement en flexion/cisaillement quand les clous de faible inertie travaillent en traction/flexion.

Généralement, on dispose deux ou trois rangées de pieux (tubes métalliques ou pieux en béton armé) dans le tiers central de la pente instable.

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

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

### 5.4. Ouvrage de soutènement

Il existe deux types d'ouvrage de soutènement :

### 5.4.1. Les ouvrages rigides

Les ouvrages rigides ne sont pas toujours les mieux adaptés à la stabilisation des glissements de terrain, du fait de leur incompatibilité 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), et on cite à titre d'exemple les murs en béton.



**Figure I-21** : Exemple d'ouvrage rigide : Mur en béton armé (Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes (SETRA)).

### 5.4.2. 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 fonctionnent comme les massifs poids décrits ci-dessus. On les dimensionne 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 I-22** : Exemple d'ouvrage souple : Mur en gabion (Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes (SETRA)).



**Figure I-23** : Parement préfabriqué devant le massif en géotextile (Service d'Etude Technique des Routes et Autoroutes (SETRA)).

### 5.5. L'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 multi-torons dans le terrain stable situé sous la surface de rupture, et on applique en tête un effort de traction. Cet effort peut être réparti sur la surface du terrain par l'intermédiaire de plaques ou de petits massifs en béton armé. Dans de nombreux cas, les tirants sont combinés à un mur ou à des longrines.

L'utilisation de tirants précontraints suppose :

- qu'on ait déterminé la force d'ancrage nécessaire par mètre linéaire de glissement pour assurer une valeur suffisante du coefficient de sécurité ;
- qu'on justifie le choix et les caractéristiques des tirants.

Généralement, les tirants sont mis par nappes de forages parallèles. L'espacement entre tirants d'une même nappe est fonction de l'effort total désiré et de la tension admissible par tirant.

On vérifiera dans le cas des ancrages actifs, que le sol n'atteint pas l'état de butée, auquel cas il y aurait plastification (déformation) du sol derrière les plaques de réaction entraînant une diminution de la tension dans les ancrages. Il est judicieux de prévoir un dispositif de suivi des déformations du terrain. Cette technique n'est pas recommandée en première solution, et sera limitée à des sites de faible extension et qui n'ont pas encore glissé.



**Figure I-24** : Schéma de confortation par tirants d'ancrages. [18]

### 6. Conclusion

Cette modeste recherche bibliographique nous a permis de donner quelques indications sur les glissements de terrain , et de citer les principales causes de ces phénomènes, et les dégâts que peuvent engendrés, pour ensuite élaborer les techniques de confortement 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);

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

- par les risques qu'ils font encourir aux habitations et aux ouvrages, et l'ampleur de ces risques.
- par la difficulté technique des confortements.
- par le coût toujours élevé des travaux de confortement.

Il est donc essentiel de faire des études approfondies, pour mieux adapter nos ouvrages aux impératifs du sol. Les études essentielles qu'on doit faire concernent :

- L'étude géologique du site.
- L'étude hydrologique et hydrogéologique du site.
- L'étude géotechnique.
- L'étude de stabilité.

### 1. Présentation du site

La commune d'Oud-Ghir est située sur le côté Sud de la ville de Bejaia, elle est limitée au Nord-Ouest par la commune de Toudja, au Sud-Ouest par la daïra d'El kseur, au Sud par la daïra d'Amizour, à l'Est par la commune de Tala Hamza.

Le glissement de terrain survenu sur le chemin communal reliant la RN12 au village Amadane et Boumansour au niveau de l'établissement pénitencier d'Oued Ghir (W) de Bejaia.

Le chemin communal reliant la RN12 aux villages Amadane et Boumansour est affectée par des déformations importantes de type fissures longitudinales, affaissements et escarpements et désordres dans les fossés bétonnés.

Le versant est affecté par des déformations importantes de type bourrelets, dépressions (zone de stagnation des eaux), escarpement et rupture.



**Figure II-1** : Déformation et affaissement de la chaussée



**Figure II-2** : Escarpement avec un rejet d 50 cm au niveau de la chaussée



**Figure II-3** : Zone de stagnation des eaux



**Figure II-4** : Rupture des ouvrages de drainage

### 1.1. Situation géographique de site

Le site de glissement est localisé sur un versant d'un monticule, de pente moyenne à élevée, caractérisé par une topographie irrégulière

Il est limité au Nord par la RN12, au Sud par l'établissement pénitencier, à l'Est par un terrain nu et à l'Ouest par une piste carrossable.





**Figure II-5 : Image satellite de la zone étudiée [Google earth]**

## 1.2. Géologie et la géomorphologie du site

### 1.2.1. La géologie régional

De point de vue géologique, la région de Bejaia appartient au domaine des Babors occidentaux qui comprend :

- Le socle cristallophyllien et sa couverture sédimentaire tertiaire ;
- Les flyschs créacés et tertiaires qui affleurent de part et d'autre de la plaine ;
- Les nappes épitelliennes : brek-gouraya, barbacha et bouhamza ;
- Les formations post-nappes.
- Un terme métamorphique formé de :
  - Quartzites ;
  - Schistes à séricite.
- Un terme éruptif formé essentiellement de pegmatites. Sur ce socle vient reposer en discordance la couverture tertiaire formée de :
  - Conglomérats de base ;

- Grès rouges et calcaires bréchiques alternant avec des marnes rouges ;
- Un niveau de silicites de couleur jaune.

### 1.2.2. La géologie de site

#### ❖ Le quaternaire:

##### ✓ Des Éboulis de pente:

Ce facies est constitué par des éboulis à blocs gréseux à marno-calcaires disséminés dans une matrice argilo-marneuse.

Ces blocs de grés provenant du démantèlement de la formation gréseuse des parties culminantes.

#### ❖ Le mésozoïque:

✓ **Argiles du mio-pliocène** : Ce sont des argiles beiges à bleuâtres avec passages graveleux par endroits

✓ **Grés** : facies gréseux d'âge Oligocène affecté par un réseau de diaclases, affleure sur les hauteurs du versant du site.

✓ **Marnes** : facies constitué par des marnes d'âge nummulitique supérieur.

Le site d'étude est constitué essentiellement par des terrains du mio-pliocène, qui sont représentés par des marnes schisteuses, des marnes grisâtres, des épanchements de tufs andésitiques sensibles à l'eau et des marno-calcaires moyennement compactes à compactes en profondeur.

### 1.2.3. La Géomorphologie de site

Le site de point de vue géomorphologique est une surface topographique inclinée, situé au pied d'un versant accidenté, ayant une pente moyenne à élever, raviné par quelques talwegs et surmonté par une colline (marnes, schistes, marno-calcaire, et tufs andésitiques), qui présentent un relief irrégulier.

L'importance du réseau hydrographique dans la zone, ainsi que la morphologie du terrain, favorisent la convergence des eaux souterraines et les eaux de ruissellement. Cela est à l'origine de la diminution des caractéristiques mécaniques du sol. Le secteur d'étude est fortement exposé aux phénomènes de ravinement, d'érosion pluviale et de glissement de terrain. Cela est dû à la prédominance de forte pente développée dans des terrains sédimentaires et métamorphiques sensibles à l'eau.

### 1.3. Hydrologie et hydrogéologie de site

Le réseau hydraulique est très vigoureux dans la zone car il est constitué de nombreux talwegs créant ainsi un chevelu hydraulique dense, ces derniers favorisent la convergence des eaux de ruissellement.

Ces eaux pluviales provoquent des érosions, engendrant ainsi des instabilités de versant.

Une partie de cette eau est drainée vers les exutoires, considéré comme des eaux de ruissèlement, et une autre partie s'infiltré à travers la couverture argileuse.

### 1.4. Climatologie de la région de Bejaia

Bien que de nombreux glissements de terrains dans la région soient liés à des facteurs physiques ou anthropiques, beaucoup d'entre eux sont liés à des événements climatiques extrêmes tels que les précipitations fortes, ayant suivies des températures estivales élevées.

La région de Bejaia se situe à proximité de la mer. Elle jouit d'un climat méditerranéen, avec de fortes précipitations.

L'eau est un facteur essentiel dans le déclenchement des glissements des terrains, car il est responsable de la liquidité des sols, une fois le degré de saturation atteint.

Les données recueillies auprès du service météorologique de Bejaïa pendant une période de 10 ans (2000-2009), ont démontré que la région est marquée par une pluviométrie annuelle de **781.4 mm**, avec un maximum moyen de **135.7 mm** au mois de Janvier. Tandis que le minimum est de **2.2 mm** enregistré en Juillet.

En effet, on constate d'une manière générale que pour l'ensemble des données obtenues par la station de Bejaïa, les mois les plus arrosés sont les mois d'automne et d'hiver, de Septembre jusqu'au mois de Mai. Par ailleurs, les mois de Juin, Juillet et Aout représentent les mois secs.

En raison de cette répartition, la dynamique des versants est accentuée pendant la période de forte Précipitations ou les sols sont gorgés d'eau.

#### – Les températures

La température est également un élément fondamental en tant que facteur climatique vital et déterminant dans la vie des végétaux.

La moyenne annuelle des températures est de l'ordre de **18°C**. Les mois de Juin, Juillet et Aout sont les plus chauds de l'année (la température varie de 22 à 25°C); cette augmentation des températures entraine une évaporation qui, sur des sols argileux, fini par donner naissance à des fentes de retraits dont l'importance est en fonction du degré de température atteint. Lors de premières pluies les eaux de ruissellement vont pénétrer dans les

fentes de retraits, ce qui favorise la manifestation des glissements de terrains, une fois la saturation des sols atteinte.

En automne les précipitations arrivent après la période de sécheresse assez longue, dans les zones argileuses, l'évaporation a produit des fentes de retraits plus ou moins importantes ; donc, lors des précipitations, le volume de l'eau tombé généralement engloutie dans les fentes de retraits, on assiste rapidement à une recharge des réserves en eau et probablement à la saturation des niveaux inférieurs.

### 1.5. Sismicité de la région de Bejaia

Le règlement parasismique Algérien, élaboré en 1983 (R.P.A. 83) après le séisme d'El Asnam survenu en Octobre 1980, révisé en 2003 après le séisme de Boumerdes (arrêté n° 08 du 08 février 2004), divise le territoire Algérien en cinq régions sismiques :

- Zone III : Sismicité élevée.
- Zone II a et II b : Sismicité moyenne.
- Zone I : Sismicité faible.
- Zone 0 : Sismicité négligeable.

La wilaya de Bejaia est classée comme une zone de sismicité moyenne, c'est-à-dire en zone II b.

## 2. Etude Géotechnique

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 » et au laboratoire 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.

### 2.1. Essais in-situ

Sur site nous avons réalisé :

- quatre (04) sondages carottés de 10 à 13m de profondeur.
- Cinq (05) essais au pénétromètre dynamique lourd de type Borro.

➤ L'implantation des essais in-situ est présentée dans la partie Annexe.

### a) Sondages carottés

Nous avons exploité quatre (04) sondages carottés de 10 à 13m de profondeur dans le but de :

- Connaitre la nature géologique des différentes formations constituant le terrain, et d'apprécier leur homogénéité et leur état de capacité
- Déduire les épaisseurs des différentes couches et la profondeur des terrains compacts.
- Prélever des échantillons pour les essais au laboratoire
- Etablir une coupe géologique grâce aux échantillons récupérés et avoir une idée générale sur la géométrie du glissement.



**Figure II-6** : photo d'implantation d'un sondage carotté

Les sondages carottés implantés sur la plate-forme amont de la zone d'étude, montrent que le sous-sol du site est constitué de :

#### ✓ **Sondage Carotté 01:**

- 0.00- 0.50m : Remblais.
- 0.50 - 1.50m : Argiles graveleuses à caillouteuses de couleur beige à jaunâtre.
- 1.50 - 6.00m : Marnes schisteuses friables à marnes moyennement compactes.
- 6.00 - 12.0m : Marnes moyennement compactes à marno-calcaires oxydées compactes.

#### ✓ **Sondage Carotté 02:**

- 0.00- 0.20m : Remblais.
- 0.20 -1.00m : Argiles graveleuses à caillouteuses de couleur beiges à jaunâtres.
- 1.00-5.00m : Marnes schisteuses altérées et friables moyennement compactes.

- 5.00-8.00m : Marnes schisteuses friables à marnes moyennement compactes à filonnets de calcite.

- 8.00-13.0m : Marnes compactes à marno-calcaires de couleur grisâtre.

### ✓ Sondage Carotté 03 :

- 0.00-1.00m : remblais.
- 1.00-3.00m : marnes schisteuses altérées et friables avec inclusions de tufs.
- 3.00-5.00m : marnes intercalées avec des tufs andésitiques.
- 5.00-8.00m : marno-calcaires avec passages d'horizons de tufs andésitiques.
- 8.00-12.0m: Tufs andésitiques.

### ✓ Sondage Carotté 04:

- 0.00-1.30m : Remblais.
- 1.30-3.00m : Marnes schisteuses altérées.
- 3.00-5.00m : Marnes schisteuses oxydées moyennement compactes avec des tufs.
- 5.00-8.00m : Marnes moyennement compactes.
- 8.00-10.0m : Tufs andésitiques oxydées plus au moins compactes.

✚ Les coupes lithologiques des différents sondages carottés réalisés montrent que le sous-sol du site est constitué par des argiles beiges à jaunâtres, marnes schisteuses, des tufs andésitiques et marno-calcaires.

➤ Les coupes lithologiques des différents sondages sont figurent en annexes.

### b) Essais au pénétromètre dynamique

Suite à la lithologie des terrains révélée par les sondages et les affleurements du substratum marneux sur le versant, nous avons opté à remplacer les sondages pressiométriques par des essais au pénétromètre dynamique afin:

- De vérifier l'homogénéité des terrains d'assise de fondation
- De déterminer les épaisseurs des différentes couches sous-jacentes
- De déterminer la géométrie des couches traversées et du substratum
- La reconnaissance du niveau d'altération du substratum
- La reconnaissance du niveau du toit du substratum

Nous avons exploité Cinq (05) essais au pénétromètre dynamique lourd de type Borro.

Les essais pénétrométriques P1, P2, P3, P4, et P5 ont été poussés jusqu'aux refus. Ces derniers ont été obtenus successivement à 2.60, 1.20, 1.00, 2.20, et 3,80 m de profondeur.



**Figure II-7** : photo d'Implantation d'un sondage pénétrométrique

Le principe de l'essai est basé sur l'enfoncement d'une pointe conique dans le sol. Cette pointe est enfoncée par battage par l'intermédiaire d'un train de tiges et on mesure le nombre de coups pour un enfoncement de 20 cm.

La résistance à la pénétration est donnée à partir de la formule de battage (des Hollandais) suivante :

$$R_d = \frac{M^2 \cdot g \cdot H}{e \cdot (M + M') \cdot A}$$

Avec :

$R_d$  : Résistance dynamique de pointe.

$A = 20 \text{ cm}^2$  : section droite de la pointe.

$H = 75 \text{ cm}$  : hauteur de chute.

$e = 20 \text{ cm}$  pénétration moyenne par coup.

$g$  : accélération de la pesanteur.

$M = 64 \text{ kg}$  : masse du mouton (masse frappante).

$M' = 8,5 \text{ kg}$  : somme des masses du train des tiges, de l'enclume et de la tige guide masse frappée.

- Les diagrammes  $R_d = f(\text{prof})$  obtenu son représenté dans les figures suivant :

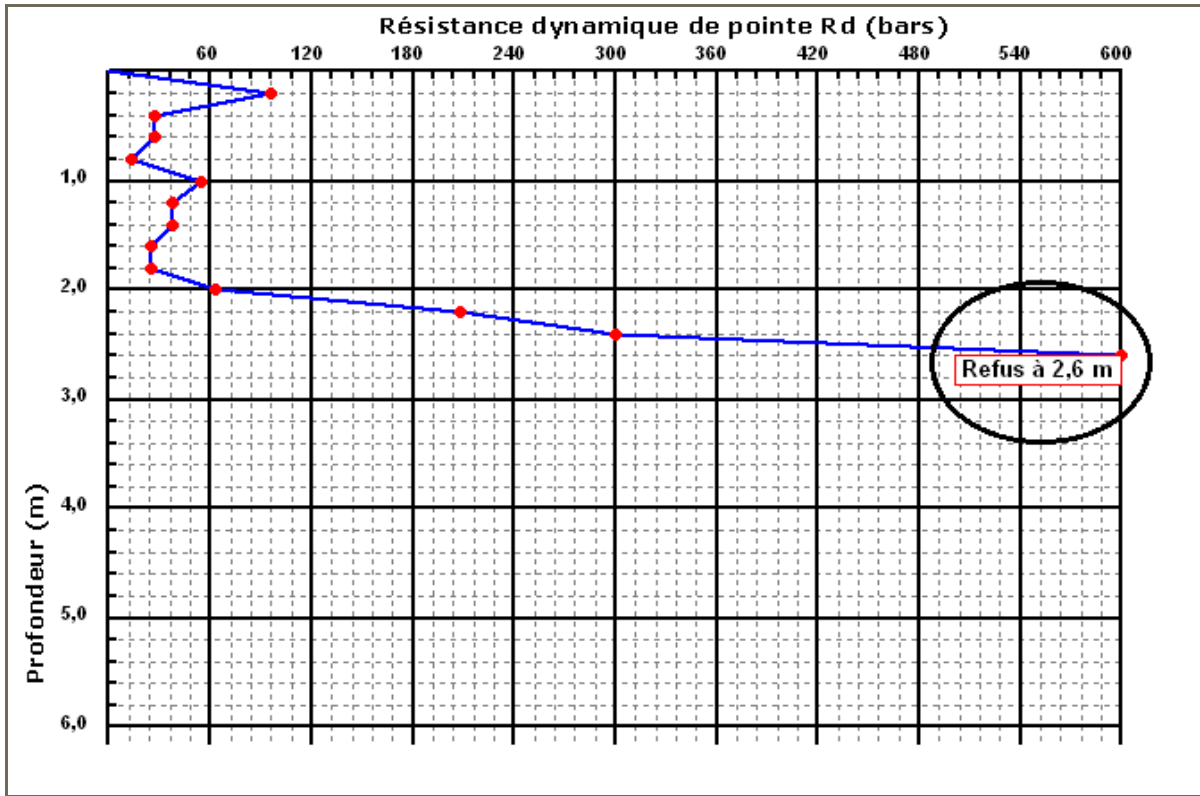


Figure II-8 : Diagramme de pénétromètre dynamique N°1

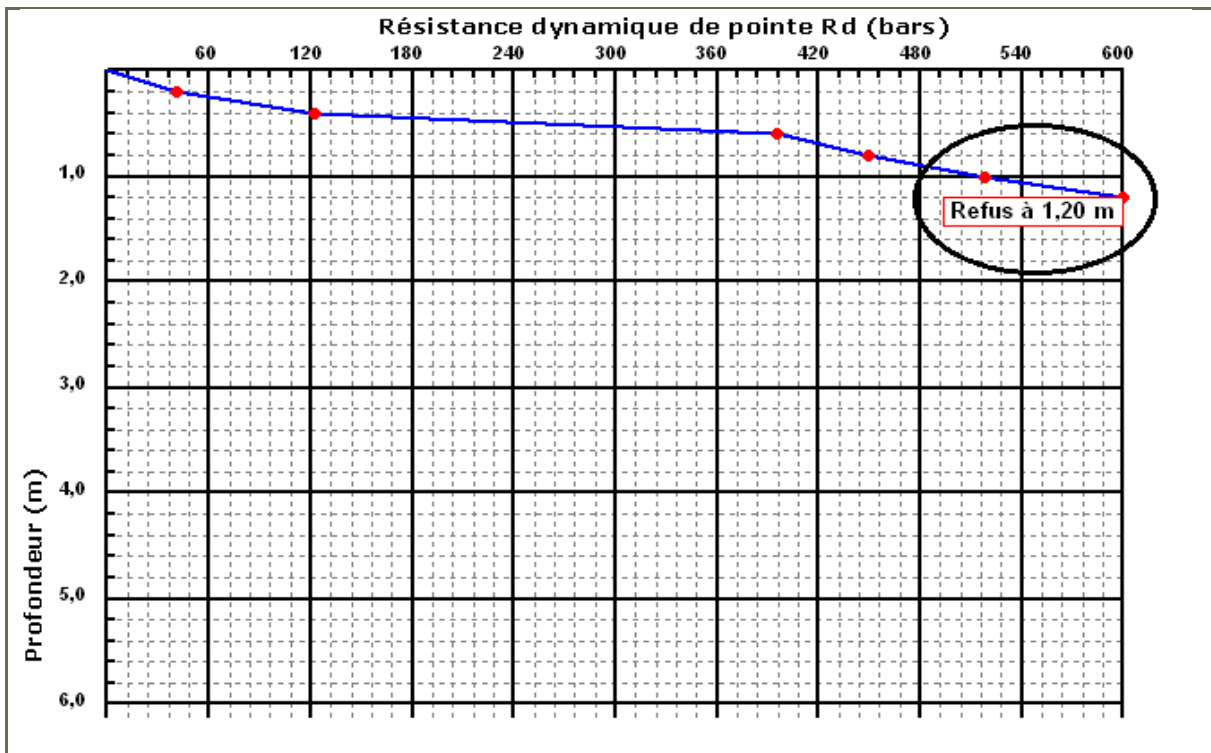


Figure II-9 : Diagramme de pénétromètre dynamique N°2



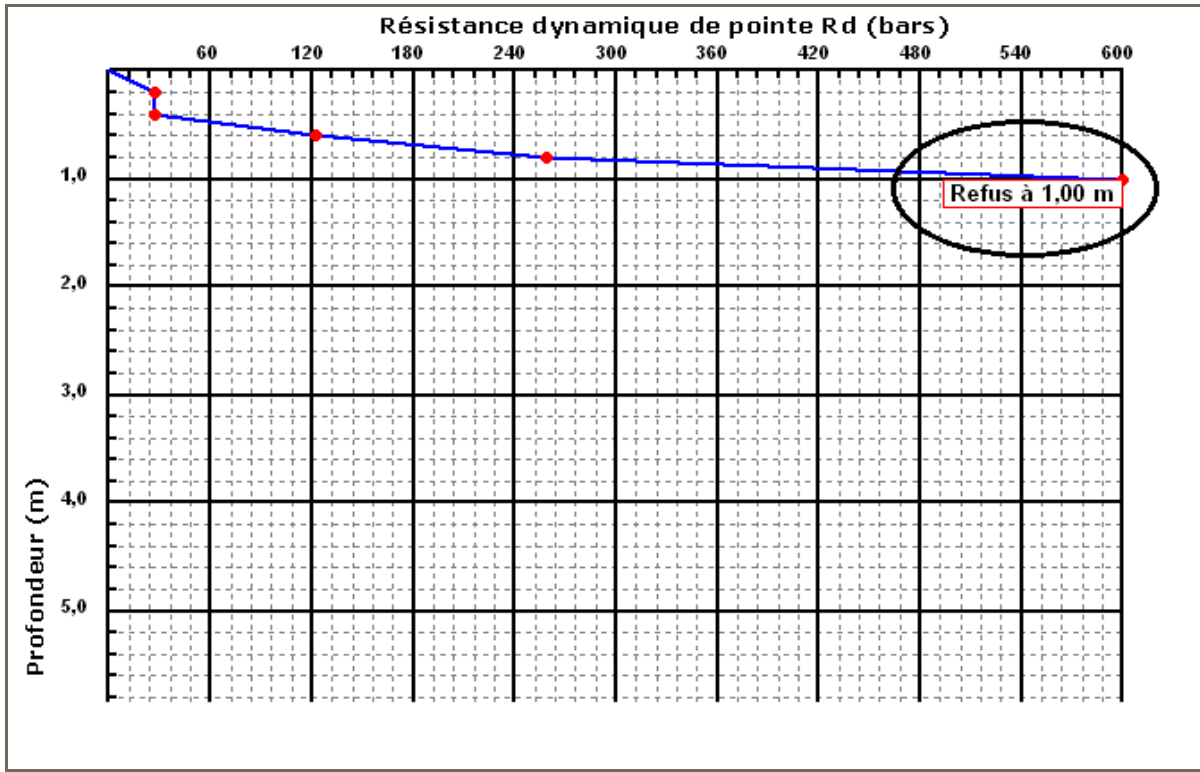


Figure II-10 : Diagramme de pénétration dynamique N°3

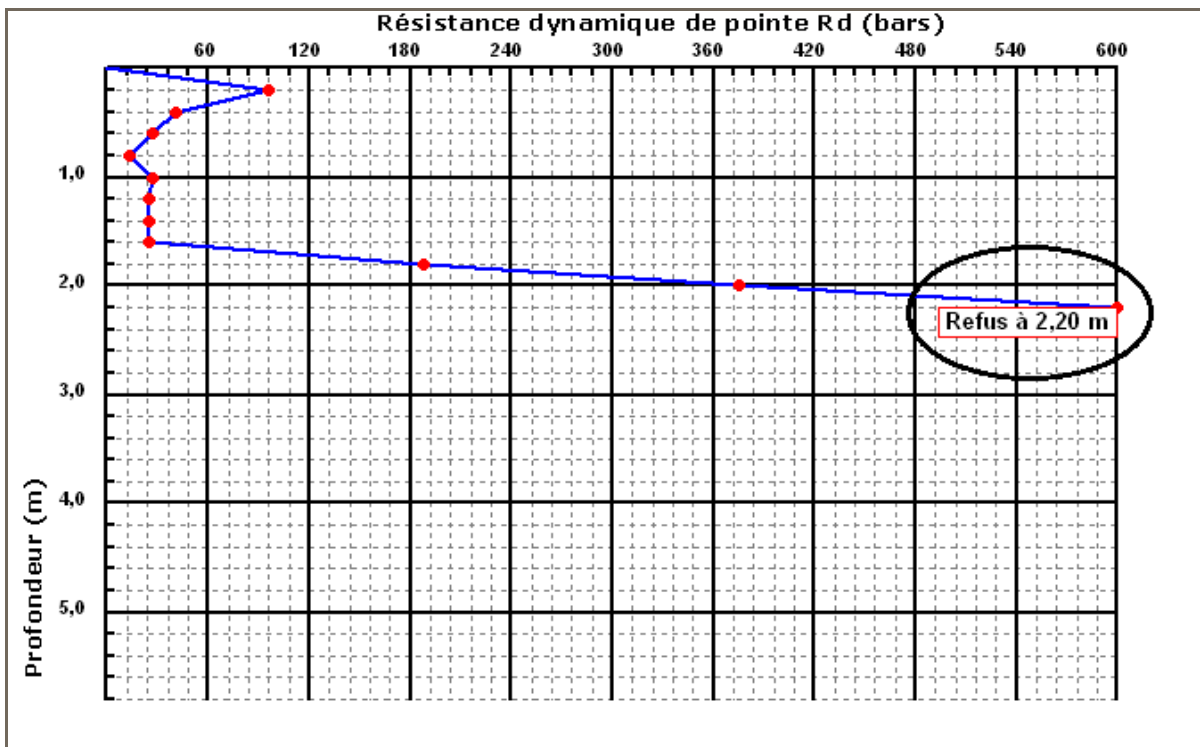


Figure II-11 : Diagramme de pénétration dynamique N°4

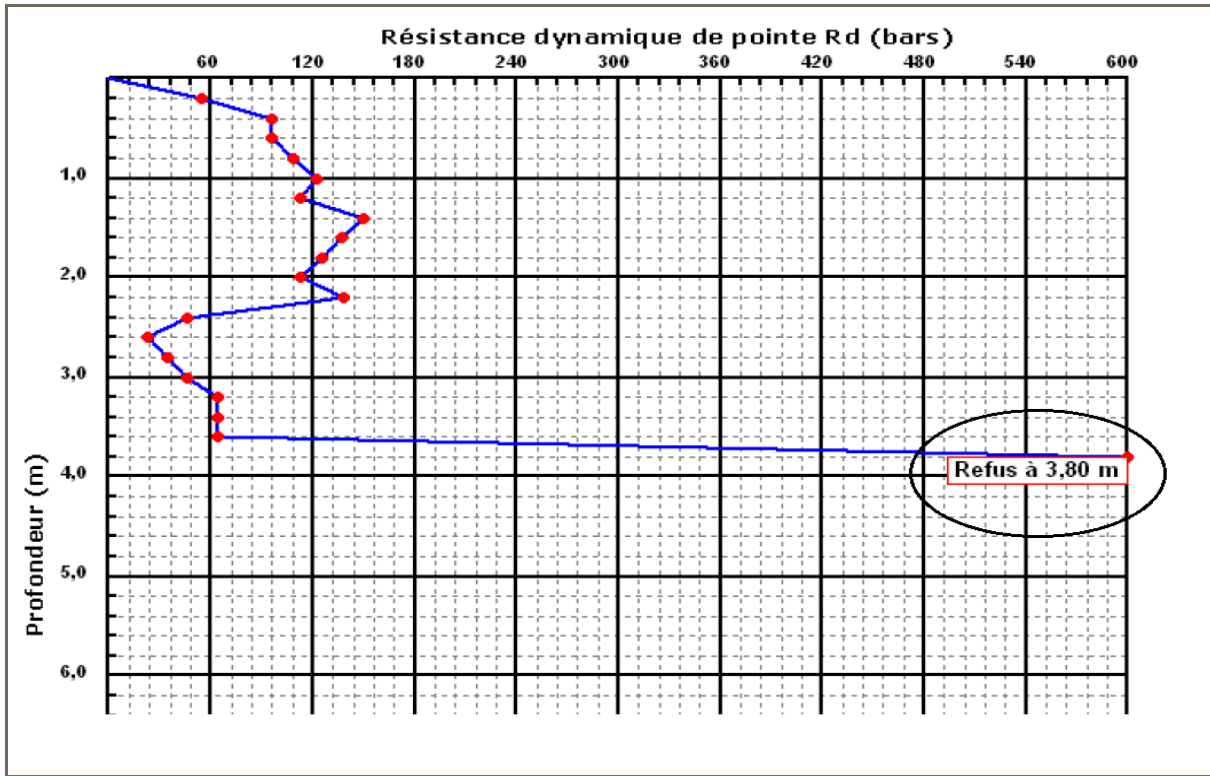


Figure II-12 : Diagramme de pénétration dynamique N°5

✚ En général les essais pénétrométriques indiquent une bonne similitude d'allure

$R_d = f(\text{prof})$ . Ces essais présentent des résistances de pointe faibles à moyennes sur les premiers mètres traduisant l'existence de la couche argileuse et remblais, puis deviennent élevées sur toutes les profondeurs investiguées indiquant la rencontre du toit substratum. Les essais pénétrométriques ont donné des refus à des profondeurs allant de 1,00 à 3,80 m, montrant que le toit du substratum est en subsurface.

## 2.2. Essais au laboratoire

Les essais de laboratoire ont pour but de déterminer les paramètres physiques et mécaniques du sol en vue d'estimer son état naturel. Ces essais se font sur des échantillons prélevés à partir des carottes paraffinées de sondages. Pour qu'un essai donne des résultats précis et fiables, il faut que l'échantillon soit représentatif. [6]

Des échantillons intacts prélevés dans les différents sondages et à différentes profondeurs ont été soumis à des essais physico-mécaniques et analyses chimiques sommaires à savoir :

- Analyses granulométriques
- Mesure des teneurs en eau et degré de saturation
- Mesure des densités
- Limites d'Atterberg

- Essais de cisaillement à la boîte de Casagrande non drainés non consolidés
- Analyse chimiques sommaires

### 2.2.1. Les essais d'identification physique

Il est habituel de caractériser les sols à l'aide d'essais relativement simples. Ces essais sont appelés "essais d'identification", ils nous permettent de déterminer la nature du sol, sa structure et ses propriétés physico-chimiques. [21]

#### 2.2.1.1. L'analyse granulométrique

L'analyse granulométrique a pour but de déterminer les proportions des grains de différentes tailles dans le sol. Elle s'effectue par :

- ✓ **Tamissage** : pour les grains d'un diamètre supérieur à 80µm (NF P94-56).
- ✓ **Sédimentométrie** : pour les grains les plus fins.

Les résultats sont exprimés sous forme d'une "courbe granulométrique". Cette courbe contribue à l'identification du matériau et permet de prévoir certaines de ses propriétés. Elle est notamment utilisée pour la classification des sols grenus, qui nécessite le calcul de deux coefficients de forme :

Le coefficient d'uniformité (coefficient de Hazen) et de courbure:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}, C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60}D_{10}}$$

$C_u > 5$  la granulométrie est dite étalée (continu).

$C_u < 2$  la granulométrie est dite étroite (uniforme).

Pour un sol bien gradué :  $C_u > 5$  et  $1 < C_c < 3$ .

$D_{60}$  : représente l'ouverture du tamis à travers lequel passe 60 % du poids des grains, de même pour  $D_{10}$  et  $D_{30}$ . [21]

✚ Les sondages carottés ont montré que le site étudié est dominé par des marnes qui sont des sols fins. Ceci a été démontré par l'analyse granulométrique avec une moyenne de 60 % des sols inférieurs à 80µm.

- Les courbes granulométriques sont figurées en annexes.

#### 2.2.1.2. La teneur en eau

Elle définit le rapport en pourcentage (%) du poids d'eau  $W_w$  que le sol contient, au poids  $W_s$  de ses éléments secs. L'obtention des éléments secs s'obtient par dessiccation du sol pendant 24 heures dans une étuve à 106° [22], on a :

$$W(\%) = W_w / W_s \cdot 100$$

Avec :

$W_w$  : Poids de l'eau dans l'échantillon.

$W_s$  : Poids des grains solides dans l'échantillon.

La teneur en eau est le paramètre le plus important, sa variation modifie toutes les propriétés physiques du sol. Connaissant la valeur de la teneur en eau on peut avoir l'état dans laquelle le sol se trouve.

<b>W</b>	<b>Etat</b>
01-25 %	<b>Légèrement humide</b>
25-50 %	<b>Humide</b>
50-75 %	<b>Mouillé</b>
75-90 %	<b>Détrempé</b>
100 %	<b>Saturé</b>

**Tableau II-1:**Etat hydrique des sols selon leur teneur en eau [23]

<b>N° Sondage carotté</b>	<b>Profondeur(m)</b>	<b>Teneur en eau (w) %</b>
<b>01</b>	01.00 - 01.50	18.64
	04.50 - 04.70	16.40
	08.50 - 09.00	19.50
<b>02</b>	00.60 - 01.00	19.24
	06.00 - 06.40	16.24
	10.00 - 10.40	17.97
<b>03</b>	04.30 - 04.70	17.00
	07.50 - 07.80	13.60
	10.00 - 10.50	15.32
<b>04</b>	03.20 - 03.70	15.50
	07.50 - 07.90	16.80

**Tableau II-2:** Les résultats des teneuses en eau

✚ Le résultat des teneurs en eau est compris entre 13.60 à 19.50 %, donc Le sol des différentes formations est légèrement humide

### 2.2.1.3. 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).

$$S_R = V_w/V_v$$

N° Sondage carotté	Profondeur(m)	Degré de saturation (Sr) %
01	01.00 - 01.50	103.00
	04.50 - 04.70	142.00
	08.50 - 09.00	144.00
02	00.60 - 01.00	89.61
	06.00 - 06.40	120.00
	10.00 - 10.40	159.00
03	04.30 - 04.70	93.20
	07.50 - 07.80	69.77
	10.00 - 10.50	117.80
04	03.20 - 03.70	71.03
	07.50 - 07.90	87.63

**Tableau II-3:** Les résultats des degrés de saturation

✚ Le résultat des degrés de saturation est compris entre 69.77 à 159 %., donc Le sol des différentes formations est saturé

#### 2.2.1.4. Les densités

L'essai de la densité permet d'obtenir les caractéristiques physiques du sol sous plusieurs formes (densité sèche, densité humide, densité apparente et densité déjaugée).

- **La densité humide  $\gamma_h$ :**

C'est le poids volumique du sol à l'état humide :  $\gamma_h = W / V$

Avec : W: poids de l'échantillon humide

V: volume total

- **La densité sèche  $\gamma_d$  :**

C'est le poids volumique du sol à l'état sec :  $\gamma_d = W_s / V$

Avec:  $W_s$ : Poids des grains solides

V: volume total.

➤ Les échantillons testés ont donnés les valeurs suivantes :

- la densité humide  $\gamma_h$  pour une moyenne de :  $2,175 \text{ t/m}^3$ .
- la densité sèche  $\gamma_s$  pour une moyenne de :  $1,865 \text{ t/m}^3$ .

### 2.2.1.5. Les limites d'Atterberg

Les limites d'Atterberg sont des teneurs en eau conventionnelles qui décrivent l'état du sol. On les mesure sur la fraction du sol passant par le tamis 0.5 mm [22].

Le sol fin pourra passer d'un état solide à un état liquide, quand sa teneur en eau augmente ; le comportement intermédiaire est celui de l'état plastique.

La consistance d'un sol va donc varier en fonction de la teneur en eau. On définit des limites d'Atterberg pour qualifier ces différents états :

- **La limite de liquidité  $W_L$**  : est la teneur en eau qui sépare l'état liquide de l'état plastique ;
- **La limite de plasticité  $W_p$**  : est la teneur en eau qui sépare l'état plastique de l'état solide ;
- **La limite de retrait  $W_r$**  : est la teneur en eau entre un état solide sans retrait et un état solide avec retrait.

Les limites d'Atterberg nous aident aussi à calculer d'autres paramètres très importants pour la classification des sols, l'essai est réalisé selon la norme NF P 94-051.

- **Indice de plasticité IP**

Il permet de mesurer l'étendue du domaine de plasticité d'un sol [6].

$$IP = w_L - W_P$$

✚ La classification donnée par LCPC (laboratoire centrale des ponts et chaussées) indique que les formations en place sont plastiques dont les valeurs de IP varient de 25.83 à 31.62 %.

Après l'exécution des essais de limite d'Atterberg, nous avons reporté les valeurs trouvées de chaque couple ( $W_L$  et IP) sur l'abaque de plasticité de Casagrande, nous avons trouvé que ces couples se situent au-dessus de la droite A ; ce qui nous indique que les formations en place sont des argiles très plastiques (AT).

➤ Les Abaques de Casagrande sont figurés en annexes.

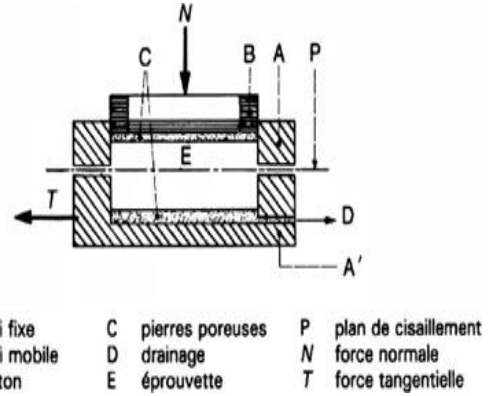
### 2.2.2. Essais mécaniques

#### 2.2.2.1. Essais de cisaillement

➤ Pour mesurer la Résistance au cisaillement du sol, l'essai de cisaillement direct est utilisé (NF P 94-07-1). L'échantillon de sol est placé entre deux demi-botte pouvant glisser l'une sur l'autre, un effort normal au plan de glissement est appliqué par un piston et maintenue constant, et on mesure l'effort maximal de cisaillement en enregistrant une courbe effort-déformation [22].

## Chapitre II : Etude De Glissement D'oued Ghir

- Le cisaillement rectiligne donne donc à la rupture un couple de valeur  $(\sigma_N, \sigma_T)$  qui définit un point de la courbe intrinsèque tangent au cercle de Mohr-Colomb.
- L'angle de frottement interne  $\phi$  du sol est l'angle que fait cette droite avec l'axe des abscisses tandis que la cohésion C est l'ordonnée à l'origine [22].



**Figure II-13 : Appareil de cisaillement**

N° du sondage	Profondeur (m)	Angle de frottement $\phi$ (°)	Cohésion C (bars)
Sc N° 1	1,0 à 1,5m	14,17°	0,27
	4,5 à 4,70m	12°	0,20
Sc N° 4	08 à 10m	13,71°	0,56

**Tableau II-4 : Résultat de l'essai de cisaillement rectiligne**

### 2.2.3. Analyse chimique

Désignation	Teneur exprimé en % par rapport au mat. sec				Teneur en sulfate
	insoluble	Carbonate	gypse $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$	Chlorures $\text{Cl}^-$	$\text{So}_4^-$ mg / kg
SC1 (2.8-3m)	61.3	32.5	néant	néant	néant
SC3 (4-4.5m)	75.09	36.42	neant	néant	néant
SC4 (7.5 -8.0m)	72.95	56.12	neant	néant	néant

**Tableau II-5 : Résultats des analyses chimiques**

### ➤ Spécifications

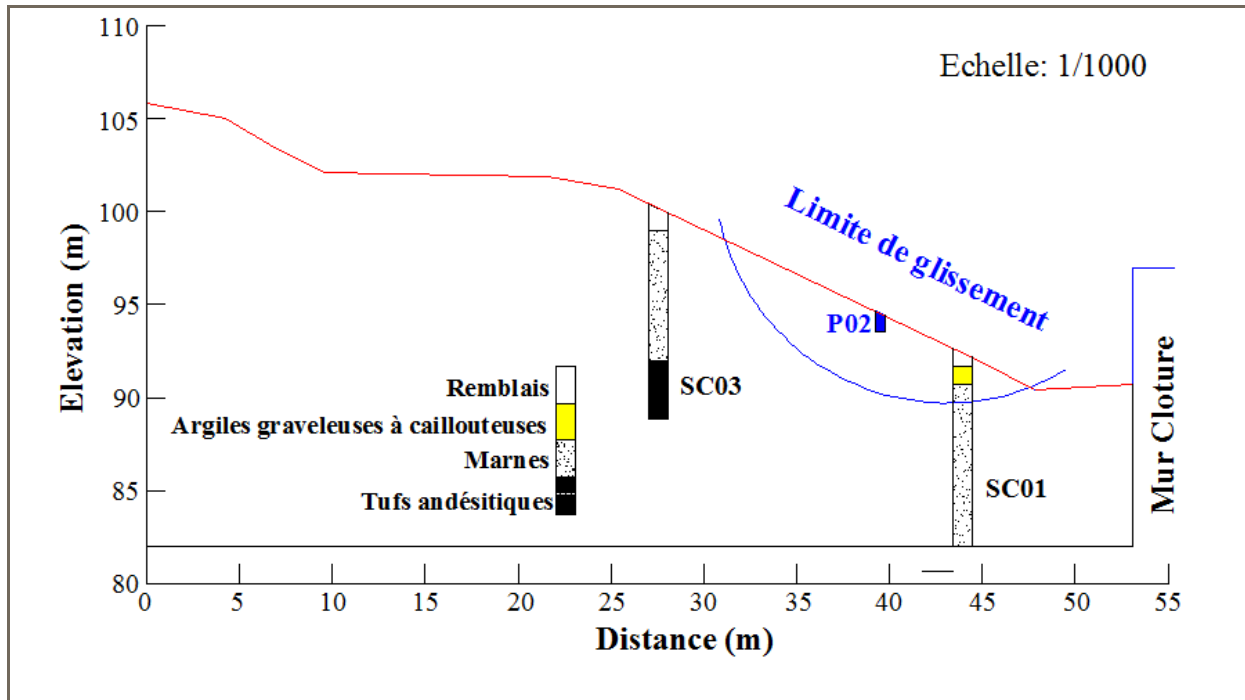
Circulaire du Minister de l'habitat N° 83/04 du 04/12/1983

$SO_4^{--}$	<b>&lt;2000 mg/Kg</b>	<b>Agressivité nulle</b>	
$SO_4^{--}$	2000à 6000 mg/Kg	Agressivité faible	X
$SO_4^{--}$	6000à 12000 mg/kg	Agressivité modérée	
$SO_4^{--}$	>12000 mg/Kg	Agressivité forte	

**Tableau II-6 : Classification selon la teneur en sulfate [23].**

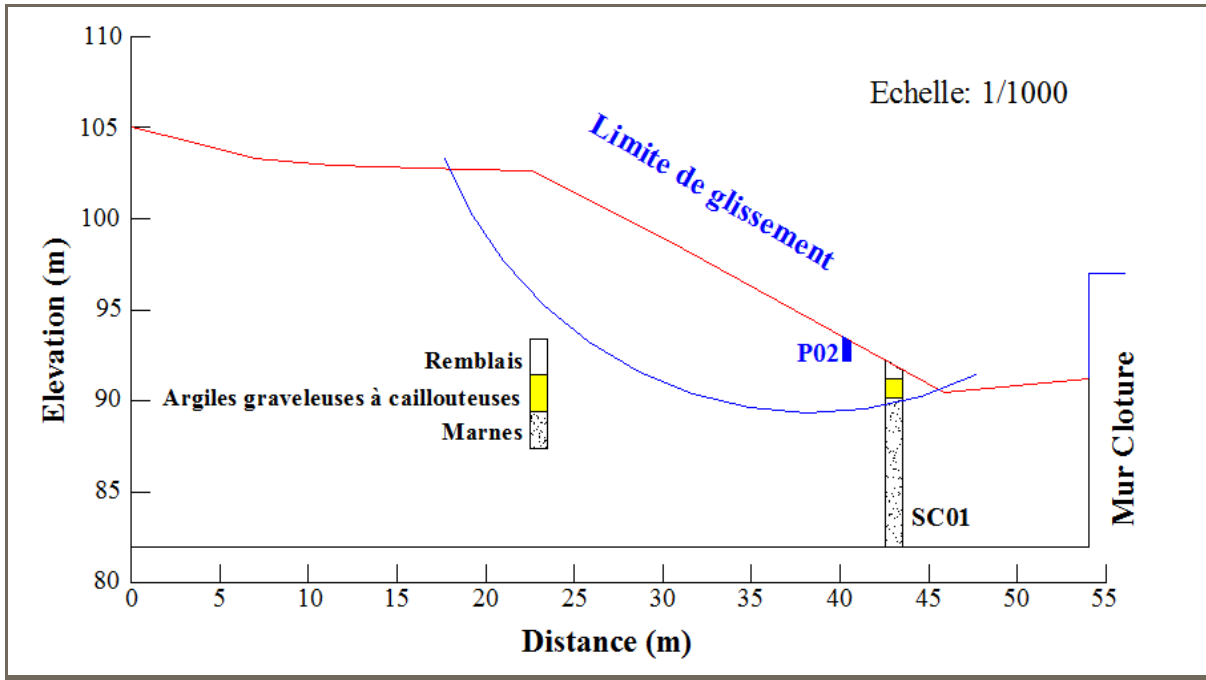
✚ D'après la norme NF P 18-011 du 06/92, ces résultats indiquent que ces sols présentent une agressivité nulle pour le béton hydraulique durci de l'infrastructure.

### 2.3. Les profils couvrants le site

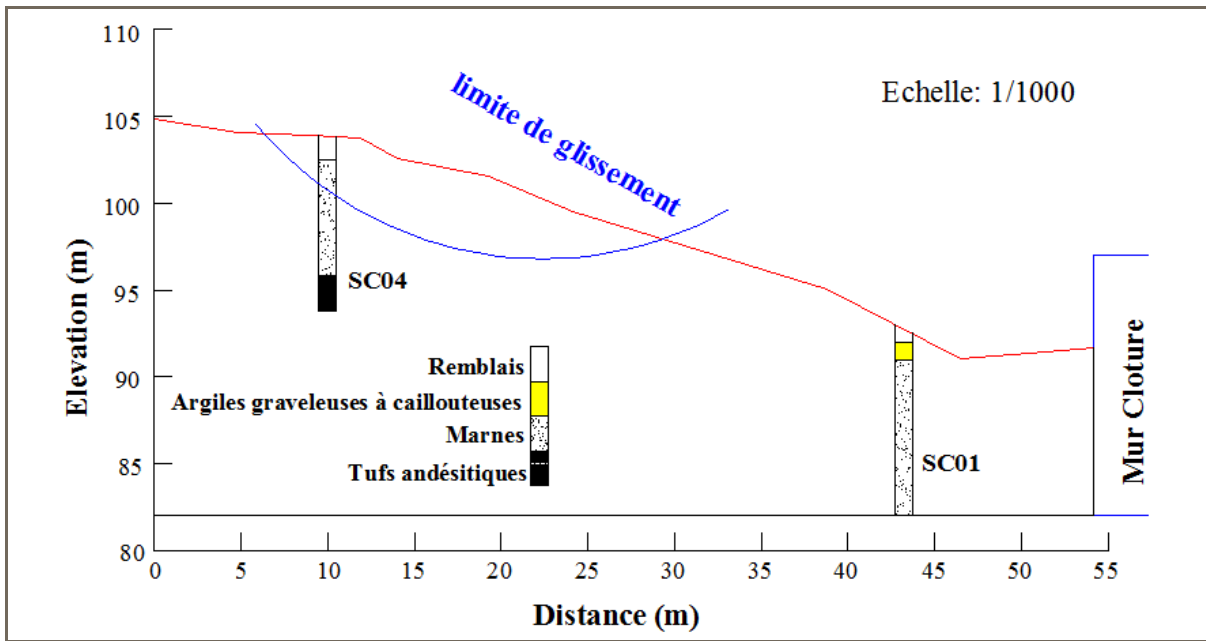


**Figure II-14 : profil en long 1-1**





**Figure II-15 : profil en long 2-2**



**Figure II-16 : profil en long 3-3**

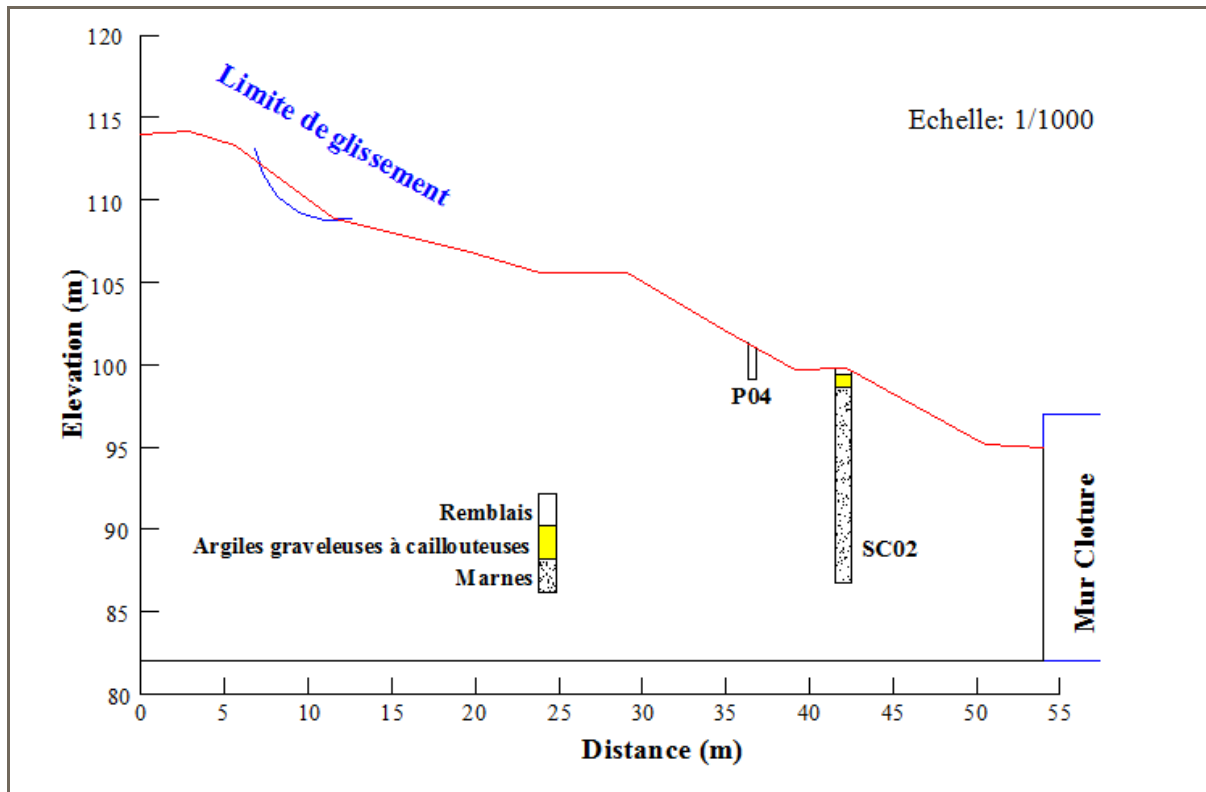


Figure II-17 : profil en long 4-4

### 3. Etude de stabilité

L'étude de la stabilité, a pour but de déterminer la surface de rupture la plus défavorable du glissement pour les différentes sections du tronçon étudié. Le calcul de coefficient de sécurité est basé sur les caractéristique géotechnique des différentes couches du terrain, la cohésion (C), l'angle de frottement ( $\phi$ ), la densité humide ( $\gamma_h$ ) et la géométrie du versant instable. La géométrie du talus est décrite dans un repère cartésien (OXY). L'axe (OX) étant orienté horizontalement vers l'aval et l'axe (OY) étant dirigé verticalement vers le haut. Le profile est alors décrit par des segments reliant un ensemble de points, délimitant chacun d'eux une partie propre de la pente.

#### 3.1. Définition du type de glissement d'Oued Ghir

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.

### 3.2. Calcule de stabilité

L'analyse de la stabilité est faite suivant deux manières de calcule différentes qui sont :

- ✓ **Analyse par l'outil informatique** : à l'aide du logiciel Geostudio 2007
- ✓ **Analyse manuel** : méthode des tranches et globale

#### 3.2.1. Par l'outil informatique

L'analyse a été faite avec le logiciel Geostudio 2007

Le logiciel Geostudio 2007 consiste à tester plusieurs surfaces de ruptures probables des glissements observés, correspondant à des coefficients de sécurité minimums.

Ce logiciel permet d'analyser la stabilité de la pente selon plusieurs méthodes classiques et numériques (méthode des éléments finis...) sur des surfaces de ruptures circulaire et non-circulaire.

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

##### 3.2.1.1. Présentation du logiciel Geostudio 2007 [24]

Geostudio 2007 est un logiciel de calcul géotechnique qui permet de traiter les différents problèmes du sol comme le glissement des terrains ainsi que de vérifier la stabilité avec différentes techniques de confortements, le tassement, la consolidation, les infiltrations des eaux dans le corps de la digue d'un barrage et d'autres problèmes liés à la géotechnique.

Plusieurs programmes sont intégrés dans la fenêtre générale du logiciel :

- **SLOPE/W**: Permet de calculer le coefficient de sécurité d'un talus naturel ou artificiel par les méthodes d'analyses classiques et aussi par la méthode des éléments finis mais à l'aide de la modélisation obtenue par le programme SIGMA/W.
- **SEEP/W**: Permet de calculer les infiltrations des eaux (Par la méthode des éléments finis).
- **SIGMA/W**: Permet d'analyser les problèmes de la relation contraintes / déformations (Par la méthode des éléments finis).
- **QUAKE/W**: Permet de définir le comportement d'un terrain sous l'effet d'un séisme (Par la méthode des éléments finis).
- **TEMP/W**: Permet d'analyser les problèmes Géothermique du sol (Par la méthode des éléments finis)... et autres logiciels.

Ce qui nous intéresse parmi ces programmes est SLOPE/W.

- **Le programme SLOPE/W**

SLOPE/W est l'un des programmes intégrés dans la fenêtre du Geostudio 2007 et qui est basé sur la théorie de l'équilibre limite dans les calculs du coefficient de sécurité des pentes.

L'élaboration de ce programme permet d'analyser facilement à la fois des problèmes simple et complexe de stabilité de pente en utilisant une variété de méthodes pour calculer le coefficient de sécurité.

- **L'interface du logiciel**

Les menus disponibles et la fonction de chacun sont les suivants:

- **File:** Ouvre et enregistre les fichiers, les importations des photos et imprime le dessin.
- **Edit:** permet de copier le dessin dans la Presse-papiers du Windows.
- **Set:** définit les paramètres de la grille, le zoom, les axes et de la page.
- **View (aperçu):** Options d'affichage des contrôles, des informations des sols et des points, et d'affichage des forces inter-tranches sur un schéma corporel de chaque tranche et le polygone force.
- **Keyin (menu):** Permet d'introduire automatiquement à l'aide des tableaux les paramètres géométriques de la pente (coordonnées et couches), les caractéristiques mécaniques des différentes couches constituant le talus, des conditions complémentaires nécessaires pour le calcul, le niveau de la nappe, de sélectionner les différentes méthodes de calcul, les surcharges, l'effort sismique et les confortements.
- **Draw (dessin):** permet d'introduire manuellement les paramètres géométriques de la pente (coordonnées et couches), des conditions complémentaires nécessaires pour le calcul, le niveau de la nappe, les surcharges et les confortements.
- **Sketch (croquis):** Définit les objets graphiques d'étiqueter, d'améliorer et de clarifier les résultats du problème
- **Modify (modifier):** Permet de déplacer, modifier ou supprimer les objets graphiques, les textes et les photos.

- **Les méthodes utilisées dans l'analyse**

Les calculs avec Geostudio ont été faits en utilisant à la fois la méthode de Fellenius (méthode ordinaire), de Bishop, et la méthode de Janbu, pour la détermination de la surface de glissement, le logiciel utilise trois méthodes.

### a) Grille et rayons (Grid and Radius)

Cette option permet de définir à l'aide d'une grille la surface probable qui inclut l'axe du cercle de glissement et de définir aussi une autre grille qui inclut le deuxième point du rayon du cercle, alors le programme va tester plusieurs cercles de glissement ou le rayon est compris entre l'un des points de la première grille définie par l'option Grid, et l'un des points définie par l'option Radius( le programme teste les cercles possibles).

### b) Entrée et sortie (Entry and Exit)

Cette méthode est plus simple que la précédente, car il suffit de sélectionner une partie de la pente ou se trouve le premier point probable d'arc du cercle et une autre partie ou se trouve le dernier point d'arc du cercle (le programme tests tous les arcs possibles compris ces deux parties de la pente).

### c) Localisation automatique (auto-locate)

Avec cette méthode, aucune information n'est demandée, le programme fait automatiquement toutes une série de calculs et teste des centaines de cercles de rupture probable (une infinité de cercles par défaut).

#### 3.2.1.2. Calcule et résultats

Un profil de calcul a été considéré (profil 2-2) suivant la ligne de la plus grande pente.

L'analyse du problème a été réalisée en utilisant la méthode **(Entry and Exit)**

- Pour les calculs on prend les paramètres défavorables ( $\gamma_h = 2,175 \text{ t/m}^3$ ,  $\varphi = 12^\circ$ ,  $C = 0,2 \text{ bars}$ )

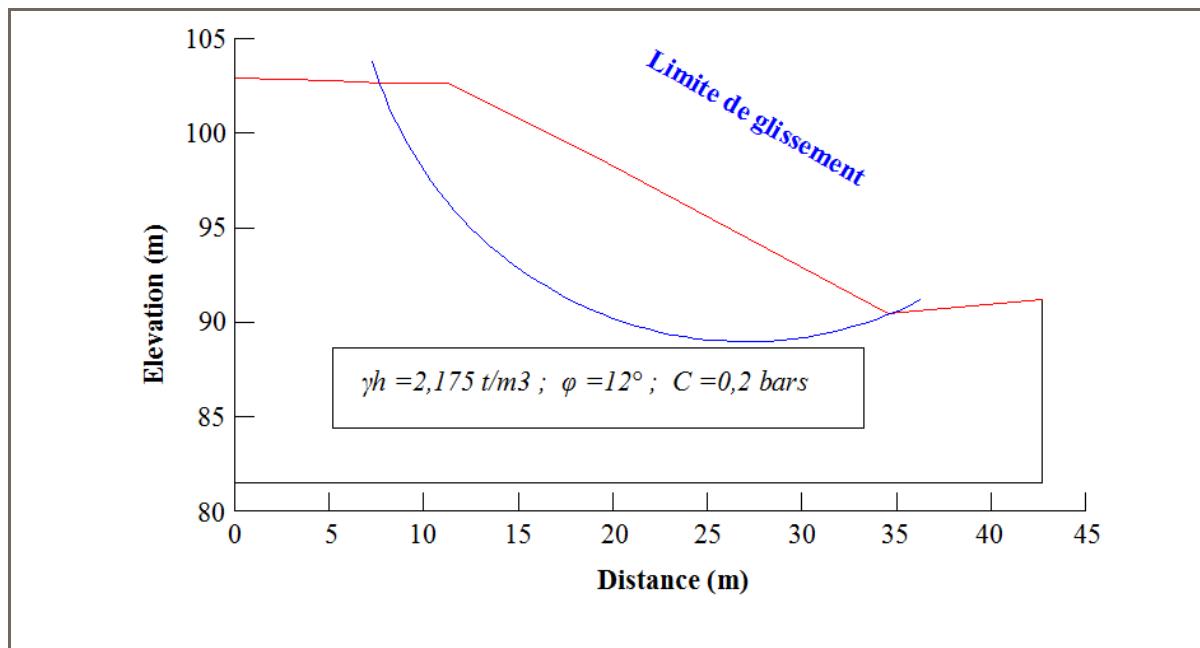


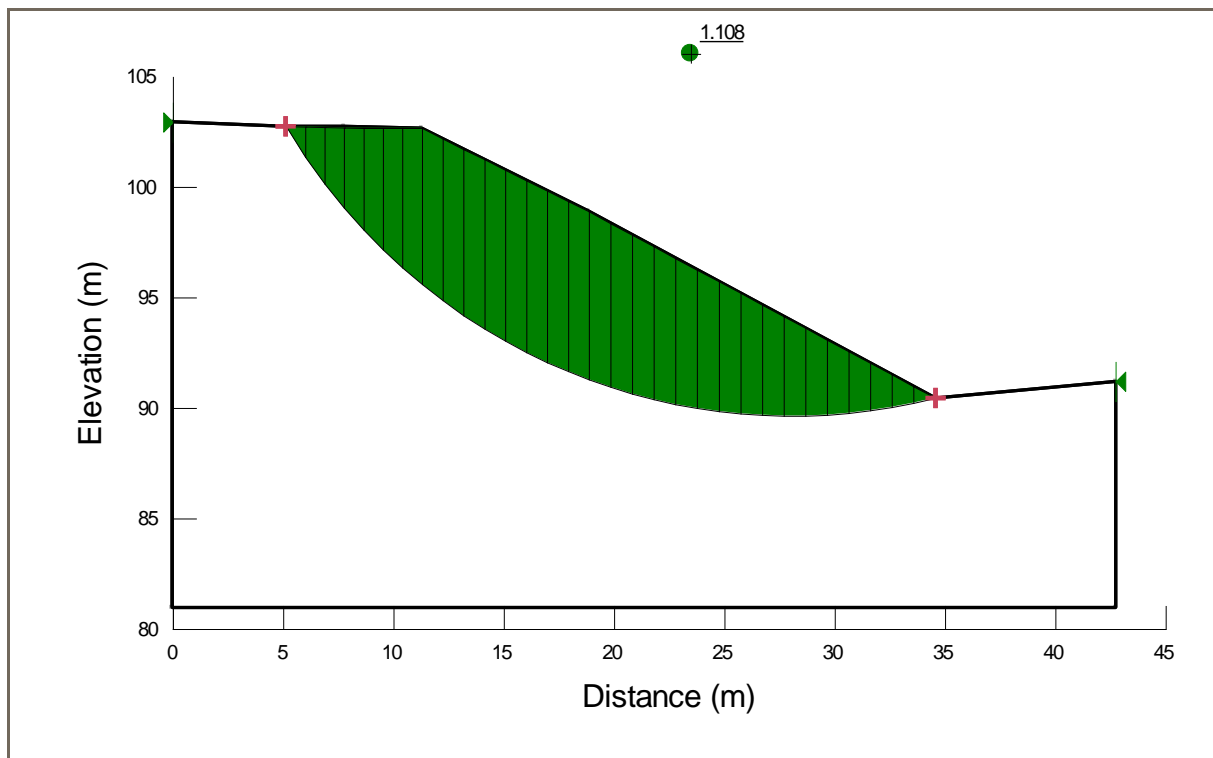
Figure II-18 : Schéma du talus étudié.

Méthodes	Coefficient de sécurité Fs	commentaires
Fellenius	1,108	instable
Bishop	1,155	instable
Jambu	1,086	instable

**Tableau II-7 :** Résultats de coefficient de sécurité calculé.

Les différentes méthodes utilisées donnent toutes les coefficients de sécurité inférieure à 1.5 avec des valeurs très proches mais pas égales en vue des hypothèses et des simplifications appropriées à chaque méthode.

Les résultats obtenus montrent que le talus est instable, et donnent variation du coefficient de sécurité de 1,086 à 1,155.



**Figure II-19 :** Cercle de glissement le plus critique de  $R = 26,591$  m

### 3.2.2. Calcule manuel (à l'aide de géoslope)

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

### 3.2.2.1. Par la méthode des tranches de Fellenius

On trace le cercle qui relie les deux points suivant (Figure II-20)

- Point A : au niveau de la partie supérieure de glissement.
- Point B : au niveau de la partie inférieure de glissement.

Le cercle a les caractéristiques suivantes :

- Rayon :  $R = 26,591 \text{ m}$ .
- Centre  $O$  de coordonnées :  $O (28,044 ; 116,243) \text{ m}$

On divise la surface on six tranches (Figure II-20)

On calcule le poids  $W$  et l'angle  $\theta$  de chaque tranche (avec  $\gamma_h = 2,175 \text{ t/m}^3$ )

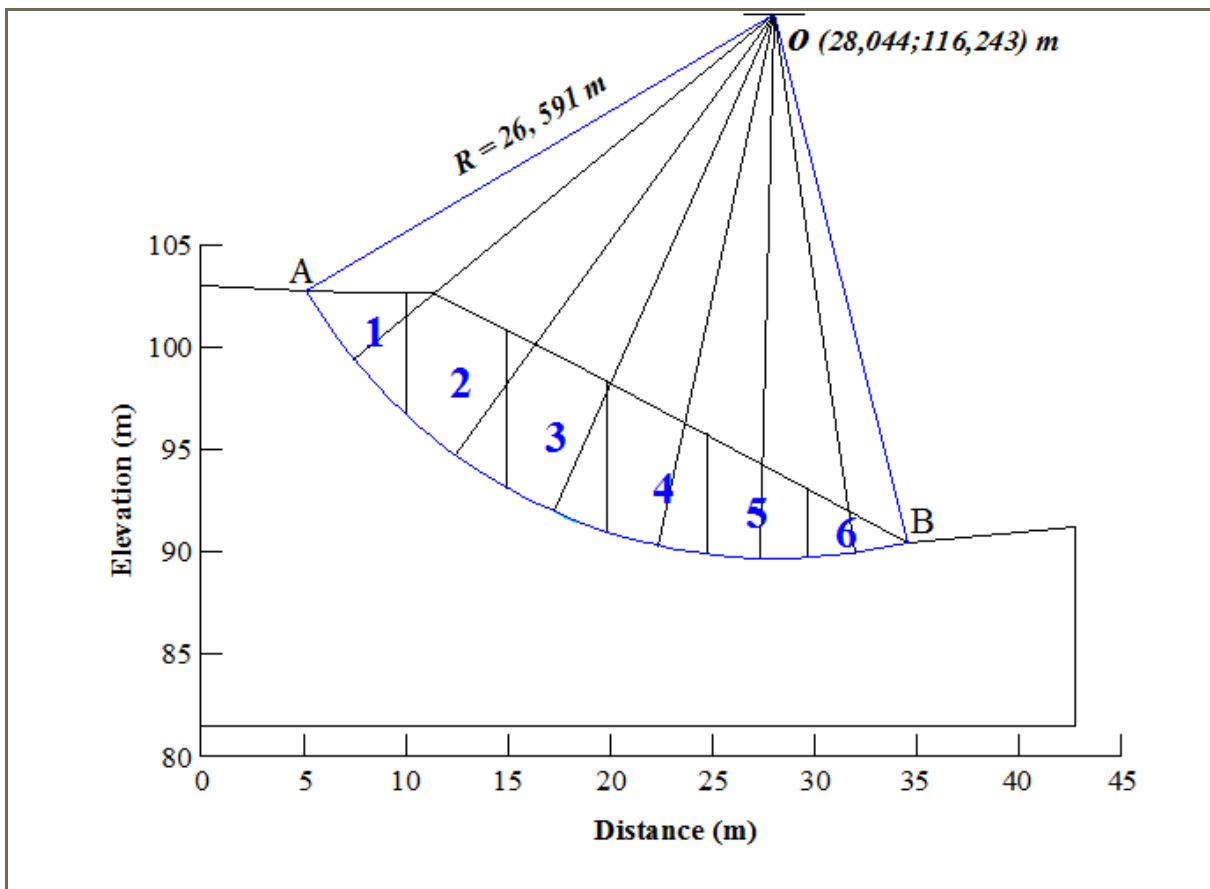


Figure II-20 : Découpage en tranches de talus étudié

N° de la tranche	1	2	3	4	5	6
$W_i(t)$	31,89	75,53	80,74	70,83	49,43	18,17
$\theta_i(^{\circ})$	51	36	24	12	2	- 8
$W_i \cdot \cos\theta_i(t)$	20,07	61,10	73,76	69,28	49,40	17,99
$W_i \cdot \sin\theta_i(t)$	24,78	44,39	32,84	14,73	1,73	- 2,53
$l_i(m)$	7,80	6,07	5,35	5,02	4,90	4,97

**Tableau II-8 : Résultat des paramètres de chaque tranche**

Le coefficient de sécurité est donné par la formule suivante :

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

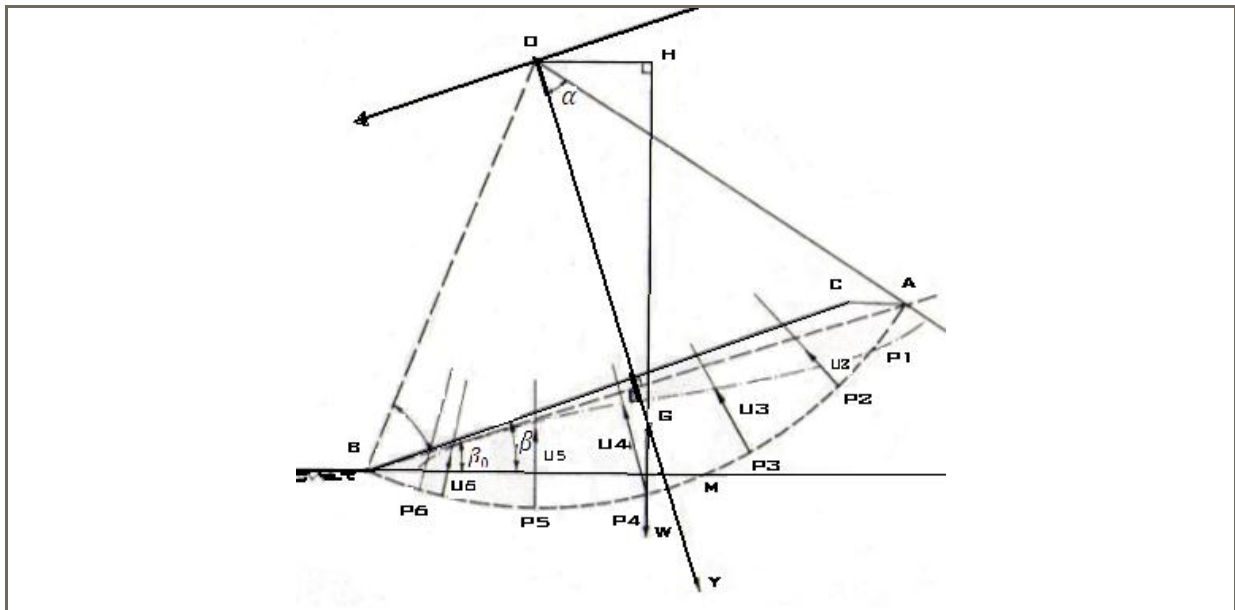
Application numérique :

$$F = \frac{34,11.2 + 291,6.0,213}{115,94} = 1,124$$

✚ Le résultat obtenu montre que le talus est instable

### 3.2.2.2. Par la méthode globale

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



**Figure II-21 : Principe de la méthode globale.**



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

On définit le coefficient de sécurité *F* par :

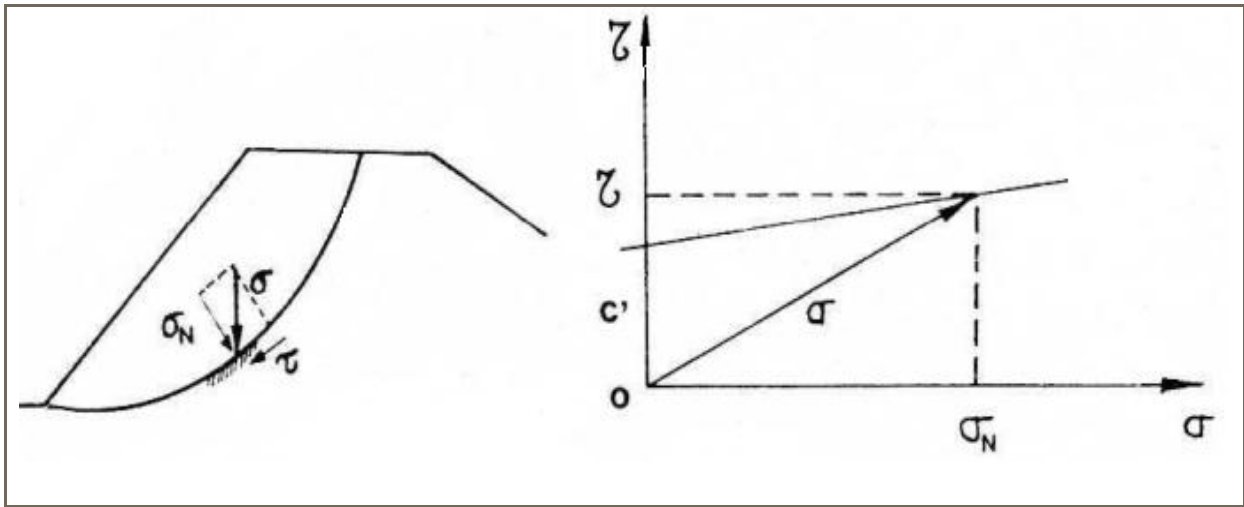
$$tg \varphi' = \frac{tg \varphi}{F} \quad \text{et} \quad C' = \frac{C}{F}$$

*C'* et  $\varphi'$  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  $\sigma$  appliquée sur cette facette a pour composantes :

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



**Figure II-22 : Contraintes appliquées sur une facette**

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

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

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

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

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

$Q$  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 :

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

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  $M_\varphi$ , 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  $\int_{-r}^{+r} |\sigma_N| \cdot R \cdot d\delta$ .

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

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

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

L'équilibre des forces donne en outre :

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

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

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

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

• **Application au glissement d'Oued Ghir.**

Dans notre cas (Figure II-24) :

$$W = W_1 + W_2$$

$W_1$ : Poids de la tranche de terrain unitaire correspondant à la portion du cercle (1)

$W_2$ : Poids de la tranche de terrain unitaire correspondant au triangle (2)

Avec :  $W_1 = \left(\frac{2.\pi.\alpha}{180} - \sin 2\alpha\right) \cdot \frac{R^2}{2} \cdot \gamma = 116,76.2,175 = 253,953 \text{ t}$

$$W_2 = \frac{1}{2} \cdot b \cdot h \cdot \gamma = 36,343 \cdot 2,175 = 79,046 \text{ t}$$

b : La base du triangle (2).

h : La hauteur du triangle (2).

D'où:  $W = 332,999 \text{ t}$ .

Détermination de la position du centre de gravité (C.D.G) de segment de cercle ( $G_1$ )

$$\alpha = 37^\circ = 0,646 \text{ Rad}$$

$$R=26,59 \text{ m}$$

$$OG_1 = \frac{2R}{3} \cdot \frac{\sin^3\alpha}{\alpha - \sin\alpha \cdot \cos\alpha} = 23,39 \text{ m}$$

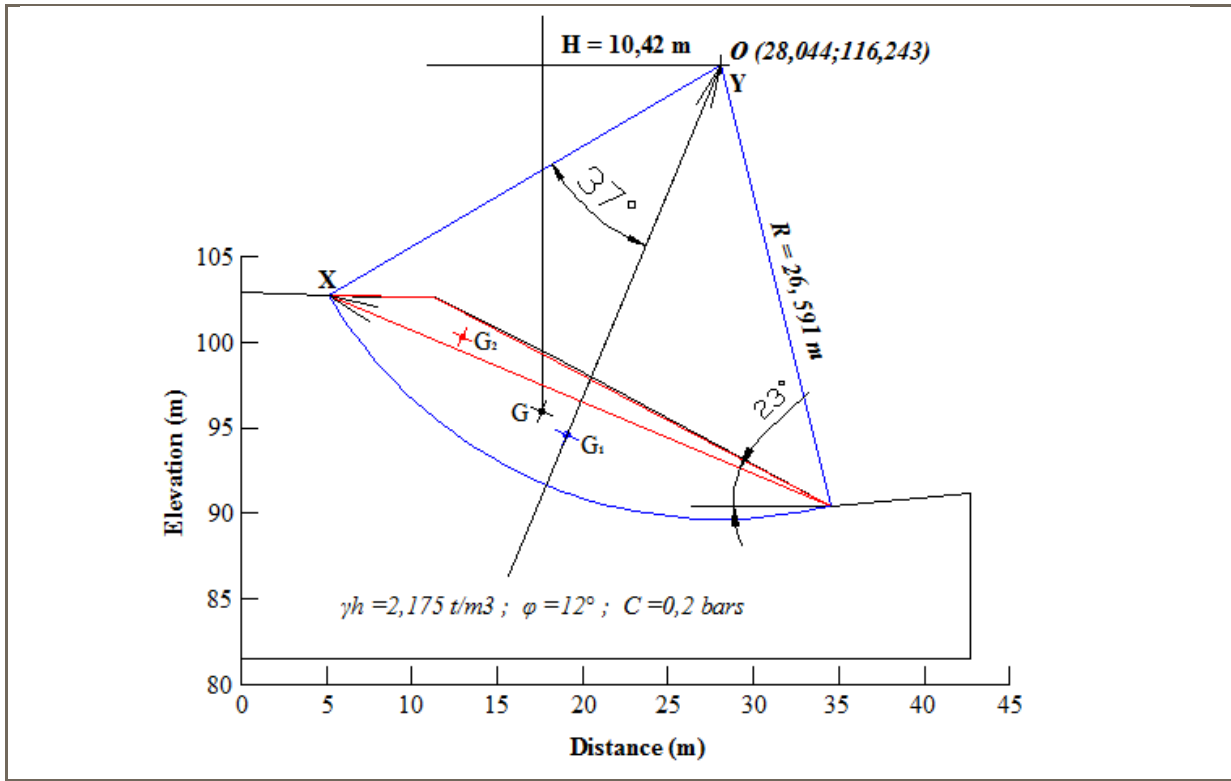
On en déduit:

$$G_1/Y = R \cdot \cos\alpha - OG_1 = 26,59 \cdot \cos 37^\circ - 23,39 = -2,15 \text{ m} \Rightarrow G_1 (0 ; -2,15) \text{ m}$$

▪ La position du centre de gravité (C.D.G) de triangle est :  $G_2 (7,80 ; 0,78) \text{ m}$

▪ La position du centre de gravité (C.D.G) global est :  $G (1,85 ; -1,46) \text{ m}$

OH : est la projection de OG sur l'horizontale, d'ou  $OH = 10,42 \text{ m}$ .



**Figure II-23** : Détermination de F avec la méthode globale

En prenant pour valeur de  $F = 1$ , on peut résoudre l'équation (2) graphiquement (Figure II-24).

$|W| = 332,999 \text{ t}$  (Direction vertical).

$$|C| = \frac{2 \cdot c \cdot R \cdot \sin \alpha}{F} = \frac{2 \cdot 2 \cdot 26,59 \cdot \sin 37}{1} = 64,01 \text{ t}.$$

La construction graphique conduit à  $R_N = 306,76 \text{ t}$ . Reportons cette valeur dans l'équation (1), on obtient :

$$F = \frac{R \cdot \text{tg } \varphi \cdot |R_N| + 2 \cdot c \cdot \alpha \cdot R^2}{|W| \cdot OH} = \frac{26,59 \cdot \text{tg} 12 \cdot 306,76 + 2 \cdot 2 \cdot 0,646 \cdot 26,59^2}{332,999 \cdot 10,42}$$

D'où :  $F = 1,026$

On reprend cette valeur de  $F = 1,026$ , et on retrace un autre diagramme des forces semblable à celui tracé précédemment. (Figure II.26).

$$|C| = \frac{2 \cdot c \cdot R \cdot \sin \alpha}{F} = \frac{2 \cdot 2 \cdot 26,59 \cdot \sin 37}{1,026} = 62,39 \text{ t}$$

On obtient :  $R_N = 306,77 \text{ t}$

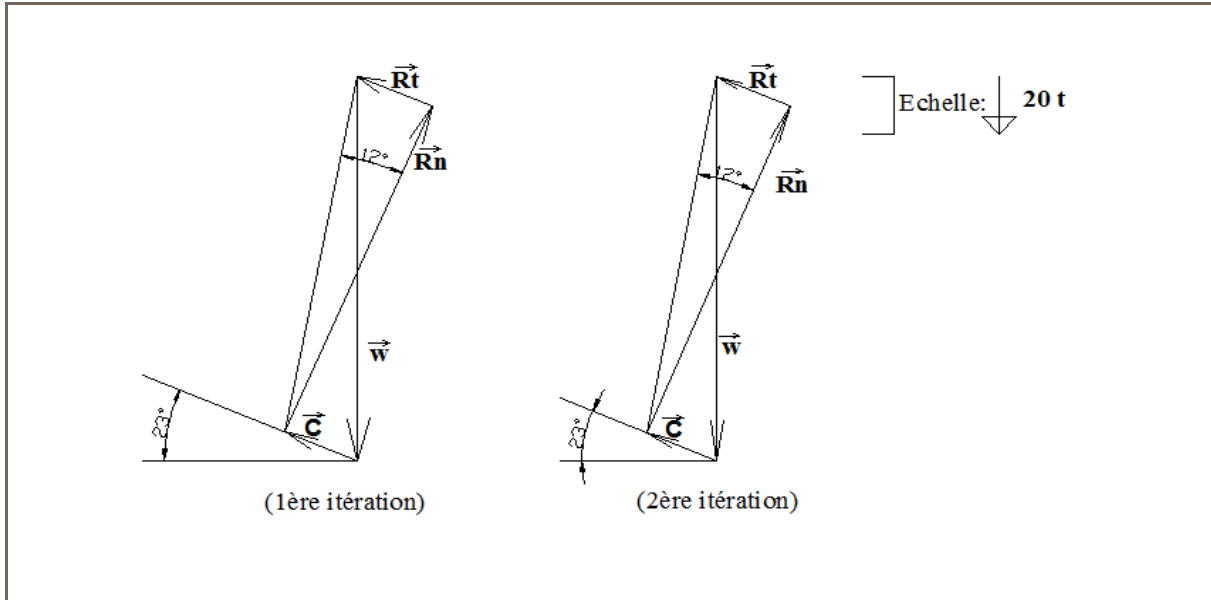
On reporte cette valeur dans l'équation :

$$F = \frac{R \cdot \text{tg } \varphi \cdot |R_N| + 2 \cdot c \cdot \alpha \cdot R^2}{|W| \cdot OH} = \frac{26,59 \cdot \text{tg } 12 \cdot 306,77 + 2 \cdot 2 \cdot 0,646 \cdot 26,59^2}{332,999 \cdot 10,42} = 1,026$$

On obtient finalement:  $F = 1,026$

On a les même valeurs de F ( $F=1,026$ )

✚ Le résultat obtenu montre que le talus est instable



**Figure II-24 : Détermination de Rn**

### 3.2.3. Calcule manuel (à partir de l'abaque de biarez)

Détermination du cercle de rupture passant par le pied de talus en utilisant l'abaque de biarze.

Pour :  $\beta = 28^\circ$ ,  $\varphi = 12^\circ$ ,  $\rightarrow \beta_0 = 24^\circ$ ,  $\alpha_0 = 42^\circ$

La construction graphique de cercle conduit à un rayon  $R=22,8$  m (figure ci-dessous)

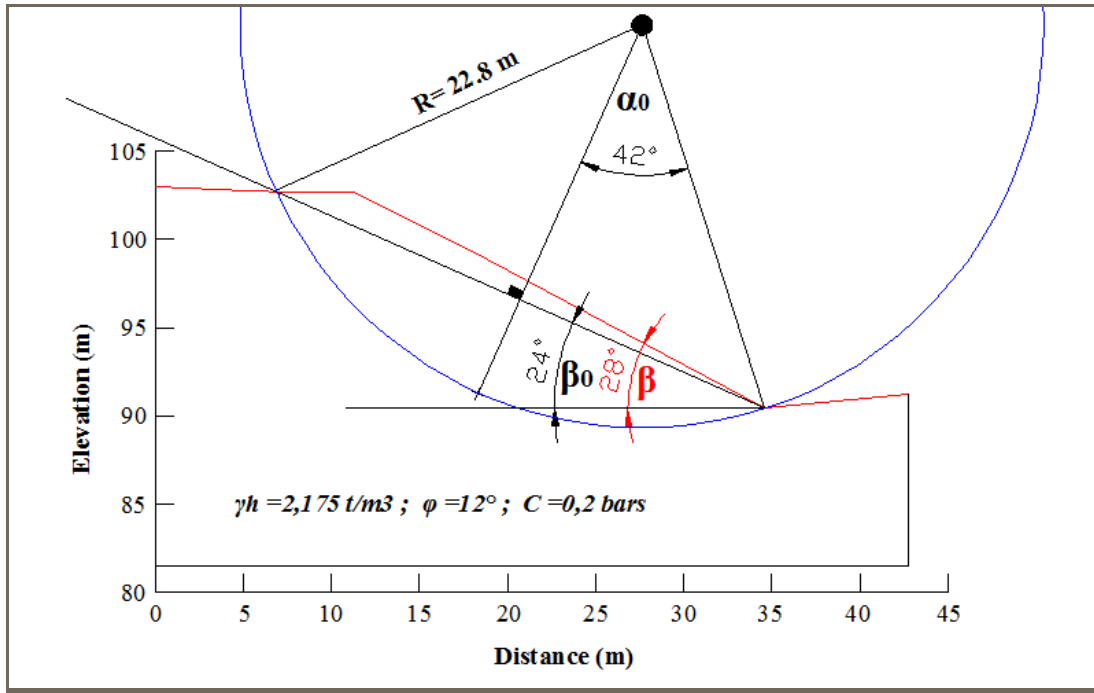


Figure II-25 : cercle de rupture passant par le pied de talus

▪ Calcul  $F_s$  Par la méthode des tranches de Fellenius

On devise la surface on six tranches (Figure II-26)

On calcule le poids  $W$  et l'angle  $\theta$  de chaque tranche (avec  $\gamma_h = 2,175 t/m^3$ )

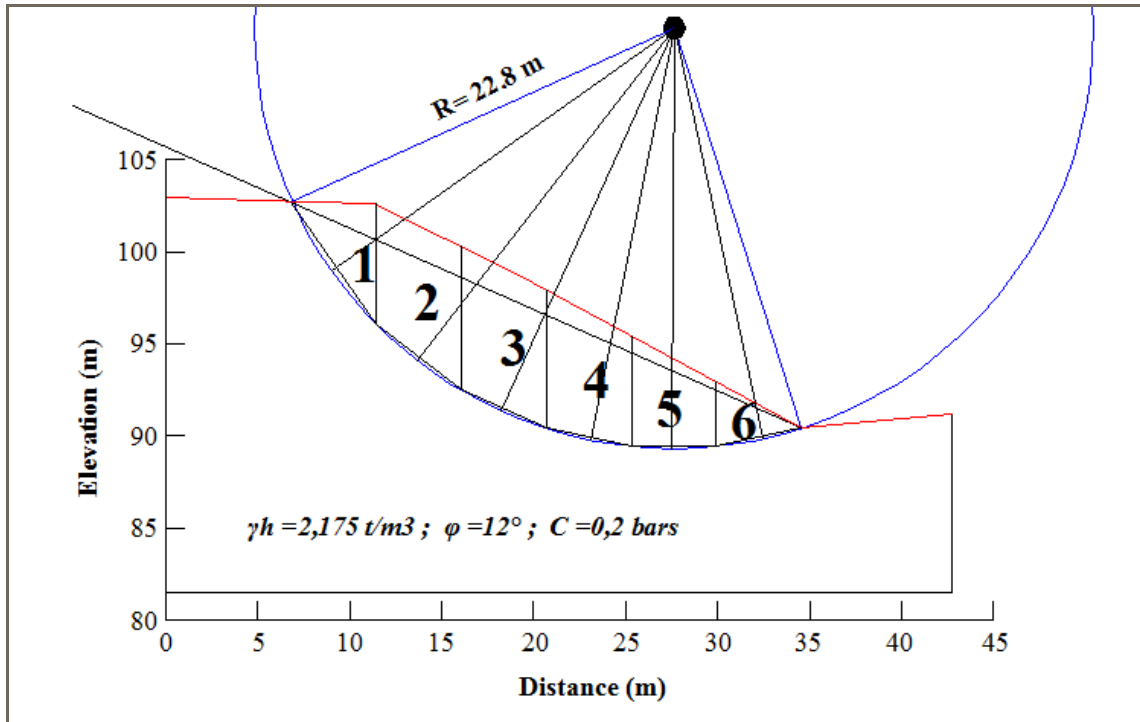


Figure II-26 : Découpage en tranches de talus étudié

N° de la tranche	1	2	3	4	5	6
$W_i(t)$	32,98	71,90	76,99	67,83	47,66	14,49
$\theta_i(^{\circ})$	55	38	24	11	0	- 12
$W_i \cdot \cos\theta_i(t)$	18,92	56,66	70,33	66,58	47,66	14,17
$W_i \cdot \sin\theta_i(t)$	27,02	44,27	31,31	12,94	0	-3,01
$l_i(m)$	8,07	5,87	5,07	4,73	4,63	4,72

**Tableau II-9** : Résultat des paramètres de chaque tranche

Le coefficient de sécurité est donné par la formule suivante :

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

Application numérique :

$$F = \frac{33,09.2 + 274,32.0,213}{112,53} = 1,107$$

✚ Le résultat obtenu montre que le talus est instable

### 4. Conclusion

Le secteur d'étude est situé au sud-ouest de la wilaya de Bejaia, sis au village dit Oued Ghir. Le site de glissement est localisé sur un talus de pente moyenne à élever, C'est un glissement d'ampleur moyenne, qui s'est localisé sur le pied du versant et s'est manifesté sur une longueur de 60 m et une largeur de 40 m environ. Le glissement de Oued Ghir s'est développé dans des terrains argileux, proche de la saturation.

La reconnaissance géologique et géotechnique du terrain montrent que le site est constitué par des formations argilo-graveleuses reposant sur un substratum marneux schisteux, altéré et oxydé en surface évoluant vers des marnes à marno calcaires

Les observations faites sur le site montrent que les causes du désordre sont dues aux :

- L'augmentation des pressions interstitielles par infiltration d'eau.
- Accumulation des précipitations qui fragilisent les substratums.
- La suppression de butée de pied de versant (travaux de terrassements, de l'établissement Pénitencier et l'absence d'un système de confortement du talus).
- La surcharge en remblais sur la crête du talus induit à l'accélération du mouvement sur le terrain
- Le phénomène d'érosion et de ruissèlement observé sur le versant.
- La fragilité des terrains peu consolidés (ayant subi une faible diagenèse), vis-à-vis des phénomènes géodynamiques externes: érosion et altération.
- La nature lithologique du terrain argiles marneuses, marnes schisteuses et marnes tufacées sensibles à l'eau.



## 1. Introduction

La solution du confortement à retenir devra être un résultat des compromis qui tiennent compte de l'analyse des paramètres techniques du site. La connaissance des techniques de stabilisation et les impératif technico-économique

Dans notre cas, plusieurs solutions de confortement sont envisageables pour parer à ce glissement et limiter les désordres. Parmi ces solutions nous avons étudié le confortement par remblai en pied soutenu par un mur en béton armé et le confortement par mur en gabion

## 2. Confortement par remblai en 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 des déplacements de la masse instable.

Pour qu'il soit efficace, il faut réaliser un ancrage dans les formations sous- jacentes en place. Comme dans le cas d'un ouvrage de soutènement

### 2.1. Calcul de la stabilité de la butée

#### 2.1.1. Calcul de l'effort ( $R_1$ ) que doit reprendre la butée

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

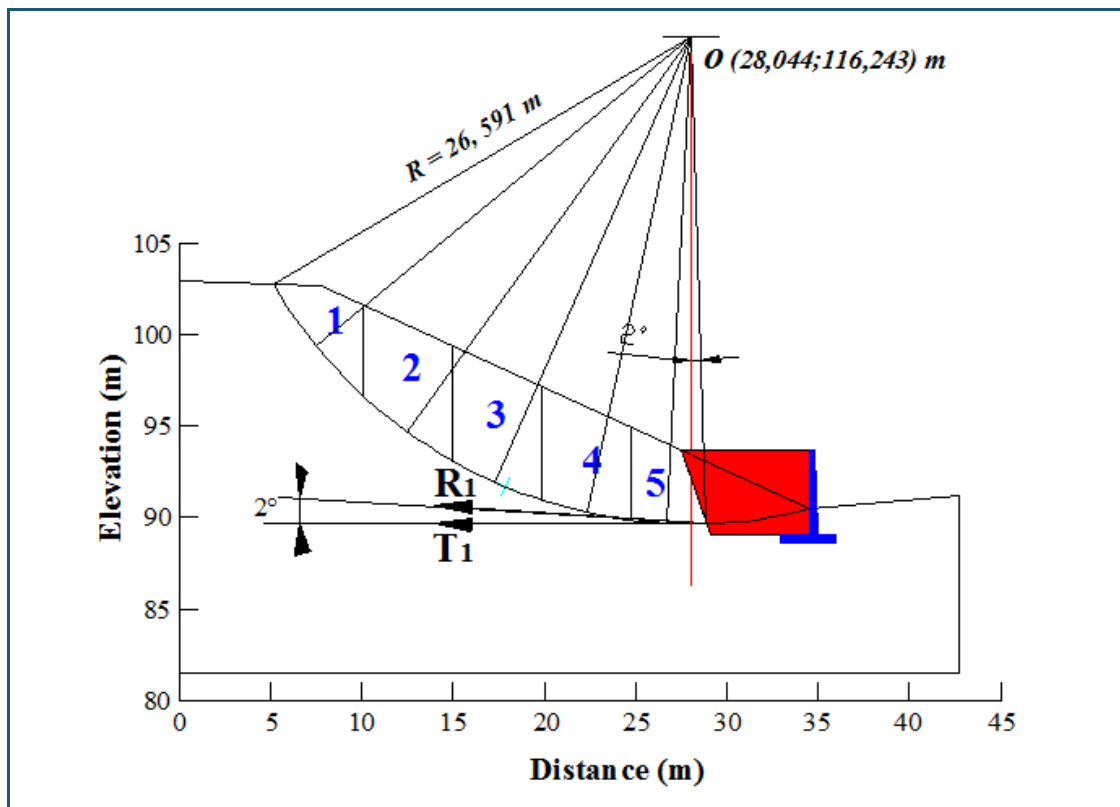


Figure III-1 : Découpage en tranche du nouveau talus pour l'étude de la butée

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

N° de la tranche	1	2	3	4	5
<b>W<sub>i</sub>(t)</b>	29,21	59,99	66,71	60,21	33,12
<b>θ<sub>i</sub>(°)</b>	51	36	24	12	3
<b>W<sub>i</sub>. cosθ<sub>i</sub>(t)</b>	18,38	48,53	60,94	58,89	33,07
<b>W<sub>i</sub>. sinθ<sub>i</sub>(t)</b>	<b>22,70</b>	<b>35,26</b>	<b>27,13</b>	<b>12,52</b>	<b>1,73</b>
<b>l<sub>i</sub>(m)</b>	7,8	6,07	5,35	5,02	4,13

**Tableau III-1 : Résultats des paramètres de chaque tranche**

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

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n C_i \cdot l_i + \tan \varphi \cdot \sum_{i=1}^n W_i \cdot \cos \theta_i + R1}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \theta_i}$$

$$F_s = F_0 + \frac{R1}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \theta_i}$$

$$R1 = (F - F_0) \cdot \sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \theta_i$$

$$R1 = (1,3 - 1) \cdot 99,34 \quad (F_0 = 1 : \text{Au moment de glissement})$$

D'où : **R1 = 29,802 t/ml**

L'angle que fait l'effort **R1** avec l'horizontale est  $\beta = (-2)^\circ$

Donc :  $T1 = R1 \cdot \cos \beta = 29,802 \cdot \cos (-2)^\circ$

D'où **T1 = 29,784 t/ml**

### 2.1.2. Calcul des efforts agissants sur la butée

Les efforts à prendre en compte pour le calcul de la butée sont représentés dans la figure suivant :

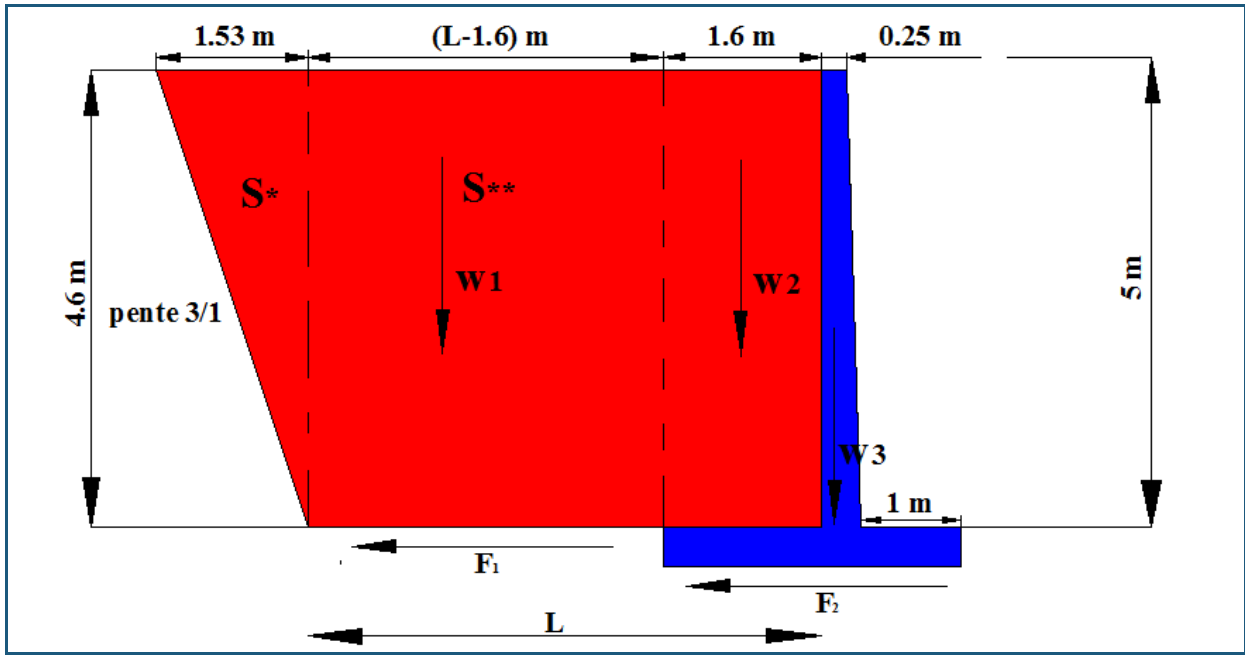


Figure III-2 : Les différents efforts agissant sur la butée

On a :

- TVO:  $\gamma_{\text{tvo}} = 2,2 \text{ t/m}^3$  ;  $\varphi_{\text{tvo}} = 35^\circ$  ;  $C = 0,15 \text{ bars}$
- La hauteur du mur de soutènement :  $h_m = 5 \text{ m}$
- Béton :  $\gamma_B = 2,5 \text{ t/m}^3$
- Terrain naturel :  $\gamma_{\text{sol}} = 2,175 \text{ t/m}^3$  ;  $\varphi_{\text{sol}} = 12^\circ$  ;  $C = 0,20 \text{ bars}$

➤ **Calcul de  $F_1$**

$F_1$  : La force crée entre la couche du TVO et la couche du sol, elle est donnée par :

$$F_1 = W_1 \cdot \tan \varphi_{\text{sol}} + C \cdot (L - 1,6)$$

$$F_1 = 0,435 \cdot W_1 + 2 \cdot (L - 1,6)$$

➤ **Calcul de  $F_2$**

$F_2$  : La force crée entre le mur de soutènement et la couche du sol, elle est donnée par :

$$F_2 = (W_2 + W_3) \cdot \tan \varphi_{s,b} + C \cdot B$$

Avec :  $W_2$  : Poids des terres au-dessus du talon ;

$W_3$  : Poids du mur de soutènement ;

$\tan \varphi_{s,b}$  : Coefficient de frottement sol-béton.

D'où :  $F_2 = (16,192 + 6,7375) \cdot 0,4 + 2 \cdot 3$

$$F_2 = 15,172 \text{ t/ml}$$

### 2.1.3. Estimation du volume $W_1$ afin d'assurer la stabilité au glissement

La condition à satisfaire est :

$$1,5 \cdot T_1 = \sum F_H$$

$$\Rightarrow 1,5 \cdot T_1 = 0,435 \cdot W_1 + 2 \cdot L + 11,972$$

$$\Rightarrow 0,435 \cdot W_1 + 2 \cdot L = 32,704 \dots \dots \dots (*)$$

Soit :

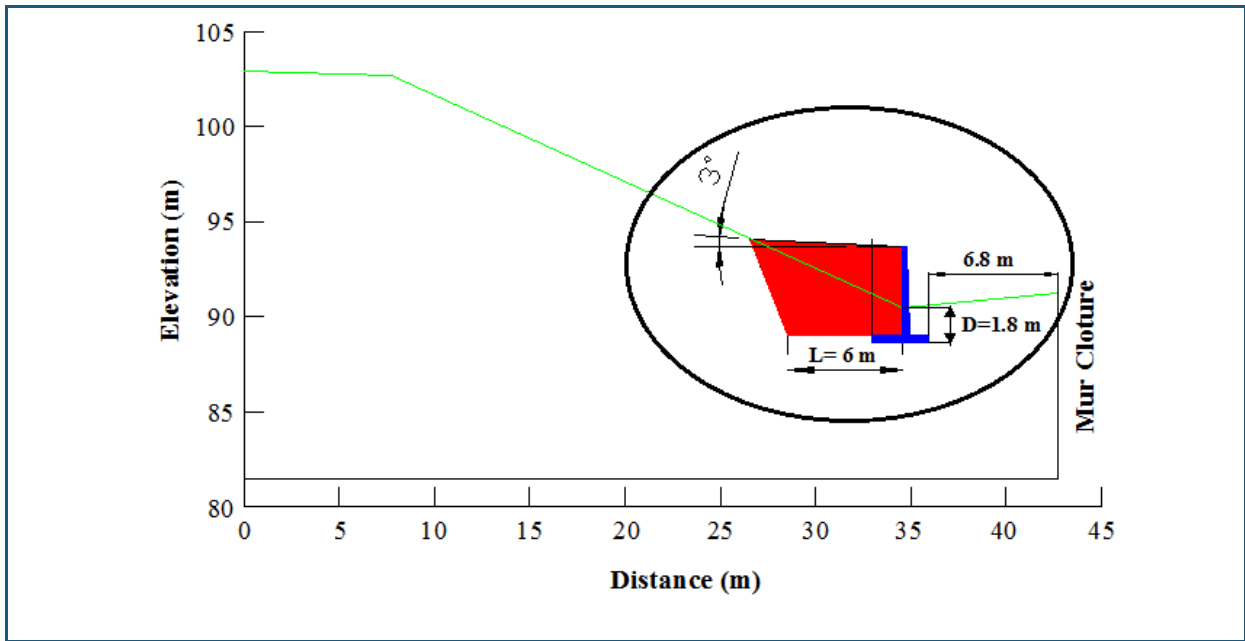
$$S_1 = \frac{W_1}{\gamma_{tvo}} \Rightarrow W_1 = S_1 \cdot \gamma_{tvo} = (4,6 \cdot L - 3,841) \cdot 2,2 = 10,12 \cdot L - 8,45 ; (S_1 = S^* + S^{**})$$

On introduisant la valeur  $W_1$  dans(\*) l'équation devient

$$\Rightarrow 6,402 \cdot L = 36,380$$

$$\Rightarrow L = 5,68 \text{ m}$$

On prend : **L = 6 m**



**Figure III-3** : représentation de la butée

Pour  $L=6 \text{ m}$  on a :

- $W_1 = 57.462 \text{ t/ml} \Rightarrow F_1 = 33,796 \text{ t/ml}$
- $W_2 = 16,340 \text{ t/ml} \Rightarrow F_2 = 15,231 \text{ t/ml}$
- Le volume total du remblai est :  $V_t = 33,546 \text{ m}^2/\text{ml}$

### 2.1.4. Vérification de la stabilité au glissement pour le nouveau volume

La condition à satisfaire est :

$$1,5 \cdot T1 \leq \sum F_H \Rightarrow 1,5 \cdot T1 \leq F_1 + F_2$$

- $1,5 \cdot T1 = 1,5 \cdot 29,784 = 44,676 \text{ t/ml}$
  - $F_1 + F_2 = 33,796 + 15,231 = 49,119 \text{ t/ml}$
- $\Rightarrow 1,5 \cdot T1 < \sum F_H$

Donc la stabilité au glissement est vérifiée.

### 2.2. Vérification à la stabilité du mur de soutènement

Elle consiste à vérifier les critères suivant :

- La stabilité au glissement
- La stabilité au renversement.
- Le poinçonnement.

Les efforts agissants sur le mur de soutènement sont présentés dans la figure suivant :

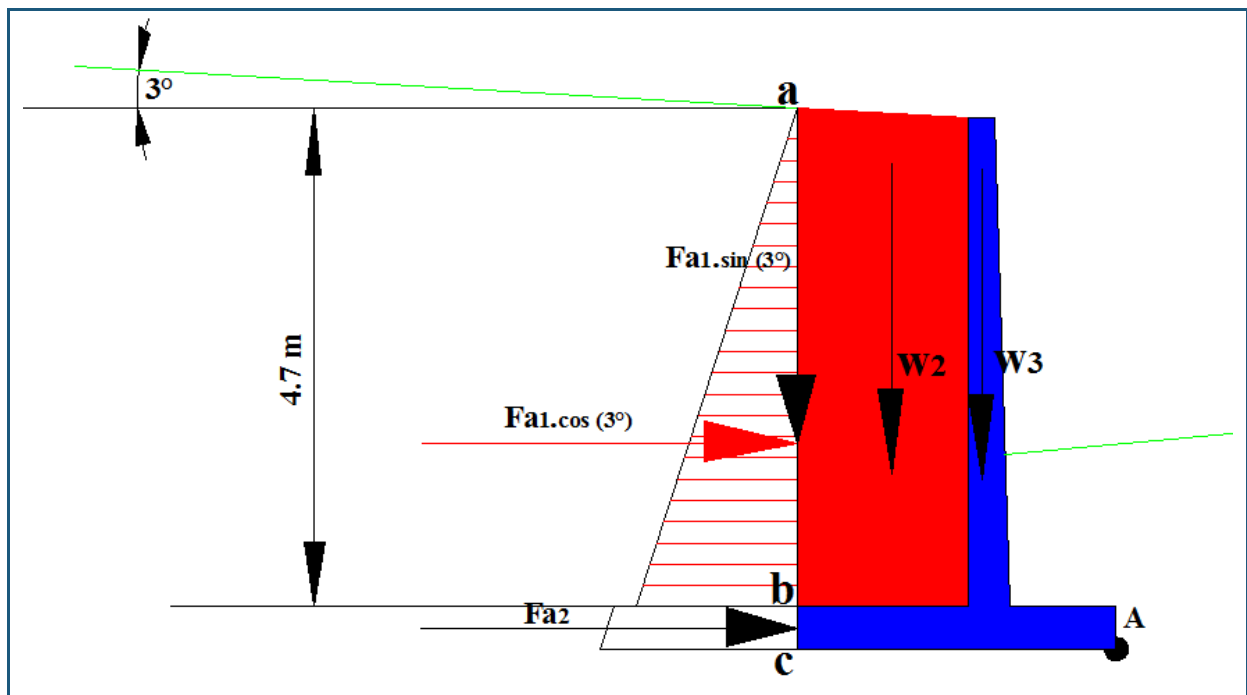


Figure III-4 : Les efforts agissants sur le mur de soutènement

### ▪ Vérification de la stabilité au glissement

La condition à vérifier est :

$$1,5 \cdot \sum F_H < \tan \varphi_{s,b} \cdot \sum F_V + C \cdot B$$

$$\sigma_H = K_a \cdot \sigma_v - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$$

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

$\sigma_H$  : Contrainte horizontale de la poussée

$\sigma_v = \gamma \cdot h$  : Contrainte verticale

$\varphi_1$  : Angle de frottement mur-tvo

- $K_{a_{tvo}} = \frac{\cos^2(\varphi_{tvo})}{\cos(\varphi_1) \cdot \left[ 1 + \left( \frac{\sin(\varphi_1 + \varphi_{tvo}) \cdot \sin(\varphi_{tvo} - \alpha)}{\cos(\varphi_1) \cdot \cos(\alpha)} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,252$ , ( $\varphi_1 = \frac{2}{3} \cdot \varphi_{tvo}$ )
- $K_{a_{sol}} = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi_{sol}}{2} \right) = 0,656$

$$\sigma_{H(a)} = 0$$

$$\begin{aligned} \sigma_{H(b1)} &= K_{a_{tvo}} \cdot \gamma_{tvo} \cdot h_{tvo} - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_{a_{tvo}}} = 0,252 \cdot 2,2 \cdot 4,7 - 2 \cdot 1,5 \cdot \sqrt{0,252} \\ &= 1,099 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\sigma_{H(b2)} = K_{a_{sol}} \cdot \gamma_{tvo} \cdot h_{tvo} - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_{a_{sol}}} = 0,656 \cdot 2,2 \cdot 4,7 - 2 \cdot 2 \cdot \sqrt{0,656} = 3,543 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma_{H(c)} &= K_{a_{sol}} \cdot (\gamma_{tvo} \cdot h_{tvo} + \gamma_{sol} \cdot h_{sol}) - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_{a_{sol}}} \\ &= 0,656 \cdot (2,2 \cdot 4,7 + 2,175 \cdot 0,4) - 2 \cdot 2 \cdot \sqrt{0,656} = 4,114 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{▪ } F_{a1} = \frac{\sigma_{H(b1)} \cdot h_{tvo}}{2} = \frac{1,099 \cdot 4,7}{2} = 2,583 \text{ t/ml}$$

$$\text{▪ } F_{a2} = \frac{\sigma_{H(b2)} + \sigma_{H(c)}}{2} \cdot h_{sol} = \frac{3,543 + 4,114}{2} \cdot 0,4 = 1,531 \text{ t/ml}$$

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

$$\text{Donc : } \sum F_H = F_{a1} \cdot \cos(\alpha) + F_{a2} = 2,583 \cdot \cos(3^\circ) + 1,531 = 4,111 \text{ t/ml}$$

$$\sum F_V = W_2 + W_3 + F_{a1} \cdot \sin(\alpha) = 16,340 + 6,7375 + 2,583 \cdot \sin(3^\circ) = 23,213 \text{ t/ml}$$

$$C \cdot B = 2 \cdot 3 = 6 \text{ t/ml}$$

D'où :  $1,5 \cdot \sum F_H = 6,167 \text{ t/ml} < \tan\varphi_{s,b} \cdot \sum F_V + C \cdot B = 15,285 \text{ t/ml}$

Donc : la stabilité au glissement est vérifiée.

### ▪ 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

$$M_{sta} = 2,203 \cdot W_2 + 1,39 \cdot W_3 + 3 \cdot F_{a1} \cdot \sin(3^\circ)$$

$$M_{sta} = 2,203 \cdot 16,340 + 1,39 \cdot 6,7375 + 3 \cdot 0,135$$

$$D'où : M_{sta} = 45,767 \text{ t.m /ml}$$

#### - Moment renversant

$$M_{ren} = 1,97 \cdot F_{a1} \cdot \cos(3^\circ) + 0,195 \cdot F_{a2} = 1,97 \cdot 2,579 + 0,195 \cdot 1,531$$

$$D'où : M_{ren} = 5,379 \text{ t.m /ml}$$

$$\frac{M_{sta}}{M_{ren}} = \frac{45,767}{5,379} = 8,51 \gg 1,5$$

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

### ▪ La vérification au poinçonnement (tiers central)

On doit vérifier si la résultante des forces 'R' passe par le tiers central de la semelle. Il faut déterminer x, le bras de levier de la composante verticale de la résultante globale des forces sur le mur par rapport à l'extrémité du mur.

$$x = \frac{M_{sta} - M_{ren}}{\sum F_V} = \frac{45,767 - 5,379}{23,213} = 1,74 \text{ m}$$

$$L'excentricité : e = \frac{B}{2} - x = 1,5 - 1,74 = -0,24 \text{ m}$$

$$L'excentricité maximum : E_{max} = \frac{B}{6} = 0,5 \text{ m} \Rightarrow e < E_{max}$$

**Donc :** la résultante des forces 'R' passe par le tiers central de la semelle.

#### - Détermination de la capacité portante

Dans notre cas on utilise le pénétromètre dynamique lourd (PDL), la contrainte  $R_{p,min}$  enregistrée à partir de 1,8 m de profondeur dans les essais des PDL est de 24 bars

$$La \text{ contrainte ultime : } q_u = \frac{R_{p,min}}{7} = \frac{24}{7} = 3,429 \text{ bar}$$

La contrainte admissible ( $F_s = 3$ ) :  $q_{adm} = \frac{q_u - q_0}{F_s} + q_0 = \frac{3,429 - 0,3915}{3} + 0,3915$

$$\Rightarrow \mathbf{q_{adm} = 1,404 \text{ bar}} \quad (q_0 = \gamma_{sol} \cdot D = 0,2175 \cdot 1,8 = 0,3915 \text{ bar})$$

### - Détermination des contraintes appliquée au sol de la fondation

$$\triangleright q_{max} = \frac{\sum F_V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) = \frac{23,213}{3} \left(1 + \frac{6,0,24}{3}\right) = 11,452 \text{ t/m}^2$$

$$\triangleright q_{min} = \frac{\sum F_V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = \frac{23,213}{3} \left(1 - \frac{6,0,24}{3}\right) = 4,024 \text{ t/m}^2$$

$$\triangleright q_{réf} = \frac{3 \cdot q_{max} + q_{min}}{4} = \frac{3 \cdot 11,452 + 4,024}{4} = 9,595 \text{ t/m}^2 = 0,96 \text{ bar} < 1,404 \text{ bars}$$

Finalemnt :  $\mathbf{q_{ref} < q_{adm}}$

On conclut que le sol peut supporter les charges transmises.

### ▪ Le ferrailage du mur en BA

En se basant sur les hypothèses suivantes :

- Béton :  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$  ;
- Acier :  $f_e = 400 \text{ Mpa}$  ;
- Fissuration préjudiciable ;
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99 ;
- Enrobage  $c = 3 \text{ cm}$ .

En effectuant un calcul à l'ELU conformément au BAEL 91 en utilisant le logiciel ROBOT EXPERT « Mur de Soutènement » de béton armé ainsi que la vérification à l'ELS. On trouve une section totale d'armature de  $115 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , et qu'est répartie comme suit :

partie	Voile (coté amont)	Voile (coté aval)	Semelle supérieure	Semelle inférieure	Totale
Section (cm <sup>2</sup> /ml)	16.10	9.10	16.10	9.10	54.4 (cm <sup>2</sup> )
Armatures	8 HA 16	9 HA 12	8 HA 16	9 HA 12	
Espacement (cm)	12.5	11	12.5	12	

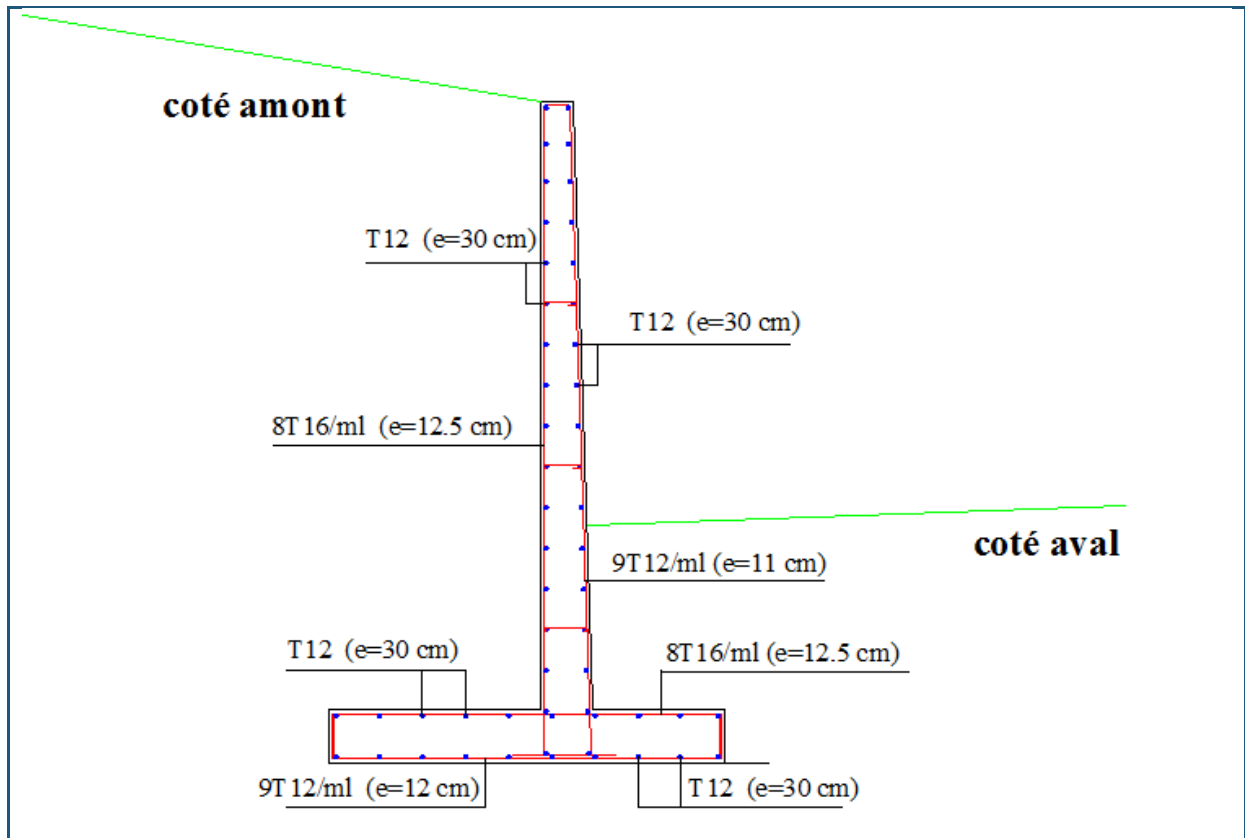
**Tableau III-2** : Section et espacement des armatures transversales.



## Chapitre III : Etude De Confortement

partie	Voile	Semelle	Totale
Section (cm <sup>2</sup> /ml)	38	22.6	60.6 cm <sup>2</sup>
Armatures	32 HA 12	20 HA 12	
Espacement (cm)	30	30	

**Tableau III-3** : Section et espacement des armatures longitudinales.



**Figure III-5** : Schéma de ferrailage du mur en BA.

### 2.3. Analyse du glissement après le confortement par remblai en pied

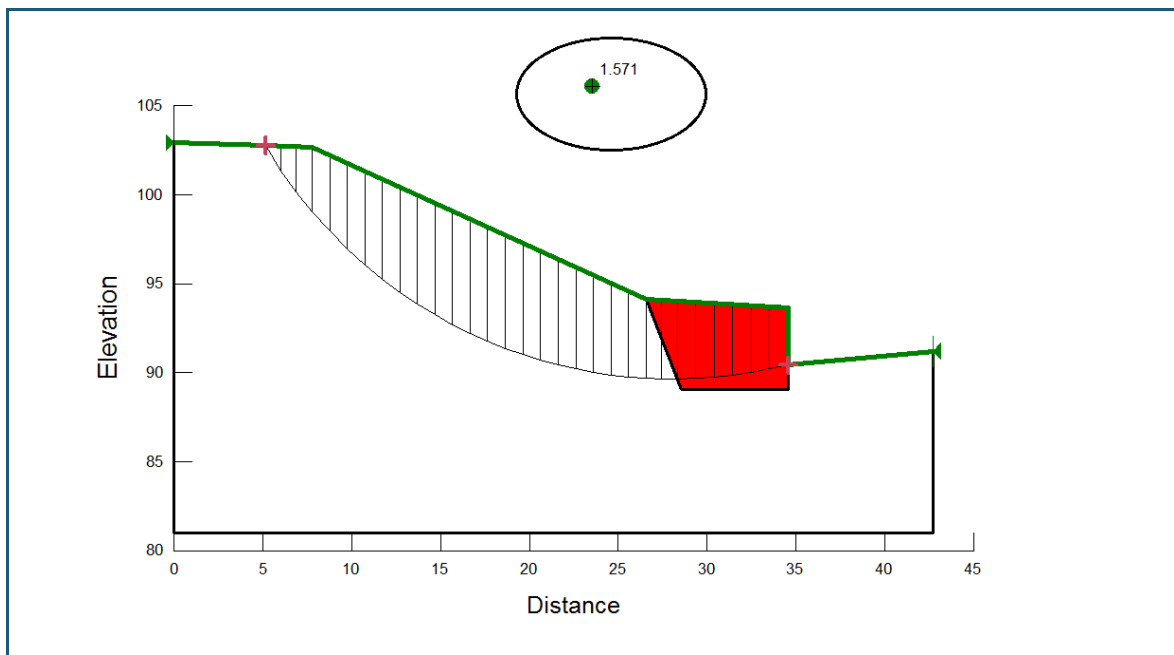
Les résultats obtenus après simulation indiquent que le système de confortement choisit vérifie les conditions de stabilité.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Méthodes	Coefficient de sécurité Fs	commentaires
Fellenius	1,571	stable
Bishop	1,676	stable
Jambu	1,522	stable

**Tableau III-4 : Résultats de Fs après confortement avec un remblai en pied**

Donc en remarque que le coefficient de sécurité est augmenté de 42 %

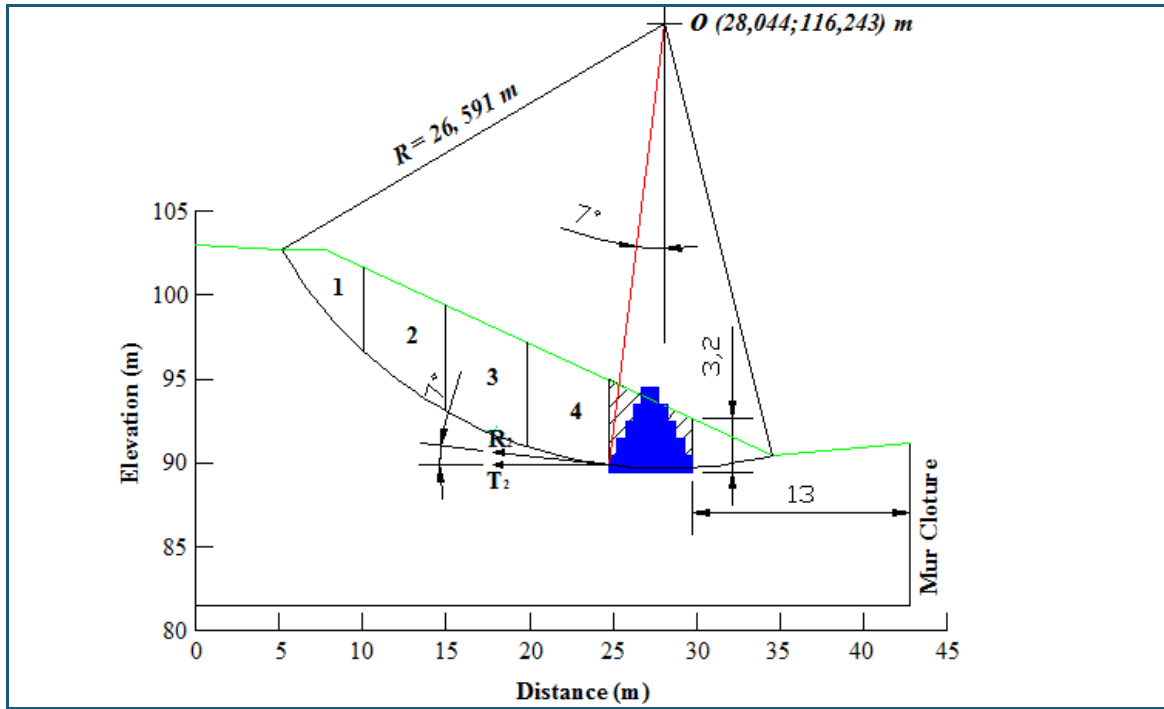


**Figure III-6 : Schéma du talus après le confortement par remblai en pied**

### 3. Confortement par mur en gabions

Un mur en gabions de **5 m** de largeur et de **5 m** de hauteur et environ de **60 m** de longueur ayant pour rôle de contrebalancer les moments moteurs. Le gabion est modélisé comme une couche ayant pour caractéristiques :

$$\gamma_g = 2,5 \text{ t/m}^3 ; \varphi_g = 55^\circ$$



**Figure III-7 : Schéma de la position du mur en gabions**

**3.1. Calcul de l'effort (R2) que doit reprendre la butée**

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

N° de la tranche	1	2	3	4
<b>W<sub>i</sub>(t)</b>	29,21	59,99	66,71	60,21
<b>θ<sub>i</sub>(°)</b>	51	36	24	12
<b>W<sub>i</sub> · cosθ<sub>i</sub>(t)</b>	18,38	48,53	60,94	58,89
<b>W<sub>i</sub> · sinθ<sub>i</sub>(t)</b>	<b>22,70</b>	<b>35,26</b>	<b>27,13</b>	<b>12,52</b>
<b>l<sub>i</sub>(m)</b>	7,8	6,07	5,35	5,02

**Tableau III-5 : Résultats des paramètres de chaque tranche**

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

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n C_i \cdot l_i + \tan \varphi \cdot \sum_{i=1}^n W_i \cdot \cos \theta_i + R_2}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \theta_i}$$

$$F_s = F_0 + \frac{R_2}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \theta_i}$$

$$R_2 = (F - F_0) \cdot \sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \theta_i$$

$$R_2 = (1,3 - 1) \cdot 97,62 \quad (F_0 = 1 : \text{Au moment de glissement})$$

$$\text{D'où : } R_2 = 29,286 \text{ t/ml}$$

L'angle que fait l'effort  $R_2$  avec l'horizontale est  $\beta = (7)^\circ$

$$\text{Donc : } T_2 = R_2 \cdot \cos \beta = 29,802 \cdot \cos (7)^\circ$$

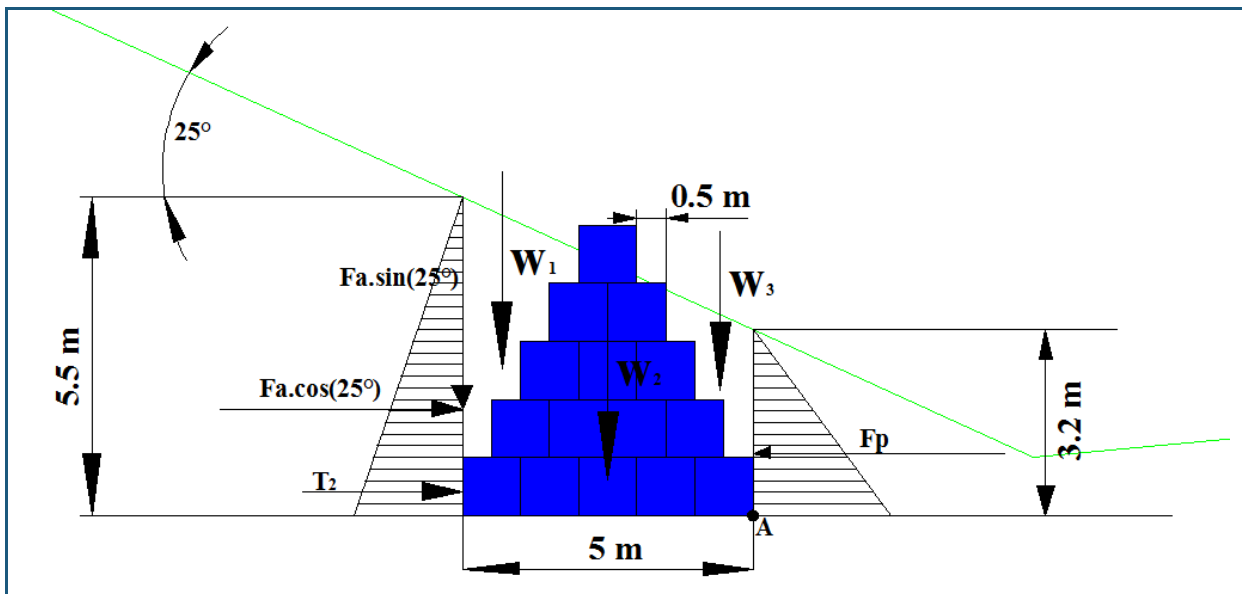
$$\text{D'où } T_2 = 29,068 \text{ t/ml}$$

### 3.2. Vérification à la stabilité du gabion

Elle consiste à vérifier les critères suivant :

- La stabilité au glissement
- La stabilité au renversement.
- Le poinçonnement.

Les efforts agissants sur le gabion sont présentés dans la figure suivant :



**Figure III-8 : Les efforts agissants sur le gabion**

#### ▪ Vérification de la stabilité au glissement

La condition à vérifier est :

$$1,5 \cdot \sum F_H < \tan \varphi_{s,b} \cdot \sum F_V + C \cdot B$$

$$F_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{sol} \cdot K_a \cdot (h_m + 0,5)^2 - c \cdot \sqrt{K_a} \cdot (h_m + 0,5)$$

$$F_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{sol} \cdot K_p \cdot (3.2)^2 + c \cdot \sqrt{K_p} \cdot (3.2)$$

Avec :  $K_a$  : Coefficient de poussée des terres

$K_p$  : Coefficient de butée des terres

$h_m$  : Hauteur du gabion

$\varphi_1$  : Angle de frottement mur-sol

$$\bullet K_a = \frac{\cos^2(\varphi_{sol})}{\cos(\varphi_1) \cdot \left[ 1 + \left( \frac{\sin(\varphi_1 + \varphi_{sol}) \cdot \sin(\varphi_{sol} - \alpha)}{\cos(\varphi_1) \cdot \cos(\alpha)} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}}} = 0,578, \quad (\varphi_1 = \frac{2}{3} \cdot \varphi_{sol})$$

$$K_p = 1/K_a = 1,73$$

$$D'où : F_a = 0,5 \cdot 2,175 \cdot 0,578 \cdot (5,5)^2 - 2 \cdot \sqrt{0,578} \cdot (5,5) = 10,65 \text{ t/ml}$$

$$F_p = 0,5 \cdot 2,175 \cdot 1,73 \cdot (3,2)^2 + 2 \cdot \sqrt{1,73} \cdot (3,2) = 27,683 \text{ t/ml}$$

$$\text{Donc : } \sum F_H = F_a \cos(25^\circ) + T_2 - F_p = 11,037 \text{ t/ml}$$

$$\sum F_V = W_1 + W_2 + F_a \sin(25^\circ) + W_3 = 10,984 + 37,5 + 4,5 + 5,024 = 58,008 \text{ t/ml}$$

$$C \cdot B = 2 \cdot 5 = 10 \text{ t/ml}$$

$$D'où : \quad 1,5 \cdot \sum F_H = 13,244/\text{ml} \ll \tan \varphi_{s,b} \cdot \sum F_V + C \cdot B = 33,203 \text{ t/ml}$$

Donc : la stabilité au glissement est vérifiée.

### ▪ 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**

$$M_{sta} = 4,31 \cdot W_1 + 2,5 \cdot W_2 + 5 \cdot F_a \sin(25^\circ) + 0,59 \cdot W_3$$

$$M_{sta} = 4,31 \cdot 10,984 + 2,5 \cdot 37,5 + 5 \cdot 4,5 \cdot 0,59 \cdot 5,024$$

$$D'où : M_{sta} = 166,55 \text{ t.m /ml}$$

### - Moment renversant

$$M_{\text{ren}} = 1,83 \cdot F_a \cos(25^\circ) + 0,4 \cdot T_2$$

$$D'o\grave{u} : M_{\text{ren}} = 29,287 \text{ t.m /ml}$$

$$\frac{M_{\text{sta}}}{M_{\text{ren}}} = \frac{166,55}{29,287} = 5,69 \gg 1,5$$

Donc : la stabilité au renversement est vérifiée.

### ▪ La vérification au poinçonnement (tiers central)

Il faut déterminer  $x$ , le bras de levier de la composante verticale de la résultante globale des forces sur le mur par rapport à l'extrémité du mur.

$$x = \frac{M_{\text{sta}} - M_{\text{ren}}}{\sum F_V} = \frac{166,55 - 29,287}{58,008} = 2,37 \text{ m}$$

$$L'excentricité : e = \frac{B}{2} - x = 2,5 - 2,37 = 0,13 \text{ m}$$

$$L'excentricité maximum : E_{\text{max}} = \frac{B}{6} = 0,83 \text{ m} \Rightarrow e < E_{\text{max}}$$

**Donc :** la résultante des forces ' $R$ ' passe par le tiers central de la semelle.

### - Détermination de la capacité portante

Dans notre cas en utilise le pénétromètre dynamique lourd (PDL), la contrainte  $R_{p,\text{min}}$  enregistrée à partir de 3,2 m de profondeur dans les essais des PDL est de 63 bars

$$\text{La contrainte ultime : } q_u = \frac{R_{p,\text{min}}}{7} = \frac{63}{7} = 9 \text{ bar}$$

$$\text{La contrainte admissible ( } F_s = 3 \text{ ) : } q_{\text{adm}} = \frac{q_u - q_0}{F_s} + q_0 = \frac{9 - 0,696}{3} + 0,696$$

$$\Rightarrow q_{\text{adm}} = 3,464 \text{ bars ( } q_0 = \gamma_{\text{sol}} \cdot D = 0,2175 \cdot 3,2 = 0,696 \text{ bar )}$$

### - Détermination des contraintes appliquée au sol de la fondation

$$\text{➤ } q_{\text{max}} = \frac{\sum F_V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) = \frac{58,008}{5} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,13}{5}\right) = 13,411 \text{ t/m}^2$$

$$\text{➤ } q_{\text{min}} = \frac{\sum F_V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = \frac{58,008}{5} \left(1 - \frac{6 \cdot 0,13}{5}\right) = 9,792 \text{ t/m}^2$$

$$\text{➤ } q_{\text{réf}} = \frac{3 \cdot q_{\text{max}} + q_{\text{min}}}{4} = \frac{3 \cdot 13,411 + 9,792}{4} = 12,506 \text{ t/m}^2 = 1,251 \text{ bar} < 3,464 \text{ bars}$$

Finalem nt :  $q_{\text{réf}} < q_{\text{adm}}$

On conclut que le sol peut supporter les charges transmises.

### 3.3. Analyse du glissement après le confortement par mur en gabions

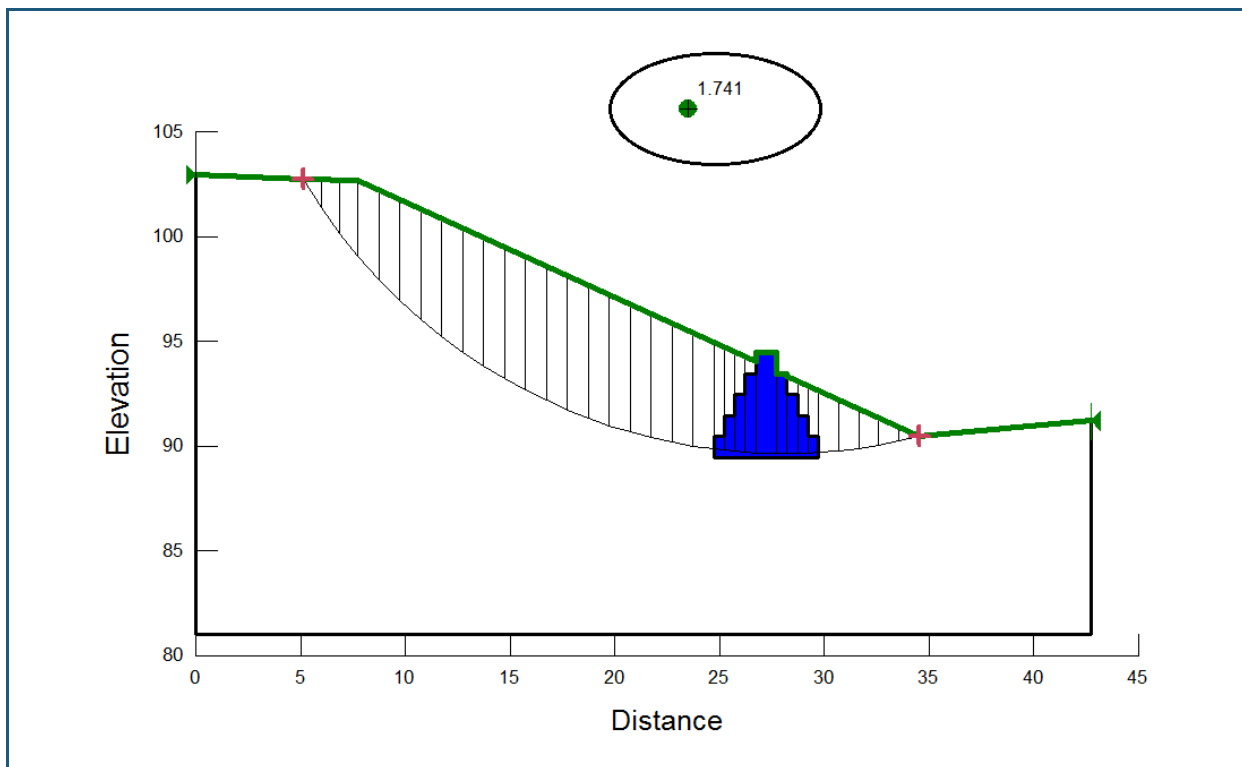
Les résultats obtenus après simulation indiquent que le système de confortement choisit vérifie les conditions de stabilité.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Méthodes	Coefficient de sécurité Fs	commentaires
<b>Fellenius</b>	1,741	stable
<b>Bishop</b>	1,800	stable
<b>Jambu</b>	1,621	stable

**Tableau III-6** : Résultats de Fs après confortement avec un mur en gabions

Donc en remarque que le coefficient de sécurité est augmenté de 57 %



**Figure III-9** : Schéma du talus après confortement par mur en gabions

**4. Devis quantitatifs estimatifs des solutions**

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 comparative entre les deux solutions proposées dans le calcul du confortement pour voir laquelle coutera moins chère.

désignation	Prix unitaire (DA/m <sup>3</sup> )	Quantité (m <sup>3</sup> )	Prix total (DA)	Montant total du mur en B.A et remblai en pied (DA)
Terrassement	<b>500</b>	<b>1440,108</b>	<b>720054</b>	<b>12898858.8</b>
TVO	<b>900</b>	<b>4428,072</b>	<b>3985264.8</b>	
Compactage	<b>1500</b>	<b>2012,76</b>	<b>3019140</b>	
Béton armé	<b>32000</b>	<b>161,7</b>	<b>5174400</b>	

**Tableau III-7 : Le devis du remblai en pied et mur en B.A**

désignation	Prix unitaire (DA/m <sup>3</sup> )	Quantité (m <sup>3</sup> )	Prix total (DA)	Montant total du mur en gabions (DA)
Terrassement	<b>500</b>	<b>2831,85</b>	<b>1415925</b>	<b>6845925</b>
Gabions	<b>6000</b>	<b>900</b>	<b>5400000</b>	

**Tableau III-8 : Le devis du mur en gabions**

**5. Conclusion**

D'après les résultats de la comparaison économique entre les deux solutions, on constate que le prix de réalisation du remblai en pied avec un mur en B.A est plus élevé que celui du mur en gabion, donc ce dernier est plus intéressant économiquement.

Même pour le facteur de sécurité le confortement avec un mur en gabion est le plus intéressant.



## **Conclusion Générale**

---

L'étude présentée dans ce mémoire a pour finalité, l'étude de la stabilité et du confortement du glissement de terrain survenu sur le chemin communal reliant la RN12 au village Amadane et Boumansour au niveau de l'établissement pénitencier d'Oued Ghir (W) de Bejaia.

En se basant sur les paramètres géotechniques et topographiques de la zone de glissement, une analyse du mouvement de terrain a été menée par le logiciel " Géoslope ". De cette analyse, nous avons constaté que le site est instable.

Le confortement d'un glissement de terrain passe d'abord, par la localisation de la surface de rupture dans le sol afin de connaître ses dimensions et en particulier sa profondeur.

Dans notre projet, nous avons proposé deux modes de confortement à savoir, le remblai au pied de la butée soutenu par un mur en B.A et un mur en gabions. Les deux modes étudiés présentent un confortement fiable puisque le facteur de sécurité est augmenté de plus de 40 % après vérification.

D'après la comparaison économique entre le remblai au pied de la butée et le mur en gabions, on constate que le confortement de glissement par le gabionnage est la technique la plus avantageuse d'un point de vue économique, et en plus c'est un procédé facile à mettre en œuvre et rapide.

## Références Bibliographiques

---

- [1] : **A. SOFIANE** «étude de stabilité et de confortement du glissement de terrain de la cite des 50 logements mezghitane (Jijel)» Thèse Magister, univ Abderrahmane-Mira, BEJAIA 2012.
- [2] : **FILLIAT, G, (1981)**. La pratique des sols et des fondations. Ed. Moniteur. Paris, pp. 555-626.
- [3] : **G.PHILIPPONNAT**. (1998). Fondation et ouvrage en terre. Eyrolles.
- [4] : **DURVILLE, J. L., & GILLE, S.** (2008). Stabilité des pentes, glissement en terrains meubles. Technique de l'ingénieur, traité de construction.
- [5] : **DURVILLE, J-L & SÈVE, G.** Glissement des terrains meubles. Technique de l'ingénieur.
- [6] : **COSTET, J., ET SANGLERAT, G, (1981)**. Cours pratique de mécanique des sols Tome 1 – Plasticité et calcul des tassements. Ed. Dunod. Paris.
- [7] : **LEBOURG, M. T.** (2000, novembre 7). Analyse Géologique et mécanique de glissement de terrain dans des moraines des Pyrénées centrales et occidentales. Bordeaux, FRANCE.
- [8] : **SCHLOSSER F .et DORMIEUX L.** –Talus et soutènements en dynamique des sols. Presses se l'école Nationale des ponts et chaussées- Revue français de Géotechnique N°37,pp 40-60,1986.
- [9] : **GUEYE I** –Résistance au cisaillement des sols non saturés et stabilité des pentes. Thèse de doctorat, école polytechnique Fédérale de Lausanne, 1993.
- [10]: **FREDLUND D G** –Slope stability hazard management Systems. Journal of Zhejaing University Sciences A. pp1696-1711.2007.
- [11]: **DUNCAN J M et WRIGHT S.G** –Soil strength and slope stability. John wiley and Sous, Inc.297p, Habokan, New jersey, 2005.
- [12]: **MASEKANYA. J P.** –Stabilité des pentes et saturation partielle. Etude expérimentale et modélisation numérique. Thèse de doctorat. Université de Liège, 2008.
- [13]: **LAMBER.T W**-Prediction in soil engineering's, Géotechnique, 23, 1973
- [14]: **CHOWDHURY R.N** –Slope analysis .Development in geotechnical engineering .vol.22. Elsevier, Amsterdam, 1978.
- [15]: **FELLENIOUS .W** –Erdstatische berechnunger mit reidung end Kohaesion.Berlin, Ernst, 1927.


## **Références Bibliographiques**

---

- [16] : **LADGHEM, C. F** : Prévention du risque mouvement de terrain par l'utilisation des paramètres». Mémoire de magister. Université de M'sila.2009.
- [17] : **TECHNIQUE DE L'INGENIEURE**. Stabilité des pentes.
- [18] : **AHMED, A** « étude numérique et confortement d'un glissement de terrain sur la RN 12» Mémoire d'ingéniorat, Ecole Nationale Polytechnique, El-Harrach. 2012.
- [19] : **WWW.SIGRA.COM .AU**
- [20] : **HAMMADI .Y**, « cartographie géotechnique des risques de Glissement(CRG) et des risques d'inondation(CRI) de la ville de Bejaia » Thèse Magister, univ. A .MIRA.de Bejaia. 2011.
- [21] : **PHILIPPONNAT G, ET HUBERT B**, (1997). Fondations et ouvrages en terre. Ed Eyrolles. Paris.
- [22] : **HABIB, P.**, (1997).Génie Géotechnique-Application de la mécanique des sols et des roches. Ed. Ellipses AUPELF/UREF. Paris.
- [23] : **FAER**. Sites expérimentaux de remblais sur sols mous et suivi d'ouvrages réels. Fiche d'Action Elémentaire de recherche n°06.16.
- [23] : **SCHLOSSER F .ET DORMIEUX L**. –Talus et soutènements en dynamique des sols. Presses se l'école Nationale des ponts et chaussées- Revue français de Géotechnique N°37, pp 40-60,1986.
- [24] :**L'AIDE INTEGRER DANS LE LOGICIEL GEOSTUDIO 2007**

# Annexes




 <b>مختبر الصوامم للمراقبة النوعية والمطابقة لمواد البناء، الطرق والاشغال العمومية</b> <b>LABORATOIRE SOUMMAM : D'ANALYSE DE LA QUALITE DES MATERIAUX CONSTRUCTIONS</b> <b>BÂTIMENTS, ROUTES ET TRAVAUX PUBLICS</b> SNC BOUNIA SAMIR ET FRERES / Agrément n° 155 du 14/07/2009 Adresse : Route de l'hôpital Amizour 06300 (w) Bejaia Tel : 034 24 07 16 / Telfax 034 24 06 91										<b>RAPPORT DE FORAGE</b> Sondage : SC01				
Projet : <b>GLISSEMENT DE TERRAIN</b> Endroit : <b>OUED GHIR</b>					Dossier N° : <b>018.EG2013.</b> Client : <b>BET.BOUZIDI</b>									
Date début : Date fin : Profondeur forée (m) : 12 Niveau d'eau (m) :		Coordonnées GPS : X : Y : Z :		Boue de forage : Type forage : Foreuse :		Etat des échantillons : Intact <input type="checkbox"/> Remanié <input type="checkbox"/> Paraffiné <input type="checkbox"/> Roche <input type="checkbox"/>								
Echelle (m)	Elevation (m)	Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE	
	-0,50		25 50 75 100									Remblais		
1,0	0,50											Argileuses graveleuses à caillouteuses de couleur beiges à jaunâtres		
2,0	-1,50											Marnes schisteuses fribles à marnes moyennement compactes		
3,0	1,50													
4,0														
5,0														
6,0	-6,00													
7,0	6,00													
8,0														
9,0														
10,0														
11,0														
12,0	-12,00													
13,0	12,00													
14,0														
15,0														
16,0														
17,0														
Fin du forage à une profondeur de 12 m.														
REMARQUES :											TYPE D'ECHANTILLON : CF : Carotte froids TM : Tube à paroi fine PC : Tube à paroi épaisse CR : Tube carottier TO : Tube ouvert		ABREVIATIONS : AG : Analyse granulométrique S : Sédimétrie L : Unités d'Alleberg (SLLIP) W : Teneur en eau PV : Poids volumique (Gd, Gw) AC : Analyse chimique CB : Cisaillement rectiligne TR : Cisaillement Triaxial RC : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique GL : Gonflement libre R : Pexis à l'emboisement	
Prépare par :					Vérifié par :					16/04/2014		Page : 1 de 1		

## Coupe lithologique du sondage N°1

# Annexes




 مختبر الصومام للمراقبة النوعية والمطابقة لمواد البناء، الطرق والاشغال العمومية LABORATOIRE SOUMMAM : D'ANALYSE DE LA QUALITE DES MATERIAUX CONSTRUCTIONS BÂTIMENTS, ROUTES ET TRAVAUX PUBLICS SNC BOUNIA SAMIR ET FRERES / Agrément n° 155 du 14/07/2009 Adresse : Route de l'hôpital Amizour 06300 (w) Bejaia Tel : 034 24 07 16 / Telfax 034 24 06 91		<b>RAPPORT DE FORAGE</b> Sondage : SC02 Dossier N° : 018.EG2013. Client : BET.BOUZIDI																	
<b>Projet : GLISSEMENT DE TERRAIN</b> <b>Endroit : OUED GHIR</b>				Date début : Date fin : Profondeur forée (m) : 13 Niveau d'eau (m) :				Coordonnées GPS : X : Y : Z :				Boue de forage : Type forage : Foreuse :				Etat des échantillons : Intact <input type="checkbox"/> Remanié <input type="checkbox"/> Paraffiné <input type="checkbox"/> Roche <input type="checkbox"/>			
Échelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération				SPT (N1 + N2)	RGD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE				
		25	50	75	100														
0,00	0,00												remblais						
1,00	-1,00												Argileux graveleuses à caillouteuses de couleur beiges à jaunâtres						
2,00	-2,00												marnes schisteuses altérées et friables moyennement compactes						
3,00	-3,00												marnes schisteuses friables à marnes moyennement compactes à filonnet de calcite.						
4,00	-4,00												marnes compactes à marno-calcaires de couleur grisâtres						
5,00	-5,00																		
6,00	-6,00																		
7,00	-7,00																		
8,00	-8,00																		
9,00	-9,00																		
10,00	-10,00																		
11,00	-11,00																		
12,00	-12,00																		
13,00	-13,00												Fin du forage à une profondeur de 13 m.						
14,00	-14,00																		
15,00	-15,00																		
16,00	-16,00																		
17,00	-17,00																		
REMARQUES :												TYPE D'ECHANTILLON : CF : Carottier à vide TM : Tube à paroi mince PS : Tube à paroi épaisse CR : Tube carottier TO : Tube ouvert		ABBREVIATIONS : AG : Analyse granulométrique G : Géométrie L : Unités d'Allenberg (W/LIP) W : Teneur en eau PV : Poids volumique (G <sub>s</sub> , G <sub>w</sub> ) AC : Analyse chimique		CIS : Cisaillement rectiligne TR : Cisaillement Triaxial RC : Résistance à la compression OED : Essai œdométrique GL : Gonflement libre R : Retard à l'enfoncement			
Préparé par :				Vérifié par :				16/04/2014				Page : 1 de 1							

Coupe lithologique du sondage N°2

# Annexes




 مختبر الصوامع للمراقبة النوعية و المطابقة ل مواد البناء، الطرق و الأشغال العمومية LABORATOIRE SOUMMAM : D'ANALYSE DE LA QUALITÉ DES MATÉRIAUX CONSTRUCTIONS BÂTIMENTS, ROUTES ET TRAVAUX PUBLICS SNC BOUNIA SAMIR ET FRÈRES / Agrément n° 155 du 14/07/2009 Adresse : Route de l'hôpital Amizour 06300 (w) Bejaia Tel : 034 24 07 16 / Telfax 034 24 06 91		<b>RAPPORT DE FORAGE</b> Sondage : SC03													
Projet : <b>GLISSEMENT DE TERRAIN</b> Endroit : <b>oued ghir</b>				Dossier N° : <b>018.EG2013.</b> Client : <b>BET.BOUZIDI</b>											
Date début : Date fin : Profondeur forée (m) : 12 Niveau d'eau (m) :		Coordonnées GPS: X : Y : Z :		Boue de forage : Type forage : Foreuse :		Etat des échantillons : Intact <input type="checkbox"/> Remanié <input type="checkbox"/> Paraffiné <input type="checkbox"/> Roche <input type="checkbox"/>									
Echelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération				SPT (N1 + N2)	ROD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
		25	50	75	100										
1.0	-1.00 1.00													Remblais	
2.0	-3.00 3.00													marnes schisteuses altérées et friables avec inclusion de tufs	
3.0	-3.00 3.00													marnes intercalées avec des tufs andestitiques	
4.0	-5.00 5.00													marno-calcaires avec passages d'horizons de tufs andestitiques	
5.0	-5.00 5.00													Tufs andestitiques	
6.0	-8.00 8.00													Fin du forage à une profondeur de 12 m.	
7.0	-8.00 8.00														
8.0	-8.00 8.00														
9.0	-8.00 8.00														
10.0	-8.00 8.00														
11.0	-8.00 8.00														
12.0	-12.00 12.00														
13.0	-12.00 12.00														
14.0	-12.00 12.00														
15.0	-12.00 12.00														
16.0	-12.00 12.00														
17.0	-12.00 12.00														
REMARQUES :												TYPE D'ECHANTILLON : CF : Carottier à vide TM : Tube à paroi lisse PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier TO : Tube ouvert	ABREVIATIONS : AG : Analyse granulométrique S : Sédimentométrie L : Unies d'Atterberg (WL, IP) W : Teneur en eau P <sub>L</sub> : Poids spécifique (G <sub>s</sub> , G <sub>m</sub> ) AC : Analyse chimique CIB : Cisaillement circulaire TR : Cisaillement Triaxial R <sub>c</sub> : Résistance à la compression OEB : Essai oedométrique GL : Gonflement libre R : Rektur à l'enfoncement		
Préparé par :				Vérifié par :				16/04/2014				Page : 1 de 1			

## Coupe lithologique du sondage N°3

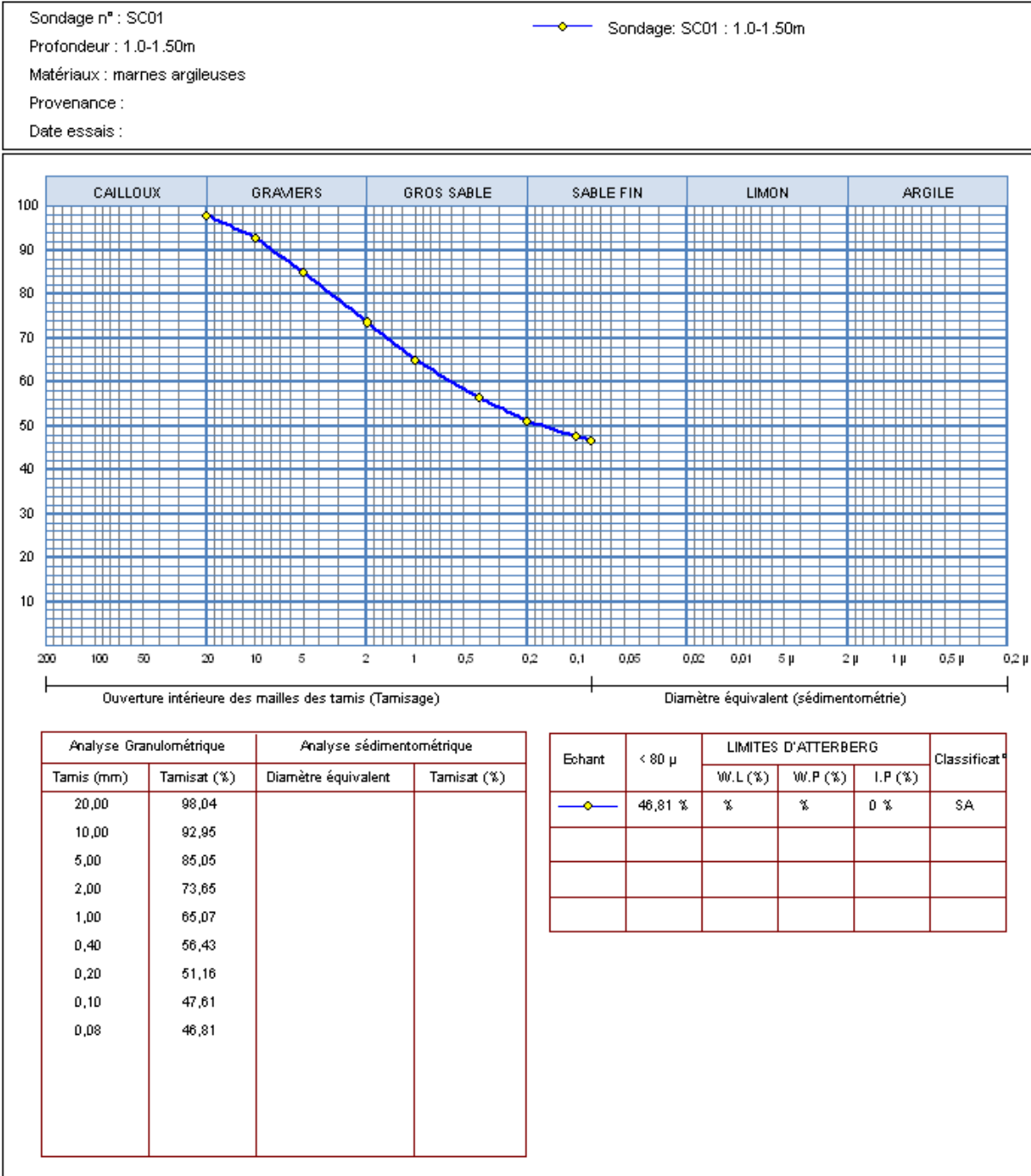
# Annexes



 <b>مختبر الصوامم للمراقبة النوعية والمطابقة لمواد البناء، الطرق والأعمال العمومية</b> <b>LABORATOIRE SOUMMAM : D'ANALYSE DE LA QUALITE DES MATERIAUX CONSTRUCTIONS</b> <b>BÂTIMENTS, ROUTES ET TRAVAUX PUBLICS</b> SNC BOUNIA SAMIR ET FRERES / Agrément n° 155 du 14/07/2009 Adresse : Route de l'hôpital Amizour 06300 (w) Bejaia Tel : 034 24 07 16 / Telfax 034 24 06 91										<b>RAPPORT DE FORAGE</b> Sondage : SC04			
<b>Projet : GLISSEMENT DE TERRAIN</b> <b>Endroit : OUED GHIR</b>					<b>Dossier N° : 018.EG2013.</b> <b>Client : BET.BOUZIDI</b>								
Date début : Date fin : Profondeur forée (m) : 10 Niveau d'eau (m) :		Coordonnées GPS: X : Y : Z :		Boue de forage : Type forage : Foreuse :		Etat des échantillons : Intact <input type="checkbox"/> Remanié <input type="checkbox"/> Paraffiné <input type="checkbox"/> Roche <input type="checkbox"/>							
Echelle (m)	Elévation (m)	Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	RGD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
1.0	-1.30	1.30										remblais	
2.0	-1.30	1.30										marnes schisteuses altérées.	
3.0	-3.00	3.00										Marnes schisteuses oxydées moyennement compactes avec inclusion de tufs	
4.0	-3.00	3.00										marnes moyennement compactes	
5.0	-5.00	5.00										Tufs andésitiques oxydées plus au moins compactes	
6.0	-5.00	5.00										Fin du forage à une profondeur de 10 m.	
7.0	-5.00	5.00											
8.0	-8.00	8.00											
9.0	-8.00	8.00											
10.0	-10.00	10.00											
11.0	-10.00	10.00											
12.0	-10.00	10.00											
13.0	-10.00	10.00											
14.0	-10.00	10.00											
15.0	-10.00	10.00											
16.0	-10.00	10.00											
17.0	-10.00	10.00											
REMARQUES :											TYPE D'ECHANTILLON : CF : Carotte fermé TM : Tube à paroi mince PS : Tube à paroi épaisse CR : Tube carottier TO : Tube ouvert	ABREVIATIONS : AG : Analyse granulométrique G : Géotechnique L : Unités d'Inch/P W : Teneur en eau PV : Poids spécifique (G <sub>s</sub> , G <sub>w</sub> ) AC : Analyse chimique	CIS : Cisaillement rectiligne TR : Cisaillement Triaxial Rc : Résistance à la compression OES : Essai oedométrique GL : Gonflement libre R : Rekt. à l'enfoncement
Préparé par :					Vérifié par :					16/04/2014		Page : 1 de 1	

Coupe lithologique du sondage N°4

# Annexes





# Annexes

Sondage n° : sc02

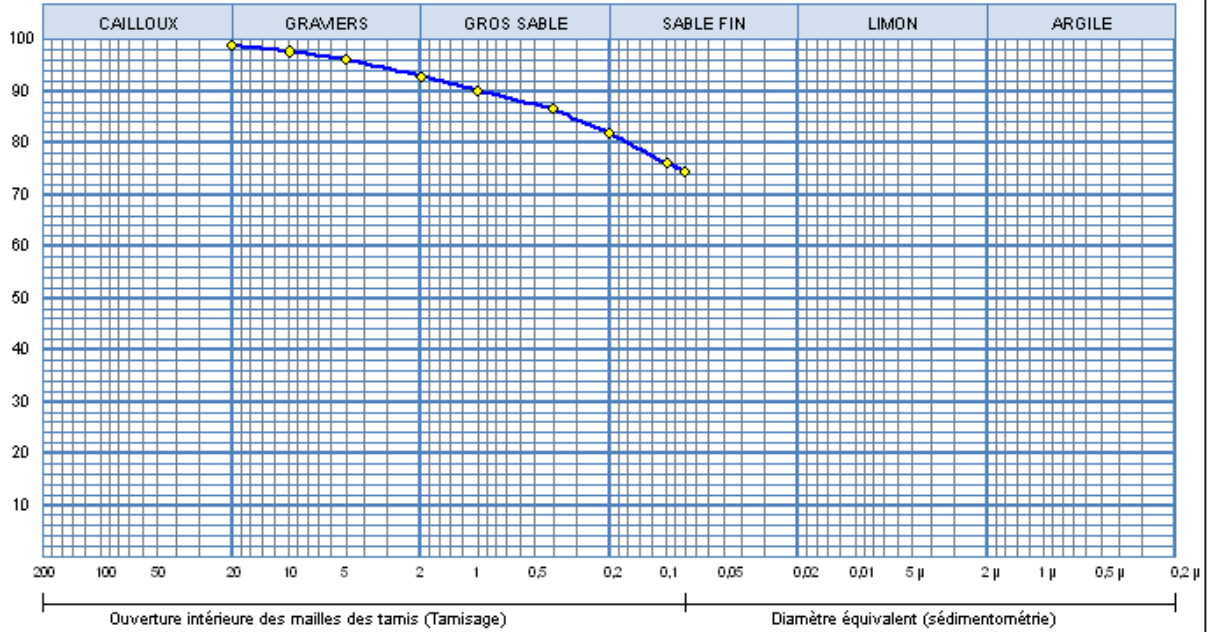
Profondeur : 0.6-1.00m

Matériaux : marnes argileuses

Provenance :

Date essais :

—◆— Sondage: sc02 : 0.6-1.00m



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)
20,00	98,83		
10,00	97,72		
5,00	96,12		
2,00	92,95		
1,00	90,19		
0,40	86,56		
0,20	81,90		
0,10	76,07		
0,08	74,55		

Echant	< 80 μ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat <sup>e</sup>
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
—◆—	74,55 %	%	%	0 %	

# Annexes

Sondage n° : SC03

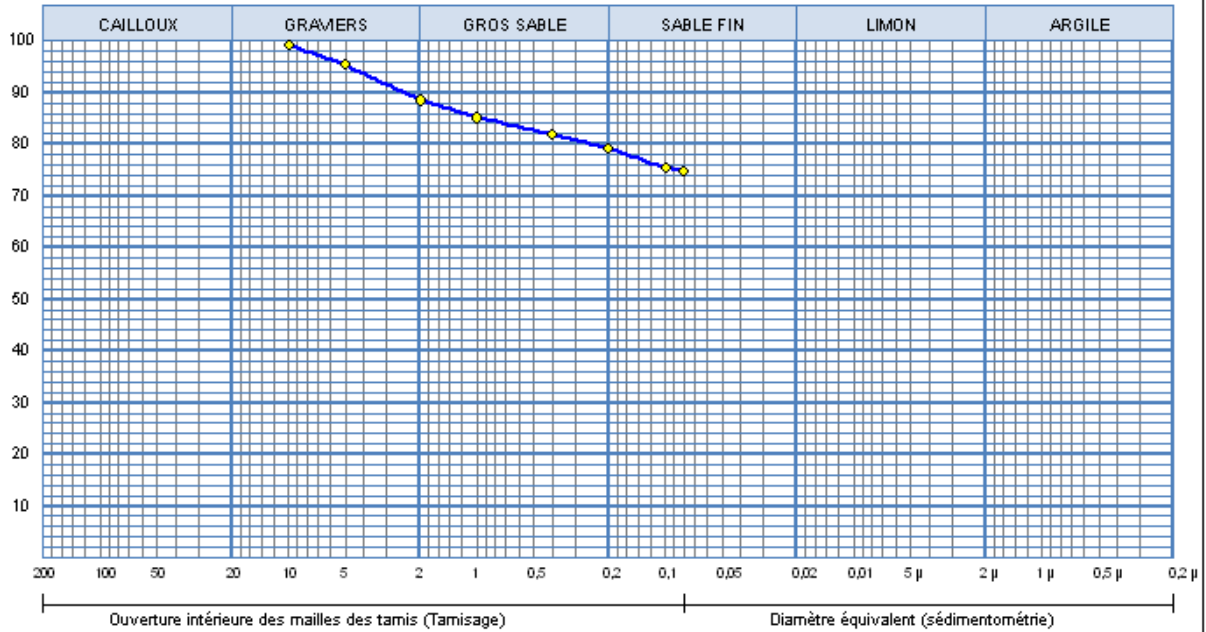
Profondeur : 4.3-4.7m

Matériaux : marnes tufacé

Provenance :

Date essais :

—◆— Sondage: SC03 : 4.3-4.7m



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)
10,00	99,26		
5,00	95,40		
2,00	88,58		
1,00	85,17		
0,40	81,86		
0,20	79,19		
0,10	75,41		
0,08	74,77		

Echant	< 80 µ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat <sup>e</sup>
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
—◆—	74,77 %	%	%	0 %	

# Annexes

Sondage n° : SC04

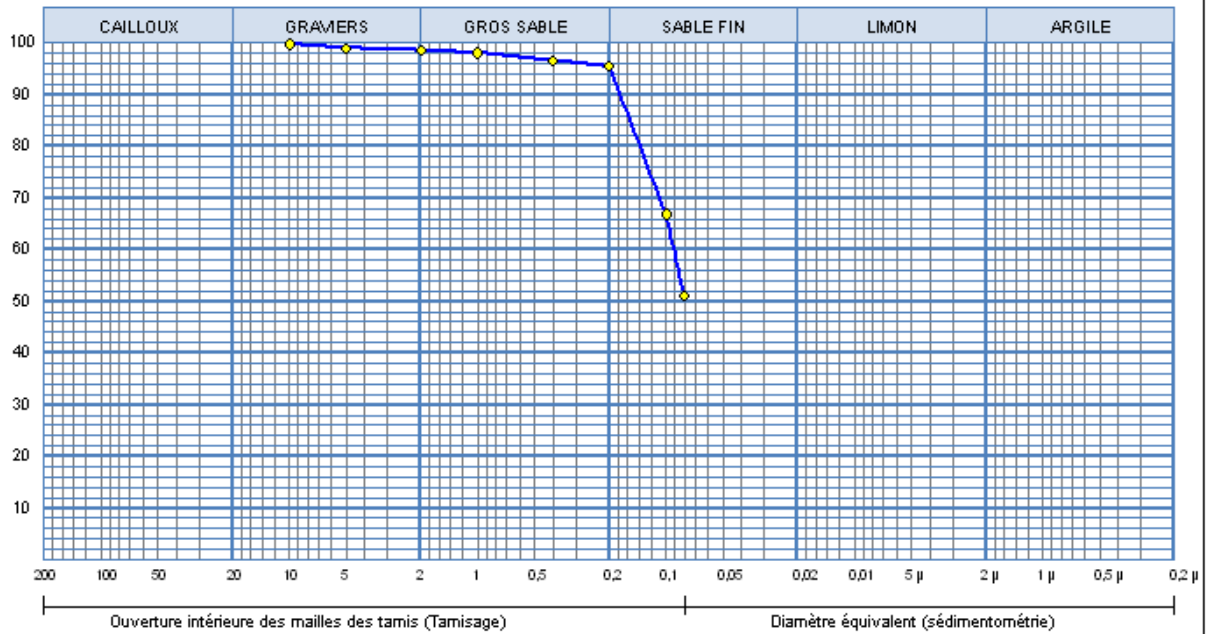
Profondeur : 3.2-3.70m

Matériaux : marnes tufacées

Provenance :

Date essais :

—◆— Sondage: SC04 : 3.2-3.70m



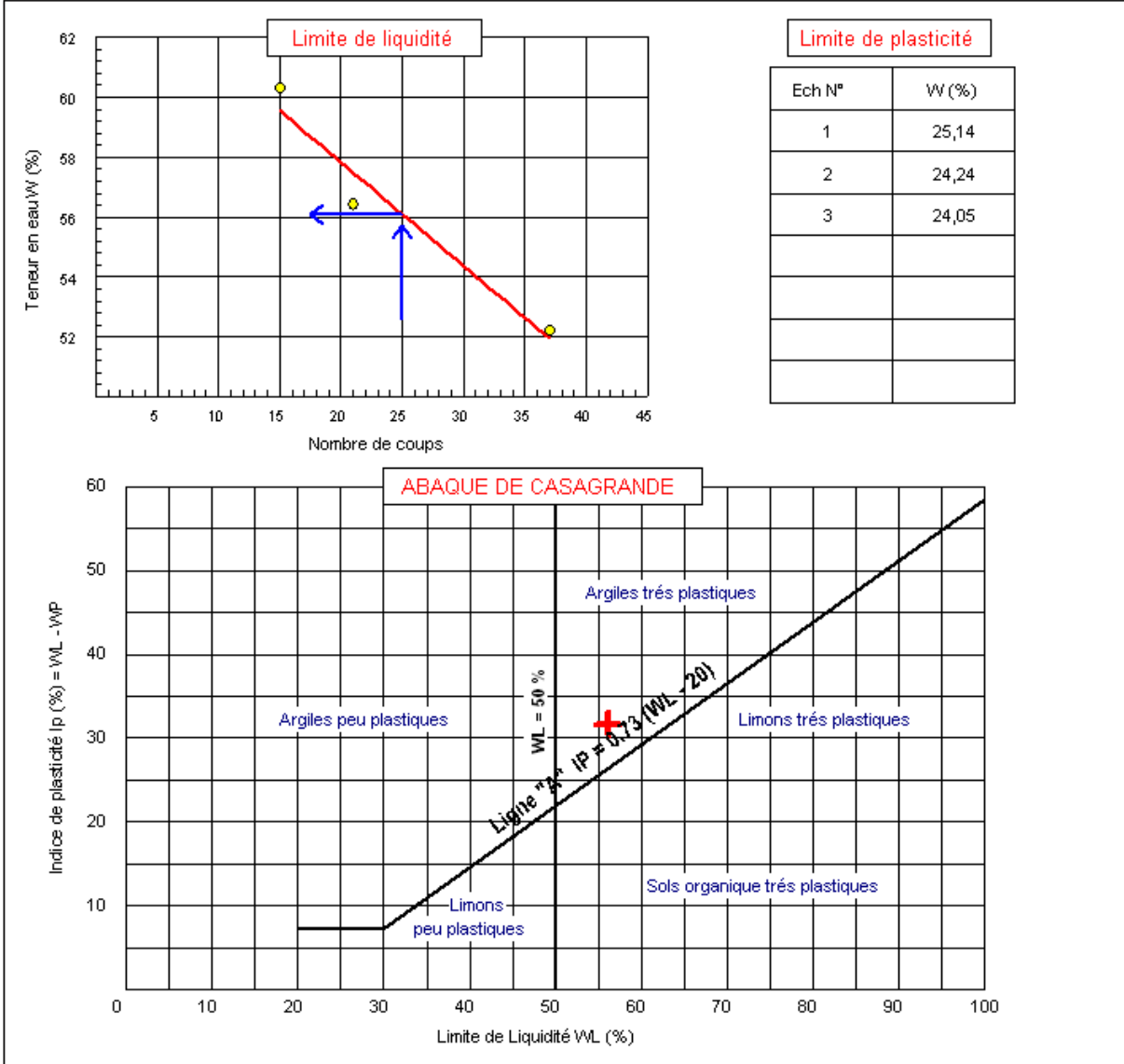
Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamizat (%)	Diamètre équivalent	Tamizat (%)
10,00	99,76		
5,00	99,03		
2,00	98,56		
1,00	98,07		
0,40	96,81		
0,20	95,41		
0,10	66,87		
0,08	51,15		

Echant	< 80 μ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat°
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
—◆—	51,15 %	%	%	0 %	

# Annexes

Sondage n° : sc01	Date essais :
Profondeur : 1.00-1.50	
Nature : marnes argileuses	

<b>Limite de Liquidité (%) : WL = 56,10</b> <b>Limite de Plasticité (%) : WP = 24,48</b> <b>Indice de Plasticité (%) : IP = 31,62</b>	<b>Teneur en eau naturelle (%) : Weau = 18.64</b>
---	---



# Annexes

Sondage n° : SC02  
 Profondeur : 0.6-1.00m  
 Nature :

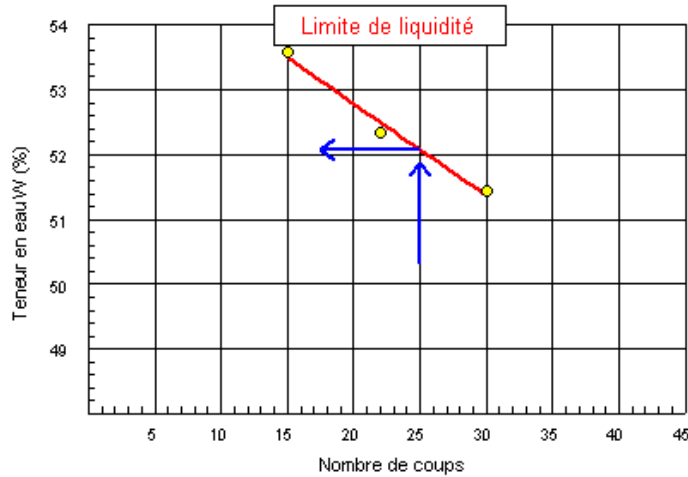
Date essais :

**Limite de Liquidité (%) : WL = 52,07**

**Teneur en eau naturelle (%) : Weau = 19.24**

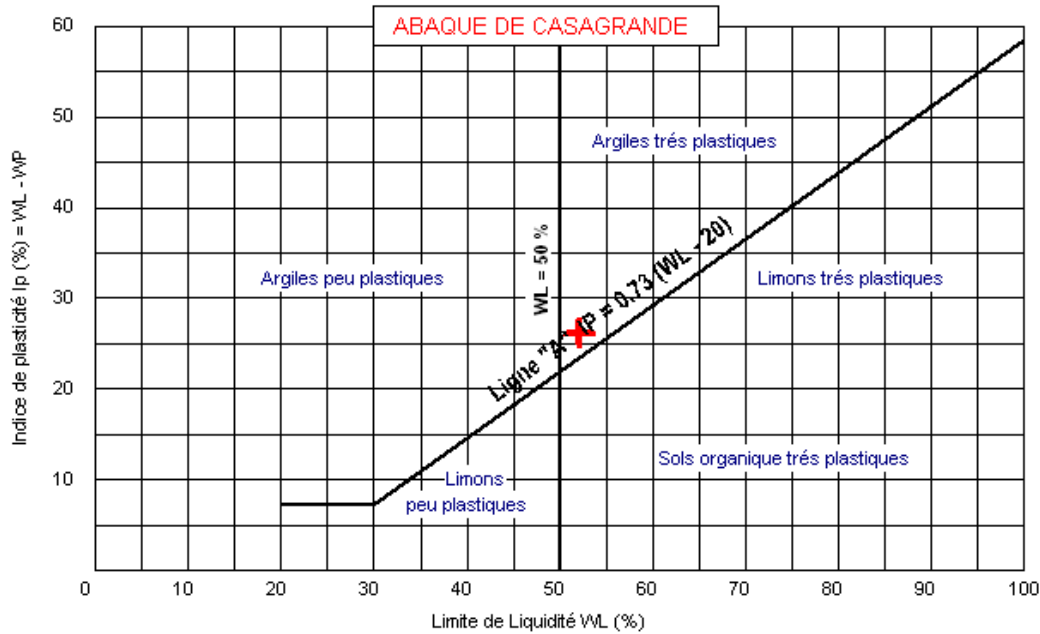
**Limite de Plasticité (%) : WP = 25,90**

**Indice de Plasticité (%) : IP = 26,17**



**Limite de plasticité**

Ech N°	W (%)
1	26,33
2	25,65
3	25,71



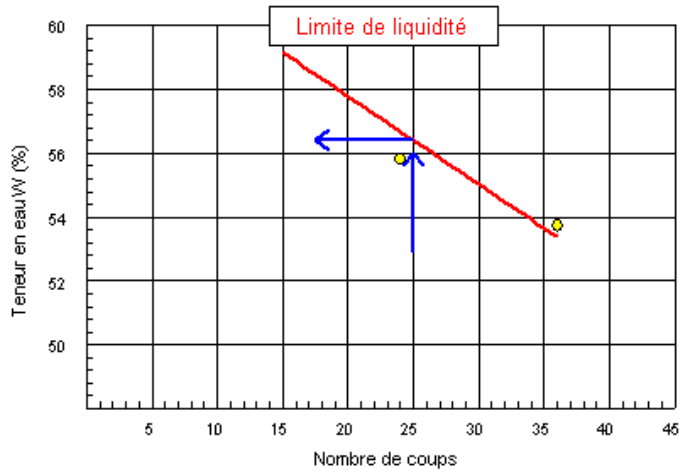
# Annexes

Sondage n° : SC03  
 Profondeur : 4.3-4.70m  
 Nature :

Date essais :

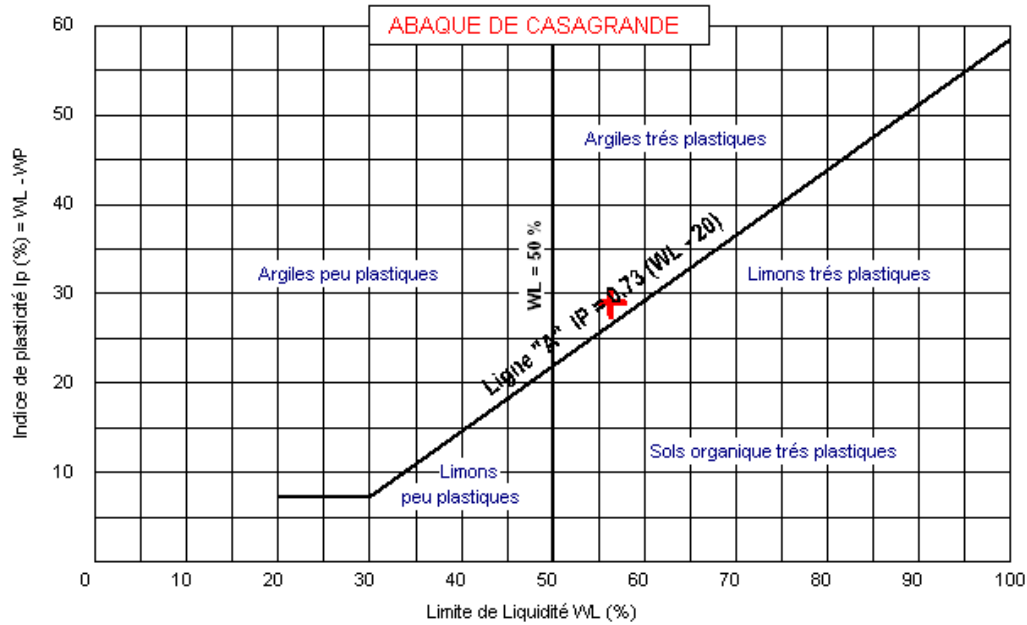
**Limite de Liquidité (%) : WL = 56,41**  
**Limite de Plasticité (%) : WP = 27,51**  
**Indice de Plasticité (%) : IP = 28,90**

**Teneur en eau naturelle (%) : Weau = 17**  
**Indice de consistance : Ic = 1,36**



**Limite de plasticité**

Ech N°	W (%)
1	27,42
2	27,49
3	27,61



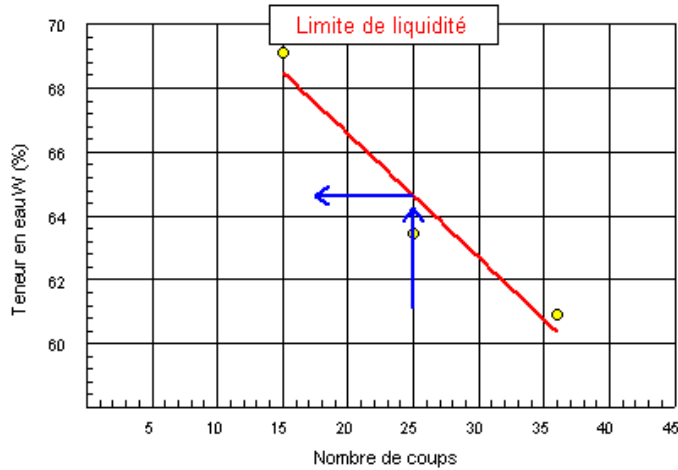
# Annexes

Sondage n° : SC04  
 Profondeur : 3.2-3.70m  
 Nature :

Date essais :

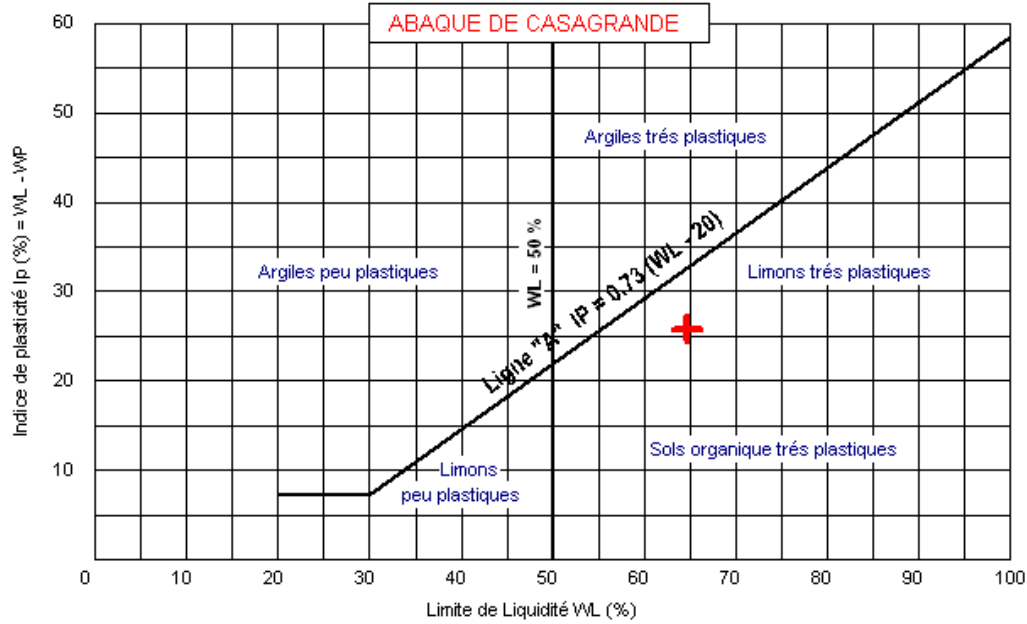
**Limite de Liquidité (%) : WL = 64,63**  
**Limite de Plasticité (%) : WP = 38,80**  
**Indice de Plasticité (%) : IP = 25,83**

**Teneur en eau naturelle (%) : Weau = 15.5**



Limite de plasticité

Ech N°	W (%)
1	38,35
2	39,59
3	38,45



# **Chapitre I : Etude Bibliographique**

- 1. Généralité sur les glissements de terrain**
- 2. Principales causes des glissements de terrain**
- 3. Processus d'étude d'un glissement de terrain**
- 4. Les méthodes de calcul de la stabilité des pentes**
- 5. Principales techniques de confortement**
- 6. Conclusion**



## **Chapitre II : Etude De Glissement D'oued Ghir**

- 1. Présentation du site**
- 2. Etude Géotechnique**
- 3. Etude de stabilité**
- 4. Conclusion**

## **Chapitre III : Etude De Confortement**

- 1. Introduction**
- 2. Confortement par remblai en pied**
- 3. Confortement par mur en gabions**
- 4. Devis quantitatifs estimatifs des solutions**
- 5. Conclusion**

# **Introduction Générale**

# **Conclusion Générale**

# **Références Bibliographiques**

# **Annexes**