

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



**UNIVERSITE DE BLIDA 1**

**Faculté de Technologie**

**Département de Génie Civil**



## **MEMOIRE DE MASTER EN GÉNIE CIVIL**

**Spécialité : Géotechnique**

**Développement d'un code de calcul pour la  
vérification de la stabilité des pentes - étude d'un  
cas pratique.**

Soutenu par

Bezzoua Ibtissem

Heus Bakhta

**Encadré par :**

**Le Promoteur : Dr SAIL Yacine**

**Le Co-Promoteur : M. AREZKI SALEM**

**Blida, juillet 2023**

## ***Remerciements***

*Nous tenons tout d'abord remercier notre créateur ALLAH le tout  
puissant*

*Et miséricordieux de nous avoir donné la patience*

*Et le courage afin d'accomplir ce travail.*

*Nous adressons tous nos sincères et chaleureux remerciements :*

*A nos parents qui nous ont toujours encouragés*

*Et soutenus durant toutes nos études.*

*Au Dr. SAIL Yacine et le Co-promoteur Mr. AREZKI Salem,*

*Pour l'orientation, la disponibilité, la patience qui ont constitué*

*Un apport considérable sans lequel ce travail*

*N'aurait pas pu être mené au bon port.*

*Aux membres de jury, pour avoir accepté de juger notre travail.*

## ***Dédicaces***

*Tout d'abord, je tiens à remercier*

*DIEU de m'avoir donné la force et le courage de mener à bien ce  
modeste travail Je*

*Tiens à dédier cet humble travail :*

*A mes chers parents, pour tous leurs sacrifices,  
Leur amour, leur tendresse, leur soutien  
Et leurs prières tout au long de mes études,*

*A ma chère sœur khoula, et A mon cher frère  
Islam pour leurs encouragements*

*Permanents, et leur soutien moral,*

*A toute ma famille pour leur soutien tout au long  
De mon parcours universitaire,*

*A mes meilleurs amis : Amina, Khadidja, Dalel, Sarah,  
Nabila,*

*Ma binôme Bakhta*

**ibtissem**

## *Dédicaces*

*Tout d'abord et surtout à mon cher père, que Dieu ait pitié de lui,*

*Qui m'a toujours encouragé et soutenu*

*A ma chère mère, mes frères et tous les membres de ma famille*

*A mes chers amis :meryem, fatima, zahra, khawla,*

*nawel, nihad, amina, assia*

*A tous mes très chers amis*

*A ma Binôme ibtissem et sa famille*

*Une dédicace tout spéciale à mon encadreur : Dr.Y.SAIL*

*Et Co-encadreur :Mr.S.Arazki*

*Tous les enseignants et étudiants de l'université de BLIDA 1*

*Toute la promotion de génie civil 2023*

**bakhta**

## ملخص:

هذا العمل له هدف مزدوج:  
الأول هو تطوير برنامج تحليل ثبات المنحدر يسمى (SGEO) باستخدام Visual Basic كلغة برمجة.  
والثاني هو دراسة استقرار وتعزيز الانهيار الأرضي الذي حدث خلال موقع بناء مجمع سكني في مدينة دلس (ولاية بومرداس).  
لتحقيق هذا الهدف قمنا بتنفيذ نهج يهدف في البداية إلى تنفيذ طريقة Fellinus في برنامج SGEO. تم التحقق من صحة البرنامج المطور من خلال مقارنة نتائج حالة عملية محسوبة مع SGEO، مع تلك التي تم العثور عليها باستخدام برنامج GEO5.  
في الخطوة الثانية، يتمثل النهج في تحديد الأسباب المحتملة لهذا التحول، والتفكير في التعزيزات المحتملة. تم فحص العديد من حلول التعزيز، وهي: التعزيز بالأكوام والمسامير وجدران التراب والتكسية الأرضية. تمت دراسة هذه المتغيرات بالتفصيل من خلال تصميمها وحسابها والتحقق من ثباتها باستخدام برنامج GEO5.

## ***Abstract***

*This work has a dual objective: the first is to develop slope stability analysis software called (SGEO) using Visual Basic as the programming language. The second consists of the study of stability and reinforcement of a landslide that occurred during a construction site for a housing complex in the town of Dellys (Wilaya of Boumerdes).*

*To achieve this objective, we have implemented an approach which initially aims to implement the Fellinus method in the SGEO software. The validation of the developed software was carried out by comparing the results of a practical case calculated with SGEO, with those found using the GEO5 software.*

*In a second step, the approach consists in identifying the probable causes of this shift, and to reflect on the possible reinforcements.*

*Several reinforcement solutions have been investigated, namely: reinforcement by piles, nails, gabion walls and geotextiles. These variants have been studied in detail through their design, calculation and stability verification using GEO5 software.*

## *Résumé*

Ce travail comporte un double objectif : le premier est de développer un logiciel d'analyse de stabilité des pentes baptisé (SGEO) en utilisant comme langage de programmation le Visual Basic. Le second consiste en l'étude de stabilité et de confortement d'un glissement de terrain survenu lors d'un chantier de construction d'un ensemble immobilier au niveau de la ville de Dellys (Wilaya de Boumerdes).

Pour atteindre cet objectif, nous avons mis en œuvre une démarche qui vise dans un premier temps à implémenter la méthode de Fellinus dans le logiciel SGEO. La validation du logiciel développé a été effectuée en confrontant les résultats d'un cas pratique calculés avec SGEO, avec ceux trouvés en utilisant le logiciel GEO5.

Dans un deuxième temps, la démarche consiste à identifier les causes probables de ce glissement, et de porter une réflexion sur les confortements possibles.

Plusieurs solutions de confortement ont été investiguées à savoir : le confortement par pieux, clous, murs en gabions et géotextiles. Ces variantes ont été étudiées en détail à travers leur conception, calcul et vérification de stabilité en utilisant logiciels GEO5.

# Sommaire :

## Chapitre I : etude bibliographique

1.	Introduction :	2
3.	Les causes de glissement :	3
4.	Types de glissement de terrain :	3
4.1.	Glissement plan (translatif) :	4
4.2.	Glissement circulaire ou rotationnel :	4
4.2.1.	Glissement rotationnel simple :	5
4.2.2.	Glissement rotationnel complexe :	5
4.3.	Glissement quelconque :	6
5.	Classification du glissement de terrain :	6
6.	Les méthodes de calcul :	6
6.1.	Facteur de sécurité :	7
6.2.	Méthodes d'équilibre limite :	7
6.2.1.	Méthodes de stabilité globale :	8
6.2.2.	Méthodes des tranches :	8
7.	Comparaison entre les méthodes :	12
8.	Les méthodes de confortement :	12
8.1.	Les pieux :	12
8.1.1.	Pieux battus :	13
8.1.2.	Pieux forés :	14
8.1.3.	Micro pieux :	14
8.2.	Les Gabions :	15
8.3.	Clouage :	16
8.4.	Mur en massif renforcée par les géotextiles :	17
8.4.1.	. Géotextiles :	17
<b>9.</b>	<b>Conclusion :</b>	<b>18</b>
1.	Introduction	19
2.	Caractéristiques du site	19
2.1.	Situation et nature du projet	19
2.2.	Aperçu géologique	20
<b>2.3.</b>	<b>Topographie du site:</b>	<b>21</b>



2.4.	Sismicité de la région.....	21
3.	Reconnaissance in-situ .....	23
3.1.	Programme de reconnaissance in situ.....	23
3.2.	Résultats de la reconnaissance in-situ.....	23
3.2.1.	Sondages carottés.....	23
3.2.2.	Essai de penetration au SPT .....	25
4.	Les essais de laboratoire .....	27
4.1.	Les essais d'identification .....	27
1.	Analyse granulométrique.....	27
2.	Limites d'Atterberg.....	29
4.2.	Les essais physiques .....	29
4.3	Les essais mécaniques .....	30
2.	Compression simple .....	31
5.	Résultats des essais de laboratoire.....	32
6.	Synthèse géotechnique .....	34
7.	CONCLUSION .....	37
1.	Introduction .....	38
2.	Vérification de la stabilité du terrain naturel .....	38
3.	Confortement du terrain naturel .....	40
1.	Les pieux .....	40
2.	Les clous.....	42
3.	Remblai de butée .....	44
4.	Reconstitutions du talus.....	46
1.	Géotextiles.....	46
2.	Les gabions.....	51
5.	Conclusion .....	56
1.	Introduction .....	57
2.	Le modèle du programme .....	57
3.	Organigramme du fonctionnement du programme SGEO.....	58
4.	Les composants du programme.....	59
4.1.	Les parametre du sol .....	59
4.2.	les dimensions du modele .....	59
4.3.	l'affichage du modele .....	59
4.4.	le choix de centre du cercle .....	60
4.5.	determination du facteur de securité le plus défavorable .....	60

4.6. Résultats du programme .....	60
5. Validation du programme .....	60
6. Exemple de calcul avec le programme.....	60
7. Logiciel GEO 5 .....	62
8. Comparaison entre SGEO et GEO 5.....	63
9. Conclusion .....	63
10. Conclusion générale .....	64
<b>Références:</b> .....	65

# Listes des figures

## Chapitre I : Etude bibliographie

<b>Figure 1.1</b> : exemple d'un Glissement de terrain.....	2
<b>Figure 1.2</b> : glissement rotationnel en coups de cuillere.....	3
<b>Figure 1.3</b> : Schéma de glissement de terrain plan rotationnel.....	4
<b>Figure 1.4</b> : Schéma d'un glissement rotationnel.....	4
<b>Figure 1.5</b> : Glissement rotationnel simple.....	5
<b>Figure 1.6</b> : Glissement rotationnel complexe.....	5
<b>Figure 1.7</b> : Méthodes d'équilibre limite.....	8
<b>Figure 1.8</b> : description de découpage et démonstration des forces agissant de méthode de tranche.....	8
<b>Figure 1.9</b> : Découpage en tranches d'un talus (Fellenius 1927).....	9
<b>Figure 1.10</b> : Hypothèse de Bishop.....	11
<b>Figure 1.11</b> : Renforcement d'une pente instable par pieux.....	13
<b>Figure 1.12</b> : pieu battus moules dans le sol.....	13
<b>Figure 1.13</b> : Pieux forés tubés   Keller France.....	14
<b>Figure 1.14</b> :Micro pieux –franki.....	15
<b>Figure 1.15</b> : Conception de murs en gabions.....	16
<b>Figure 1.16</b> : Schéma représentant une paroi.....	17
<b>Figure 1.17</b> : Clouage de talus clouée.....	17
<b>Figure 1.18</b> :Phases de réalisation d'une paroi clouée (d'après les Recommandations Clouterre91).....	17
<b>Figure 1.19</b> : Chantier du mur EBAL-LCPC.....	18
<b>Figure 1.20</b> :Schéma du principe du mur EBAL-LCPC.....	18

## Chapitre II : Reconnaissance du site

<b>Figure 2.1</b> : Situation du terrain d'étude.....	19
<b>Figure 2.2</b> :aperçu géologique du terrain étudié.....	20
<b>Figure 2.3</b> : topographie du terrain étudié .....	21
<b>Figure 2.4</b> : carte de zonage sismique du territoire national (RPA 99version 2003).....	22
<b>Figure 2.5</b> : exemple d'une carotte de sol prélevée.....	23
<b>Figure 2.6</b> : analyse granulométrique par tamisage.....	28
<b>Figure 2.7</b> : analyse granulométrique par sédimentaire.....	28
<b>Figure 2.8</b> : appareil de casagrande pour les limites d'atterberge NF p 94-051.....	29

.Figure 2.9 : schéma représentant la boîte de casagrande.....	31
.Figure 2.10 : machine de compression uniaxiale.....	31
.Figure 2.11 : glissement de terrain au niveau de la zone d'étude.....	34

### **Chapitre III :Etude de stabilité et confortement :**

<b>Figure 3.1</b> :Profil du talus avant traitement (permanent).....	.39
<b>Figure 3.2</b> : Profil du talus avant traitement (cas sismique).....	39
<b>Figure 3.3</b> :Profil du talus naturel conforté avec deux pieux (sans séisme).....	40
<b>Figure 3.4</b> : Profil du talus naturel conforté avec deux pieux (avec séisme).....	.41
. <b>Figure 3.5</b> :Profil du talus naturel confortés par des clous (sans séisme).....	43
<b>Figure 3.6</b> : Profil du talus naturel conforté avec des clous (séisme).....	43
. <b>Figure 3.7</b> :Profil du talus naturel conforté avec un remblai de butée (parementent).....	.45
. <b>Figure 3.8</b> : Profil du talus conforté avec un remblai de butée (avec séisme).....	45
<b>Figure 3.9</b> : Profil du talus reconstitué conforté avec des clous, géotextiles et du béton projeté (sans séisme).....	48
<b>Figure 3.10</b> :Profil du talus reconstitué conforté avec des clous, géotextiles et du béton projeté (avec séisme).....	48
<b>Figure 3.11</b> : Vue (3d) du talus reconstitué conforté avec des clous, géotextiles et du béton projeté.....	49
<b>Figure 3.12</b> :Profil reconstitué conforté avec des pieux, géotextiles et du béton projeté (sans séisme).....	.50
<b>Figure 3.13</b> : Profil du talus reconstitué conforté avec des pieux, géotextiles et du béton projeté (avec séisme).....	50
<b>Figure 3.14</b> :Vue (3d) du talus reconstitué conforté avec des pieux, géotextiles et du béton projeté.....	51
<b>Figure 3.15</b> :Profil du talus reconstitué conforté avec des clous, gabions et géotextiles (sans séisme).....	.52
<b>Figure 3.16</b> : Profil du talus reconstitué conforté avec des clous, gabions et géotextiles (avec séisme).....	<b>53</b>
<b>Figure 3.17</b> :Vue (3d) du talus reconstitué conforté avec des clous, gabions et géotextiles.....	53
<b>Figure 3.18</b> :Profil du talus reconstitué conforté avec des pieux, gabions et géotextiles (sans séisme).....	54
<b>Figure 3.19</b> :Profil du talus reconstitué conforté avec des pieux, gabions et géotextiles (avec séisme).....	55

## **Chapitre IV : Développement et validation du programme SGEO**

<b>Figure 4.1</b> :le modèle du programme.....	57
<b>Figure 4.2</b> :Organigramme du fonctionnement du programme SGEO.....	58
<b>Figure 4.3</b> : Calcul du facteur de sécurité avec un cercle prédéfini avec SGEO.....	61
<b>Figure 4.4</b> : Recherche du facteur de sécurité le plus défavorable avec SGEO.....	61
<b>Figure 4.5</b> :Calcul du facteur de sécurité avec Géo-5 (standard).....	.62
<b>Figure 4.6</b> :Calcul du facteur de sécurité avec Géo-5 (optimisation).....	.62

# Listes des tableaux :

## Chapitre I :

<b>Tableau 1.1</b> : classification du glissement de terrain.....	.6
---	----

## Chapitre II :

<b>Tableau 2.1</b> : les zone de séisme.....	.22
--	-----

<b>Tableau 2.2</b> : Résultats des essais au SPT .....	26
--	----

<b>Tableau2.3</b> : Résultats des essais physiques et d'identification réalisés au laboratoire .....	32
--	----

<b>Tableau 2.4</b> : Résultats des essais mécanique et d'identification réalisés au laboratoire .....	33
---	----

<b>Tableau2.5</b> : Tableau récapitulatifs des paramètres physiques et mécaniques par couches.....	37
--	----

## Chapitre III :

<b>Tableau 3.1</b> : Caractéristiques géométriques et mécaniques des pieux.....	.40
---	-----

<b>Tableau 3.2</b> :Caractéristiques géométriques et mécaniques des clous.....	.42
--	-----

<b>Tableau 3.3</b> :Dimensions du remblai de butée.....	44
---	----

<b>Tableau 3.4</b> :Dimensions du remblai.....	.46
--	-----

<b>Tableau 3.5</b> : Dimensions du béton projeté.....	.46
---	-----

<b>Tableau 3.6</b> : Caractéristiques des surcharges.....	.46
---	-----

<b>Tableau 3.7</b> : Dimensions des géotextiles. (1 <sup>ère</sup> solution en géotextile).....	.47
---	-----

<b>Tableau 3.8</b> :Dimensions des géotextiles (1 <sup>ère</sup> solution en gabions).....	..52
--	------

<b>Tableau 3.9</b> : Dimensions des géotextiles (2 <sup>ème</sup> solution en gabions).....	54
---	----

## Chapitre IV :

<b>Tableau 4.1</b> : Facteurs de sécurité standard déterminée par SGEO et GEO5.....	63
---	----

<b>Tableau 4.2</b> : Facteurs de sécurité avec optimisation déterminés par SGEO et GEO5.....	63
--	----

# Introduction générale

---

## **Introduction générale :**

Les glissements de terrain sont des phénomènes géomorphologiques présents dans plusieurs régions du globe. Ils constituent un risque majeur pour les populations, en raison des dommages qu'ils peuvent causer, pouvant affecter les biens et provoquer, dans certains cas, des catastrophes.

Le principal objectif de ce travail est d'une part, l'étude de stabilité et de confortement d'un glissement de terrain survenu lors d'un chantier de construction d'un ensemble immobilier, au niveau de la ville de Dellys (Wilaya de Boumerdes), et d'autre part, le développement d'un logiciel d'analyse de stabilité des pentes baptisé SGEO.

Pour atteindre cet objectif, le mémoire a été structuré en quatre chapitres :

- La première partie est consacrée à l'étude bibliographique qui porte sur les glissements de terrain, en abordant leurs différents types, les principales causes de ces phénomènes ainsi que les méthodes de calcul de la stabilité et les méthodes de confortement.
  - La deuxième partie concerne la reconnaissance du site, les caractéristiques du terrain, la topographie ainsi que les résultats des essais de reconnaissance géotechniques.
  - La troisième partie présente l'étude de la stabilité et de confortement du talus par le logiciel GEO 5.
  - Le quatrième chapitre est dédié à la présentation du programme développé SGEO, et à sa validation à l'aide du logiciel GEO 5.
- Enfin notre travail se termine par une conclusion générale qui résume les points les plus importants de notre mémoire.

# **Chapitre I : etude bibliographique**



# Chapitre I : Etude bibliographique

---

## 1. Introduction :

Pendant la construction des routes, canaux, digues et des barrages, il est fréquent de rencontrer des problèmes l'instabilité de leurs pentes. De plus, certaines pentes naturelles ou artificielles peuvent devenir instables. Une rupture du talus peut avoir des conséquences catastrophiques, entraînant des pertes de vies humaines, des dégâts matériels importants et des dommages écologiques.

Dans ce chapitre, nous allons présenter une revue bibliographique sur les glissements de terrain, en abordant leurs différents types, les classifications existantes, ainsi que les principales causes de ces phénomènes. Nous examinerons également les méthodes de calcul de la stabilité des talus et les techniques de confortement, telles que l'utilisation de clous et de pieux.

## 2. Définition d'un glissement de terrain :

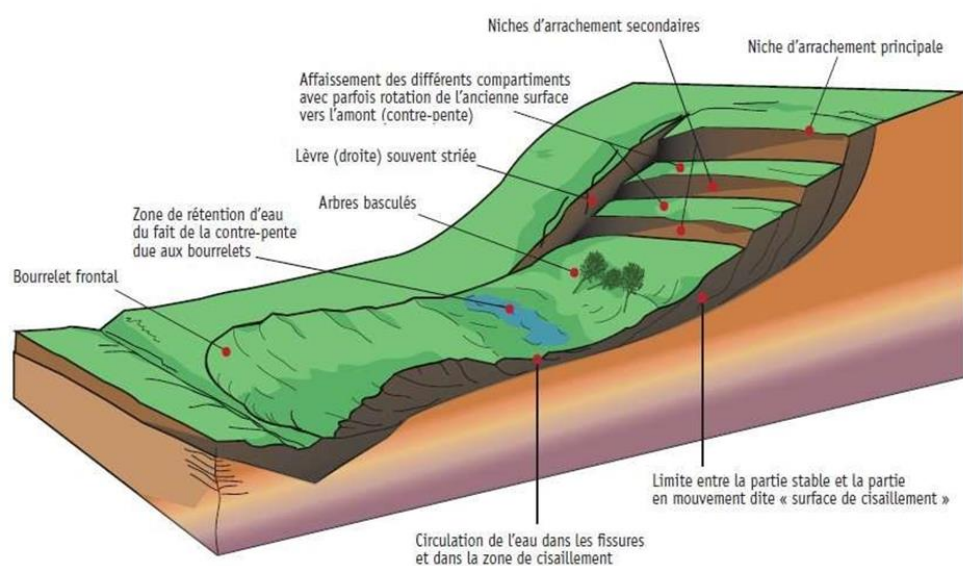
Un glissement de terrain est un phénomène naturel courant et dangereux qui se produit dans tous les pays du monde sans avertissement préalable. C'est une chute soudaine à laquelle la croûte terrestre est exposée, alors qu'une masse de terre descend au bas de la pente, et ces glissements de terrain varient en gravité et en rapidité.

Les principales zones d'occurrence des glissements de terrain sont les zones côtières, les zones montagneuses et les collines, et ce pour plusieurs raisons, notamment naturelles (telles que la gravité, qui est la principale cause, les tremblements de terre, les fortes pluies, les éruptions volcaniques, etc.) ou des causes humaines (telles que les explosions, les travaux d'exploitation et minière d'excavation et la déforestation...) [1]



**Figure1.1** : Exemple d'un glissement de terrain

# Chapitre I : Etude bibliographique



**Figure 1.2** : Glissement rotationnel en coups de cuillère

### 3. Les causes de glissement :

Le passage de la pente d'un état de stabilité à un état d'instabilité est causé par des raisons nombreuses et variées : géologiques, morphologiques, physiques, anthropiques ou humaines.

- Certaines causes sont externes, telles que l'érosion d'un bas de versant par la mer ou la rivière, l'ouverture de mines de sable ou de roche, les tremblements de terre, la surcharge des bâtiments, etc.
- D'autres causes sont considérées comme des causes internes, telles que : augmentation de la pression interstitielle après de fortes pluies,
- Accumulation des eaux usées rejetées dans le sol,
- Développement de l'érosion des roches, degré de plasticité ou de sensibilité du sol à l'eau, etc. Bien que les causes des mouvements de pente soient variables, il existe toujours un déclencheur, c'est-à-dire un stimulus extérieur (fortes pluies, séismes, éruptions volcaniques, etc.) qui déclenchent des mouvements rapides.

### 4. Types de glissement de terrain :

Les glissements de terrain ont tendance à se produire sur des surfaces planes et sur tous les types de terrain matériaux Ils correspondent au déplacement d'une masse de sol meuble ou rocheux le long de la surface de fracture (plane, ronde ou autre). Selon la géométrie de cette surface, trois principaux types de glissements de terrain peuvent être distingués :

# Chapitre I : Etude bibliographique

---

## 4.1. Glissement plan (translatif) :

Lors d'un glissement de terrain peu profond, des couches de matériaux terrestres se déplacent à la surface d'une manière plus ou moins plat. Ces mouvements peuvent couvrir une vastesuperficie et les masses de glissement de terrain peuvent atteindre plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur. [2]

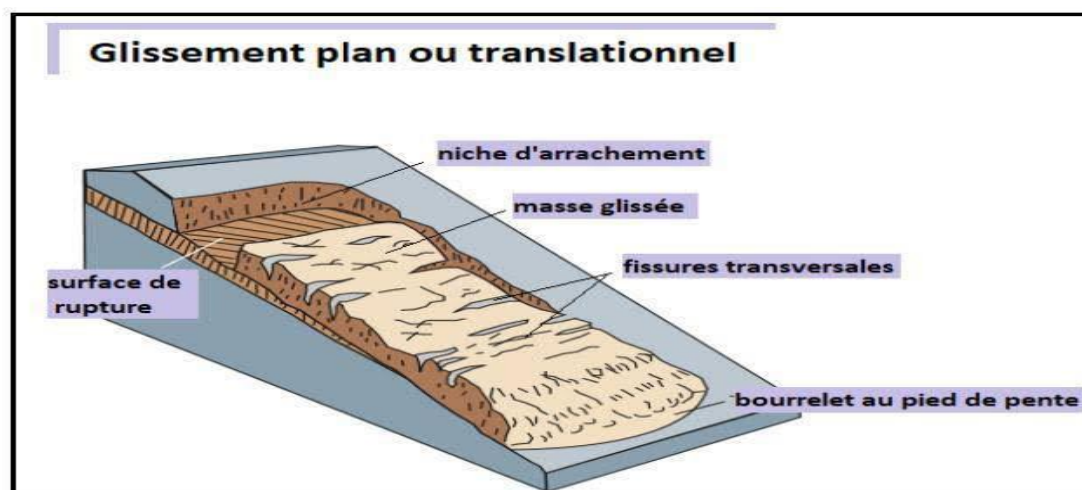


Figure 1.3 : Schéma de glissement de terrain plan rotationnel (Highland et Bobrowsky, 2008).

## 4.2. Glissement circulaire ou rotationnel :

La masse se déplace le long de la surface en une trajectoire circulaire. Les glissements de terrain circulaires ont généralement un faible volume et le flux de matériaux est restreint.[3]

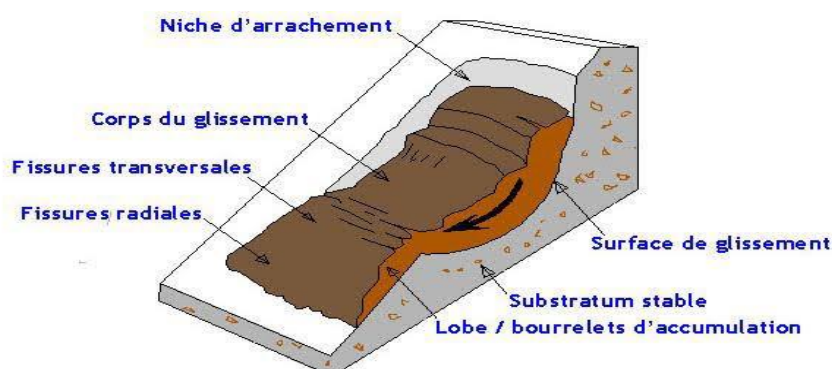


Figure 1.4 : Schéma d'un glissement rotationnel

# Chapitre I : Etude bibliographique

## 4.2.1. Glissement rotationnel simple :

La surface de rupture a généralement une forme simple et peut souvent être comparée à un cylindre. Il comprend, au sommet des joints de traction : marquant le début de la surface de glissement, et à la base, un cordon de matériau glissant. [2]

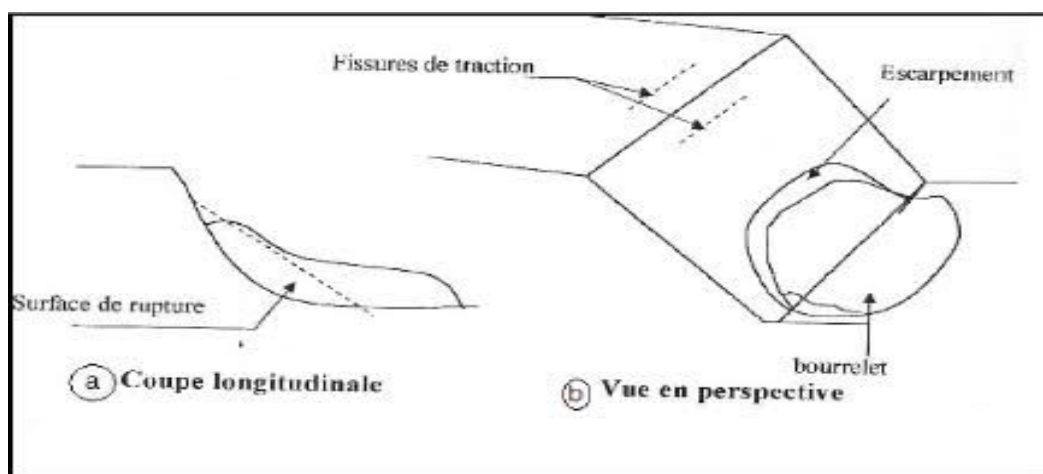


Figure 1.5 : Glissement rotationnel simple

## 4.2.2. Glissement rotationnel complexe :

Ce sont plusieurs changements imbriqués les uns dans les autres causés par une rétroaction en amont, résultant d'un glissement de terrain précédent qui a déclenché d'autres glissements de terrain en remontant la rivière.

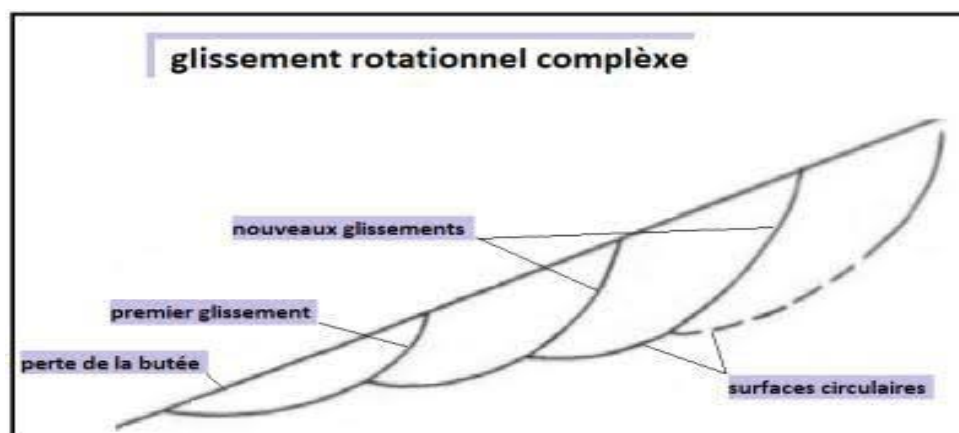


Figure 1.6 : Glissement rotationnel complexe

# Chapitre I : Etude bibliographique

---

## 4.3. Glissement quelconque :

Le mouvement est très semblable au précédent dans son allure externe, mais la section verticale de la surface de glissement est de forme irrégulière. Il s'agit souvent d'une combinaison des deux cas précédents. [4]

## 5. Classification du glissement de terrain :

Les glissements de terrain peuvent être classés selon :

- La morphologie de la surface de glissement.
- La profondeur de leur surface de glissement et de la vitesse moyenne du mouvement.

**Tableau 1.1** : Tableau de classification du glissement de terrain [5]

A. Classification d'après la profondeur de la surface de glissement (en m sous la surface du sol).	B. Classification selon l'activité (en fonction de la vitesse moyenne de glissement en cm par an à long terme).
--	---

Glissement	Surface de glissement
Superficiel	0-2m
Semi-profond	2-10m
Profond	10-3m
Très profond	>30m

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

## 6. Les méthodes de calcul :

Les méthodes de calcul de la stabilité du sol lors d'un glissement de terrain consistent à rechercher la valeur minimale du coefficient de sécurité, et à identifier la surface de rupture la plus probable correspondant à cette valeur.

# Chapitre I : Etude bibliographique

---

## 6.1. Facteur de sécurité :

Les méthodes analytiques de la stabilité des pentes les plus répandues utilisent un coefficient de sécurité en respectant la condition d'équilibre limite. Le coefficient de sécurité est défini comme suit :

$$F_s = \sum \frac{\text{momentrésistant}}{\text{lemomentmoteur}}$$

\* Les pentes restent stables chaque fois que  $F_s \geq 1.5$ .

\*Le glissement est presque inévitable lorsque  $F_s \leq 1$ .

Entre ces deux valeurs s'étend la zone où existe un risque de rupture, risque qui tend à augmenter lorsque  $F_s$  diminue. En général, le coefficient de sécurité global minimum requis est compris entre 1,4 et 1.

## 6.2. Méthodes d'équilibre limite :

Il existe de nombreuses méthodes pour déterminer la zone critique et le coefficient de sécurité associé. Toutes ces méthodes dites d'équilibre aux limites ont en commun la difficulté à trouver les éléments suivants :

- La surface critique de rupture,
- Les contraintes normales et tangentielles le long de cette surface
- Le facteur de sécurité (pour le critère de rupture) à partir des équations.

Les méthodes d'équilibre aux limites peuvent être divisées en deux groupes, à savoir :

- Méthode de stabilité globale.
- Méthodes des tranches.

# Chapitre I : Etude bibliographique

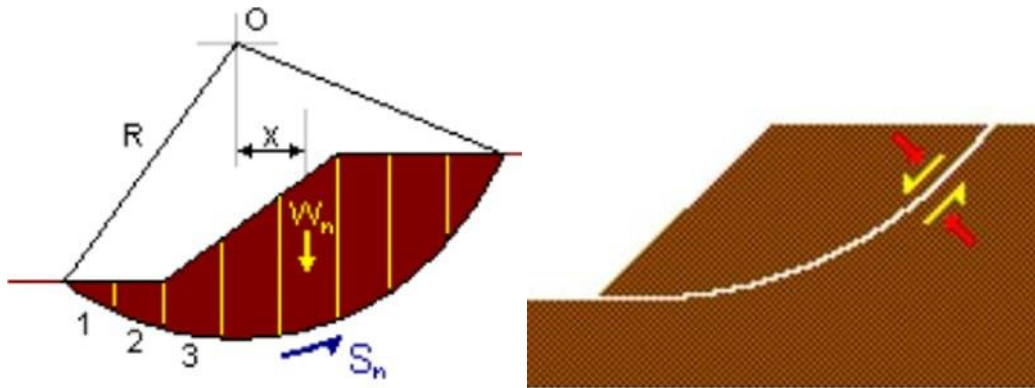


Figure 1.7 : Méthodes d'équilibre limite

## 6.2.1. Méthodes de stabilité globale :

Parmi les méthodes d'équilibre développées ces dernières années, il faut citer les méthodes de stabilités globales basées sur le calcul des variations. Ces méthodes ne prennent en compte que les équations d'ajustement globales au lieu de les vérifier à chaque niveau de section, avec de plus, la forme de la surface endommagée n'est pas spécifiée car elle fait partie intégrante solution.

## 6.2.2. Méthodes des tranches :

La méthode consiste à définir une surface de glissement circulaire, diviser le volume résultant en segments à parois verticales et déterminer les conditions d'équilibre pour chaque segment.

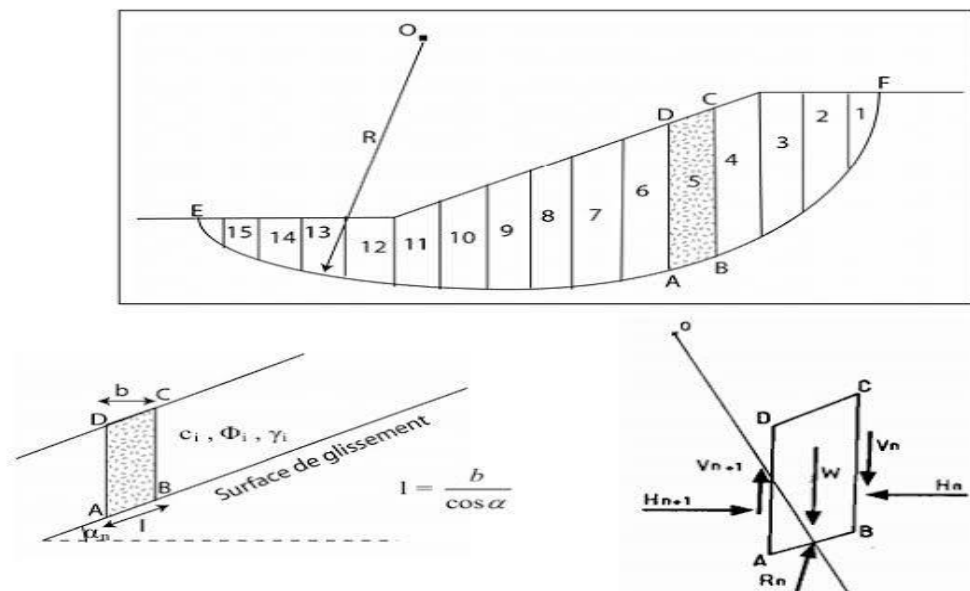


Figure 1.8 : Description du découpage et démonstration des forces agissant dans la méthode des tranches

# Chapitre I : Etude bibliographique

## 6.2.2.1. Méthode de Fellenius (1927) :

La première méthode des tranches a été développée par Fellenius en 1927. La simplicité de la méthode a permis de calculer manuellement les facteurs de sécurité. La méthode suppose une surface de glissement circulaire et divise la pente en sections. Le point d'application des réactions  $R_n$  est au milieu de la tranche AB. Elle néglige les forces entre les tranches (verticales et horizontales). [12]

Les étapes de calcul de la méthode de Fellenius sont les suivantes :

- Tracer à l'échelle la pente.
- Subdiviser le sol en tranches.
- Calculer le poids,  $W$  et l'angle,  $\alpha$  de chaque tranche.
- L'angle  $\alpha$  est pris au milieu de la tranche.
- Calculer les différents termes de l'équation du  $F_s$  suivante :

$$F_s = \frac{\sum [ C.L + W.Cosa.tg\phi ]}{\sum [ W.Sin\alpha ]}$$

Avec :

- $L = \frac{\alpha.R}{180} \cdot \pi$
- $W = A \cdot \gamma$
- $\alpha = \arcsin \frac{XG}{R}$

- $C$  : cohésion.
- $L$  : longueur du plan de glissement de la tranche.
- $W$  : poids total de la tranche.
- $\alpha$  : angle de frottement.

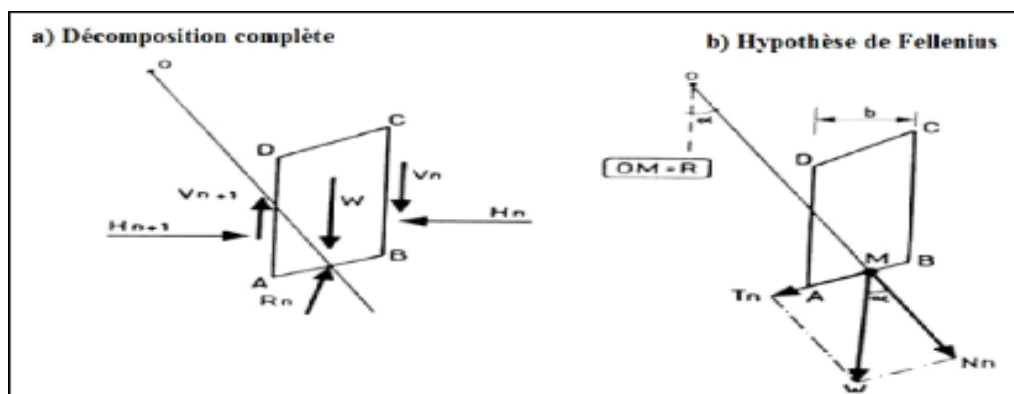


Figure 1.9 : Découpage en tranches d'un talus (Fellenius 1927)



## Chapitre I : Etude bibliographique

---

### 6.2.2.2. Méthode de bishop (1954) :

Bishop a publié une méthode appelée méthode de Bishop en 1954 pour calculer le facteur de sécurité  $F_s$  compte tenu de ces limitations. La méthode suppose une surface de glissement circulaire et le point d'application des réactions  $R_n$  est au milieu de la tranche AB. Toutes les forces inter tranchent  $V_n, V_{n+1}, H_n$  et  $H_{n+1}$  interviennent dans les efforts appliqués sur AB et influencent la réaction  $R_n$ .

Les étapes de calcul de la méthode de Bishop sont les suivantes :

- Tracer la pente à l'échelle ;
- Subdiviser la masse du sol en tranches ;
- Calculer le poids,  $W$  et l'angle,  $\alpha$  de chaque tranche ;
- L'angle  $\alpha$  est pris au milieu de la tranche ;
- Calculer les termes de l'équation.

La méthode de bishop est divisée en deux méthodes.

#### a) Méthode détaillée de Bishop :

$$F_s = \frac{1}{\sum_{i=1}^n W \cdot \sin \alpha_n} \sum_{i=1}^n \frac{[W + (V_n - V_{n+1}) - Ub] \tan \varphi' + c \cdot b}{\cos \alpha + \sin \alpha \frac{\tan \varphi'}{F_s}}$$

avec :  $Ub = Z_w \cdot \gamma_w$

-  $Ub$  : pression interstitielle.

-  $Z_w$  : hauteur d'eau.

-  $\gamma_w$  : poids volumiques d'eau.

## Chapitre I : Etude bibliographique

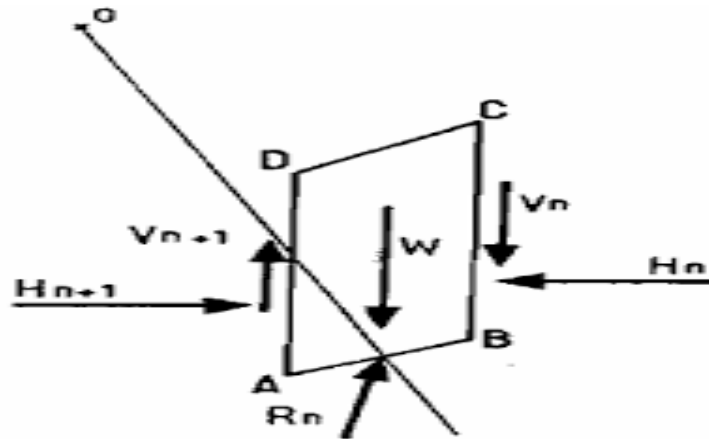


Figure 1.10 : Hypothèse de Bishop

Pour déterminer  $F_s$ , il faut :

1. Passer par des itérations successives au fur et à mesure qu'elles apparaissent de part et d'autre de l'équation.
2. Régler  $(V_n - V_{n+1})$ , pour cela, une hypothèse supplémentaire doit être faite, par exemple que le long des plans verticaux, les contraintes sont proportionnelles à la distance verticale du point de leur application sur une surface libre (c'est-à-dire proportionnelle au poids de la terre).

Donnée les équations régissant l'équilibre général de la masse de sol délimitée par un cercle de glissement. Il est alors possible de définir  $(V_n - V_{n+1})$ , mais ce calcul est très lourd et nécessite généralement l'utilisation d'un ordinateur en raison de sa lourdeur et de sa complexité.

### b) Méthode de bishop simplifiée :

Bishop a présenté une méthode simplifiée basée sur l'hypothèse supplémentaire selon laquelle  $V_n - V_{n+1} = 0$ , quelle que soit la tranche considérée, l'équation devient alors :

$$F_s = \frac{1}{\sum_{i=1}^n W \cdot \sin \alpha} \sum_{i=1}^n \frac{[W - Ub] \tan \phi' + c \cdot i \cdot b}{\cos \alpha + \sin \alpha \frac{\tan \phi' i}{F_s}}$$

## Chapitre I : Etude bibliographique

---

### 7. Comparaison entre les méthodes :

La méthode de Bishop simplifiée est probablement la méthode la plus utilisée (mais elle nécessite sa programmation sur ordinateur).

La méthode Bishop simplifiée donne des résultats très satisfaisants dans la plupart des cas ; La méthode de Bishop simplifiée sous-estime le  $F_s$  (méthode conservative) mais il est peu probable que l'erreur dépasse 7% et dans la plupart des cas, elle est inférieure à 2% ; [8]

La méthode de Fellenius est rarement utilisée à cause de son caractère très conservatif.

Le  $F_s$  calculé par la méthode de Bishop simplifiée est plus grand que celui de Fellenius ;

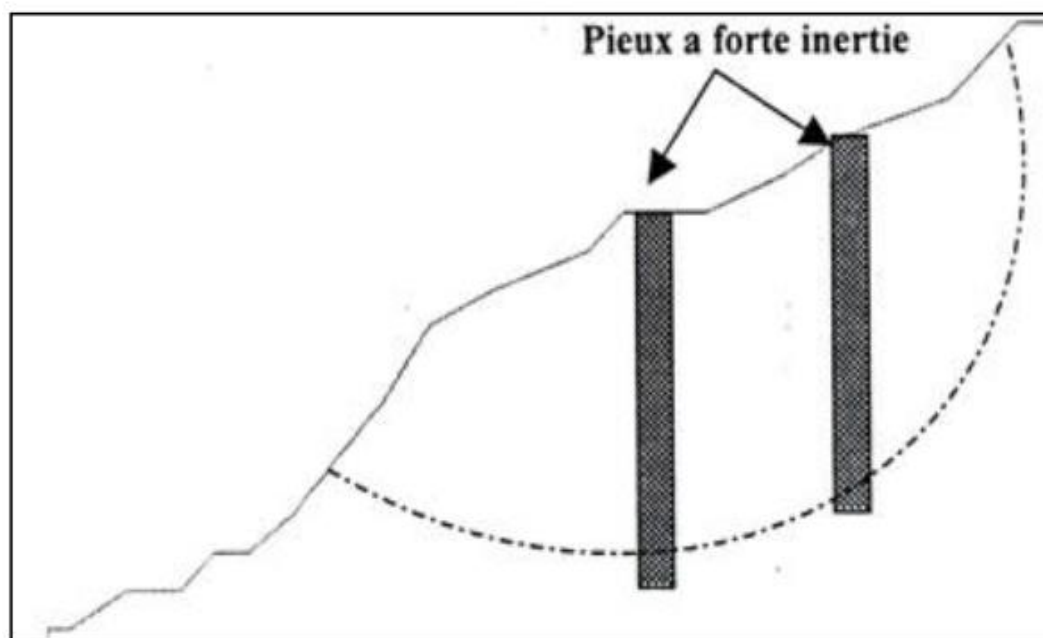
Les deux méthodes n'aboutissent pas au même cercle critique ;

L'analyse de la stabilité des pentes par des méthodes plus rigoureuses qui tiennent comptes des forces agissantes sur les tranches montre que les résultats de la méthode de Bishop simplifiée sont très proche à ceux déterminés par ces méthodes. [8]

### 8. Les méthodes de confortement :

#### 8.1. Les pieux :

Les pieux sont des fondations élancées qui permettent d'enfoncer les charges de l'ouvrage dans le sol et qui possèdent des propriétés mécaniques suffisantes pour limiter les glissements de terrain.



**Figure 1.11 :**Renforcement d'une pente instable par pieux

On distingue plusieurs types des pieux :

### 8.1.1. Pieux battus :

Ce sont des pieux avec battage avec une sonnette et un mouton pour des sols pollués ou agressifs ou des sols en présence d'eau. [10]



**Figure 1.12 :** Pieu battu moulé dans le sol.

# Chapitre I : Etude bibliographique

---

## 8.1.2. Pieux forés :

Ce sont des pieux qui peuvent être réalisés à l'aide d'un forage à la benne preneuse ou à la tarière, en particulier dans les terrains homogènes suffisamment cohérents en l'absence d'une nappe phréatique [10].

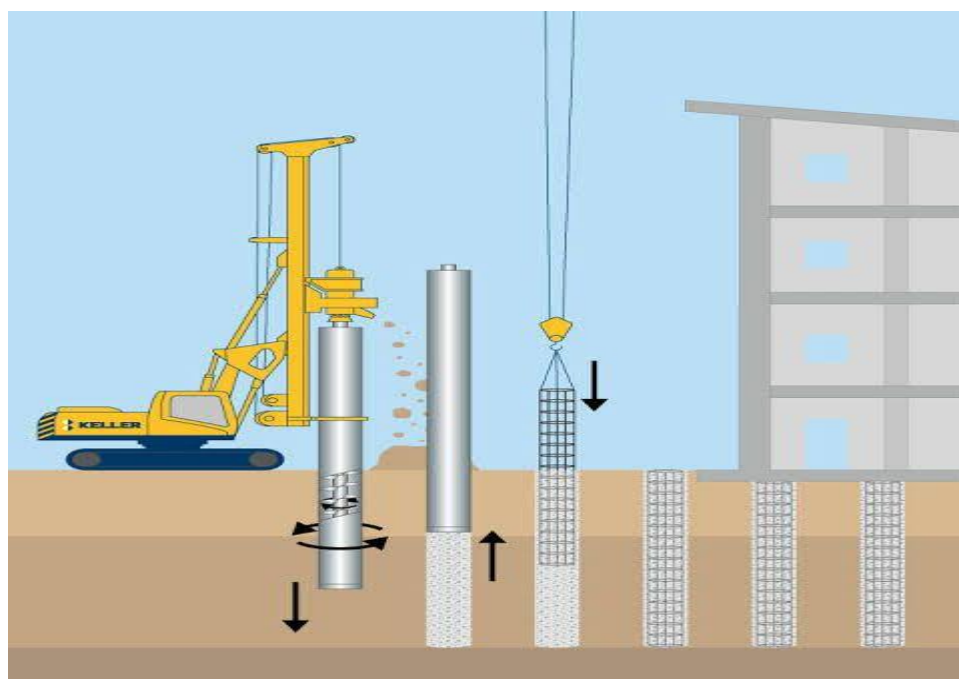
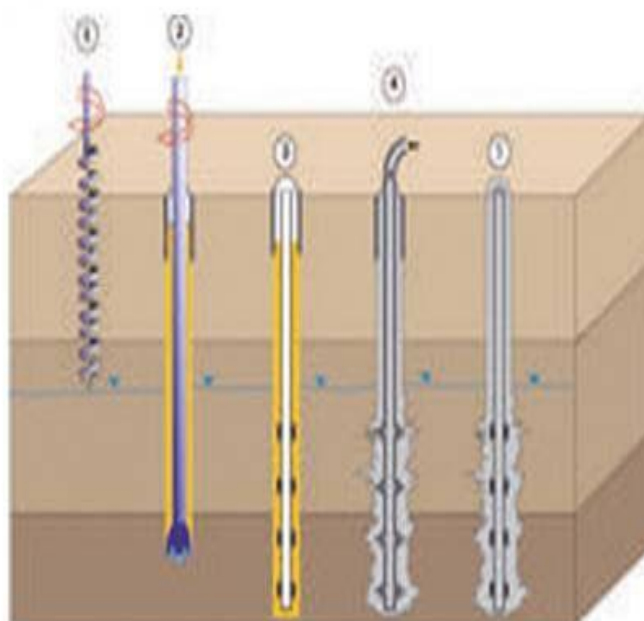


Figure 1.13 :Pieux forés tubés | Keller France

## 8.1.3. Micro pieux :

La mise en place est réalisé par forage effectué avec une tarière hélicoïdale ou un trépan accompagné d'un liquide de forage. Cette technique est utilisée aussi bien pour la reprise en sous-œuvre que pour la création de fondations.



**Figure 1.14 :** Micro pieux -franki

### 8.2. Les Gabions :

Le gabion est une structure de construction, principalement constituée de fils de fer solide tendus et rempli de pierres résistantes au gel (pas de fissures lorsqu'il est exposé au gel), utilisé respectivement dans les travaux publics et le bâtiment, murs de soutènement, remblais artificiels étanches ou simples décorations de façade, ou développement urbain. Les gabions peuvent être fabriqués en tressant des fils métalliques à double torsion ou par soudure avec des fils à mailles carrées ou rectangulaire. De par leur nature et leur conception, ils confèrent une certaine souplesse et inertie pour les tremblements de terre et les mouvements de terre ou d'eau. [11]

➤ Les gabions sont préférés car :

- La mise en œuvre est plus simple et très rapide ;
- Ils combinent résistance et souplesse ;
- Ils sont économique, durable et écologique ;
- Ils sont drainant et esthétique.

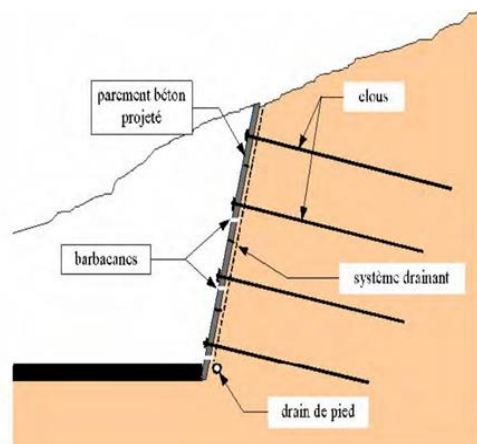


**Figure 1.15:** Conception de murs en gabions.

### 8.3. Clouage :

Il s'agit d'une technique d'amélioration du sol in situ qui consiste à insérer de la terre dans le sol à l'aide d'éléments rigides et passifs appelés inclusions (aussi appelés clous ou tirants). Ces éléments sont utilisés pour résister aux forces de traction et de cisaillement qui limitent les déformations de l'appui. Les inclusions peuvent prendre la forme de barres, de cornières, de tubes, etc. Elles peuvent être installées par battage ou en les insérant dans des puits et en les scellant avec du mortier. Lorsque cette technique est utilisée pour des structures de soutènement, les barres sont généralement disposées horizontalement et l'effort principal est la traction. En revanche, lorsque cette technique est utilisée pour la stabilisation des pentes, les barres sont généralement disposées verticalement et l'effort principal est la compression [6].

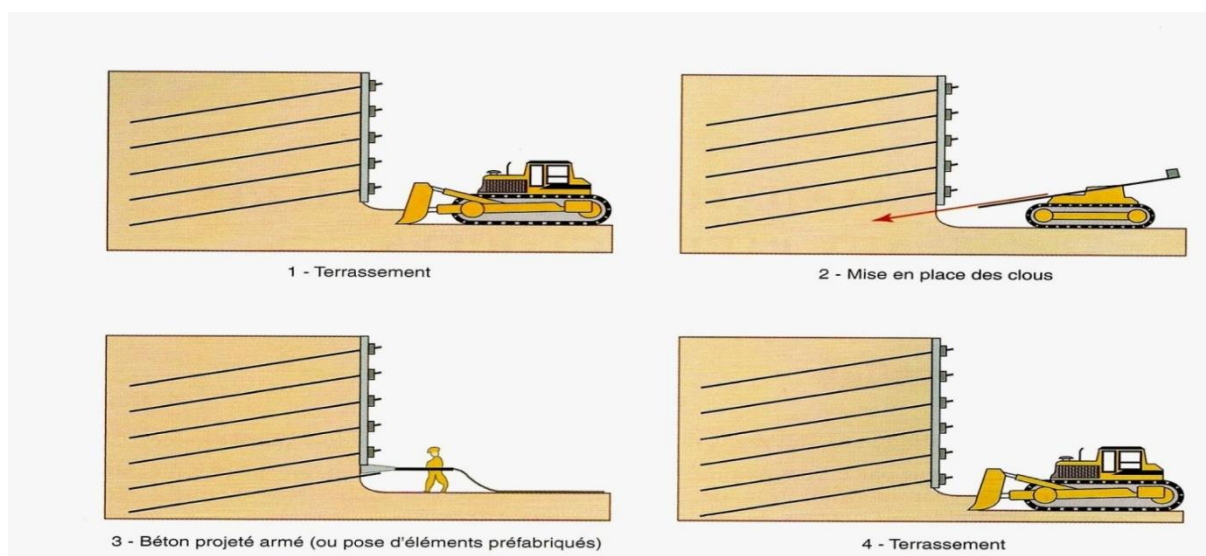
## Chapitre I : Etude bibliographique



**Figure 1.16:** Schéma représentant une paroi Clouée



**figure 1.17:** Clouage de talus.



**Figure 1.18:** Phases de réalisation d'une paroi clouée (d'après les Recommandations Clouterre91).

### 8.4. Mur en massif renforcée par les géotextiles :

Il s'agit du soutènement d'un sol en remblai mis en place par couches successives compactées, entre lesquelles sont disposées des éléments de renforcement telles que les nappes de géotextiles. [6]

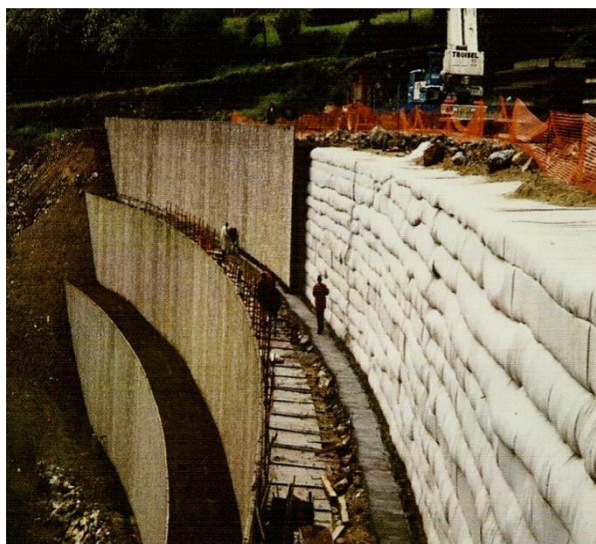
#### 8.4.1. . Géotextiles :

Il s'agit de produits textiles, tissés ou non, commercialisés en rouleaux déroulés lors des travaux de terrassement. Ils sont utilisés pour améliorer le drainage (notamment sous les voies de communication) ou pour renforcer les sols. Ils peuvent être utilisés pour améliorer

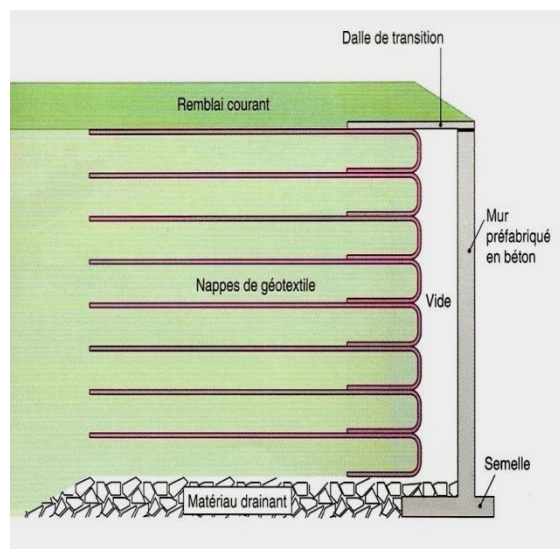


## Chapitre I : Etude bibliographique

le débit de la nappe phréatique sur les remblais ou comme renfort technique dans les sols renforcés [7].



**Figure 1.19** : Chantier du mur EBAL-LCPC mur



**Figure 1.20** : Schéma du principe du  
EBAL-LCPC

### 9. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présenté des connaissances sur les glissements de terrains. Nous avons abordé en premier lieu les différents types de glissements, puis les principales causes qui les provoquent. Ensuite, nous avons discuté les méthodes de calcul de stabilité en comparant les différentes approches. Enfin, nous avons conclu en évoquant les méthodes de renforcement utilisées pour prévenir les glissements de terrain.

---

## **Chapitre II :**

# **Reconnaissance du site**

## Chapitre II : Reconnaissance du site

---

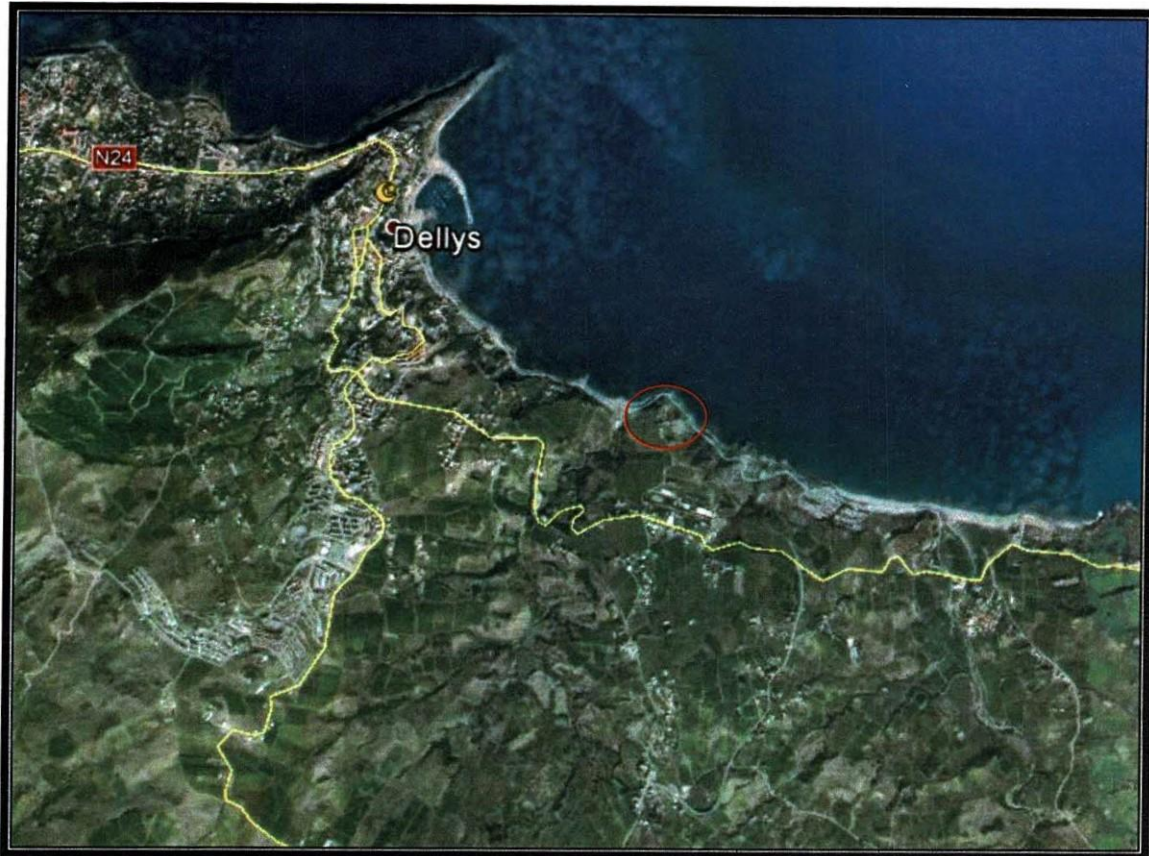
### 1. Introduction :

Dans ce présent rapport, nous exposerons, la description et les conditions géologiques du terrain ainsi que les résultats de la campagne de reconnaissance géotechnique réalisée in situ et au laboratoire.

### 2. Caractéristiques du site :

#### 2.1.Situation et nature du projet :

Le terrain étudié est situé à Dellys dans la Wilaya de Boumerdes, devant servir d'assiette à la construction d'un ensemble immobilier. Ce terrain a subi un glissement de terrain lors de l'opération des fouilles entraînant ainsi l'arrêt immédiat de la construction.



**Figure2.1** : Situation du terrain d'étude.

### 2.2. Aperçu géologique :

De point de vue géologique, le terrain étudié est situé dans une région caractérisée par l'affleurement des formations géologiques suivantes.

- Formations de nature alluvionnaire,
- Marnes & Argiles compactes à intercalations calcaires,
- Cordon dunaire.

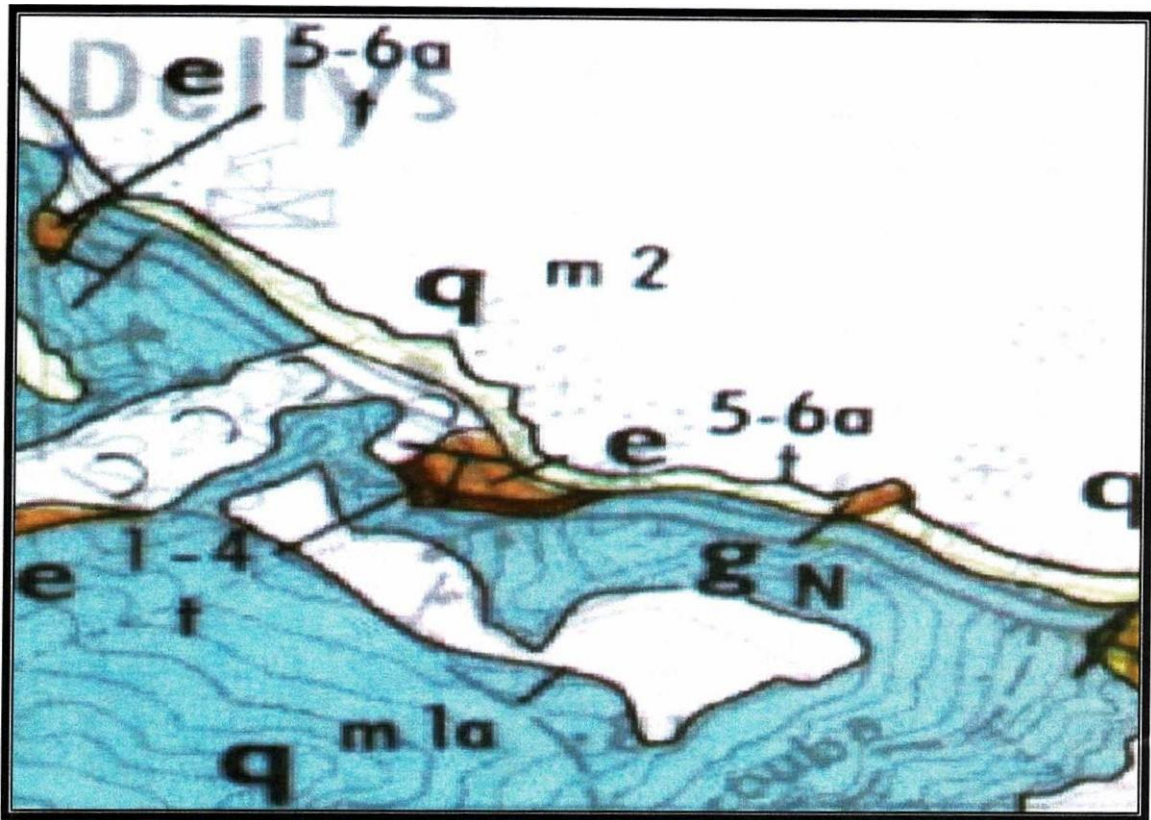


Figure 2.2 : Aperçu géologique du terrain étudié.

## Chapitre II : Reconnaissance du site

---

### 2.3. Topographie du site:

La visite de site que nous avons effectuée nous a permis de constater que le terrain présente une topographie accidentée vers le Nord.



**Figure 2.3 :** topographie du terrain étudié

### 2.4. Sismicité de la région:

D'après le RPA "Recommandations pour l'évaluation des charges sismiques" publiées par le C.G.S (édition 99) version 2003, la région de Boumerdes est considérée comme zone de Forte sismicité (Zone III).

Le document technique réglementaire sus-cité, divise le territoire algérien en cinq (05) zones de sismicité croissante, soit.

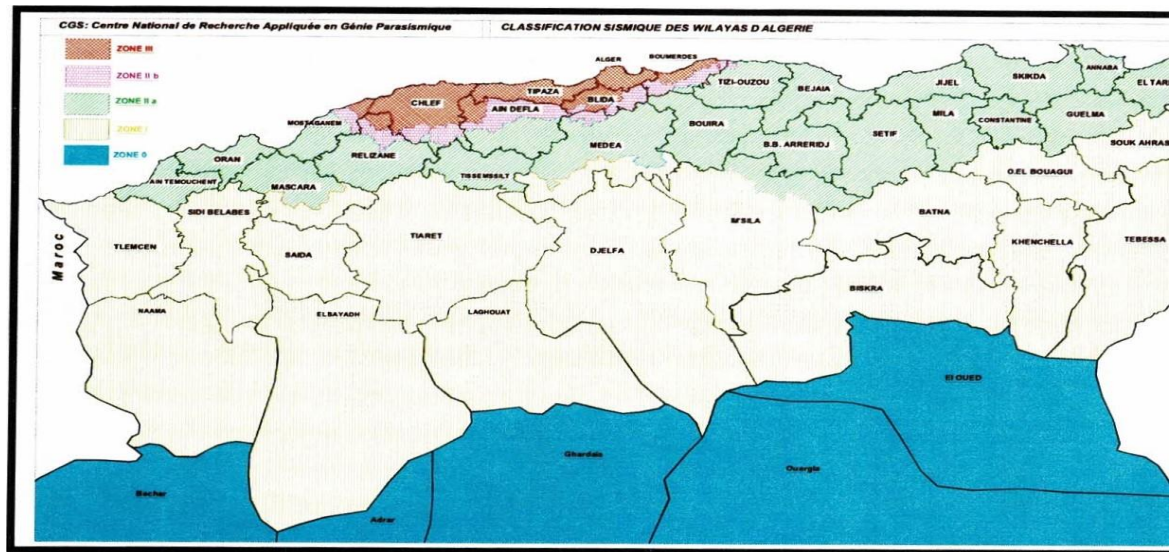
Zone O : Sismicité négligeable,

Zone I : Sismicité faible,

Zone IIa-IIb : Sismicité moyenne,

Zone III : Sismicité élevée.

## Chapitre II : Reconnaissance du site



**Figure2.4** : Carte de zonage sismique du territoire national (RPA 99 version 2003).

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa situation et de son importance vis-à-vis des objectifs fixés par la collectivité.  
 Tout ouvrage qui relève du domaine d'application des règles parasismiques algériennes RPA 99 doit être classé dans l'un des quatre groupes définis ci-après.

- Groupe IA : Ouvrages d'importance vitale,
- Groupe IB : Ouvrages de grande importance,
- Groupe 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne,
- Groupe 3 : Ouvrages de faible importance.

Le coefficient d'accélération (A) est donné par le tableau ci-dessous :

**Tableau2.1** : Classification des zones Sismiques en territoire Algérien(RPA 99 version 2003).

Groupe	zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

## Chapitre II : Reconnaissance du site

---

Sur la base de ce qui précède, le site étudié étant situé dans la zone III, qui correspond à une zone de sismicité élevée. Le projet suscité est considéré comme un ouvrage courant ou de moyenne importance (2).

A partir de ces données les coefficients d'accélération à prendre en considération pour le dimensionnement des ouvrages est de :  $A = 0.25g$ .

### 3. Reconnaissance in-situ :

#### 3.1. Programme de reconnaissance in situ :

Le programme de reconnaissance in-situ a consisté en l'exécution de :

- Trois (03) sondages carottés de 15 m de profondeur & Trois (03) Sondages carottés de 10m de profondeur et la récupération d'échantillons intacts pour essais de laboratoire.
- Des essais S.P.T

#### 3.2. Résultats de la reconnaissance in-situ:

##### 3.2.1. Sondages carottés:

La réalisation des sondages carottés nous a permis l'établissement des coupes des sondages donnant la nature et la lithologie des sols ainsi que leurs épaisseurs en profondeur, ces logs sont donnés en annexe. Page 68 à 70

Les travaux de sondage ont révélé la présence d'eau aux environs de 5m de profondeur.



**Figure2.5** : Exemple d'une carotte de sol prélevée.

## Chapitre II : Reconnaissance du site

---

- Sondage n°01 :

- 0m-1,5m : Limon Argileux graveleux.
- 1,5m-4m : Argile limoneuse schisteuse verdâtre parfois graveleuse à concrétions calcaires.
- 4m-10m : Marne schisteuse grisâtre à concrétions calcaires.

- Sondage n°02 :

- 0m-1m : Limon Argileux graveleux.
- 1m-7m : Argile limoneuse schisteuse verdâtre parfois graveleuse à concrétions calcaires.
- 7m-10m : Marne schisteuse grisâtre à concrétions calcaires.

- Sondage n°03 :

- 0m-6m : Argile limoneuse schisteuse verdâtre parfois graveleuse à concrétions calcaires.
- 6m-10m : Marne schisteuse grisâtre à concrétions calcaires.

- Sondage n°04 :

- 0m-3m : Limon Argileux graveleux.
- 3m-5m : Argile limoneuse schisteuse verdâtre parfois graveleuse à concrétions calcaires.
- 5m-15m : Marne schisteuse grisâtre à concrétions calcaires.

- Sondage N°05 :

- 0m-6m : Argile limoneuse schisteuse verdâtre parfois graveleuse à concrétions calcaires.
- 6m-15m : Marne schisteuse grisâtre à concrétions calcaires.

- Sondage N°06 :

- 0m-1m : Limon Argileux graveleux.
- 1m-6m : Argile limoneuse schisteuse verdâtre parfois graveleuse à concrétions calcaires.
- 6m-15m : Marne schisteuse grisâtre à concrétions calcaires.



## Chapitre II : Reconnaissance du site

---

### 3.2.2. Essai de penetration au SPT :

#### Principe de l'essai :

L'essai SPT, s'exécute de la façon suivante.

- Après avoir nettoyé soigneusement le fond du forage, on met en place le carottier et on le bat de 15 cm afin d'éliminer la zone superficielle partiellement remaniée ;
- On poursuit ensuite le battage en comptant le nombre NI de coups de mouton pour enfoncer le carottier de 15 cm, puis le nombre N2 pour enfoncer de 15 autres centimètres,
- Le paramètre mesuré sera :  $N = NI + N2$

Les valeurs brutes de N doivent subir les corrections suivantes :

#### Correction de nappe :

Dans les sables saturés très fins ou limoneux, sous la nappe lorsque la valeur de N enregistrée est supérieure à 15, Terzaghi et Peck recommandent de calculer une valeur corrigée par la relation :

#### Correction pour les faibles profondeurs :

La valeur de N est très influencée par les surcharges dues aux poids des terres, au niveau de l'essai, c'est pourquoi il est conseillé d'opérer une correction de profondeur par la relation suivante :

$$N' = N \cdot \left[ \frac{35}{\gamma \cdot D + 7} \right]$$

Avec :

N : valeur mesuré à la profondeur D.

$\gamma$  : densité apparente du sol.

N' : valeur corrigée de N.

$\gamma \cdot D$  : sera limité à 28 t/m<sup>2</sup>.

On prendra :  $\gamma = 2 \text{ t/m}^2$ .

## Chapitre II : Reconnaissance du site

---

### Résultats des essais :

Les essais au S.P.T ont été réalisés, les résultats obtenus, ainsi que les corrections des valeurs de N corrigé, sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 2.2** : Résultats des essais au SPT

Sondage	Profondeur (m)	N1 (15/30)	N2 (30/45)	N (N1+N2) coups/30cm	N corrigé
SC1	2	13	19	32	58,00
SC1	4	14	22	36	49,50
SC1	8	27	50	77	66,00
SC2	2	11	12	23	44,00
SC2	4	10	13	23	34,00
SC2	7	27	50	77	30,00
	2	8	11	19	37,50
SC3	5	11	18	29	37,00
	8	25	50	75	64,50
SC4	2	7	13	20	39,00
	4	35	50	85	106,50
	7	12	14	26	29,00
SC4	9	18	50	68	55,00
SC5	1.5	7	9	16	35,50
SC5	4	5	9	14	23,50
SC5	6	11	19	30	35,00
SC5	12	20	50	70	47,00
SC6	2	7	10	17	34,50
	4	6	10	16	26,00
SC6	6	9	11	20	25,50
SC6	9	8	12	20	21,50
SC6	12	35	50	85	55,00

Les valeurs de  $N_{\text{corrigé}}$  montrent que le sol présente une bonne compacité avec une moyenne de  $N_{\text{corrigé}}$  égale à 34.

## Chapitre II : Reconnaissance du site

---

### 4. Les essais de laboratoire :

Les essais de laboratoire ont été réalisés sur des échantillons prélevés au niveau des sondages carottés et des puits. Le programme d'essais a comporté les essais suivants :

- Essais d'identification :
  - Analyse granulométrique et sédimentométrique.
  - Limites d'Atterberg.
- Essais physiques :
  - Teneur en eau.
  - Densité sèche et humide.
- Essais mécaniques :
  - Cisaillement rectiligne (UU).
  - Compression simple

#### ❖ Normes des essais de laboratoire utilisés :

Les essais de laboratoire sont exécutés sur des échantillons représentatifs de sol et de carottes et échantillons dûment prélevés sur le terrain. Les essais sont réalisés conformément aux normes suivantes :

Type d'essais	Norme
Détermination de la teneur en eau	NFP 94-050
Analyse granulométrique	NFP 94-056
Masse volumique de sol	NFP 94-053
Mesure des limites d'Atterberg	NFP 94-051
Essais de cisaillement direct	NFP 94-071-1
Essai de compression simple	NFP 94-077

#### 4.1. Les essais d'identification :

##### 1. Analyse granulométrique :

##### A. Analyse granulométrique par tamisage :

###### **Définition :**

Il s'agit d'un ensemble d'opérations qui séparent en fonction de la taille des éléments qui composent l'échantillon, obtenant une représentation de la distribution de masse des particules (selon les statistiques sèches à leurs dimensions) grâce à l'utilisation de trous carrés tamis.

###### **Principe d'essai :**

L'épreuve consiste à séparer les grains agglomérés d'une masse connue de matière en la mélangeant sous l'eau, en cassant la terre séchée à travers une série de tamis et en pesant successivement le résidu accumulé dans chaque tamis. La quantité cumulée de surdimensionnement sur chaque tamis est liée au poids sec total de l'échantillon analysé.



**Figure 2.6** : Analyse granulométrique par tamisage.

### **B. Analyse granulométrique par sédimentaire :**

#### **Définition :**

Il s'agit de suivre la progression d'un dépôt de particules solides dans un liquide au repos sous l'effet de la gravité.

#### **Principe L'essai :**

Cette norme exploite le fait que la vitesse de sédimentation des grains fins à très fins au repos en milieu liquide est fonction de leur taille. Pour les grains sphériques, la loi de densité de Stokes s'applique, une relation entre le diamètre des grains et leur vitesse de sédimentation. Classiquement, cette loi est appliquée aux éléments de sol pour déterminer des diamètres de particules équivalents.



**Figure 2.7** : Analyse granulométrique par sédimentaire.

### 2. Limites d'Atterberg :

Les teneurs en eau pondérales (Limite de liquidité et limite de plasticité) correspondant à des états particuliers d'un sol.

#### Principe :

Le test se déroule en deux étapes :

- Test de la limite de liquidité : une rainure est créée dans le fond d'une coupelle. La rainure se referme lorsque la coupelle et son contenu sont soumis à des chocs répétés.
- Tests de la limite de plasticité : des rouleaux de terre de taille fixe et de consistance spécifiée sont préparés manuellement pour déterminer leur teneur en eau.



**Figure2.8** : Appareil de Casagrande pour les limites d'Atterberg NF P 94-051.

### 4.2. Les essais physiques :

#### 1. La teneur en eau :

##### ➤ Définition :

Teneur en eau pondérale d'un matériau ( $w$ ) qui correspond au rapport de la masse de l'eau évaporée lors de l'étuvage ( $m$ ) sur la masse des grains solides ( $m_s$ ), exprimé en pourcentage :

$$w = \frac{mW}{M_s}$$

## Chapitre II : Reconnaissance du site

---

### ➤ Principe de la détermination de la teneur en eau :

La perte d'eau d'un échantillon de matériau est provoquée par étuvage. Les masses de l'échantillon et de l'eau évaporée sont mesurées par pesage.

#### 2. Densité sèche et humide :

- La densité sèche ( $\gamma_d$ ) est le poids de sol par unité de volume

$$\gamma_d = \frac{w_s}{v} = \frac{w_s}{v_s + v_v}$$

- La densité humide ( $\gamma_h$ ) est poids par l'unité de volume

$$\gamma_h = \frac{w}{v} = \frac{w_s + w_w}{v_s + v_v}$$

### 4.3 Les essais mécaniques :

#### 1. Cisaillement rectiligne :

Principe : L'essai est réalisé sur un échantillon de sol placé dans un caisson de cisaillement constitué de deux demi-boîtes indépendantes. Le plan de séparation des deux demi boîte est un plan de glissement, qui correspond au plan de cisaillement de l'échantillon.

Ce qui consiste en :

- Appliquer une force verticale (N) sur le sommet du profil qui est maintenue constante tout au long de l'essai.
- produire après consolidation de l'éprouvette sous l'effort (N) un cisaillement dans l'éprouvette selon le plan horizontal de glissement des deux demi boîtes l'une par rapport à l'autre en leur imposant un déplacement relatif à vitesse constante,
- Mesurer l'effort tranchant horizontal correspondant (T).

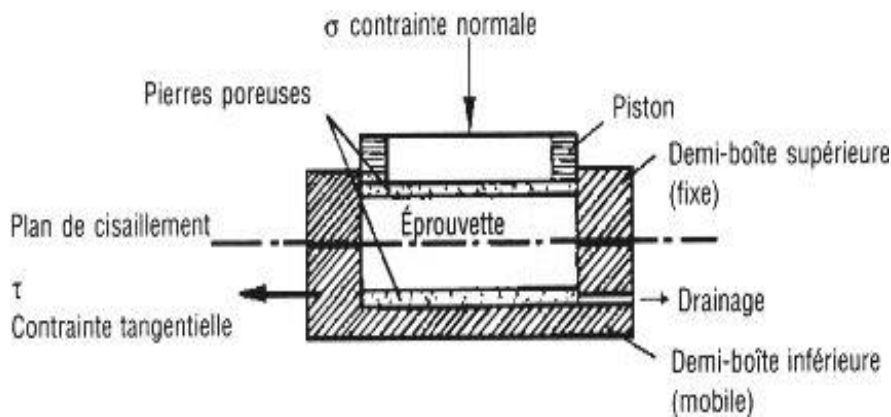


Figure2.9 : Schéma représentant la boîte de Casagrande

### 2. Compression simple :

#### Principe :

L'essai s'effectue sur une éprouvette placée entre les deux plateaux parallèles d'une presse. L'axe de l'éprouvette cylindrique est orthogonal aux plateaux. L'essai consiste à imposer une vitesse constante de déformation longitudinale et à mesurer la force axiale appliquée à l'éprouvette.



Figure2.10 : Machine de compression uniaxiale 10 kN digital

## Chapitre II : Reconnaissance du site

### 5. Résultats des essais de laboratoire :

Les résultats des essais de laboratoire sont présentés dans le tableau récapitulatif ci-dessous, les graphiques de tous les essais sont donnés en annexe

**Tableau2.3** : Résultats des essais physiques et d'identification réalisés au laboratoire.

Référence Sondage	Profondeur (m)	Paramètres physiques				Limites d' Atterberg	
		w (%)	$\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )	$\gamma_h$ (t/m <sup>3</sup> )	sr (%)	WL (%)	wp (%)
SC 01	3.80-4.00	17,72	1,75	2,06	91,28	48	18
SC 01	9,70- 10,00	17,16	1,78	2,08	93,04	48	19
SC 02	4,00-04,45						
SC 02	6.70-7.00	13,13	1,90	2,15	88,11	55	26
SC 02	9.80-9.90	13,21	1,95	2,21	97,52	49	21
SC 03	03,80- 04,00	16,37	1,68	1,95	75,11	46	17
SC 03	09,80- 10,00	12,6	1,78	2	68,29	51	21
SC 04	09,40- 09,70	16,9	1,74	2,03	85,63	54	21
SC 04	14, 70- 15,00	11,76	1,79	2	64,84	53	22
SC 05	3,70-4,00	13,99	1,75	1,99	72,07	57	28
SC 05	5.50-5.80	20,92	1,67	2,02	94,45		
SC 06	4.50-4.80	17,59	1,63	1,92	74,49	65	24
SC 06	11,00- 11,60	9,69	2,04	2,24	85,83	47	17



## Chapitre II : Reconnaissance du site

---

**Tableau2.4** : Résultats des essais mécanique et d'identification réalisés au laboratoire

Référence Sondage	Profondeur (m)	Cisaillement		Compression simple
		cu (bars)	$\varphi$	RC (bars)
SC 01	3.80-4.00	0,24	29,36	
SC 01	7.60-7.80			1,28
SC 01	9,70- 10.00			
SC 02	1.80-2.00			1,13
SC 02	6.70-7.00	1,29	27,36	
SC 02	9.80-9.90			
SC 03	3.80-4.00	0,26	22,14	
SC 03	7.70-8.00			1,10
SC 04	9.40-9.70	1,23	17,34	
SC 04	14,70- 15,00			
SC 05	3.70-4.00	0,56	22,22	
SC 05	5.50-5.80			1,76
SC 05	14.00-14.50			
SC 06	4.50-4.80			1,09
SC 06	5.70-6.00	0,49	19,24	
SC 06	7.60-8.00	0,64	17,87	
SC 06	11,00- 11,60			2,05
SC 06	14,50- 14,90			

## Chapitre II : Reconnaissance du site

---

Après le début des fouilles pour la construction, un glissement de terrain s'est produit dans la zone des sondages 3, 4 et 5 ce qui a conduit à l'arrêt de la construction.



**Figure2.11** : Glissement de terrain au niveau de la zone d'étude

### 6. Synthèse géotechnique :

Après avoir examiné le rapport sur le sol, nous avons remarqué que l'essai de cisaillement rectiligne (UU) a été effectué, qui est un essai qui se fait sans saturation préalable non drainé (dans un milieu dépourvu d'eau) et non consolidé, et nous avons un sol saturé d'eau, Cela n'a donc aucun sens d'effectuer ce test dans ce cas.

Nous avons donc recalculé les valeurs  $C$  et  $\varphi$  à partir des corrélations comme suit :

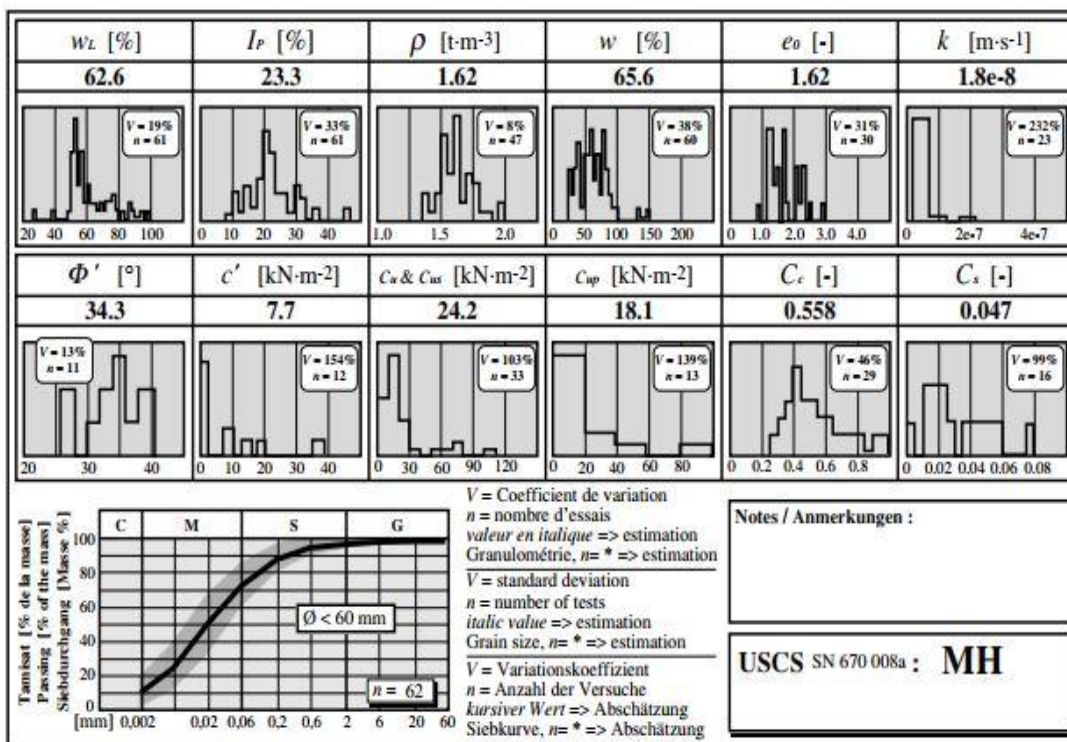
## Chapitre II : Reconnaissance du site

### 1. Limon argile :

$N' = 39$

$$\varphi = 34.3^\circ$$

$C = 7.7 \text{ kPa}$  pour limon



### 2. Argile limoneuse :

$N' = 50.3$

$$\varphi = 0.209 N' + 19.68 \dots \dots \dots (1)$$

$$C = 0.014 N' - 0.18 \dots \dots \dots (2)$$

- Avec ;
- $N'$  : valeur corrigée de  $N$ .
  - $\varphi$  : angle de frottement en (degré).
  - $C$  : est la cohésion en ( $\text{Kg}/\text{cm}^2$ ).

## Chapitre II : Reconnaissance du site

Les équations (1) et (2) ont des coefficients de corrélation ( $R^2$ ) égal à 0,851 et 0,871 respectivement, sont considérés comme des relations fortes.

Cela signifie qu'une très bonne corrélation entre le nombre SPT ( $N'$ ) et les paramètres de résistance au cisaillement ( $c$  &  $\phi$ ).

$$\phi = 0.209 \times 50.3 + 19.68$$

$$\phi = 30.19^\circ$$

$$C = 0.014 \times 50.3 - 0.18 = 0.5242 \text{ kg/cm}^2$$

$$C = 52.42 \text{ kpa}$$

$$Cu = \frac{Rc}{2} = \frac{1.76}{2} = 0.88 \text{ bars}$$

$$Cu = 88 \text{ kPa}$$

### 3. La marne :

$$N'=48.87$$

Signalons deux autres formules existant pour exprimer la relation entre  $\phi$  et  $N$  :

$$\phi = \sqrt{12N} + 25 \quad (\text{DUNHAM})$$

$$\phi = \sqrt{20N} + 15 \quad (\text{OSAKI})$$

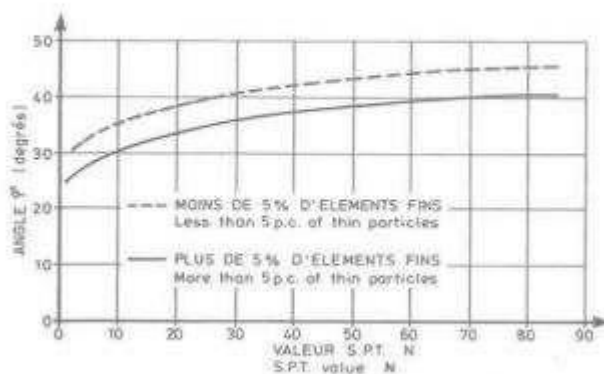


Fig. 2. — Corrélation entre  $N$  et angle de frottement  $\phi$ .  
Fig. 2. — Correlation between  $N$  and friction angle  $\phi$ .

$$\phi = 39^\circ$$

## Chapitre II : Reconnaissance du site

---

$C = 26 \text{ kPa}$

**Tableau2.5** : Tableau récapitulatifs des paramètres physiques et mécaniques par couches.

Les couches	C (kpa)	$\varphi$ (°)	$\gamma$ sat (kPa)	$\gamma h$ (kPa)	N'
Limon argile	7.7	34.3	22.25	19.7	39
Argile limoneuse	52.42	30.19	22.25	19.7	50.3
Marne	26	39	20.82	19.8	48.87

- N': valeur corrigée de N.

### 7. CONCLUSION :

Ce présent rapport concerne l'étude géotechnique d'un lot de terrain situé à Dellys, dans la Wilaya de Boumerdes, qui est touché par un glissement de terrain. Ce terrain est destiné à être utilisé comme assise pour la construction d'un ensemble immobilier.

Les sondages carottés de reconnaissance réalisés ont révélé l'existence sous une formation limoneuse d'épaisseur variable entre 1m et 3m d'une argile limoneuse, surmontant un substratum marneux.

Les essais de laboratoire réalisés sur des échantillons prélevés des sondages carottés ont révélé les caractéristiques géotechniques suivantes :

- Les analyses granulométriques montrent que le sol est fin.
- Des limites d'Atterberg réalisées indiquant un sol peu plastique à plastique.
- Les densités sèches indiquent un sol dense à très dense.
- Les essais de cisaillement à la boîte de Casagrande ont donné une cohésion non drainée (UU) qui varie entre 0.24bars et 1.23bars et un angle de frottement variant entre  $17.54^\circ$  et  $29.56^\circ$ .
- Les teneurs en eau et les degrés de saturation indiquent un sol proche de la saturation. Les coefficients de gonflement  $< C_g$  montrent que le sol est...
- L'essai de compression simple réalisé a donné une résistance à la compression  $R_c$  varie entre 1.09 bars et 2.05 bars

## **Chapitre III :**

### **Etude de stabilité et de confortement**

## Chapitre III : Etude de stabilité et de confortement

---

### 1. Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons dans un premier temps vérifier la stabilité du terrain naturel et proposer des solutions de confortement de ce talus naturel.

Dans un deuxième temps, nous allons proposer des solutions de stabilisation du talus reconstitué après achèvement du projet en prenant en compte les surcharges engendrées par les constructions mitoyennes.

### 2. Vérification de la stabilité du terrain naturel :

Avant d'entreprendre les travaux de confortement, il est essentiel de procéder à une vérification de la stabilité du terrain naturel.

#### Les caractéristiques des couches des sols :

- Sol 01 : limon

Poids volumique :  $\gamma = 19.70 \text{ kN/m}^3$

Angle de frottement :  $\varphi = 34.30^\circ$

Cohésion :  $c = 7.70 \text{ kPa}$

- Sol 02 : argile limoneuse

Poids volumique :  $\gamma = 19.70 \text{ kN/m}^3$

Angle de frottement :  $\varphi = 30.19^\circ$

Cohésion :  $c = 52.42 \text{ kPa}$

- Sol 03 : marne :

Poids volumique :  $\gamma = 19.80 \text{ kN/m}^3$

Angle de frottement :  $\varphi = 39^\circ$

Cohésion :  $c = 26 \text{ kPa}$

#### ❖ Cas sismique :

Dans ce cas on introduit les coefficient sismique  $K_h$  et  $K_v$  tels que :

-coefficient d'accélération horizontale  $K_h = 0.10$ .

- coefficient d'accélération verticales  $K_v = 0.033$ .

## Chapitre III : Etude de stabilité et de confortement

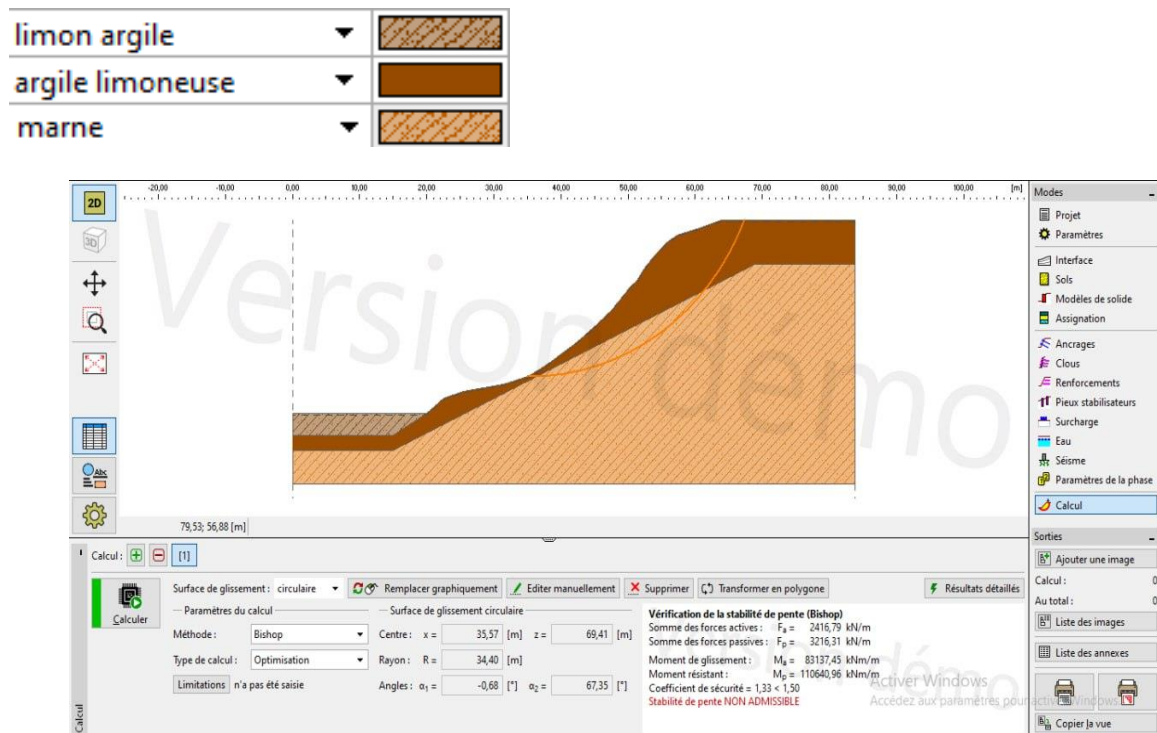


Figure 3.1 : Profil du talus avant traitement (permanent)

Le facteur de sécurité =  $1,33 < 1,50 \Rightarrow$  La stabilité du talus naturel avant traitement n'est pas ACCEPTABLE dans le cas statique (permanent)

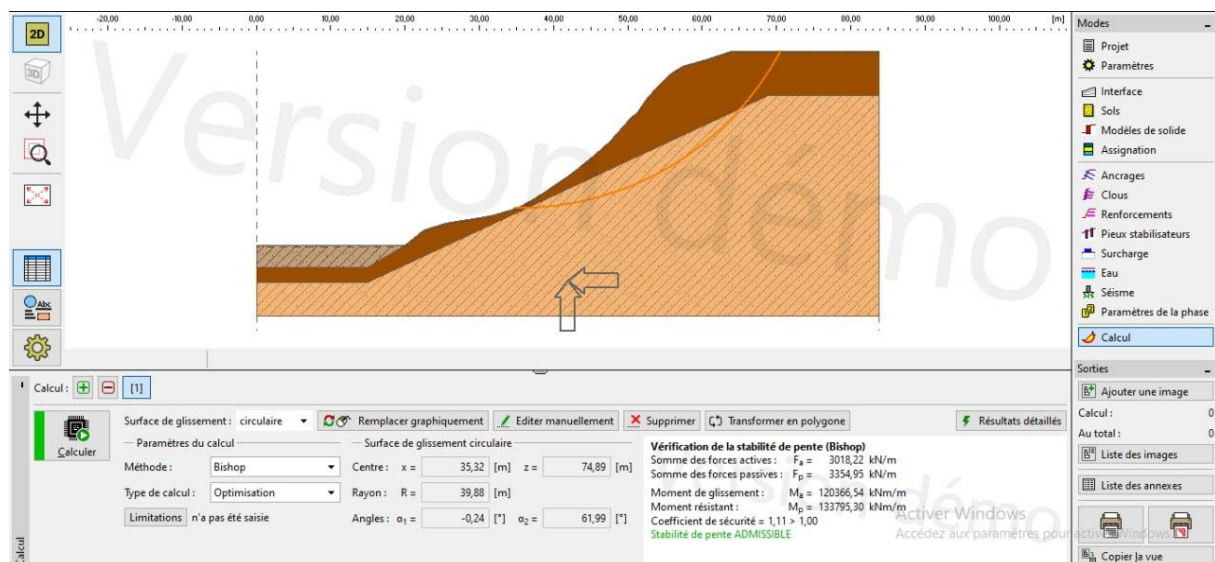


Figure 3.2 : Profil du talus avant traitement (cas sismique)

Le facteur de sécurité =  $1,11 > 1 \Rightarrow$  La stabilité du talus naturel avant traitement est donc ACCEPTABLE dans le cas sismique.



## Chapitre III : Etude de stabilité et de confortement

### 3. Confortement du terrain naturel :

Après avoir analysé les résultats du facteur de sécurité et constaté l'instabilité du sol naturel, nous avons donc proposé plusieurs solutions pour conforter le terrain naturel. Les solutions que nous allons investiguées sont les suivantes :

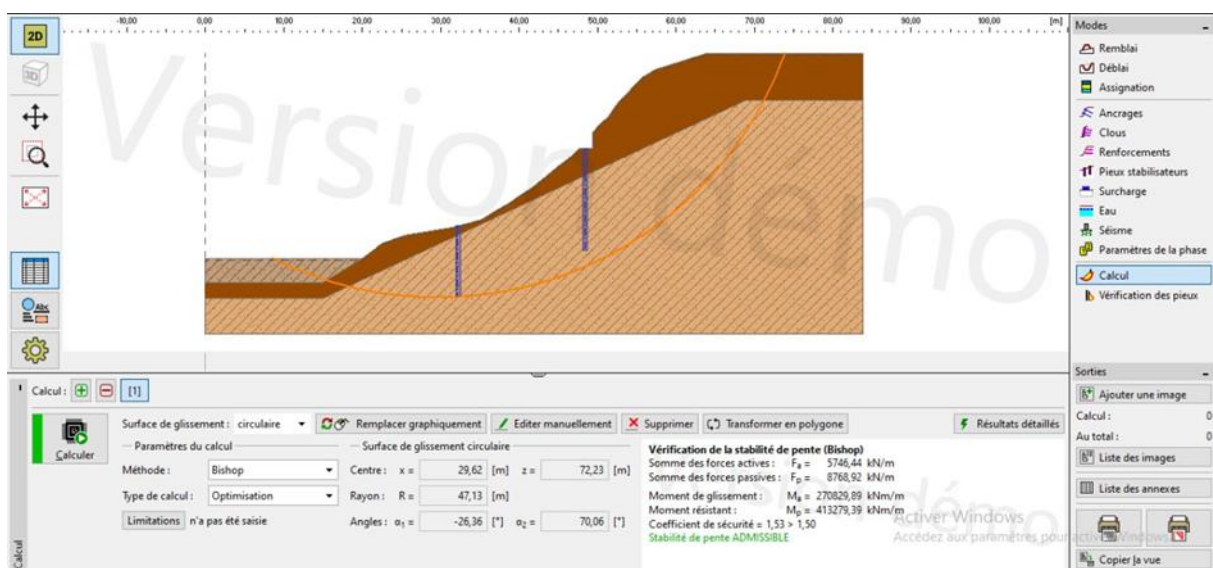
- Les pieux
- Les clous
- Remblai de butée

#### 1. Les pieux :

La première solution que nous avons proposée consiste à conforter le terrain naturel en utilisant deux (2) pieux poussés en dessous du cercle du glissement le plus défavorable. Les caractéristiques géométriques des pieux sont récapitulées dans le tableau 3.1.

**Tableau 3.1:** Caractéristiques géométriques et mécaniques des pieux.

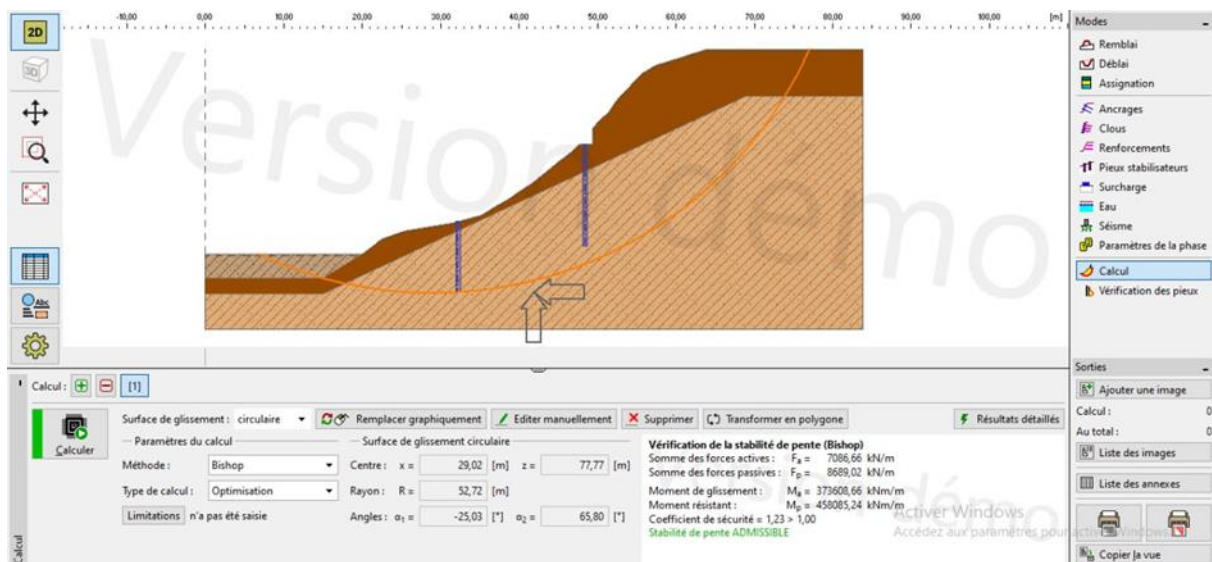
x [m]	z [m]	l [m]	Type de structure	b/bb [m]	d[m]	Diagramme le long du pieu	Vu [kN]	Direction de la force passive
48,40	44,10	13,00	mur standard	0,60	d = 0,60	constant	1000	perpendiculaire au pieu



**Figure 3.3:** Profil du talus naturel conforté avec deux pieux (sans séisme)

## Chapitre III : Etude de stabilité et de confortement

Le facteur de sécurité =  $1.53 > 1,50$   $\Rightarrow$  La stabilité du talus naturel conforté avec deux pieux est ACCEPTABLE dans le cas statique.



**Figure 3.4:** Profil du talus naturel conforté avec deux pieux (avec séisme)

Le facteur de sécurité =  $1.23 > 1,00$   $\Rightarrow$  La stabilité du talus naturel conforté avec deux pieux est également ACCEPTABLE dans le cas sismique.

## Chapitre III : Etude de stabilité et de confortement

### 2. Les clous :

La deuxième solution que nous avons proposée consiste à conforter le terrain naturel en utilisant béton projeté et quatre (4) clous poussés au-delà du cercle du glissement le plus défavorable. Les caractéristiques géométriques et mécaniques des clous sont récapitulées dans le tableau 3.2.

**Tableau 3.2 :** Caractéristiques géométriques et mécaniques des clous.

x [m]	z [m]	l [m]	$\alpha$ [°]	b [m]	Résistance à la rupture	Résistance à l'arrachement	Capacité portante de la tête du clou
35,54	35,23	15,00	25,00	1,00	ds = 32,0 mm, fy = 500,00 MPa	Calculer à partir du frottement latéral, d = 32,0 mm, gs = 300,000 kPa	tête non-ancrée
43,83	40,82	15,00	25,00	1,00	ds = 32,0 mm, fy = 500,00 MPa	Calculer à partir du frottement latéral, d = 32,0 mm, gs = 300,000 kPa	tête non-ancrée
49,80	46,55	15,00	25,00	1,00	ds = 32,0 mm, fy = 500,00 MPa	Calculer à partir du frottement latéral, d = 32,0 mm, gs = 300,000 kPa	tête non-ancrée
55,15	52,56	15,00	25,00	1,00	ds = 32,0 mm, fy = 500,00 MPa	Calculer à partir du frottement latéral, d = 32,0 mm, gs = 300,000 kPa	tête non-ancrée

## Chapitre III : Etude de stabilité et de confortement

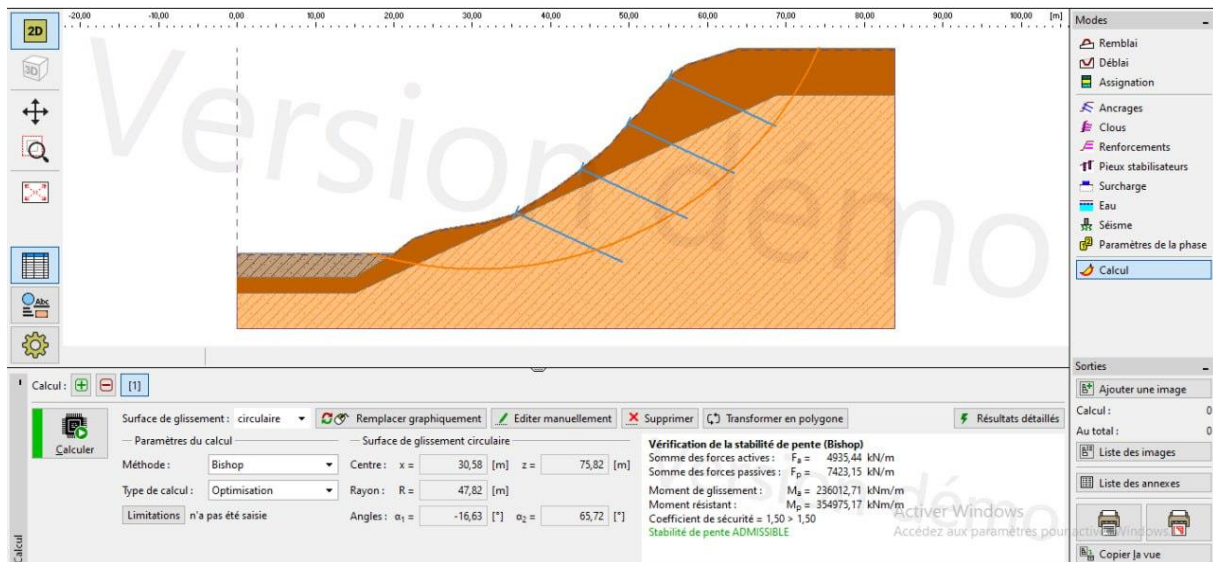


Figure 3.5 : Profil du talus naturel confortés par des clous (sans séisme).

Le facteur de sécurité =  $1.50 \geq 1,50 \Rightarrow$  La stabilité du talus naturel confortés par des clous est ACCEPTABLE dans le cas statique.

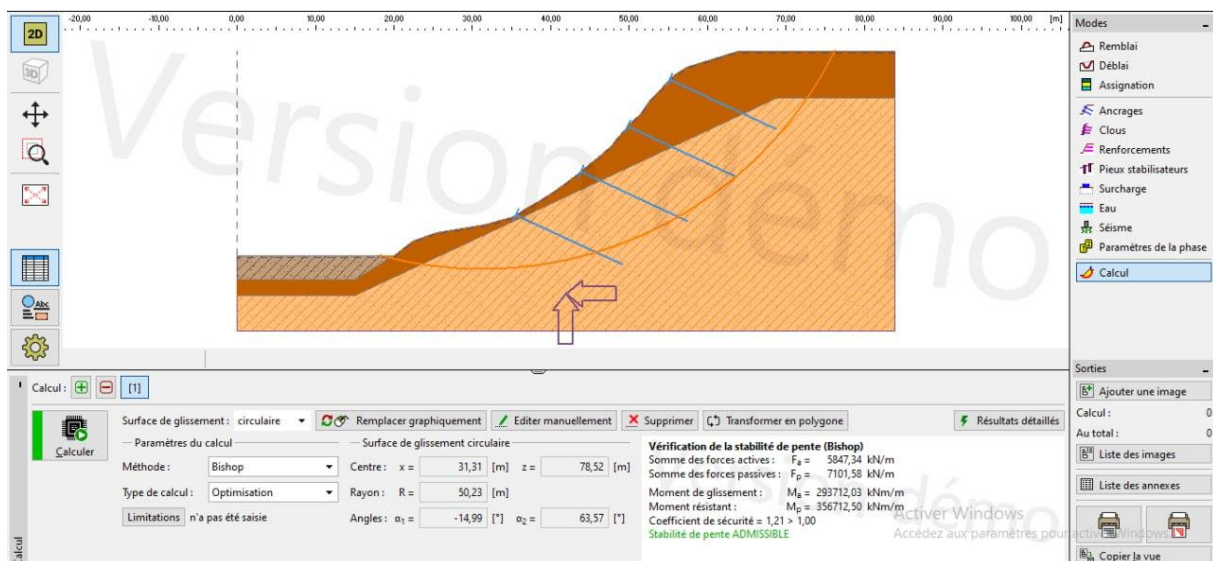


Figure 3.6 : Profil du talus naturel conforté avec des clous (séisme)

## Chapitre III : Etude de stabilité et de confortement

---

Le facteur de sécurité = 1.21 > 1,00 ⇒ La stabilité du talus naturel conforté avec des clous est également ACCEPTABLE dans le cas sismique.

### 3. Remblai de butée :





La troisième solution que nous avons proposée consiste à conforter le terrain naturel en utilisant un remblai de butée. Les caractéristiques géométriques des pieux sont récapitulées dans le tableau 3.3.

Poids volumique :  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

Angle de frottement :  $\phi_{ef} = 25^\circ$

Cohésion :  $c_{ef} = 5 \text{ kPa}$

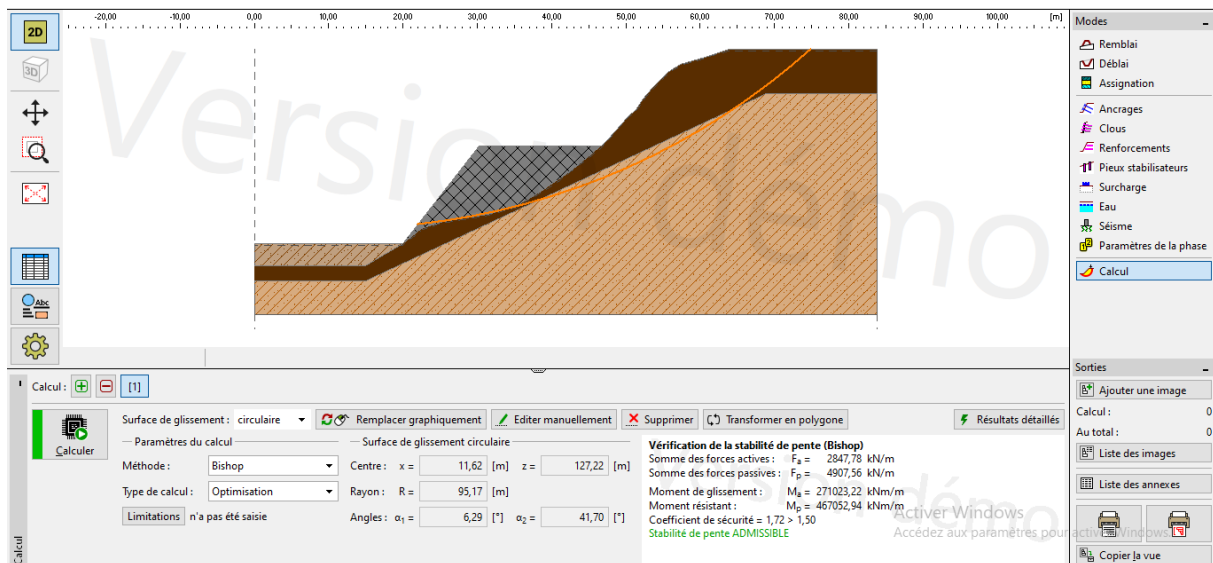
Poids volumique du sol saturé =  $20 \text{ kN/m}^3$

remblai	▼	
limon argile	▼	
argile limoneuse	▼	
marne	▼	

**Tableau 3.3:** Dimensions du remblai de butée.

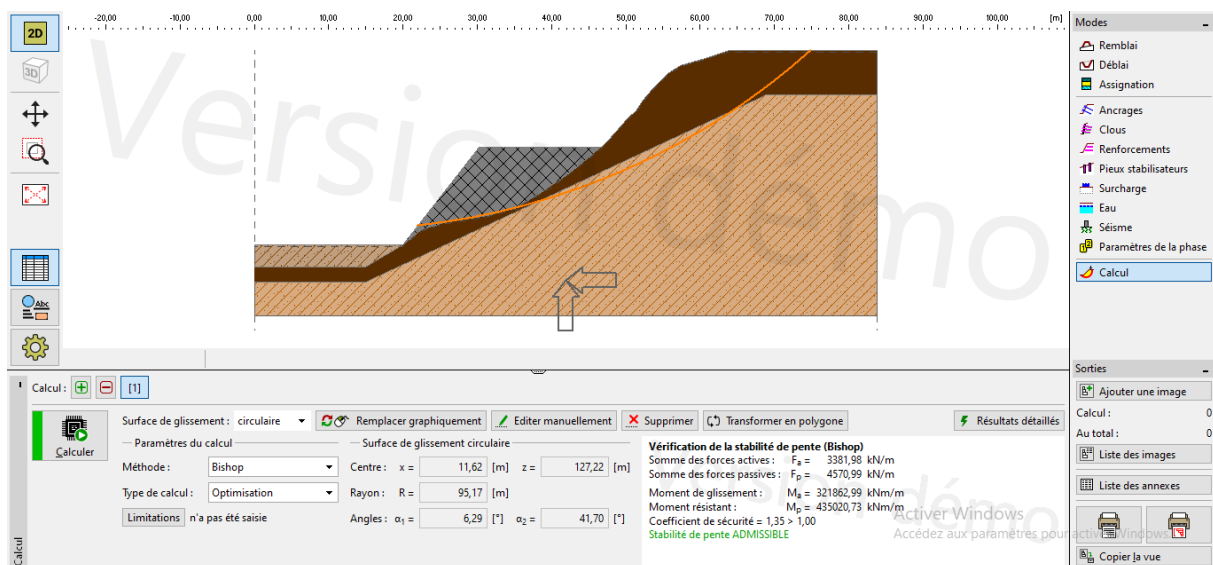
Num.	x [m]	z [m]
1	20,00	30,00
2	30,24	43,15
3	46,67	43,15

## Chapitre III : Etude de stabilité et de confortement



**Figure 3.7 :** Profil du talus naturel conforté avec un remblai de butée (parement)

Le facteur de sécurité =  $1,72 \geq 1,50 \Rightarrow$  La stabilité du talus naturel confortés par remblai de butée est **ACCEPTABLE** dans le cas statique.



**Figure 3.8 :** Profil du talus conforté avec un remblai de butée (avec séisme)

Le facteur de sécurité =  $1,35 > 1,00 \Rightarrow$  La stabilité du talus naturel conforté avec un remblai de butée est également **ACCEPTABLE** dans le cas sismique.

### 4. Reconstitutions du talus :





Dans notre projet, nous devons assurer la stabilité du talus reconstitué après l'achèvement du projet c'est-à-dire la construction de deux immeubles en tête et en bas du talus qui correspondent aux surcharges définies dans le tableau 3.5. Nous avons également proposé deux solutions de confortement pour le talus reconstitué en investiguant l'utilisation des :

- Géotextiles,
- Gabions.

#### 1. Géotextiles :

##### 1<sup>ère</sup> solution :

Pour la 1<sup>ère</sup> solution, nous avons gardé les clous mis en place lors du renforcement du terrain naturel, et nous avons reconstitué le remblai en utilisant des géotextiles et du béton projeté.

remblai	
limon argile	
argile limoneuse	
marne	

**Tableau 3.4:** Dimensions du remblai.

Numéro	X[m]	Y[m]
1	22.17	31.78
2	51.87	56.16
3	63	56.16

**Tableau 3.5 :** Dimensions du béton projeté.

Numéro	X[m]	Y[m]
1	19.85	30
2	51.72	56.16
3	51.87	56.16

**Tableau 3.6 :** Caractéristiques des surcharges.

Num	z [m]	x [m]	l [m]	q	unité
1	30	0	20	60	kN/m <sup>2</sup>
2	56,16	60	20	60	kN/m <sup>2</sup>

## Chapitre III : Etude de stabilité et de confortement

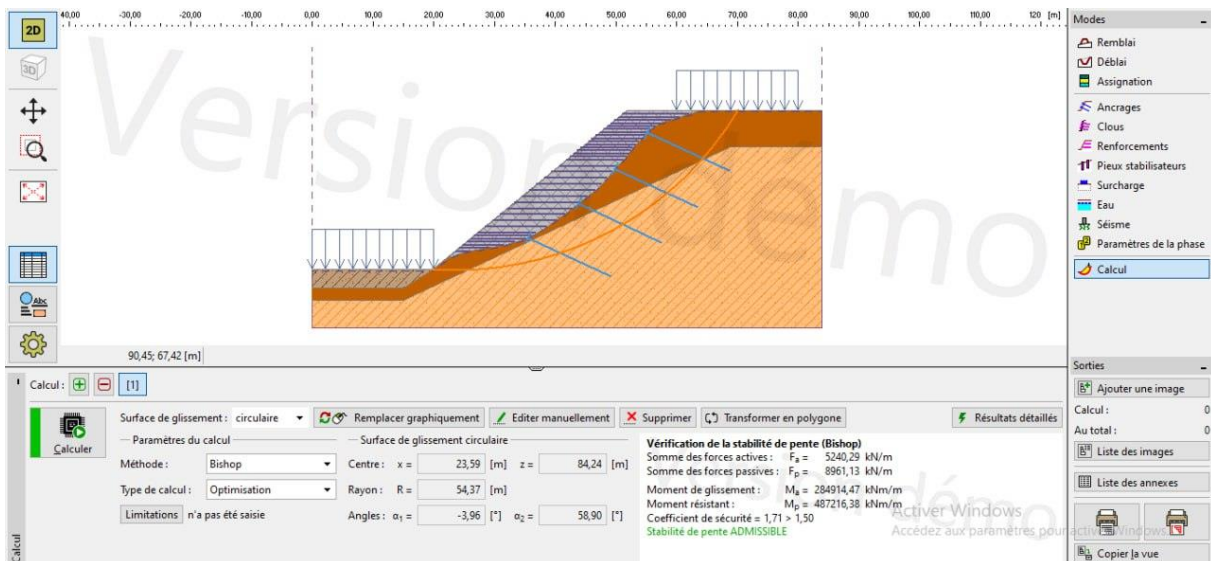
- Les mêmes dimensions des clous (tableau 3.2) sont appliquées dans cette solution

**Tableau 3.7** : Dimensions des géotextiles. (1<sup>ère</sup> solution en géotextile)

Num	Point à gauche		Point à droite		Long	Résistance du renforc.	Résistance à l'arrachement	Installation de renforcement
	x [m]	z [m]	x [m]	z [m]	L [m]	Rt [kN/m]	C	
1	23,79	33,05	25,69	33,05	1,90	300,00	0,80	Solide
2	24,36	33,55	29,11	33,55	4,75	300,00	0,80	Solide
3	27,37	36,05	36,80	36,05	9,43	300,00	0,80	Solide
4	28,60	37,05	38,48	37,05	9,88	300,00	0,80	Solide
5	29,84	38,05	40,09	38,05	10,25	300,00	0,80	Solide
6	31,06	39,05	41,54	39,05	10,48	300,00	0,80	Solide
7	32,24	40,05	42,78	40,05	10,54	300,00	0,80	Solide
8	33,47	41,05	44,12	41,05	10,65	300,00	0,80	Solide
9	34,70	42,05	45,21	42,05	10,51	300,00	0,80	Solide
10	35,94	43,05	46,55	43,05	10,61	300,00	0,80	Solide
11	37,07	44,05	47,56	44,05	10,49	300,00	0,80	Solide
12	38,34	45,05	48,42	45,05	10,08	300,00	0,80	Solide
13	39,57	46,05	49,32	46,05	9,75	300,00	0,80	Solide
14	40,80	47,05	50,22	47,05	9,42	300,00	0,80	Solide
15	41,99	48,05	51,27	48,05	9,28	300,00	0,80	Solide
16	42,62	48,55	51,66	48,55	9,04	300,00	0,80	Solide
17	43,19	49,05	52,03	49,05	8,84	300,00	0,80	Solide
18	43,82	49,55	52,41	49,55	8,59	300,00	0,80	Solide
19	44,41	50,05	52,72	50,05	8,31	300,00	0,80	Solide
20	45,08	50,55	53,24	50,55	8,16	300,00	0,80	Solide
21	45,66	51,05	53,65	51,05	7,99	300,00	0,80	Solide
22	46,25	51,55	54,20	51,55	7,95	300,00	0,80	Solide
23	46,88	52,05	54,68	52,05	7,80	300,00	0,80	Solide
24	47,50	52,55	55,09	52,55	7,59	300,00	0,80	Solide
25	48,09	53,05	55,61	53,05	7,52	300,00	0,80	Solide
26	48,72	53,55	56,43	53,55	7,71	300,00	0,80	Solide
27	49,32	54,05	57,32	54,05	8,00	300,00	0,80	Solide
28	49,94	54,55	58,87	54,55	8,93	300,00	0,80	Solide
29	50,56	55,05	60,38	55,05	9,82	300,00	0,80	Solide
30	51,17	55,55	61,93	55,55	10,76	300,00	0,80	Solide
31	24,93	34,05	31,54	34,05	6,61	300,00	0,80	Solide
32	25,60	34,55	33,32	34,55	7,72	300,00	0,80	Solide
33	26,30	35,05	35,22	35,05	8,92	300,00	0,80	Solide
34	26,79	35,55	36,03	35,55	9,24	300,00	0,80	Solide

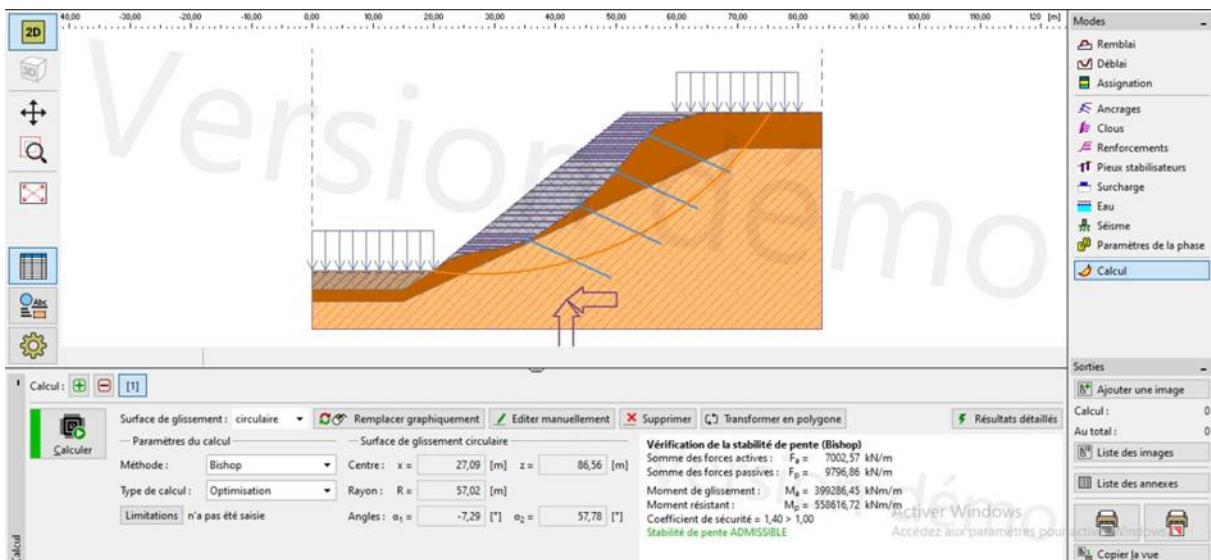


## Chapitre III : Etude de stabilité et de confortement



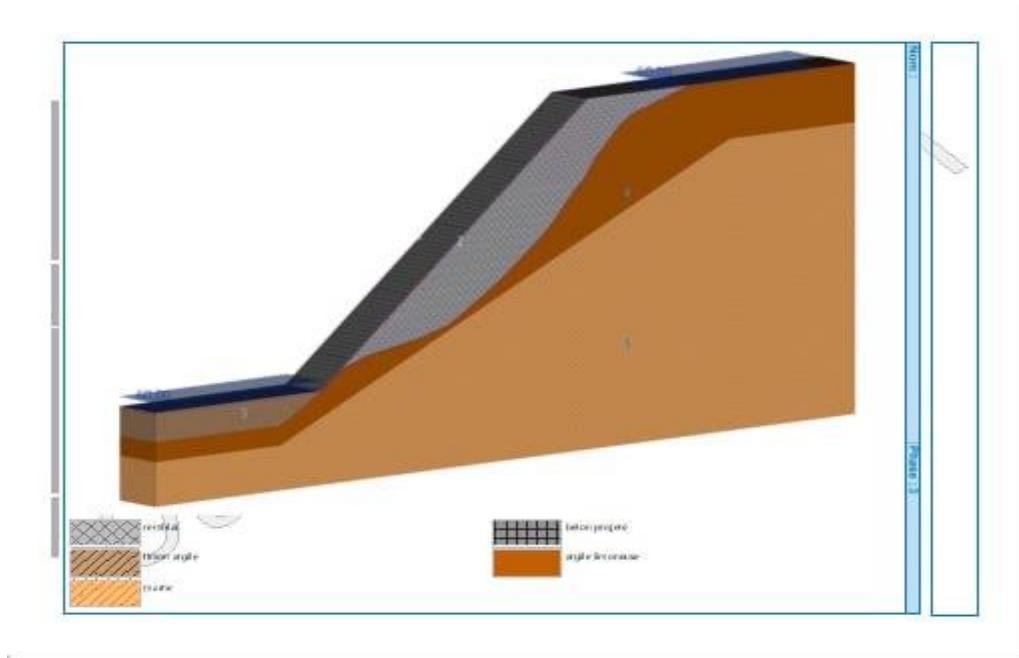
**Figure 3.9** : Profil du talus reconstitué conforté avec des clous, géotextiles et du béton projeté (sans séisme)

Le facteur de sécurité =  $1,71 \geq 1,50 \Rightarrow$  La stabilité du talus reconstitué conforté avec des clous, géotextiles et du béton projeté est **ACCEPTABLE** dans le cas statique.



**Figure 3.10** : Profil du talus reconstitué conforté avec des clous, géotextiles et du béton projeté (avec séisme)

Le facteur de sécurité =  $1,40 > 1,00 \Rightarrow$  La stabilité du talus reconstitué conforté avec des clous, géotextiles et du béton projeté est également **ACCEPTABLE** dans le cas sismique.



**Figure 3.11** : Vue (3d) du talus reconstitué conforté avec des clous, géotextiles et du béton projeté

### 2<sup>ème</sup> solution :

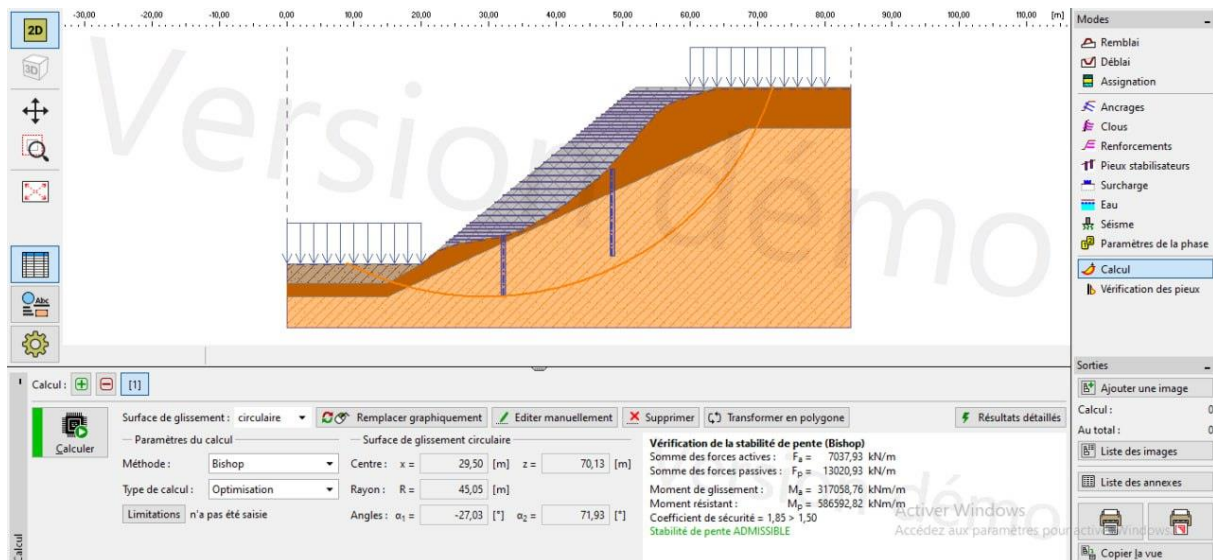
Pour la 2<sup>ème</sup> solution, nous avons gardé les pieux mis en place lors du renforcement du terrain naturel, et nous avons reconstitué le remblai en utilisant des géotextiles et du béton projeté.

Les mêmes dimensions de remblais (tableau 3.3) et de géotextile (tableau 3.6) que dans la première solution sont appliquées dans la deuxième solution.

Pour les pieux (voir tableau 3.1)

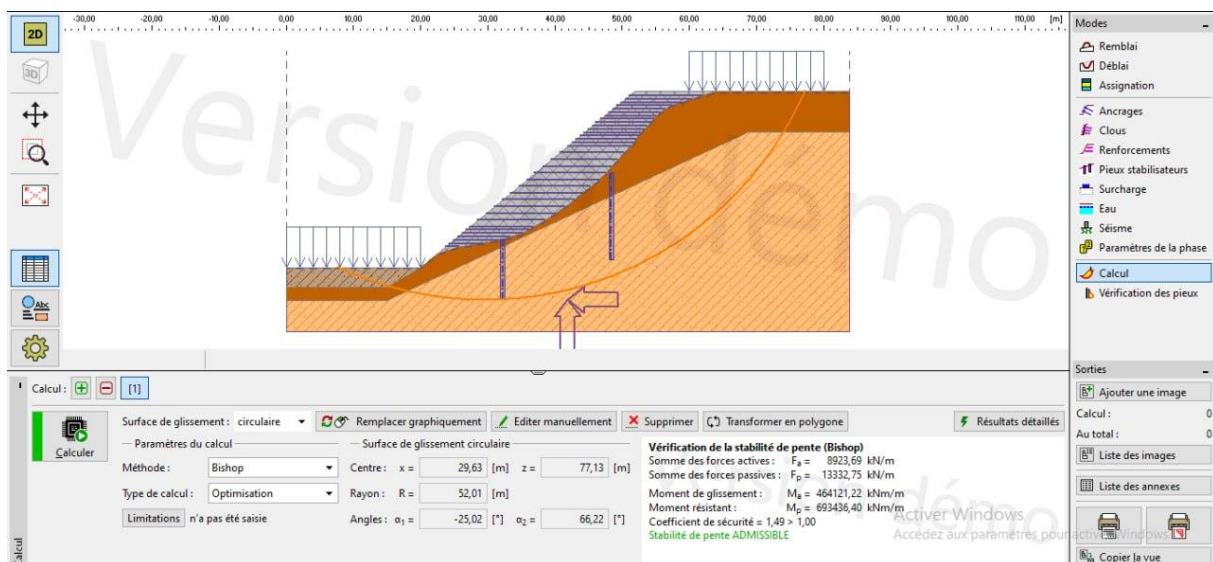
Pour surcharge (voir tableau 3.5)

## Chapitre III : Etude de stabilité et de confortement



**Figure 3.12 :** Profil reconstitué conforté avec des pieux, géotextiles et du béton projeté (sans séisme)

Le facteur de sécurité =  $1,85 \geq 1,50 \Rightarrow$  La stabilité du talus reconstitué conforté avec des clous, géotextiles et du béton projeté est ACCEPTABLE dans le cas statique.



**Figure 3.13 :** Profil du talus reconstitué conforté avec des pieux, géotextiles et du béton projeté (avec séisme)

Le facteur de sécurité =  $1,49 > 1,00 \Rightarrow$  La stabilité du talus reconstitué conforté avec des pieux, géotextiles et du béton projeté est également ACCEPTABLE dans le cas sismique.



**Figure 3.14 :** Vue (3d) du talus reconstitué conforté avec des pieux, géotextiles et du béton projeté.

### 2. Les gabions :

#### 1<sup>ère</sup> solution :

Pour la 1<sup>ère</sup> solution, nous avons gardé les clous mis en place lors du renforcement du terrain naturel, et nous avons reconstitué le remblai en utilisant des gabions et un remblai renforcé par 7 nappes de géotextiles.

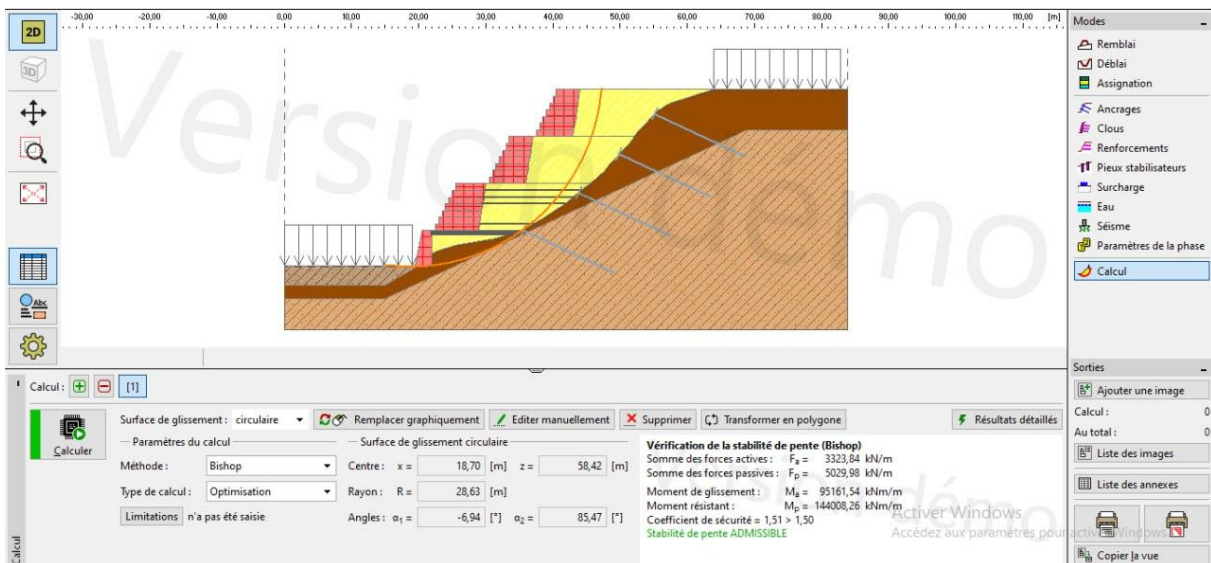
Les mêmes dimensions des clous (tableau 3.2) et des surcharges (tableau 3.5) sont appliquées dans cette solution.

gabion	▼	
gnt	▼	
limon argile	▼	
argile limoneuse	▼	
limon argile	▼	

## Chapitre III : Etude de stabilité et de confortement

**Tableau 3.8** : Dimensions des géotextiles (1<sup>ère</sup> solution en gabions).

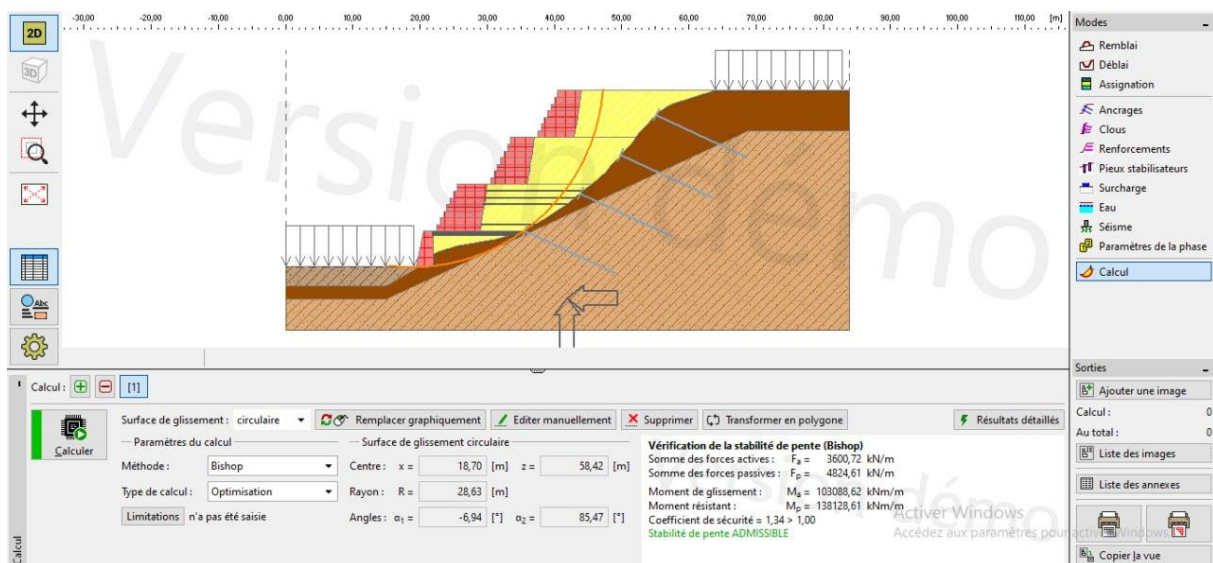
Num.	Point à gauche		Point à droite		Long.	Résistance du renforc.	Résistance à l'arrachement	Installation de renforcement
	x [m]	z [m]	x [m]	z [m]	L [m]	Rt [kN/m]		
1	22,00	34,95	34,96	34,95	12,96	300,00	0,80	Solide
2	22,00	34,74	34,20	34,74	12,20	300,00	0,80	Solide
3	21,98	34,53	33,44	34,53	11,46	300,00	0,80	Solide
4	29,50	39,17	41,73	39,17	12,23	300,00	0,80	Solide
5	29,84	41,16	44,29	41,16	14,45	300,00	0,80	Solide
6	29,15	36,18	37,22	36,18	8,07	300,00	0,80	Solide
7	29,73	40,15	43,05	40,15	13,32	300,00	0,80	Solide



**Figure 3.15** : Profil du talus reconstitué conforté avec des clous, gabions et géotextiles (sans séisme)

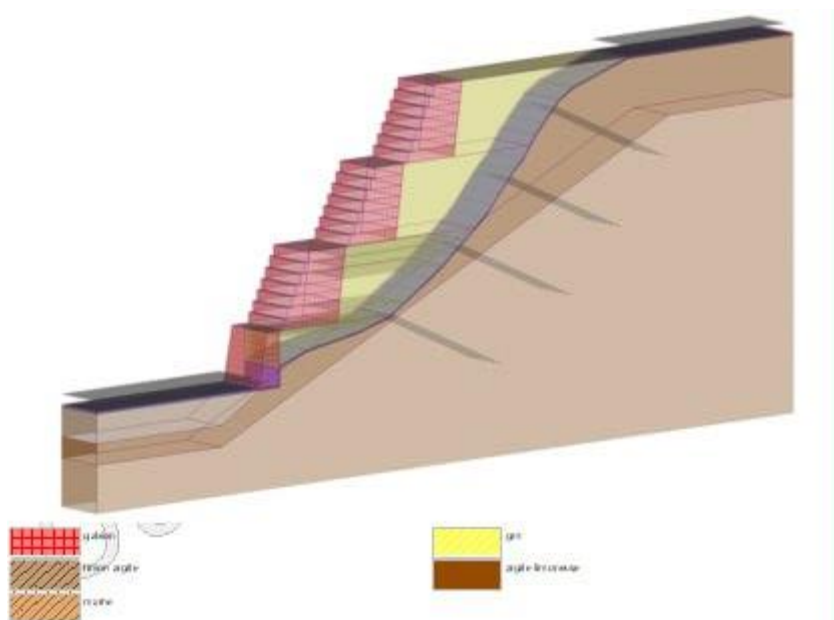
Le facteur de sécurité =  $1,51 \geq 1,50 \Rightarrow$  La stabilité du talus reconstitué conforté avec des clous, gabions et géotextiles est ACCEPTABLE dans le cas statique.

## Chapitre III : Etude de stabilité et de confortement



**Figure 3.16 :** Profil du talus reconstitué conforté avec des clous, gabions et géotextiles (avec séisme)

Le facteur de sécurité =  $1,34 > 1,00$   $\Rightarrow$  La stabilité du talus reconstitué conforté avec des clous, gabions et géotextiles est également ACCEPTABLE dans le cas sismique.



**Figure 3.17 :** Vue (3d) du talus reconstitué conforté avec des clous, gabions et géotextiles.

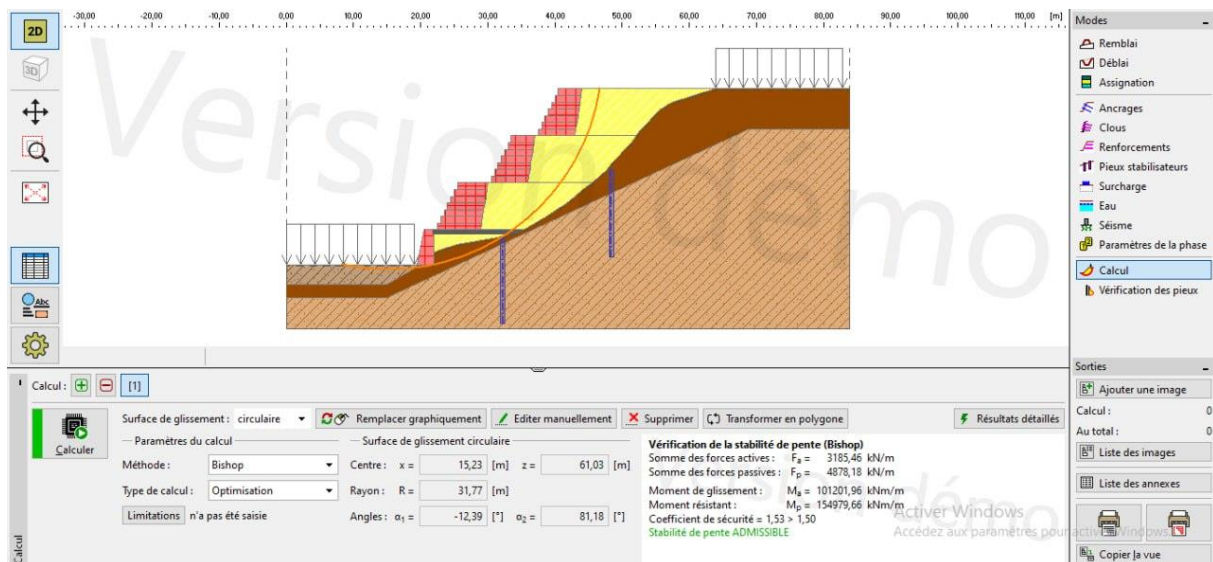
## Chapitre III : Etude de stabilité et de confortement

### 2<sup>ème</sup> solution :

Pour la 2<sup>ème</sup> solution, nous avons gardé les pieux mis en place lors du renforcement du terrain naturel, et nous avons reconstitué le remblai en utilisant des gabions et un remblai renforcé par 3 nappes de géotextiles.

**Tableau 3.9 : Dimensions des géotextiles (2<sup>ème</sup> solution en gabions)**

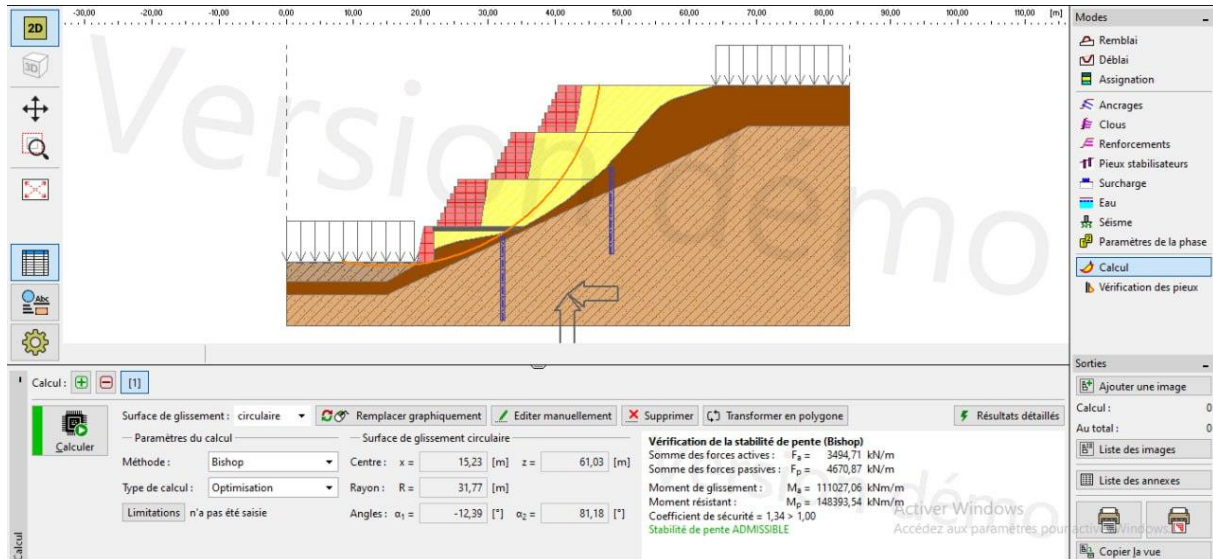
Num	Point à gauche		Point à droite		Long L [m]	Résistance du renforc. Rt [kN/m]	Résistance à l'arrachement C	Installation de renforcement
	x [m]	z [m]	x [m]	z [m]				
1	22,0 0	34,95	34,9 6	34,9 5	12,96	300	0,80	Solide
2	22,0 0	34,74	34,2 0	34,7 4	12,20	300	0,80	Solide
3	21,9 8	34,53	33,4 4	34,5 3	11,46	300	0,80	Solide



**Figure 3.18 : Profil du talus reconstitué conforté avec des pieux, gabions et géotextiles (sans séisme)**

## Chapitre III : Etude de stabilité et de confortement

Le facteur de sécurité =  $1.53 \geq 1,50$   $\Rightarrow$  La stabilité du talus reconstitué conforté avec des pieux, gabions et géotextiles est ACCEPTABLE dans le cas statique.



**Figure 3.19** : Profil du talus reconstitué conforté avec des pieux, gabions et géotextiles (avec séisme)

Le facteur de sécurité =  $1.34 > 1,00$   $\Rightarrow$  La stabilité du talus reconstitué conforté avec des pieux, gabions et géotextiles est également ACCEPTABLE dans le cas sismique.



## Chapitre III : Etude de stabilité et de confortement

---

### 5. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons d'abord vérifié l'instabilité du terrain naturel, puis nous avons proposés trois (3) solutions de confortement du talus naturel en utilisant les pieux, les clous et un remblai de butée.

Dans un deuxième temps, quatre (4) solutions de confortement ont été également proposées pour conforter le talus reconstitué après l'achèvement du projet. Deux solutions en utilisant le remblai renforcé par géotextiles et du béton projeté associé aux clous ou aux pieux. Deux autres solutions en utilisant un mur en gabions et du remblai renforcé par quelques nappes de géotextiles associé aux clous ou aux pieux.

## **Chapitre IV :**

### **Développement et validation du programme SGEO**

## Chapitre IV : Développement et validation du programme SGEO

### 1. Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons présenter le développement d'un programme SGEO (Made in Alegria) de calcul du coefficient de sécurité par la méthode des tranches. L'objectif est de proposer un outil aux ingénieurs pour faciliter le calcul du facteur de sécurité des talus.

Le programme SGEO est la première version qui permet de calculer le facteur de sécurité d'un talus vertical pour un sol monocouche, en tenant compte de la présence ou de l'absence de la nappe d'eau.

### 2. Le modèle du programme :

La Figure 4.1 illustre les dimensions nécessaires pour définir et caractériser le modèle, notées a, b, c et d.

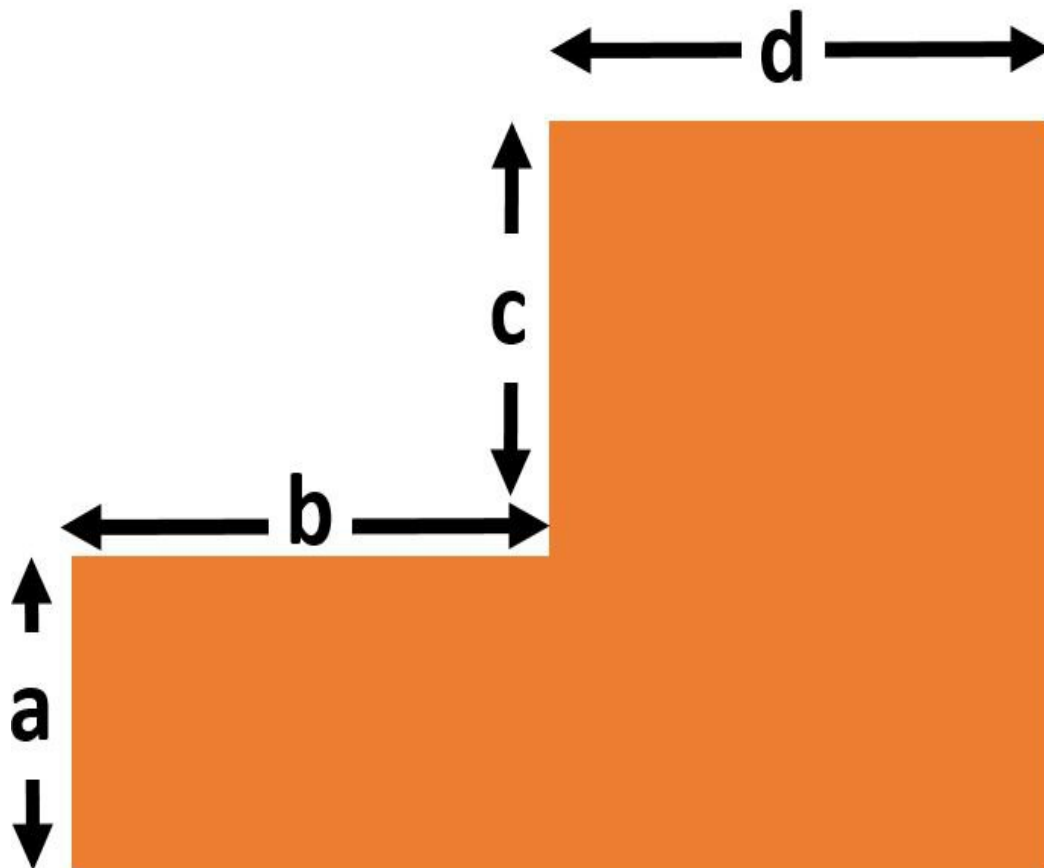
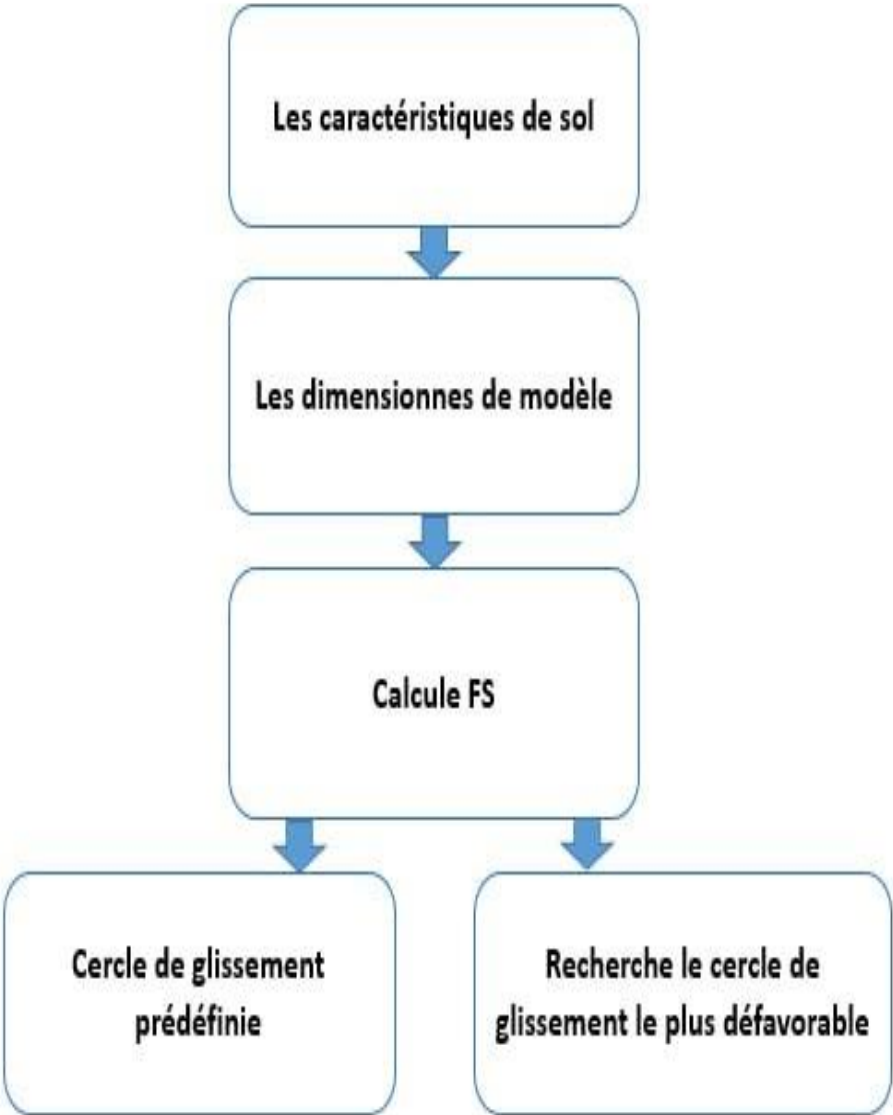


Figure 4.1 : le modèle du programme

# Chapitre IV : Développement et validation du programme SGEO

## 3. Organigramme du fonctionnement du programme SGEO :

L'organigramme suivant présente les étapes de fonctionnements du programme développé SGEO :



**Figure 4.2 :** Organigramme du fonctionnement du programme SGEO.

# Chapitre IV : Développement et validation du programme SGEO

## 4. Les composants du programme :

### 4.1. Les parametre du sol :

cohésion	<input type="text"/>	kpa
angle de frottement	<input type="text"/>	degré
poids volumique	<input type="text"/>	kn/m3

### 4.2. les dimensions du modele :

a	<input type="text"/>	m
b	<input type="text"/>	m
c	<input type="text"/>	m
d	<input type="text"/>	m

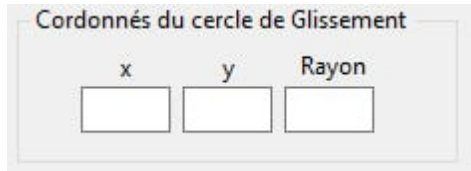
### 4.3. l'affichage du modele :

The screenshot displays the SGEO software interface with the following components:

- Caractéristique du sol:** Input fields for cohesion (kPa), angle of friction (degrees), and volumetric weight (kN/m<sup>3</sup>).
- Dimension du modèle:** Input fields for dimensions a, b, c, and d (all in meters).
- Méthode de calcul:** Radio buttons for "Calcul avec un cercle prédéfini" and "Recherche du cercle de glissement".
- Cordonnés du cercle de Glissement:** Input fields for x, y, and Rayon.
- Results:** Output fields for "Forces déstabilisatrices (kN/m)", "Forces stabilisatrices (kN/m)", "Nombre de tranche", and "Facteur de sécurité".
- Diagram:** A central diagram of a soil slope with dimensions a, b, c, and d labeled.
- Buttons:** "calcul" and "Rechercher le cercle de glissement" buttons at the bottom.
- Footer:** "Activier Windows" watermark and "Accédez aux paramètres pour activer Windows." text.

## Chapitre IV : Développement et validation du programme SGEO

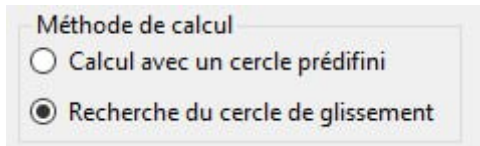
### 4.4. le choix de centre du cercle :



Cordonnés du cercle de Glissement

x	y	Rayon
<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>

### 4.5. détermination du facteur de sécurité le plus défavorable :

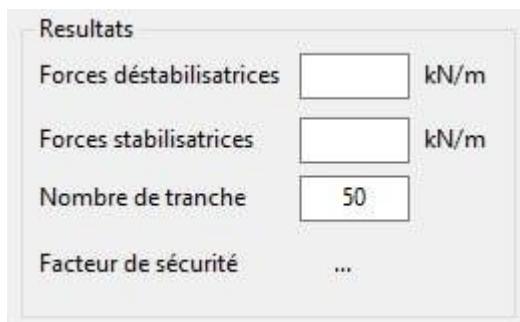


Méthode de calcul

Calcul avec un cercle prédéfini

Recherche du cercle de glissement

### 4.6. Résultats du programme :



Resultats

Forces déstabilisatrices	<input type="text"/>	kN/m
Forces stabilisatrices	<input type="text"/>	kN/m
Nombre de tranche	<input type="text" value="50"/>	
Facteur de sécurité	<input type="text"/>	...

## 5. Validation du programme :

Avant de proposer le programme pour les ingénieurs, il est nécessaire de le valider pour s'assurer de son bon fonctionnement. Nous procéderons à la validation en utilisant le logiciel GEO5, comme nous l'avons déjà fait dans le chapitre 03.

## 6. Exemple de calcul avec le programme :

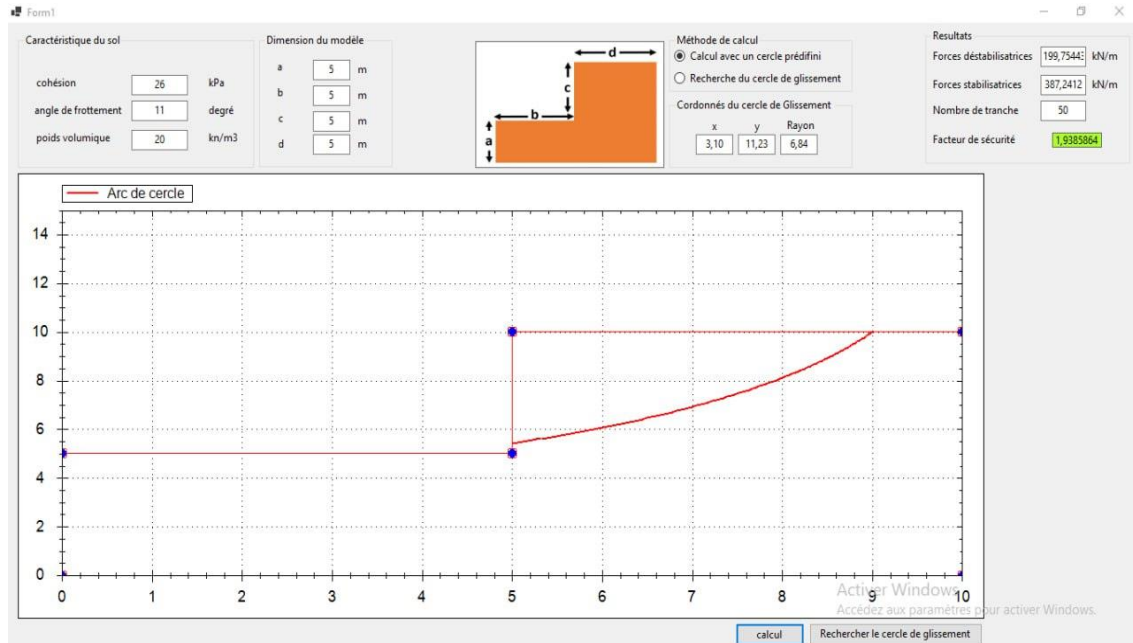
On propose d'étudier la stabilité d'un sol argileux avec les caractéristiques suivantes :

$$C=26 \text{ kPa}, \varphi= 11^\circ, \gamma=20 \text{ kN/m}^3$$

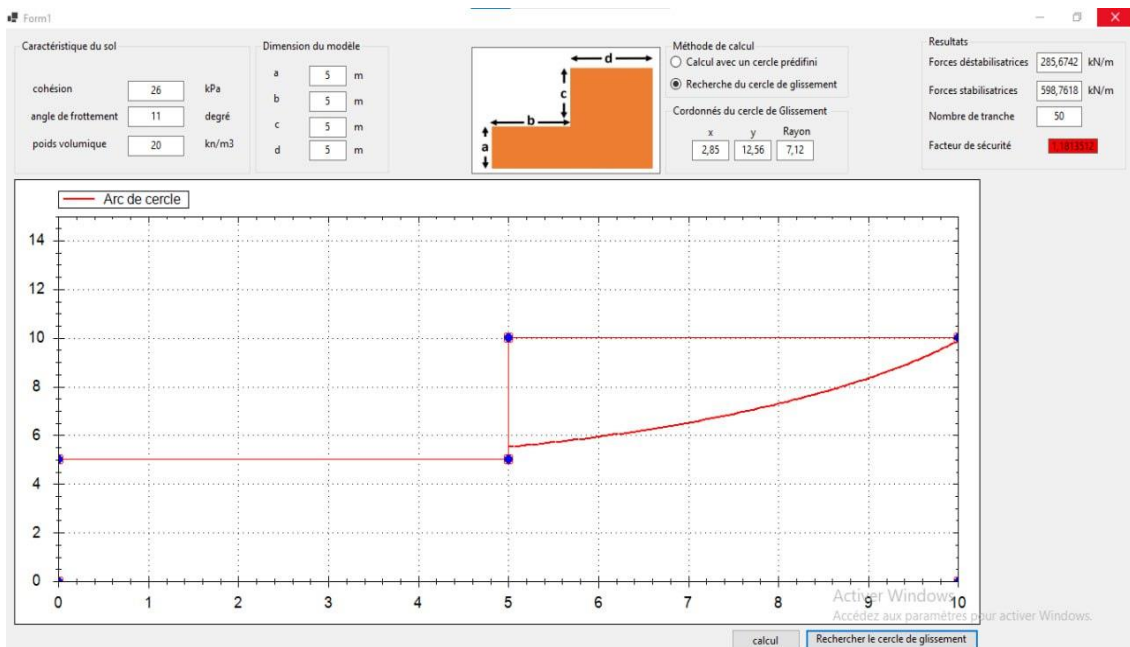
➤ **Les dimensions du modèle :**

$$a= 5\text{m}, b=5\text{m}, c=5\text{m}, d=5\text{m}.$$

## Chapitre IV : Développement et validation du programme SGEO



Le facteur de sécurité calculé via le programme développé avec un cercle prédéfini = 1.93



Le facteur de sécurité le plus défavorable calculé via le programme développé = 1.18

# Chapitre IV : Développement et validation du programme SGEO

## 7. Logiciel GEO 5 :

Dans le but de valider les résultats trouvés précédemment, nous allons utiliser le logiciel Gé 5 pour modéliser les mêmes configurations.

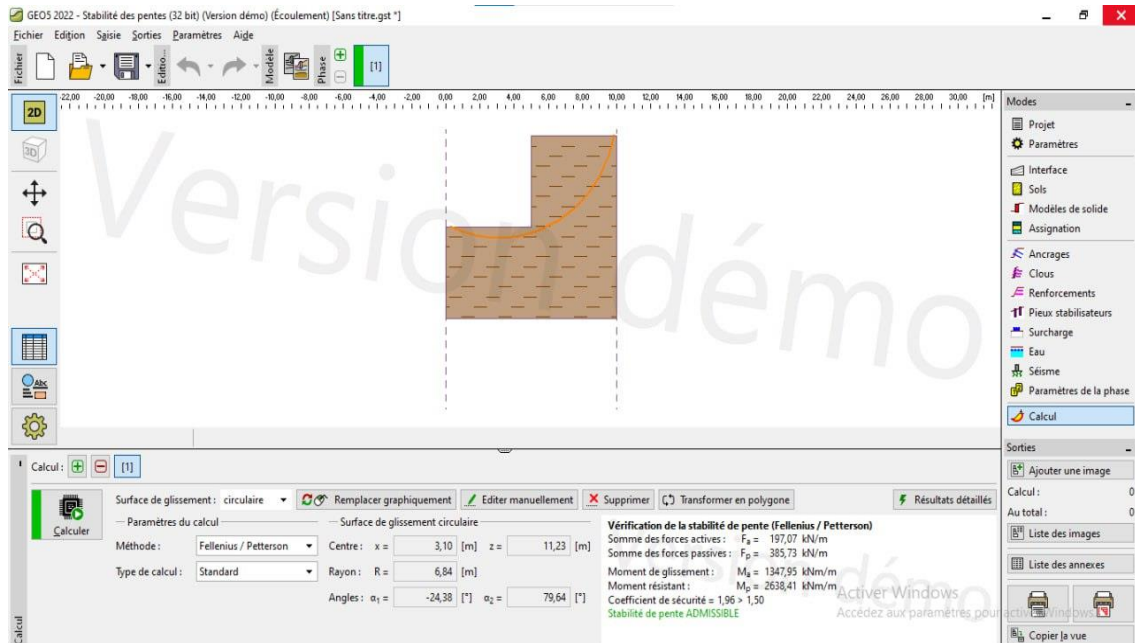


Figure 4.5 : Calcul du facteur de sécurité avec Geo-5 (standard)

Le facteur de sécurité calculé via Geo-5 avec un cercle prédéfini = 1.96.

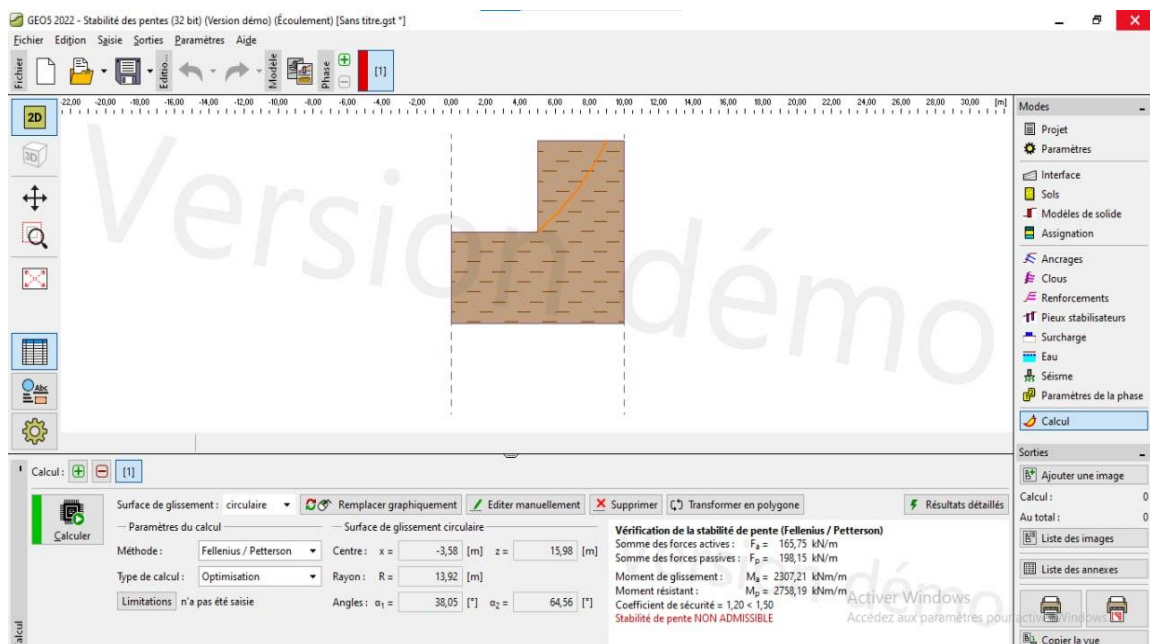


Figure 4.6 : Calcul du facteur de sécurité avec Geo-5 (optimisation).



## Chapitre IV : Développement et validation du programme SGEO

Le facteur de sécurité le plus défavorable calculé via Geo-5 = 1.20.

### 8. Comparaison entre SGEO et GEO 5 :

Les tableaux 4.1 et 4.2 regroupe les valeurs des facteurs de sécurités trouvés avec le programme S GEO et le logiciel GEO-5.

Tableau 4.1 : Facteurs de sécurité standard déterminés par SGEO et GEO5

Logiciel	Facteur de sécurité (standard)
S GEO	1.93
GEO 5	1.96

Figure 4.2 : Facteurs de sécurité avec optimisation déterminés par SGEO et GEO5.

Logiciel	Facteur de sécurité (optimisation)
S GEO	1.18
GEO 5	1.20

Nous pouvons remarquer dans les deux tableaux précédents que les résultats du facteur de sécurité entre les deux programmes, SGEO et GEO5, sont presque les mêmes :

- ✓  $1.93 \approx 1.96$  soit une différence de 1.53%.
- ✓  $1.18 \approx 1.20$  soit une différence de 1.66%.

Ces résultats montrent une concordance étroite entre les deux programmes, ce qui indique que le programme SGEO est fiable et produit des valeurs de facteur de sécurité comparables à celles du programme GEO5.

### 9. Conclusion :

Après avoir effectué les calculs du facteur de sécurité en utilisant les deux programmes avec la méthode des tranches (Fellenius) et en constatant des résultats similaires et proches l'un de l'autre, nous pouvons affirmer que notre programme est réussit aide à calculer le facteur de sécurité de manière simple et rapide. Grâce à ce programme, les ingénieurs disposent d'une solution pratique et originale pour évaluer la stabilité des talus de manière fiable et efficace.

## Chapitre IV : Développement et validation du programme SGEO

### 10. Conclusion générale :

Notre projet de fin d'étude avait un double objectifs : le 1<sup>er</sup> concerne l'étude de stabilité et de confortement d'un glissement de terrain survenu lors d'un chantier de construction d'un ensemble immobilier au niveau de la ville de Dellys (Wilaya de Boumerdes), et le second concerne le développement d'un logiciel d'analyse de stabilité des pentes baptisé SGEO.

Pour atteindre ces objectifs, nous avons mis en œuvre une démarche qui vise dans un premier temps à implémenter la méthode de Fellinus dans le programme SGTALUS du logiciel SGEO en utilisant comme langage de programmation le Visual Basic. La validation du logiciel développé a été effectuée en confrontant les résultats d'un cas pratique calculés avec SGEO, avec ceux trouvés en utilisant le logiciel GEO5. Une concordance étroite entre les deux programmes a été obtenue grâce aux résultats similaires et proches l'un de l'autre, ce qui indique que le programme SGEO est fiable et produit des valeurs de facteur de sécurité comparables à celles du programme GEO5.

Dans un deuxième temps, l'instabilité du terrain naturel a été mise en évidence et trois (3) solutions de confortement du talus naturel ont été proposées en utilisant comme moyen de renforcement : les pieux, les clous et un remblai de butée.

Quatre (4) solutions de confortement ont été également proposées pour conforter le talus reconstitué après l'achèvement du projet : deux (2) solutions en utilisant le remblai renforcé par géotextiles et du béton projeté associé aux clous ou aux pieux ainsi que deux (2) autres solutions en utilisant un mur en gabions, et du remblai renforcé par quelques nappes de géotextiles associé aux clous ou aux pieux

## Références:

- [1] [https://fr.wikipedia.org/wiki/Glisement\\_de\\_terrain](https://fr.wikipedia.org/wiki/Glisement_de_terrain).
- [2] SELLAMIS,BELAMRI S. Etude de stabilité et de confortement du glissement de terrain CW16 Ait Idriss Bejaia .Mémoire de Master en Génie Civil. UNIVERSITE DE BEJAIA
- [3] Département fédéral de l'environnement, des transports, de l'énergie et de la communication (DETEC).Glissement de terrain processus. Publié par l'Office fédéral de l'environnement OFEV. Berne 2009.
- [4] Département fédéral de l'environnement, des transports, de l'énergie et de la communication (DETEC). Glissement de terrain hydrogéologie et techniques d'assainissement par drainage. Publié par l'Office fédéral de l'environnement OFEV . Berne.2010.
- [5] Kiyyour Sami. Le clouage dans les ouvrages de soutènement ; Conception et Dimensionnement.Mémoire de Magistère en Génie Civil. Université Constantine 1.
- [6] Bouafia A. Stabilisation des murs de soutènement, cour de master 01. Université de Blida 1, 2022
- [7] Benamara F. Etude du traitement d'un glissement de terrain sur la RN80 Pk67+500 Wilaya de Guelma..Mémoire de Master en Génie Civil
- [8] Abed Y .glissement de terrain, cour de master 01. Université de Blida 1, 2022
- [9] Auscultation d'un élément de fondation par transparence 2015.
- [10] Sail Y. Procèdes généraux de construction ,fondation profondes(pieux)cour de master 01. Université de Blida 1.
- [11] Une solution fiable, rapide et durable pour les soutènements et les aménagements paysagers et urbains
- [12] Fellenius W .Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohäsion, Ernst, Berlin, 1927

### IMPLANTATION DES ESSAIS IN SITU





SONDAGE CAROTTE



PENETROMETRE DYNAMIQUE



PUITS DE RECONNAISSANCE



**LABORATOIRE D'ETUDES GEOTECHNIQUE & FORAGE**  
**SARL L.E.GEO**  
 Tel : 0661.11.01.58/0661.11.01.57  
 Email: lego2008@gmail.com

**RAPPORT DE FORAGE**

Sondage : SC N°03

Projet : ETUDE DE SOL REALISATION 204 LOGTS & 10 VILLAS STANDING  
 Client : EURL DZPROMO

Dossier N° : ESX-16-125  
 Endroit : DELLYS

Date début :  
 Date fin :  
 Profondeur forée (m) : 10  
 Niveau d'eau (m) : 5

Coordonnées GPS:  
 X :  
 Y :  
 Z :

Boue de forage : EAU CLAIRE  
 Type forage : CAROTTAGE  
 Foreuse : CRAELUS

Etat des échantillons :  
 Intact  Remanié  Paraffiné  Roche

Echelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération				SPT (N1+N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION
		25	50	75	100								
1.0													Argile limoneuse schisteuse verdâtre parfois graveleuse à concrétions calcaires
2.0					19			SPT		2.00			
3.0										2.40			
4.0										3.80			
5.0					20			SPT		4.00			
6.0	-6.00									5.00			
7.0	6.00									5.45			
8.0										7.70			Marne schisteuse grisâtre à concrétions calcaires
9.0					75			SPT		8.00			
10.0	-10.00									8.80			
11.0	10.00									10.00			Fin du forage à une profondeur de 10 m.
12.0													
13.0													
14.0													
15.0													
16.0													
17.0													

© SolTrends 2013

REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :  
 CF : Carottier fendu  
 TM : Tube à paroi mince  
 PS : Tube à position fixe  
 CR : Tube carottier  
 TF : Tube fendu

ABREVIATIONS :  
 AG : Analyse granulométrique  
 S : Sédiments  
 L : Limon de (Aberberg)(L) (P)  
 W : Teneur en eau  
 PV : Poids volumique (Sol) (G)  
 AC : Analyse chimique  
 CR : Crawlment multiple  
 TR : Crawlment Trépan  
 R : Résistance à la compression  
 CED : Essai œdométrique  
 GL : Gonflement libre  
 B : Bulbe à l'enfoncement

Préparé par : \_\_\_\_\_ Validé par : \_\_\_\_\_ 23/08/2016 Page : 1 de 1



Projet : ETUDE DE SOL REALISATION 204 LOGTS & 10 VILLAS STANDING  
 Client : EURL DZPROMO

Dossier N° : ESX-16-125  
 Endroit : DELLYS

Date début :  
 Date fin :  
 Profondeur forée (m) : 15  
 Niveau d'eau (m) : 4

Coordonnées GPS:  
 X :  
 Y :  
 Z :

Roue de forage : EAU CLAIRE  
 Type forage : CAROTTAGE  
 Foreuse : CRAELUS

Etat des échantillons :  
 Intact  Remanié  Paraffiné  Roche

Echelle (m)	Elevation (m) Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	RGD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION
1.0										Limon Argileux graveleux
2.0										
3.0	-3.00 3.00		20					2.20 2.45		
4.0			85					4.00 4.45		Argile limoneuse schisteuse verdâtre parfois graveleuse à concrétions calcaires
5.0	-5.00 5.00									
6.0			26					6.00 6.45		
7.0										
8.0										
9.0										
10.0			68					8.00 8.45 8.70		Marne schisteuse grisâtre à concrétions calcaires
11.0										
12.0										
13.0										
14.0										
15.0	-15.00 15.00							14.70 15.00		Fin du forage à une profondeur de 15 m.
16.0										
17.0										

REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :

ABREVIATIONS :

- CF : Carottier fendu
- TM : Tube à paroi mince
- PS : Tube à position fixe
- CR : Tube carottier
- TF : Tube fendu

- AG : Analyse granulométrique
- S : Sédimentomètre
- L : Limite d'Atterberg(PL, PI)
- W : Teneur en eau
- PV : Poids volumique(Gé. Ch)
- AC : Analyse chimique
- CR : Couloir rectiligne
- TR : Coefficient Triaxial
- Ru : Résistance à la compression
- OED : Essai œdométrique
- OL : Gonflement libre
- R : Ratio à l'enfoncement

Préparé par :

Vérifié par :

23/08/2016

Page : 1 de 1



**LABORATOIRE D'ETUDES GEOTECHNIQUE & FORAGE**  
**SARL L.E.GEO**  
 Tél : 0661.11.01.58/0661.11.01.57  
 Email: lego2008@gmail.com

**RAPPORT DE FORAGE**

Sondage : SC N°05

Projet : ETUDE DE SOL REALISATION 204 LOGTS & 10 VILLAS STANDING  
 Client : EURL DZPROMO

Dossier N° : ESX-16-125  
 Endroit : DELLYS

Date début :  
 Date fin :  
 Profondeur forée (m) : 15  
 Niveau d'eau (m) : 5

Coordonnées GPS:  
 X :  
 Y :  
 Z :

Boue de forage : EAU CLAIRE  
 Type forage : CAROTTAGE  
 Foreuse : CRAELUS

Etat des échantillons:  
 Intact  Remanié  Paraffiné  Roche

Echelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	ROD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION
1.0										
2.0			16			SPT		1.50		Argile limoneuse schisteuse verdâtre parfois graveleuse à concrétions calcaires
3.0								1.80		
4.0			14			SPT		3.70		Marnes schisteuses grisâtres à concrétions calcaires
5.0								4.00		
6.0	4.00		30			SPT		4.40		
7.0	6.00							5.00		
8.0					101	CR		5.50		Fin du forage à une profondeur de 15 m.
9.0			75			SPT		5.80		
10.0								6.00		
11.0								6.40		
12.0			70			SPT		8.30		
13.0								8.70		
14.0								9.00		
15.0	-15.00							12.00		
16.0	15.00							12.40		
17.0								14.00		
								14.30		

REMARQUES :

TYPE CAROTTIER :

CF : Carottier fendu  
 TM : Tube à paroi mince  
 PS : Tube à paroi épaisse  
 CR : Tube carottier  
 TF : Tube fendu

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique  
 S : Sédiments  
 L : Limites d'Atterberg (LL, PL)  
 W : Teneur en eau  
 Pv : Poids volumique (d<sub>s</sub>, G<sub>s</sub>)  
 AC : Analyse chimique  
 CS : Coefficient de consolidation  
 TR : Coefficient de tassement  
 Rc : Résistance à la compression  
 OED : Essai œdométrique  
 G<sub>L</sub> : Coefficient de gonflement  
 R : Risque à l'encastrement

Préparé par :

Vérifié par :

23/09/2016

Page 1 de 1





**LABORATOIRE D'ETUDES GEOTECHNIQUE & FORAGE**  
**SARL L.E.GEO**  
 Tel : 0661.11.01.58/0661.11.01.57  
 Email: legeo2008@gmail.com

**RAPPORT D'ESSAI**  
**ANALYSE GRANULOMETRIQUE**  
 NF P 94-056 / NF P 94-057

Client : EURL DZPROMO

N° Projet : ESX-16-125

Projet : ETUDE DE SOL REALISATION 204 LOGTS & 10 VILLAS STANDING

Réf. Client :

Endroit : DELLYS-BOUMERDES

N° rapport :

Sondage n° : SC 03

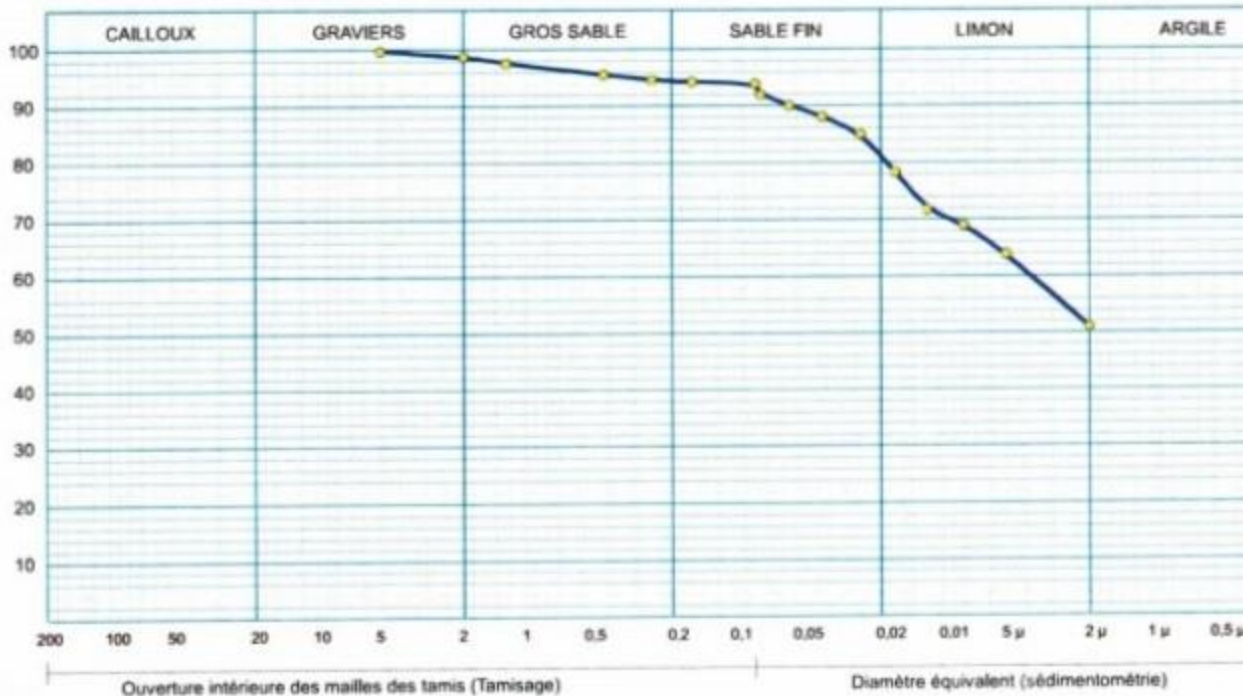
—●— Sondage: SC 03 : 03.80- 04.00

Profondeur : 03,80- 04,00

Matériaux :

Provenance :

Date essais :



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamisé (mm)	Tamisé (%)	Diamètre équivalent	Tamisé (%)
5,00	99,76	75,00 µm	91,98
2,00	98,82	55,00 µm	90,03
1,25	97,60	38,00 µm	88,07
0,43	95,60	25,00 µm	84,94
0,25	94,66	17,00 µm	78,30
0,16	94,28	12,00 µm	71,65
0,08	93,94	8,00 µm	68,91
		5,00 µm	63,83
		2,00 µm	50,92

Echant	< 80 µ	LIMITES D'ATTERBERG			Clas
		W.L (%)	W.P (%)	LP (%)	
—●—	93,94 %	%	%	0 %	

© SolTests 2013

Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :



**LABORATOIRE D'ETUDES GEOTECHNIQUE & FORAGE**  
**SARL L.E.GEO**  
 Tel : 0661.11.01.58/0661.11.01.57  
 Email: legeo2008@gmail.com

**RAPPORT D'ESSAI**  
**ANALYSE GRANULOMETRIQUE**  
 NF P 94-056 / NF P 94-057

Client : EURL DZPROMO

Projet : ETUDE DE SOL REALISATION 204 LOGTS & 10 VILLAS STANDING

Endroit : DELLYS-BOUMERDES

N° Projet : ESX-16-125

Réf. Client :

N° rapport :

Sondage n° : SC 04

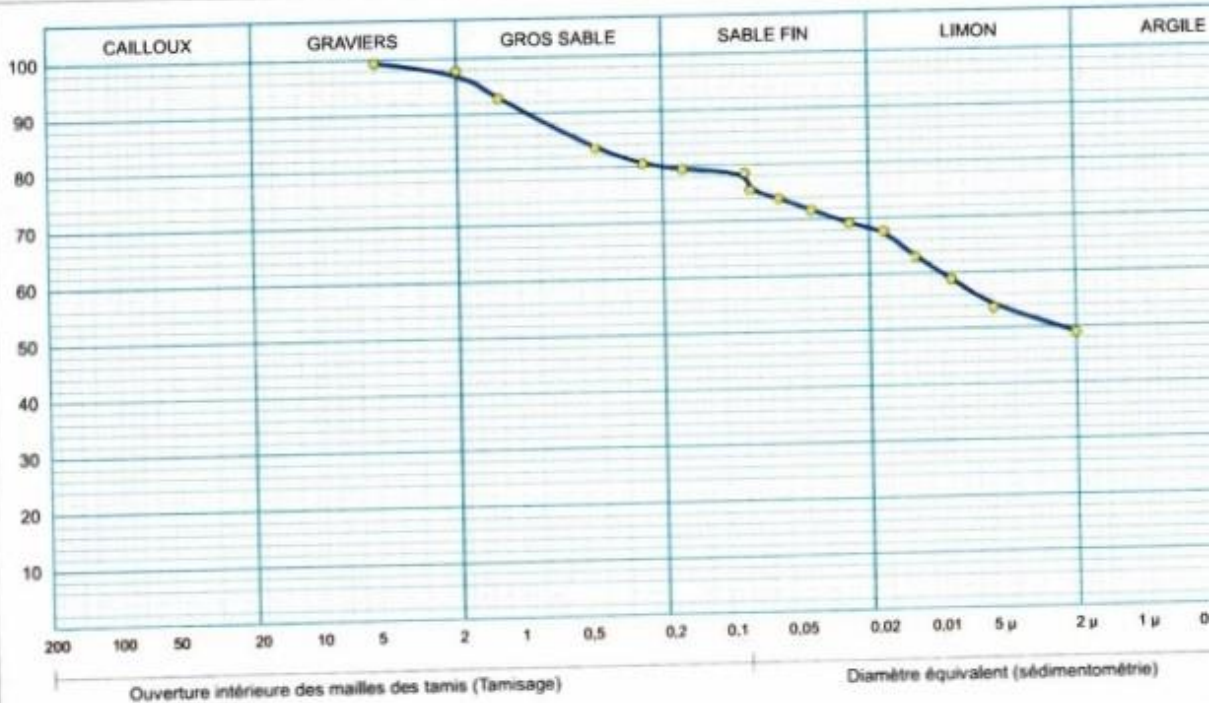
Profondeur : 09,40- 09,70

Matériaux :

Provenance :

Date essais :

● Sondage: SC 04 : 09,40- 09,70



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisé (%)	Diamètre équivalent	Tamisé (%)
5,00	99,40	75,00 μm	75,41
2,00	97,76	55,00 μm	73,85
1,25	92,73	38,00 μm	71,68
0,43	83,43	25,00 μm	69,20
0,25	80,47	17,00 μm	67,64
0,16	79,41	12,00 μm	62,99
0,08	78,51	8,00 μm	58,95
		5,00 μm	53,67
		2,00 μm	49,02

Echant	< 80 μ	LIMITES D'ATTERBERG		
		W.L (%)	W.P (%)	LP (%)
●	78,51 %	%	%	0 %

© SolTests 2013

Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :



Client : EURL DZPROMO

N° Projet : ESX-16-125

Projet : ETUDE DE SOL REALISATION 204 LOGTS & 10 VILLAS STANDING

Réf. Client :

Endroit : DELLYS-BOUMERDES

N° rapport :

Sondage n° : SC 04

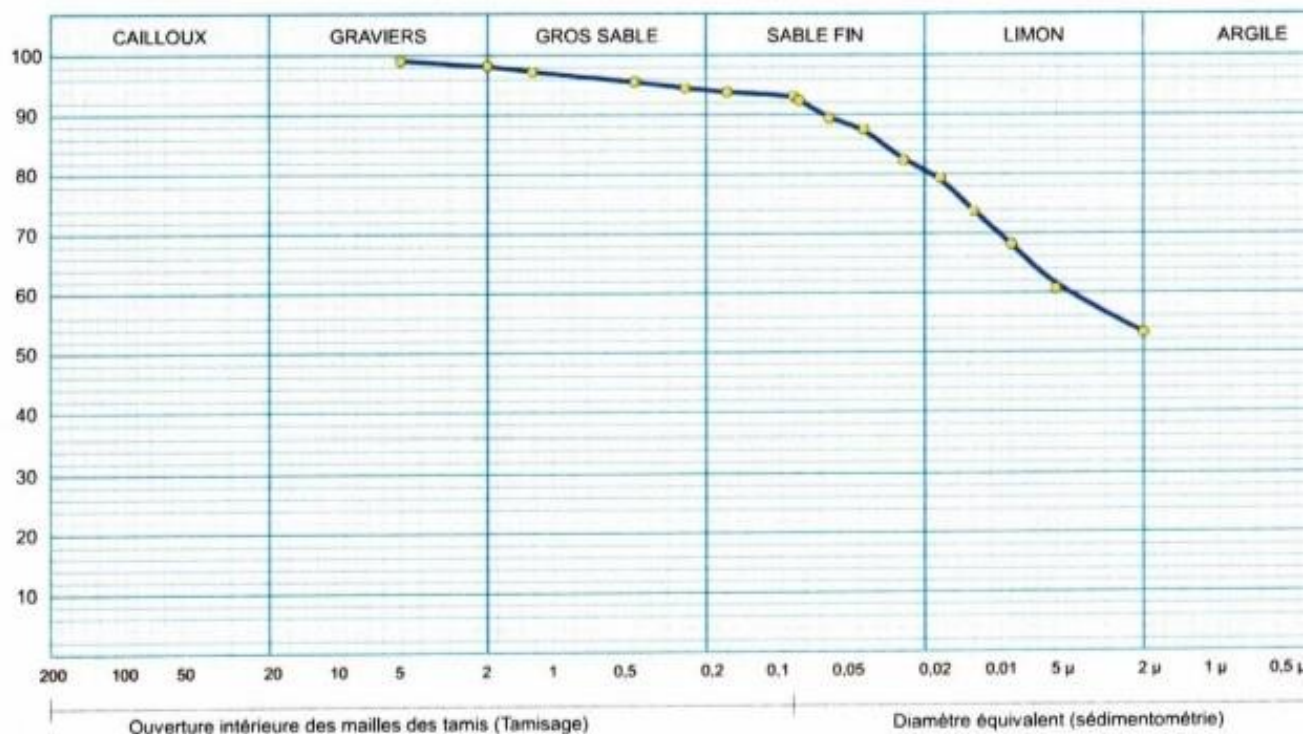
● Sondage: SC 04 : 14,70- 15,00

Profondeur : 14,70- 15,00

Matériaux :

Provenance :

Date essais :



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)
5,00	99,11	75,00 μm	92,39
2,00	98,24	55,00 μm	89,41
1,25	97,26	38,00 μm	87,54
0,43	95,54	25,00 μm	82,32
0,25	94,49	17,00 μm	79,33
0,16	93,81	12,00 μm	73,74
0,08	93,14	8,00 μm	68,14
		5,00 μm	60,68
		2,00 μm	53,21

Echant	< 80 μ	LIMITES D'ATTERBERG			Clas
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
●	93,14 %	%	%	0 %	



**LABORATOIRE D'ETUDES GEOTECHNIQUE & FORAGE**  
**SARL L.E.GEO**  
 Tel : 0661.11.01.58/0661.11.01.57  
 Email: legeo2008@gmail.com

**RAPPORT D'ESSAI**  
**ANALYSE GRANULOMETRIQUE**

NF P 94-056 / NF P 94-057

Client : EURL DZPROMO

Projet : ETUDE DE SOL REALISATION 204 LOGTS & 10 VILLAS STANDING

Endroit : DELLYS-BOUMERDES

N° Projet : ESX-16-125

Réf. Client :

N° rapport :

Sondage n° : SC 05

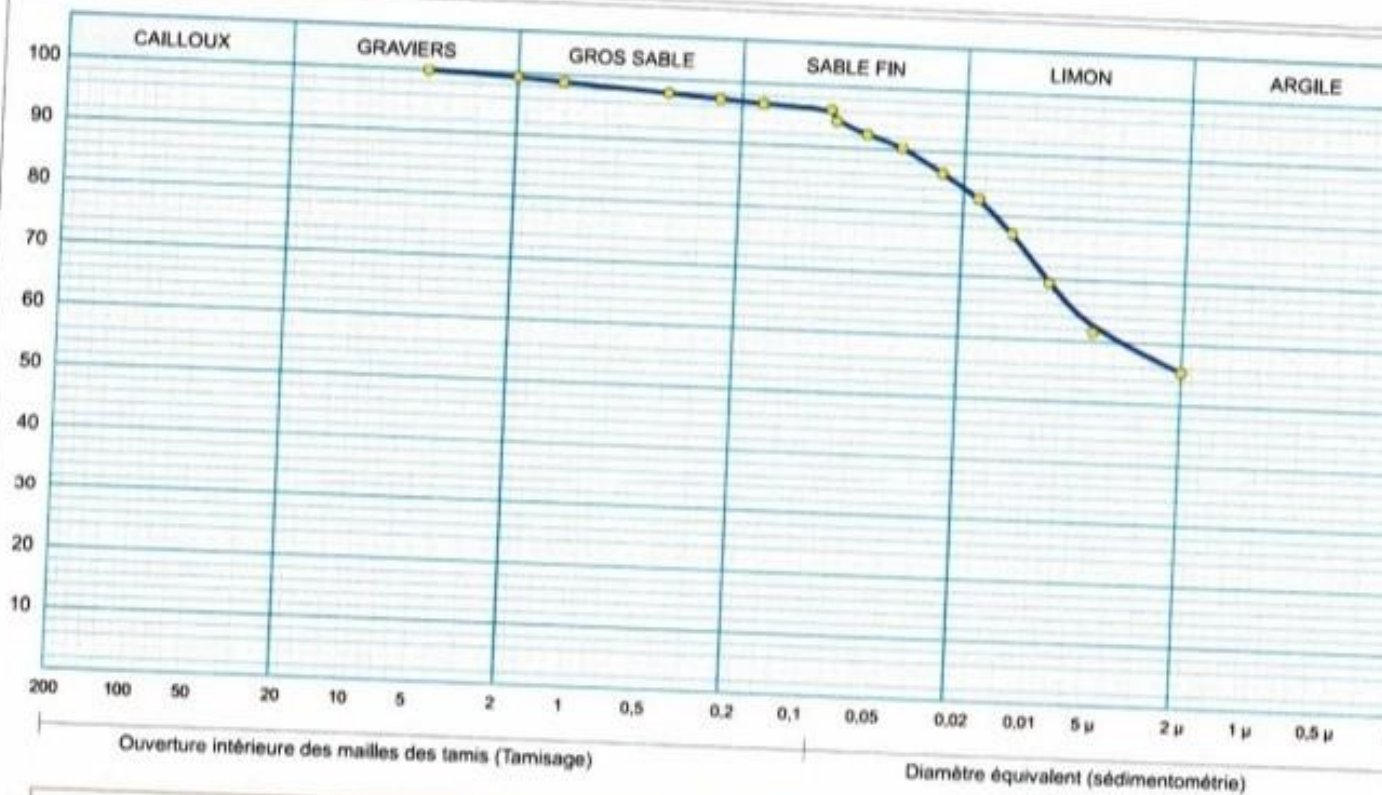
Profondeur : 03,70- 04,00

Matériaux :

Provenance :

Date essais :

● Sondage: SC 05 : 03,70- 04,00



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisé (%)	Diamètre équivalent	Tamisé (%)
5,00	100,00	75,00 μm	94,30
2,00	99,45	55,00 μm	92,35
1,25	98,85	38,00 μm	90,41
0,43	97,84	25,00 μm	86,52
0,25	97,17	17,00 μm	82,64
0,16	96,75	12,00 μm	77,19
0,08	96,24	8,00 μm	69,42
		5,00 μm	61,65
		2,00 μm	55,43

Echant	< 80 μ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat*
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
●	96,24 %	%	%	0 %	

Remarque :



Client : EURL DZPROMO

N° Projet : ESX-16-125

Projet : ETUDE DE SOL REALISATION 204 LOGTS & 10 VILLAS STANDING

Réf. Client :

Endroit : DELLYS-BOUMERDES

N° rapport :

Sondage n° : SC 05

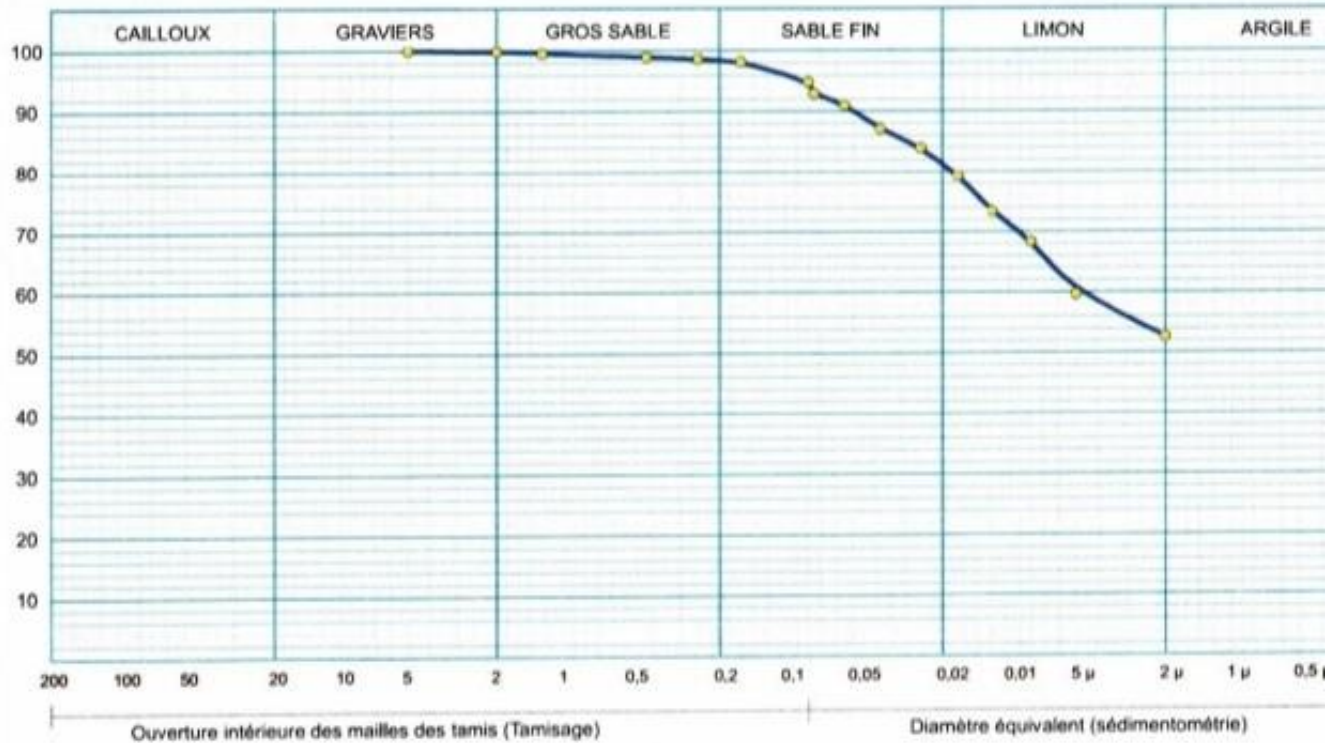
● Sondage: SC 05 : 14,00- 14,50

Profondeur : 14,00- 14,50

Matériaux :

Provenance :

Date essais :



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisé (%)	Diamètre équivalent	Tamisé (%)
5,00	100,00	75,00 µm	92,91
2,00	99,89	55,00 µm	90,96
1,25	99,57	38,00 µm	87,05
0,43	98,95	25,00 µm	83,92
0,25	98,57	17,00 µm	79,23
0,16	98,18	12,00 µm	73,36
0,08	94,87	8,00 µm	68,28
		5,00 µm	59,68
		2,00 µm	52,64

Echant	< 80 µ	LIMITES D'ATTERBERG			Clas
		W.L (%)	W.P (%)	LP (%)	
●	94,87 %	%	%	0 %	



Projet : ETUDE DE SOL REALISATION 204 LOGTS & 10 VILLAS  
STANDING

Sondage : SC 03

Profondeur : 03,80- 04,00 m

Client : EURL DZPROMO

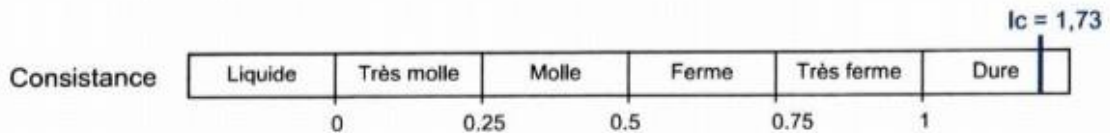
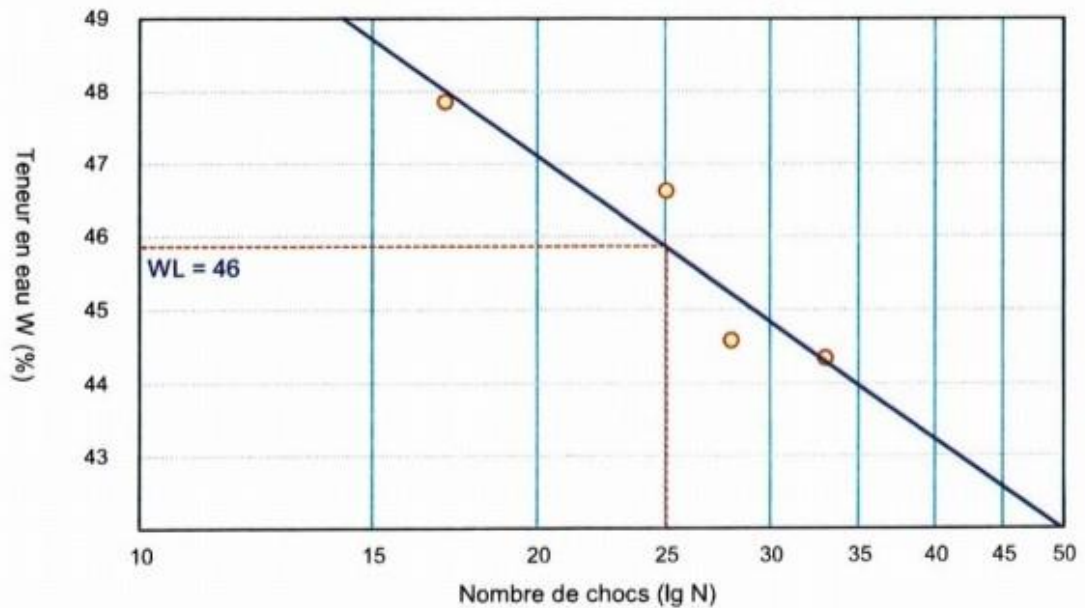
Lieu : DELLYS-BOUMERDES

Température étuve : °C

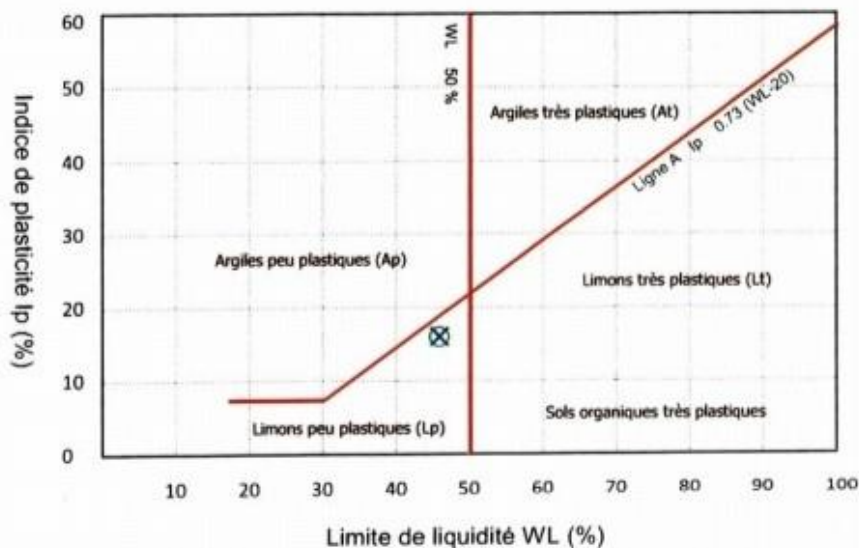
N° Dossier : ESX-16-125

Nature Sol :

### Détermination de la limite de Liquidité



### Diagramme de Casagrande



Limite de liquidité WL =	46 %
Limite de plasticité Wp =	29 %
Indice de plasticité Ip =	17 %
Teneur en eau W =	16,3
Indice de consistance Ic =	1,73

Remarque :

Chargé de l'essai :

Responsable :



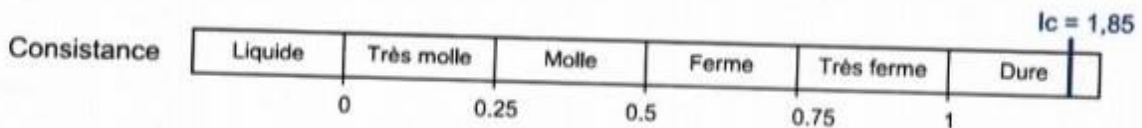
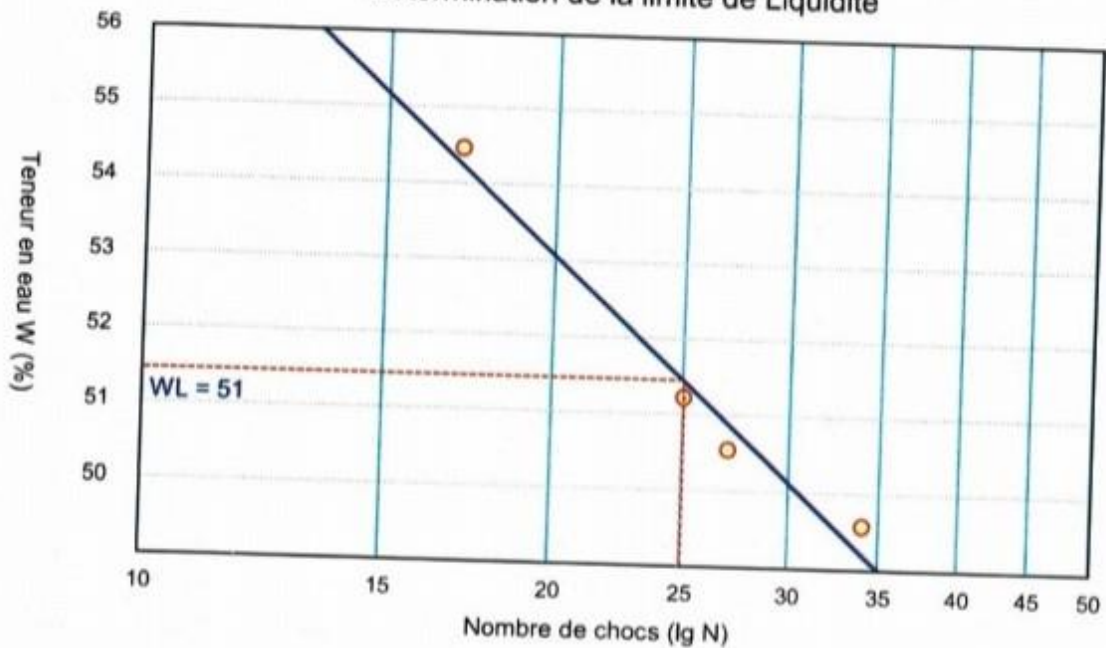
Projet : ETUDE DE SOL REALISATION 204 LOGTS & 10 VILLAS  
STANDING

Sondage : SC 03  
Profondeur : 09,80- 10,00 m

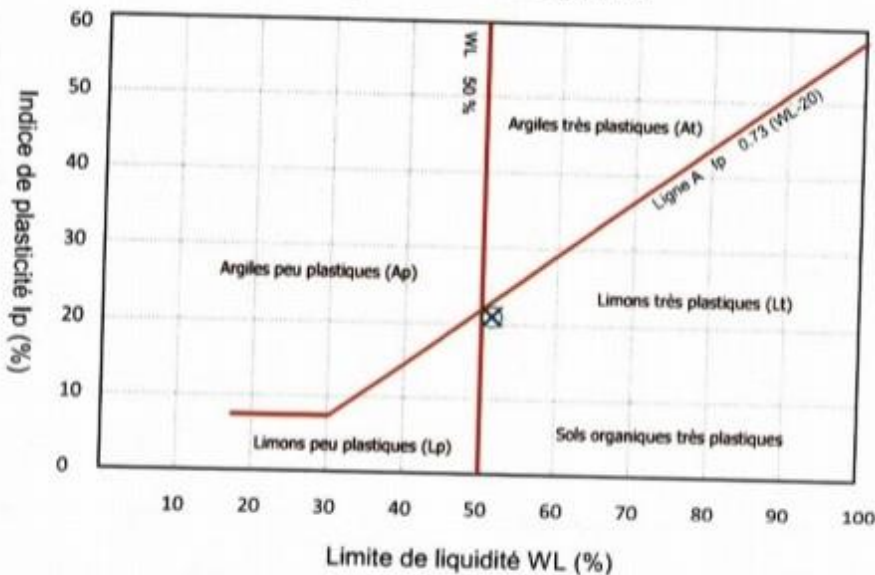
Client : EURL DZPROMO  
Lieu : DELLYS-BOUMERDES  
N° Dossier : ESX-16-125

Température étuve : °C  
Nature Sol :

### Détermination de la limite de Liquidité



### Diagramme de Casagrande



Limite de liquidité WL =	51 %
Limite de plasticité Wp =	30 %
Indice de plasticité Ip =	21 %
Teneur en eau W =	12,6 %
Indice de consistance Ic =	1,85

Remarque :



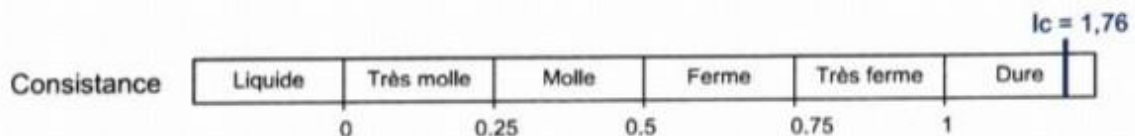
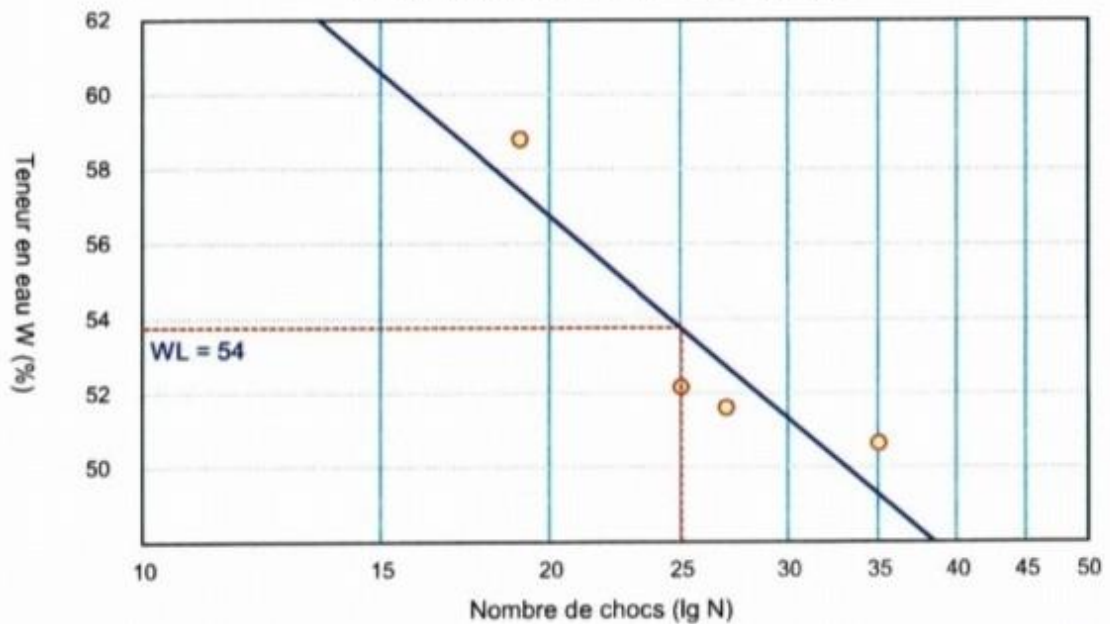
Projet : ETUDE DE SOL REALISATION 204 LOGTS & 10 VILLAS  
STANDING

Sondage : SC 04  
Profondeur : 09,40- 09,70 m

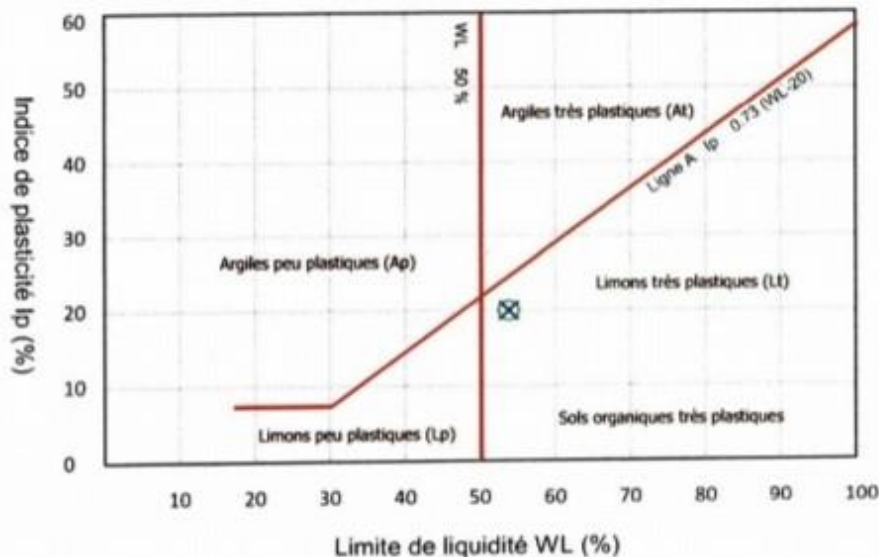
Client : EURL DZPROMO  
Lieu : DELLYS-BOUMERDES  
N° Dossier : ESX-16-125

Température étuve : °C  
Nature Sol :

### Détermination de la limite de Liquidité



### Diagramme de Casagrande



Limite de liquidité WL =	54 %
Limite de plasticité Wp =	33 %
Indice de plasticité Ip =	21 %
Teneur en eau W =	16,9
Indice de consistance Ic =	1,76

Remarque :

Chargé de l'essai :

Responsable :





LABORATOIRE D'ETUDES GEOTECHNIQUE & FORAGE  
SARL L.E.GEO  
Tel : 0661.11.01.58/0661.11.01.57  
Email: legeo2008@gmail.com

## RAPPORT D'ESSAI

Les Limites d'Atterberg: NF P94-

Projet : ETUDE DE SOL REALISATION 204 LOGTS & 10 VILLAS  
STANDING

Sondage : SC 04  
Profondeur : 14,70- 15,00 m

Client : EURL DZPROMO

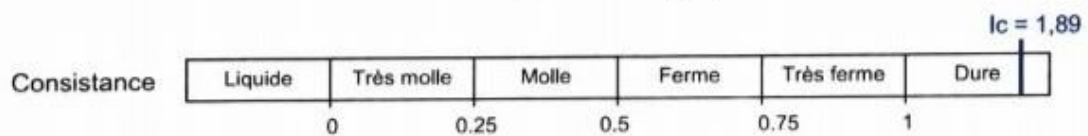
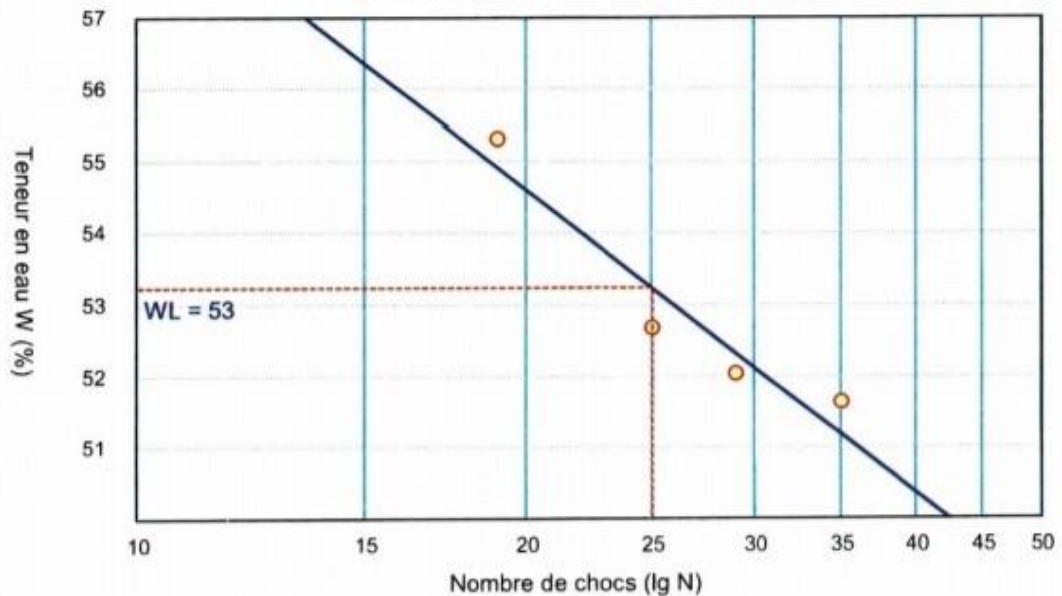
Lieu : DELLYS-BOUMERDES

Température étuve : °C

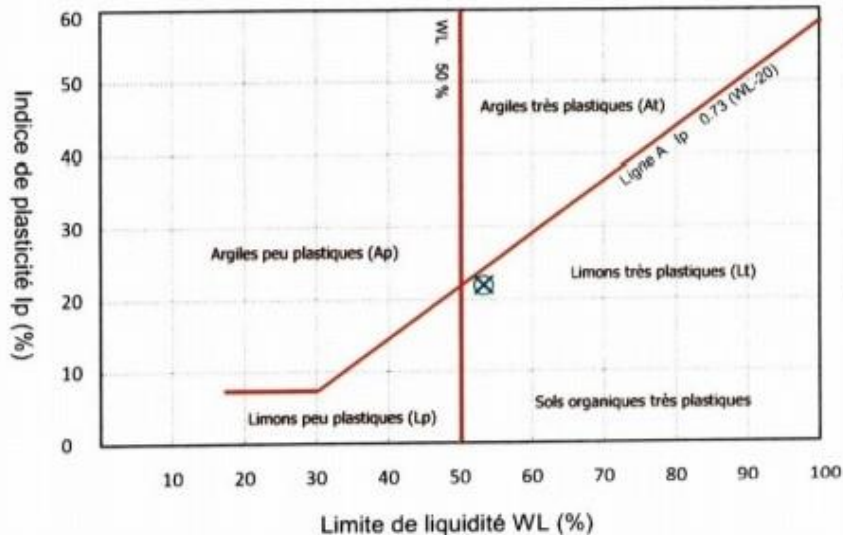
N° Dossier : ESX-16-125

Nature Sol :

### Détermination de la limite de Liquidité



### Diagramme de Casagrande



Limite de liquidité WL =	53 %
Limite de plasticité Wp =	31 %
Indice de plasticité Ip =	22 %
Teneur en eau W =	11,7
Indice de consistance Ic =	1,89

Remarque :



Projet : ETUDE DE SOL REALISATION 204 LOGTS & 10 VILLAS  
STANDING

Sondage : SC 05

Profondeur : 03,70- 04,00 m

Client : EURL DZPROMO

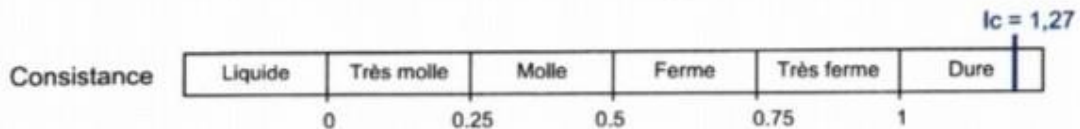
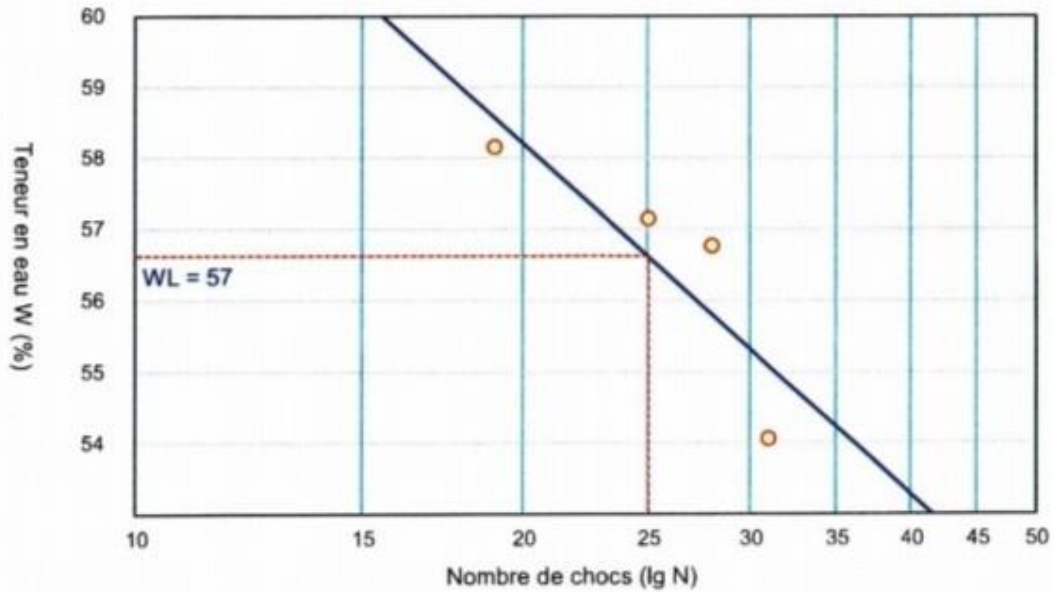
Lieu : DELLYS-BOUMERDES

Température étuve : °C

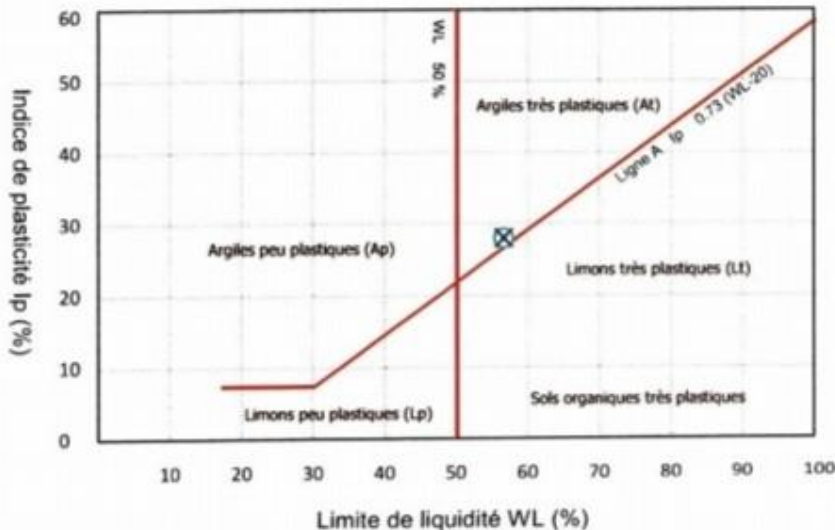
N° Dossier : ESX-16-125

Nature Sol :

### Détermination de la limite de Liquidité



### Diagramme de Casagrande



Limite de liquidité WL =	57 %
Limite de plasticité Wp =	29 %
Indice de plasticité Ip =	28 %
Teneur en eau W =	20,9
Indice de consistance Ic =	1,27

Remarque :

Chargé de l'essai :

Responsable :



LABORATOIRE D'ETUDES GEOTECHNIQUE & FORAGE  
SARL L.E.GEO  
Tel : 0661.11.01.58/0661.11.01.57  
Email: legeo2008@gmail.com

## RAPPORT D'ESSAI

Les Limites d'Atterberg: NF P94-

Projet : ETUDE DE SOL REALISATION 204 LOGTS & 10 VILLAS  
STANDING

Sondage : SC 05

Profondeur : 14,00- 14,50 m

Client : EURL DZPROMO

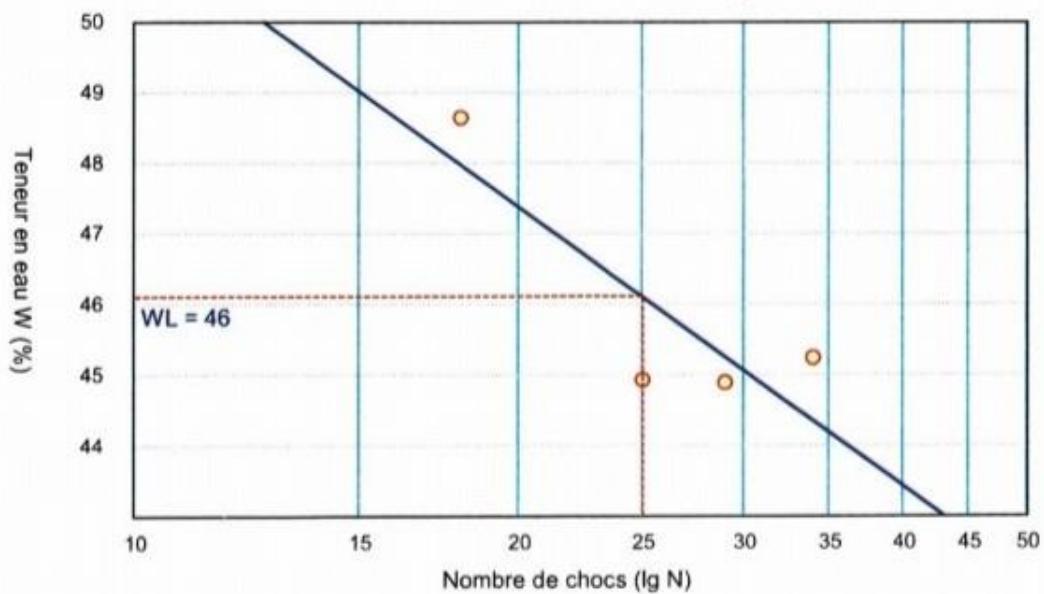
Lieu : DELLYS-BOUMERDES

Température étuve : °C

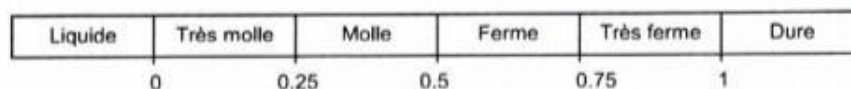
N° Dossier : ESX-16-125

Nature Sol :

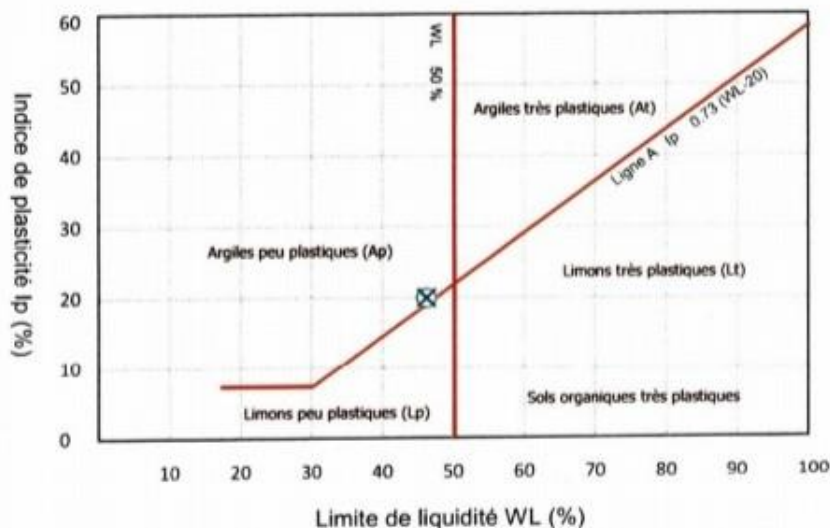
### Détermination de la limite de Liquidité



Consistance



### Diagramme de Casagrande



Limite de liquidité WL = 46 %

Limite de plasticité Wp = 26 %

Indice de plasticité Ip = 20 %

Remarque :

**SONDAGE CAROTTE N°03**

**CAISSE N°01 DE 0M A 5 M :**

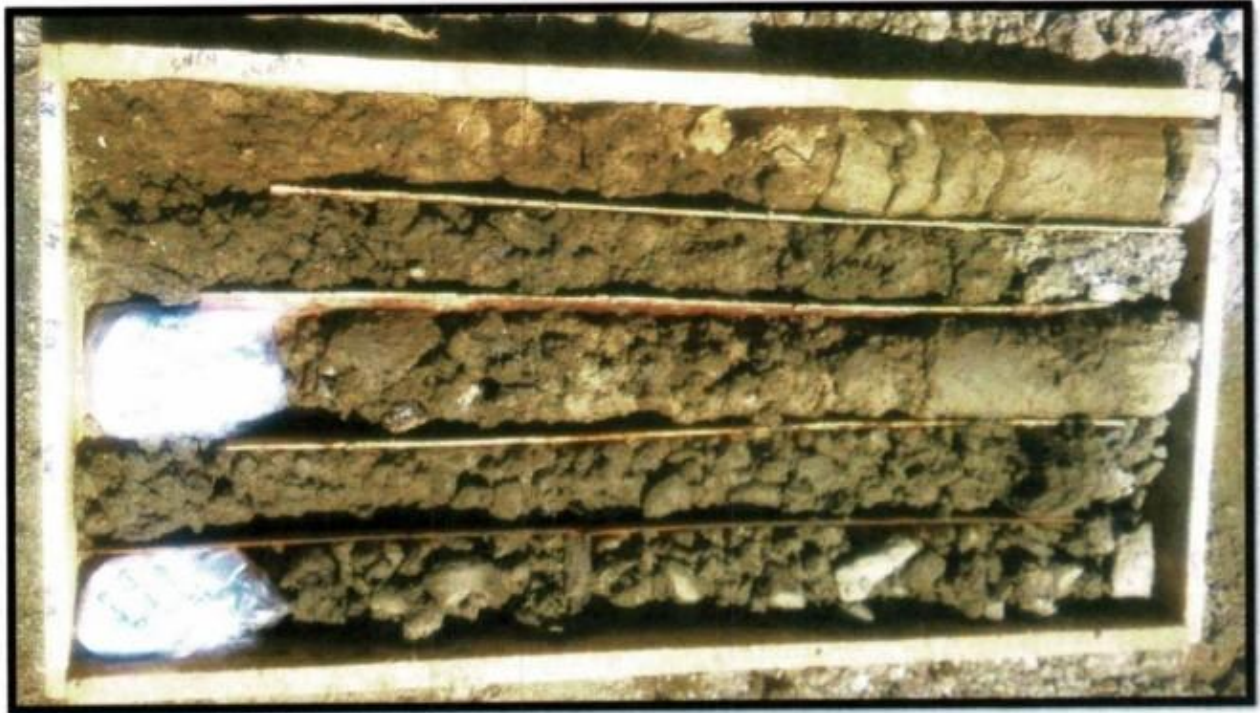


**CAISSE N°02 DE 5M A 10 M :**



**SONDAGE CAROTTE N°04**

**CAISSE N°01 DE 0M A 5 M :**



**CAISSE N°02 DE 5M A 11M :**



**CAISSE N°03 DE 11M A 15M :**



**SONDAGE CAROTTE N°05**

**CAISSE N°01 DE 0M A 5 M :**



**CAISSE N°02 DE 5M A 12 M :**



**CAISSE N°03 DE 12M A 15 M :**





## REALISATION DES ESSAIS I N SITU

### ESSAIS DE PENETRATION DYNAMIQUES :



**SONDAGES CAROTTES :**

