

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**Ministre de l'enseignement supérieure et de la recherche scientifique**  
**Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou**  
**Laboratoire Géo matériaux Environnement et Aménagement**  
**(LGEA)**

**Mémoire**

Présenté

Par **M<sup>r</sup> ARAB Mehenna**

En vue de l'obtention du diplôme de Master 2 Académique

***Spécialité : Génie Civil***

***Option : Géotechnique et Environnement***

**Etude de la stabilité de la cité universitaire de la ville de  
« Médéa »  
(Etude géotechnique au laboratoire)**

***Proposé par :***

***M<sup>r</sup> BAHAR Remdane***

***Co- promotrice : M<sup>D</sup> BELHASSANI Ouarda***

***Promotion : 2011/2012***

## Remerciements

J'adresse mes remerciements et exprime ma profonde gratitude à mes promoteurs, Monsieur BAHAR Ramdane, professeur à l'université HOUARI Boumedienne, et Madame BELHASSANI Ouarda, enseignante à l'université Mouloud Mammeri de Tizi-ouzou, qui m'ont aidé et m'ont encouragé à persévérer dans la recherche en me montrant la bonne voie à suivre pour réussir à réaliser ce mémoire dans de bonnes conditions ainsi que pour la qualité de leur suivi et leur conseils éclairés.

Je tiens aussi à exprimer toute ma gratitude à Monsieur KHIATINE Mouhamed .Et Melle MEDJENOUNE Amel et Melle DJERBANE Lynda, Doctorantes en Géotechnique à l'université Tizi-ouzou, pour son aide et son soutien, ainsi que pour les informations et la documentation qu'elle a mis à ma disposition et pour l'intérêt qu'elle a accordé à mon travail. Je tiens à remercier particulièrement les personnes qui ont accepté de faire partie du Jury.

Permettez-moi également de remercier Monsieur LACHEBI Kamel, ingénieur Laboratoire Géo-matériau Environnement et Aménagement de la faculté du génie de la construction de l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, pour ses informations très utiles.

Je tiens à remercier toute personne ayant contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce mémoire.

## Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A toute ma famille, **mon père, ma mère**, et mes sœurs mes frères,

A la promotion Mastre II Géotechnique 2012

A tout les amies et proches et

A toute personne ayant contribué à ce travail de près ou de loin.

## SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
<b>Premier partie : Etudes bibliographique</b>	
<b>CHAPITRE I : Généralités et causes de glissement de terrain</b>	
I. Introduction.....	2
I.1. les mouvements de terrain .....	2
I.1.1 Les différents types de mouvement de terrains.....	2
I.1.1.1 Les mouvements lents.....	2
I.1.1.2. Les mouvements rapides et discontinus .....	4
I.2.Définition de glissements de terrain.....	6
I.3.Notions sur les causes des glissements .....	7
I.4. Action de l'eau sur la stabilité des pentes.....	9
I.5. Classification des glissements.....	10
I.5.1. Classification des glissements selon la forme.....	10
I.5.2. Classification des glissements selon la vitesse du mouvement .....	11
I.5.3. Classification des glissements selon la rupture .....	11
I.6. Les phases de glissement de terrains.....	12
I.7. Conclusion .....	13
<b>CHAPITRE II : Méthode de calcul de stabilité de pente</b>	
II. Introduction .....	14
II.1.Calculs de la stabilité .....	14
II.2.Définition du coefficient de sécurité $F_s$ .....	14
II.2.1.Définition de Fröhlich .....	15
II.2.2.Définition de Bishop.....	15
II.2.3.Définition de Fellenius .....	15
II.3.Calcul de la stabilité.....	16
II.3.1.Méthodes d'analyse globales.....	16
II.3.2.Méthodes par tranches .....	18
II.4. Méthode de Bishop .....	19
II.5.Méthode de Fellenius .....	20
II.6.Causes d'instabilité des pentes .....	22
II.7.Méthodes pour augmentation la stabilité des pentes.....	22
II.8.Les valeurs de $F_s$ en fonction de l'importance .....	22
II.9.Conclusion.....	23
<b>Deuxième partie : Etude expérimentale</b>	
<b>CHAPITRE III : Présentation du site</b>	
III. Introduction .....	24
III.1.Situation de la wilaya de « Médéa » .....	25
III.1.1. Situation géographique.....	25
III.1.2. Situation topographique.....	25
III.1.3. Situation climatique.....	26
III.1.4. Situation sismique.....	27
III.2. Description de la cité universitaire 2000 lits de Chrachria « Médéa » .....	28
III.2.1.Description géographique.....	28
III.2.2.Description topographique .....	30
III.2.3.Apparition du problème du mouvement de terrain .....	30
III.4. Analyse des causes des désordres .....	37

III.4.1.Facteur géologique .....	37
III.4.2.Facteur hydrogéologie.....	38
III.5. Conclusion .....	38

## **CHAPITRE IV : Caractérisation des matériaux**

IV. Introduction.....	39
IV.1.Définition des sols .....	39
IV.1.1.Les types de sols .....	40
IV.2. Caractéristiques physiques .....	41
IV.3. La granulométrie ou répartition granulométrique des particules.....	42
IV.3.1. L'analyse granulométrique par tamisage .....	42
IV.3.2. L'analyse granulométrique par Sédimentometrie .....	44
IV.4.Les limite d'Atterberg.....	45
IV.5.Essai de cisaillement .....	48
IV.5.1.But et principe de l'essai .....	51
IV.5.2.Déroulement de l'essai.....	51
IV.5.3.Les étapes de déroulement de l' l'essai de cisaillement.....	52
IV.6. Essai d'œdométrie .....	53
IV.6.1.But et principe de l'essai .....	54
IV.6.2.Déroulement de l'essai.....	54
IV.6.3. Caractéristiques obtenues à l'œdomètre.....	55
IV.7.Conclusion .....	57

## **CHAPITRE V: Etude expérimentale**

V. Introduction .....	58
V.1.Résultats des essais d'analyses granulométrie et sédimentométrie .....	58
V.2.Résultats des essais de cisaillement .....	59
V.3.Résultats des essais des limites D' Atterberg .....	59
V.4.Résultats des essais de l'œdomètre .....	60
V.5.Résultats des essais de la caractérisation physique et mécanique.....	61
V.5.1.Cité universitaire 2000 lits à « Médéa » .....	61
V.5.2.Cité universitaire 8000 places « Médéa » .....	62
V.6.Interprétation des résultats de la caractérisation physique et mécanique.....	64
V.6.1.Cité universitaire 2000 lits à « Médéa » .....	64
V.6.2.Cité universitaire 8000 places à « Médéa » .....	66
V.7.Conclusion.....	71

## **CHAPITRE IV : Calcul avec TALREN**

VI.1.Introduction .....	72
VI.2. Les différentes options pour la manipulation du logiciel TALREN 4.....	72
VI.2.2. La procédure de calcul de TALREN 4 .....	74
VI.2.3. Les différents types de renforcement .....	74
VI.3. Les résultats de calcul pour les différentes méthodes avec TALREN 4 .....	75
VI.3.1. Calcul de coefficient de sécurité Fs « Sans renforcement .....	75
VI.3.1.1. Le 1 <sup>er</sup> profil de pente entre 5 à 20% (Sandage 11-8-7-2) .....	75
VI.3.1.2. Le 2 <sup>ème</sup> profil de pente entre 10 à 25% (Sandage 9-6-3-1) .....	81
VI.3.1.3. Le 3 <sup>ème</sup> profil de pente entre 10 à 25% (Sandage 12-10-5-4) .....	86
VI.4. Conclusion.....	91

## LISTE DES FIGURES

### CHAPIRE I

Figure I.1 : Phénomène de retrait et gonflement.....	3
Figure I.2 : Phénomène de fluage.....	3
Figure I.3 : Phénomène de glissement.....	4
Figure I.4 : Effondrement de terrain.....	4
Figure I.5 : Chute de blocs .....	5
Figure I.6 : Coulée boueuse (À Ath Aissa Ouyahia, Illilten à Ifrhounen 25-05-2012).....	5
Figure I.7 : Mouvement gravitaire de terrains.....	6
Figure I.8 : Classification des glissements selon la forme (transratiionnelle et rotationnelle)..	11
Figure I.9 : Les phases de glissement de terrains.....	13

### CHAPITRE II

Figure II.1 : schémas de base d'un glissement rotationnel en milieu homogène.....	15
Figure II.2 : Répartition des contraintes.....	16
Figure II.3 : Cercle de rupture par apport au pied « b ».....	17
Figure II.4 : Cercle de rupture par apport à la base résistante.....	17
Figure II.5 : Méthode par tranché.....	18
Figure II.6 : Représentation des forces sur la tranche n.....	20

### CHAPITRE III

Figure III.1 : Situation géographique de la ville de « Médéa ».....	25
Figure III.2 : Graphe de précipitation mensuelle de la ville de « Médéa ».....	26
Figure III.3 : Graphe de températures mensuelles de la ville de « Médéa ».....	27
Figure III.4 : Carte de zonage sismique territoire national (RPA 99/2003).....	28
Figure III.5 : Vue générale sur la cité universitaire 2000 lits à Chrachria « Médéa ».....	29
Figure III.6 : Photo d'une vue aérienne du site universitaire « Chrachria Médéa ».....	29
Figure III.7 : Route de Tamezguida chroniquement affaissée en amont de la cite et même phénomène qui affecte la route nationale.....	30
Figure III.8 : Renversement du gabionnage.....	31
Figure III.9 : Dégradation du trottoir intérieur de la cité.....	31
Figure III.10 :Déplacement du trottoir intérieur de la cité.....	32
Figure III.11 :Dégradation avec déplacement de la clôture extérieure de la cité.....	32
Figure III.12 :Venues d'eau souterraine.....	33
Figure III.13 :Les fissurations du sol (phénomène de retrait).....	33
Figure III.14: Erosion du sol (due à l'éclatement de réseau d'assainissement).....	34
Figure III.15: Erosion du sol (due à l'éclatement de réseau d'assainissement).....	34
Figure III.16 :Apparition de sérieux désordres structurels dans les ateliers techniques .....	35
Figure III.17 :Rotation du poteau avec fissuration du mur et l'inclinaison de la maçonnerie.....	35
Figure III.18 :Les locaux et les ateliers techniques après mouvement du terrain.....	36
Figure III.19 :Les locaux et les ateliers techniques après mouvement du terrain.....	36
Figure III.20 :Voilement horizontale des rideaux métallique (compression horizontale de la façade) et éclatement de la maçonnerie.....	37

### CHAPITRE IV : Caractérisation du matériau

Figure IV.1: Tamiseuse électrique.....	43
Figure IV.2 :Outil de la sédimentométrie.....	44
Figure IV.3 :Différents états des sols.....	46
Figure IV.4: Appareil de Casagrande électrique.....	46

Figure IV.5: Courbe (Contrainte déformation) et Droite intrinsèque (cercle de Mohr-Colomb).....	49
Figure IV.6 : Droite intrinsèque (sol cohérent).....	50
Figure IV.7 : Courbe Contrainte déformation (Sol pulvérulent).....	50
Figure IV.8 : Appareil et boîte de cisaillement circulaire.....	51
Figure IV.9 : Les étapes de préparation de l'essai l'échantillon de cisaillement.....	53
Figure IV.10: Dispositif utilisé pour l'essai d'œdométrie.....	53
Figure IV.11: Résultat graphique de l'œdomètre.....	56

## **CHAPITRE V : Etude expérimentale**

Figure V.1: Courbe granulométrie.....	58
Figure V.2 : Courbe de cisaillement.....	59
Figure V.3 : Abaque Casagrande.....	59
Figure V.4 : Courbe œdométrique.....	60

## **CHAPITRE VI**

Figure VI.1: Fenêtre TALREN.....	72
Figure VI.2 : Organigramme explicitant les différentes étapes à suivre sous TALREN.....	73
Figure VI.3 : Renforcement admis par TALREN.....	75
Figure VI.4 : Représentation de la ligne de rupture (Méthode Bishop).....	76
Figure VI.5 : Représentation de la ligne de rupture (Méthode Bishop).....	76
Figure VI.6 : Représentation de la ligne de rupture (Méthode Bishop).....	77
Figure VI.7 : Représentation de la ligne de rupture (Méthode Fillenuis).....	77
Figure VI.8 : Représentation de la ligne de rupture (Méthode Fillenuis).....	78
Figure VI.9 : Représentation de la ligne de rupture (Méthode Fillenuis).....	78
Figure VI.10 : Représentation de la ligne de rupture (Méthode Perturbation).....	79
Figure VI.11 : Représentation de la ligne de rupture (Méthode Perturbation).....	79
Figure VI.12 : Représentation de la ligne de rupture (Méthode Perturbation).....	80
Figure VI.13 : Représentation de la ligne de rupture (Méthode Bishop).....	81
Figure VI.14 : Représentation de la ligne de rupture (Méthode Bishop).....	81
Figure VI.15 : Représentation de la ligne de rupture (Méthode Bishop).....	82
Figure VI.16 : Représentation de la ligne de rupture (Méthode Fillenuis).....	82
Figure VI.17 : Représentation de la ligne de rupture (Méthode Fillenuis).....	83
Figure VI.18 : Représentation de la ligne de rupture (Méthode Fillenuis).....	83
Figure VI.19 : Représentation de la ligne de rupture (Méthode Perturbation).....	84
Figure VI.20 : Représentation de la ligne de rupture (Méthode Perturbation).....	84
Figure VI.21: Représentation de la ligne de rupture (Méthode Perturbation).....	85
Figure VI.22 : Représentation de la ligne de rupture (Méthode Bishop).....	86
Figure VI.23 : Représentation de la ligne de rupture (Méthode Bishop).....	86
Figure VI.24 : Représentation de la ligne de rupture (Méthode Bishop).....	87
Figure VI.25 : Représentation de la ligne de rupture (Méthode Fillenuis).....	87
Figure VI.26: Représentation de la ligne de rupture (Méthode Fillenuis).....	88
Figure VI.27 : Représentation de la ligne de rupture (Méthode Fillenuis).....	88
Figure VI.28 : Représentation de la ligne de rupture (Méthode Perturbation).....	89
Figure VI.29 : Représentation de la ligne de rupture (Méthode Perturbation).....	89
Figure VI.30 : Représentation de la ligne de rupture (Méthode Perturbation).....	90

## LISTE DES TABLEAUX

### CHAPITRE I

Tableau I.1: Eléments caractérisant les différentes familles de mouvement .....	11
---	----

### CHAPITRE II

Tableau II.1: Valeur de $F_s$ en fonction de l'importance de l'ouvrage.....	22
---	----

### CHAPITRE III

Tableau III.1 : Précipitations moyennes mensuelles (Année 1997-2006) .....	26
--	----

Tableau III.2: Températures moyennes mensuelles (Année 1997-2006) .....	27
---	----

### CHAPITRE IV

Tableau IV.1 : Classification des sols selon le diamètre .....	41
--	----

Tableau IV.2 : Classification des sols argileux selon le gonflement .....	57
---	----

### CHAPITRE V

Tableau V.1 : Récapitulatif des résultats d'essai au laboratoire du site 2000 lits .....	61
--	----

Tableau V.2 : Récapitulatif des résultats d'essai au laboratoire du site 8000 places .....	62
--	----

Tableau V.3 : interprétation des résultats d'essai au laboratoire du site 2000 lits .....	64
---	----

Tableau V.4 : interprétation des résultats d'essai au laboratoire du site 8000 places .....	66
---	----

### CHAPITRE VI

Tableau VI .1: Les différentes caractéristiques des couches du sol.....	75
---	----

Tableau IV.2: Résultats du 1 <sup>er</sup> profil avec les différentes phases et méthodes.....	80
--	----

Tableau IV.3: Résultats du 2 <sup>ème</sup> profil avec les différentes phases et méthodes .....	85
--	----

Tableau IV.4: Résultats du 3 <sup>ème</sup> profil avec les différentes phases et méthodes .....	90
--	----

## LISTE DES NOTATIONS ET DES SYMBOLES

$\omega$ : Teneur en eau (%).

$\gamma_d$ : Densité sèche (KN/m<sup>3</sup>).

$\gamma_h$ : Densité humide (KN/m<sup>3</sup>).

$\gamma_s$ : Densité solide (KN/m<sup>3</sup>).

$S_r$ : Degré de saturation (%).

$e$  : Indice des vides (%).

$\phi$ : Angle de frottement interne (°).

$C$ : Cohésion (KPa).

$W_L$ : Limite de liquidité (%).

$W_P$ : Limite de plasticité (%).

$I_p$ : Indice de plasticité.

$P_c$ : Pression de consolidation (KPa).

$C_g$  : Indice de gonflement.

$C_c$ : Indice de compressibilité.

$\sigma' = (\sigma - u)$  : Contrainte effective (KPa).

## **Résumé**

Ce mémoire à travers ces deux parties théorique et expérimentale, nous a permis de connaître au mieux les mouvements de terrains ; leurs causes et leurs effets.

Les essais mécaniques et de laboratoire ainsi que l'étude numérique avec le logiciel TALREN nous permis de faire une synthèse à travers les différents cas de figure étudiés sur le site de l'université de la ville Médéa , et déterminer ainsi les facteurs déclenchant de ce mouvement à savoir la pente et la présence d'une nappe phréatique favorisent le glissement de terrain.

Cette étude peut toujours être améliorées, en effet des manques sont à signalés tels que la présence de sondages équipés d'inclinomètres ou de piézomètres qui auraient pu nous donner une idée générale du positionnement de la nappe phréatique.

## Introduction général

Les mouvements de terrain sont devenus très fréquents, surtout au nord d'Algérie. Où la plus grande partie de la population est concentrée, ce qui la pousse à occuper des terrains fragiles et non exploitables jusque là.

De nombreux investissements dans divers domaines (habitat, travaux publics) ont été compromis à cause de l'instabilité des terrains, où cette dernière n'a pas été détectée avant le début des travaux.

Ces problèmes d'instabilité de terrain sont dus aux causes naturelles (topographique, géologique, météorologique), et aux activités humaines telles que les travaux de terrassement ou déboisement.

Parmi les mouvements de terrains qu'a connus l'Algérie, celui de la cité universitaire 2000 lits à Chracheria dans la ville de Médéa, ce mouvement s'est manifesté dès le commencement des travaux en 1994, et s'est accentué en 1999 et 2012 après les dernières intempéries, les causes sont multiples, on cite la topographie du site, les eaux pluviales, ou les eaux provenant des fuites des réseaux d'AEP comme c'est le cas de la clôture Ouest, et les eaux d'assainissement sur la clôture Est de la cité.

Pour mieux illustrer ce travail, nous l'avons réparti en deux grandes parties

➤ La première partie présente une synthèse bibliographique portant sur deux chapitres

- Le premier chapitre est consacré à l'étude des Généralités et causes de glissement de terrain
- Le deuxième chapitre est consacré à l'étude et définition des différentes méthodes de calcul de stabilité de pente

➤ La seconde partie, s'articule sur trois chapitres

- Le troisième chapitre, consacré à la présentation de la zone d'étude et des différents désordres du glissement de la wilaya de MEDEA.
- Le quatrième chapitre décrit l'échantillonnage et expose une étude géotechnique des échantillons prélevés à différentes profondeurs.
- Le cinquième chapitre propose une étude avec le logiciel TALREN4.

Le mémoire se termine par une conclusion générale résumant l'ensemble des résultats obtenus, ainsi par une série d'annexes illustrant certaines données des différents chapitres.

**I. Introduction**

Le terme « mouvement de terrain » regroupe des phénomènes très variés, classés par leur nature, on cite, ceux dus aux cavités souterraines (affaissements et effondrements), instabilités de versants (glissements, écroulements, coulées, tassement, etc.), et par leur dimension (Phénomènes significatifs à partir de quelques mètres cube, et pouvant atteindre quelques centaines de millions de mètres cube, voir plus). On inclut également les déformations des sols dues à la sécheresse (retrait, gonflement).

**I.1. Les mouvements de terrain**

Les mouvements de terrain sont les manifestations du déplacement gravitaire de masses de terrain déstabilisées sous l'effet de sollicitations naturelles (fonte des neiges, pluviométrie anormalement forte, séisme, etc.) ou anthropiques (terrassment, vibration, déboisement, etc.). Ils recouvrent des formes très diverses qui résultent de la multiplicité des mécanismes initiateurs (érosion, déformation et rupture sous charge statique ou dynamique), eux-mêmes liés à la complexité des comportements géotechniques des matériaux sollicités (natures des différentes couches, structure géologique, caractéristiques des nappes aquifères, etc.).

**I.1.1. Les différents types de mouvements de terrains**

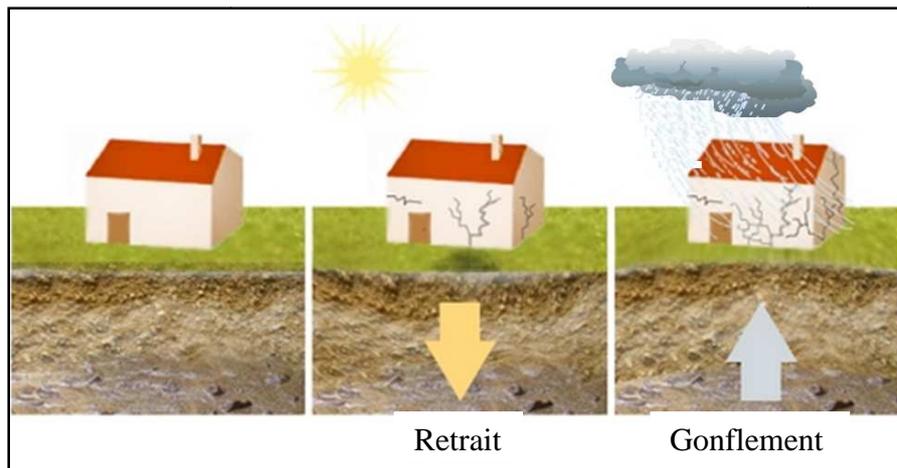
Selon la vitesse de déplacement, deux ensembles de mouvements de terrain peuvent être distingués :

**I.1.1.1. Les mouvements lents**

Pour lesquels la déformation est progressive et peut être accompagnée de rupture mais en principe d'aucune accélération brutale comme :

**➤ Retrait et gonflement**

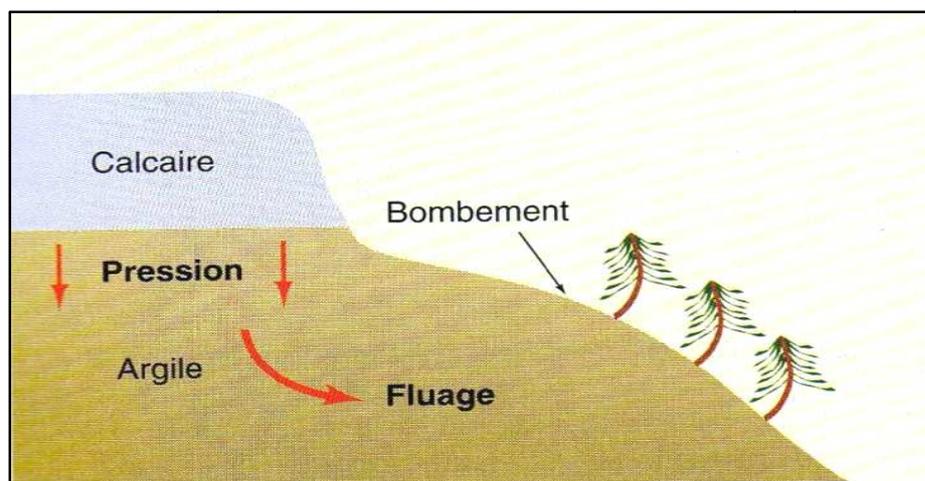
Les phénomènes de retrait-gonflement des sols argileux sont dus pour l'essentiel à des variations de volume des formations argileuses sous l'effet de l'évolution de leur teneur en eau. Ce dernier se traduit par des mouvements différentiels de terrain et se manifestent par des désordres.



*Figure I.1 : Phénomène de retrait et gonflement.*

### ➤ Les fluages

Le fluage est un mouvement lent de matériaux plastiques sur faible pente qui résulte d'une déformation gravitaire continue d'une masse de terrain non limitée par une surface de rupture (surface de cisaillement) clairement identifiée, mais par une zone de transition avec le massif stable. dépression vers le haut et un bombement vers le pied.



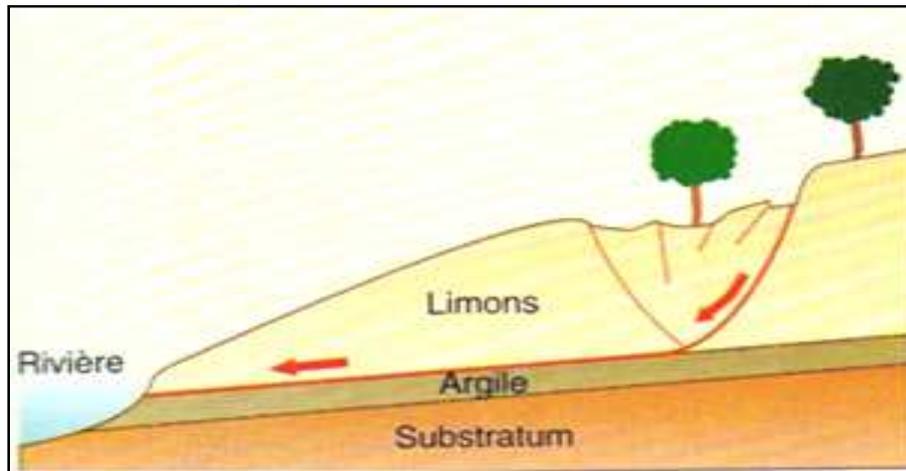
*Figure I.2 : Phénomène de fluage.*

### ➤ Les glissements

Le glissement est un déplacement généralement lent (quelques millimètres par an à quelques mètres par jour) sur une pente, le long d'une surface de rupture (surface de cisaillement) identifiable, d'une masse de terrain cohérente, de volume et d'épaisseur variables.

Cette surface est généralement courbe (glissement circulaire), mais elle peut aussi se développer à la faveur d'une discontinuité (glissement plan). Les profondeurs des surfaces de glissement sont très variables, de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres, voir une centaine de mètres pour certains glissements de versant.

Des indices caractéristiques peuvent être observés dans les glissements de terrain (niches d'arrachement, fissures, bourrelets, arbres basculés, zones de conservation d'eau, etc.)



*Figure I.3 : Phénomène de glissement.*

**I.1.1.2. Les mouvements rapides et discontinus**

➤ **Les effondrements**

Ce sont des mouvements gravitaires particuliers, sans composante horizontale. Ils résultent soit d'un fléchissement de la surface, sans rupture visible, soit de la rupture brutale du toit d'une cavité souterraine ancienne ou en cours de développement localisée dans une roche ou dans un sol. Deux causes naturelles peuvent être à l'origine des vides et des mouvements qui en résultent. Il s'agit de disparition de matière soit par dissolution dans les calcaires et dans les gypses, c'est le phénomène de karstification (ouverture d'avens...), soit par érosion mécanique dans les sols hétérogènes, c'est le phénomène de suffosion.



*Figure I.4: Effondrement de terrain.*

➤ **Les chutes de blocs**

Les chutes de masses rocheuses sont des mouvements rapides, discontinus et brutaux résultant de l'action de la pesanteur et affectant des matériaux rigides et fracturés (calcaires, grès, roches cristallines, etc), ces chutes se produisent par basculement, rupture de pied, inclinaisons rocheux.



*Figure I. 5 : Chute de blocs.*

➤ **Les coulées boueuses**

Phénomènes caractérisés par un mouvement rapide de matériaux sous forme plus ou moins fluide (à fort teneur en eau), et d'une consistance plus au moins visqueuse.



*Figure I.6 : Coulée boueuse (À Ath Aissa Ouyahia, Illilten à Ifrhounen 25-05-2012)*

## I.2. Définition de glissements de terrain

Un glissement de terrain est un mouvement gravitaire lors duquel une partie du matériel d'un versant (masse rocheuse ou terrain meuble) se déplace vers l'aval, le long d'un plan de glissement. Arbres tordus, inclinés ou arrachés, bâtiments fissurés ou encore routes déformés constituent de bons indicateurs de l'activité d'un glissement de terrain.

Un glissement se déclenche lorsque les forces motrices (la gravité) dépassent les forces stabilisantes qui sont la résistance au cisaillement et le poids du pied du versant. Dans un terrain incliné, la cause peut être, par exemple, des surpressions dues à l'eau (pluies intenses et/ou sur une longue période, fonte des neiges, etc.), une surcharge dans le versant, ou encore une diminution de l'effet de contreponds du pied de versant.

Très souvent, les glissements de terrain sont déclenchés par un ensemble de facteurs divers. Certaines conditions doivent être réunies pour menacer la stabilité d'un versant. A celles-ci viennent s'ajouter un ou plusieurs mécanismes déclencheurs, dans le cas des terrains inclinés, le sol a tendance à glisser vers l'aval, l'ampleur de ce phénomène est principalement déterminée par trois forces.

- **Gravité:** force qui entraîne la matière vers le centre de la Terre, dépend de la pente du terrain.
- **Force de frottement:** force qui freine une couche de terrain meuble ou de roche par frottement contre une autre couche.
- **Force de cohésion:** force qui repose sur l'attraction des particules du sol entre elles, en effet cette attraction, est la résultante de l'eau stockée dans le sol, voir la représentation du mouvement gravitaire du terrain, sur la figure la suivante :

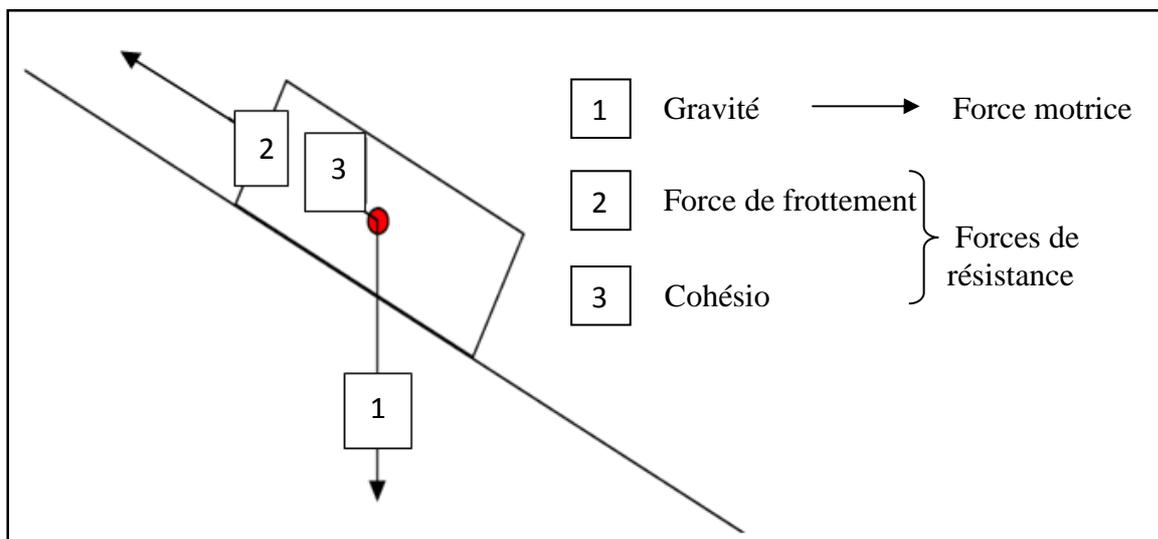


Figure I.7 : Mouvement gravitaire des terrains.

Tant que les forces de résistance (force de frottement et cohésion) sont plus fortes que la force motrice (gravité), la stabilité du versant est garantie. Si l'équilibre des forces change et la force motrice devient plus importante que les forces de résistance, un glissement de terrain se déclenche, se produit alors une rupture entre deux couches de roche ou de sol et une masse se met à glisser plus ou moins rapidement vers l'aval. Il peut arriver que celle-ci se décompose et finisse sa course sous forme de glissement

Plus la gravité (pente) est forte et plus la force de frottement et la cohésion sont faibles, plus le versant est instable.

### **I.3. Notions sur les causes des glissements**

#### **➤ Géométrie**

La géométrie du versant influe considérablement sur la stabilité de ce dernier par :

- La déclivité des terrains peuvent se produire sur des pentes modérées à raides, d'une déclivité de 10 à 40 degrés généralement ;
- Actions de l'homme, peuvent être particulièrement néfastes pour la tenue des talus: tous travaux en tête de déblais (à une distance de la crête inférieure à environ deux fois la hauteur du talus de déblai), suppression des butées naturelles ou artificielles en pied, et d'une manière générale tous les terrassements abusifs au voisinage des ouvrages ou affouillements dus à l'action des eaux des courants.

#### **➤ Hydraulique**

Les facteurs hydriques constituent l'une des causes principales des mouvements de terrain, ils agissent sur la stabilité des pentes par:

- Actions externes résultant de l'érosion superficielle, percolation d'eau dans les réseaux de fissures ;
- Actions internes résultant des pressions interstitielles au sein du matériau, à la construction ou après remontée de la nappe (notamment dans les remblais sur pente, insuffisamment drainés au contact entre le remblai et le terrain naturel) ou accumulation d'eau (dus souvent à la mauvaise qualité du matériau ou à une réduction locale des possibilités de circulation de l'eau dans le massif) ;
- Fortes précipitations (fonte des neiges) lorsqu'une quantité importante d'eau s'infiltré dans le sol, cause l'augmentation du poids, et diminution des forces de cohésion et de frottement ;
- Absence ou insuffisance d'un système de drainage ou d'évacuation des eaux;
- Actions des cycles de gel et de dégel sur les formations du versant.

**➤ Géologie et géotechnique**

- Présence ponctuelle de couches de caractéristiques particulières ou médiocres;
- Utilisation des matériaux de remblai inadaptés (caractéristiques mécaniques trop faibles, matériau sensible à l'eau);
- Compactage ou traitement du sol insuffisant (pentes en remblai);
- Utilisation incorrecte ou abusive de l'explosif en montagnes;
- Evolution des caractéristiques mécaniques traduisant un vieillissement du matériau dû à l'action physico-chimique.

**➤ Activités humaines**

Celles-ci peuvent avoir une forte influence sur la stabilité d'une pente. En voici quelques exemples:

- Construction d'infrastructures ou de bâtiments (augmentation et abusivement du poids qui repose sur les pentes);
- La stabilité peut également être fortement réduite si des constructions sont érigées au bas du versant (dans le pied du talus qui augmente la suppression de butée) ;
- Arrosage (modifie la teneur en eau du sol), qui entraîne le dépérissement des racines des arbres (défrichage), qui ne peuvent plus jouer leur rôle stabilisateur ;
- les conditions de stabilité peuvent être fortement modifiées, si la structure interne d'une pente est modifiée (Pentes artificielles, qui présentent souvent des caractéristiques moins favorables du point de vue de leur stabilité que les pentes naturelles).

**➤ Caractéristiques des matériaux**

La force de cohésion et la composition du terrain sont des facteurs décisifs, dans le cas des sols composés exclusivement par des matériaux granulaires, la force de cohésion entre les différentes particules du sol est négligeable, voir nulle. Dans ce cas, seule la force de frottement peut s'opposer à un éventuel glissement de terrain.

Par contre dans les terrains meubles ou rocheux, la force de frottement est faible à cause des discontinuités, qui sont remplies par les fines, dans ce cas, la probabilité de voir une couche glisser sur l'autre vers l'aval est très élevée.

➤ **Autres causes**

• **Présence de la végétation**

Les racines des arbres et des arbustes peuvent participer à l'amélioration de la cohésion du sol. Une pente peut être fortement déstabilisée en cas de disparition soudaine de la végétation suite à un incendie de forêt.

• **L'érosion**

Les processus d'altération tendent à faire disparaître les sols superficiels et mettent à nu les couches sous-jacentes. L'infiltration sera renforcée et la teneur en eau des horizons profonds augmente. De tels phénomènes réduisent la force de frottement et la cohésion.

• **Ebranlements**

Le cas des tremblements de terre, éruptions volcanique, peuvent menacer l'équilibre des forces dans la pente.

#### **I.4.Action de l'eau sur la stabilité des pentes**

On a vu précédemment que l'une des principales causes du déclenchement des glissements de terrain étant d'origine hydraulique, la compréhension du fonctionnement hydrologique des pentes instables est nécessaire dans l'étude des mouvements de terrain.

➤ **Les infiltrations d'eau dans le sol**

Elles engendrent des actions déstabilisatrices qui peuvent être résumées par :

- L'accroissement du poids volumique des sols par augmentation de la teneur en eau (Augmentation du degré de saturation) ;
- Le changement du comportement rhéologique du sol (le sol peut passer d'un état solide à l'état visqueux) ;
- L'action mécanique exercée par les pressions de l'eau sur la cohésion de la masse de sol engendrée par la diminution de la succion qui joue un rôle cohésif ;
- L'augmentation du niveau de la nappe d'eau qui peut être importante, ce qui fait chuter le coefficient de sécurité  $F_s$  (le mouvement peut être nul ou faible sous une certaine hauteur piézométrique donnée, une augmentation de cette hauteur peut déstabiliser le versant et déclencher un mouvement de terrain) ;
- La circulation des eaux provenant des points de pertes des réseaux peut entraîner une altération progressive du terrain et une diminution de ses caractéristiques mécaniques.

**➤ Les écoulements souterrains**

Ils jouent aussi un rôle défavorable très important dans l'activation des glissements de terrain, les raisons liées à ce phénomène, pouvant déstabiliser le terrain sont généralement :

- l'action des pressions de courant qui exercent une poussée sur le matériau qu'elle traverse (Le freinage de l'écoulement de l'eau, qui se met sous pression et engendre une poussée sur le sol) ;
- l'érosion souterraine qui diminue la résistance mécanique du sol et augmente la perméabilité du milieu et les débits d'eau.

**➤ Les écoulements superficiels (ruissellements)**

Ils donnent lieu à une érosion externe, qui risque de modifier la géométrie du versant, ce qui modifie les conditions de stabilité.

**I.5. Classification des glissements****I.5.1. Classification des glissements selon la forme****a. Les glissements rotationnels**

Ils sont en général de volume limité, ils se produisent principalement dans des terrains meubles homogènes surtout argileux et silteux. Dans une coupe verticale, la surface de glissement est circulaire et plonge presque verticalement dans la niche d'arrachement. En règle générale, le mécanisme du glissement ne provoque qu'un faible remaniement interne du matériau glissé.

**b. Les glissements translationnels**

Lors de glissement translationnel, les couches de terrain ou l'ensemble des couches stratifiées glissent sur une zone de faiblesse existante (souvent pendage stratigraphique, discontinuité stratigraphique, schistosité, plan de fissure ou de rupture). En plan, la taille de tels glissements est très variable et peut comprendre des surfaces allant de quelques mètres carrés à plusieurs kilomètres carrés.

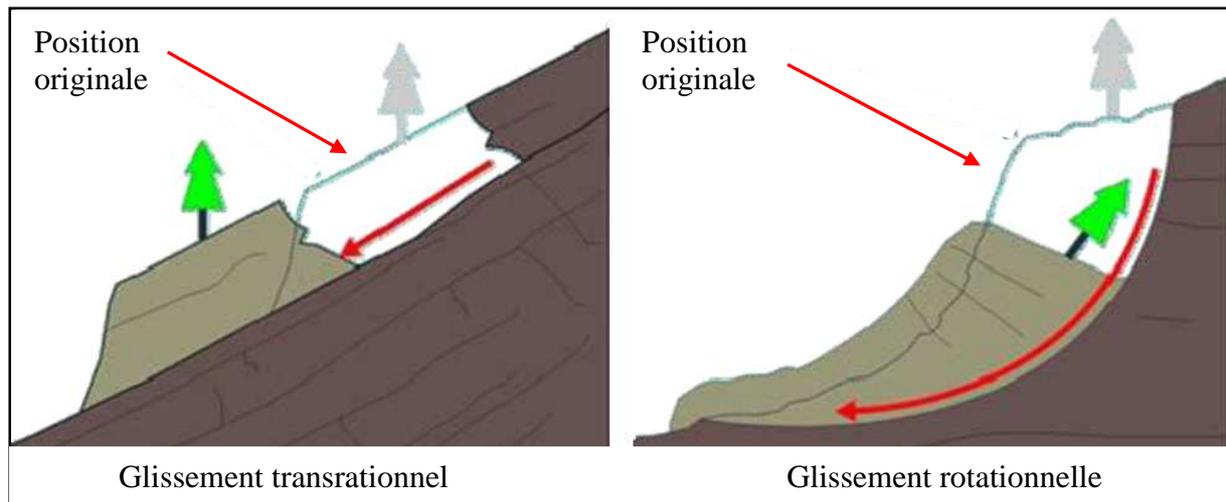


Figure 1.8 : Classification des glissements selon la forme (transratiionnelle et rotationnelle).

**I.5.2. Classification des glissements selon la vitesse du mouvement**

Tableau I.1 : Eléments caractérisant les différentes familles de mouvement.

	Terrains	Vitesse moyenne	Volume	Facteurs déclenchant
Glissement lents	Sols Massifs fracturés	Très lente à moyenne	De quelques m <sup>3</sup> à plus de dix millions m <sup>3</sup>	Eau, terrassement
Mouvements de terrain fluage	Formations meubles	Très lente	De quelques m <sup>3</sup> à plus de dix millions m <sup>3</sup>	Chargement Évolution du matériau
Mouvements de terrain écoulement	Massifs rocheux	De très lente à très rapide	De quelques m <sup>3</sup> à plus de dix milles m <sup>3</sup>	Eau, gel-dégel, Séisme
Glissements rapides (glissement-coulée)	Sols argileux et limoneux lâches	Très rapide	De dix à plusieurs Centaines de milliers de m <sup>3</sup>	Très fortes pluies, Ruptures de digues

**I.5.3. Classification des glissements selon la rupture**

**a. Glissement de terrain permanent**

C'est un mouvement qui s'étend sur une longue période, la masse de terre se déplace régulièrement vers l'aval le long d'une surface de rupture existante, avec des phases d'accélération et de réactivation.

**b. Glissement de terrain spontané**

C'est un mouvement relativement rapide qui se produit contrairement au glissement permanent le long d'une nouvelle surface de glissement, il se déclenche de manière subite

avec des vitesses instantanées élevées, la teneur en eau étant insuffisante pour induire la liquéfaction du matériau (le sol garde une partie de sa cohésion) donc une surface de glissement peut être observée (pas de coulée).

### **I.6. Les phases de glissement de terrain**

Les glissements de terrain se caractérisent par des phases d'activité où les vitesses de déplacement sont élevées, alternées avec des phases de calme.

K. Terzaghi (1950) proposent quatre phases :

- La phase de préparation : dans cette phase on remarque une absence d'évolution mesurable ou un mouvement de faible amplitude qui peut conduire à une diminution progressive des caractéristiques du terrain ;
- La phase de rupture : c'est une période généralement de courte durée pendant laquelle on observe des déplacements importants. La stabilisation du glissement a lieu généralement après cette phase ;
- La phase d'amortissement (relaxation) : elle succède immédiatement à la phase de rupture, c'est la phase la plus couramment rencontrée par le géotechnicien car il est amené à intervenir dans cette phase pour stabiliser ou surveiller le phénomène ;
- La phase de stabilisation : le versant est stabilisé pour une durée indéterminée.

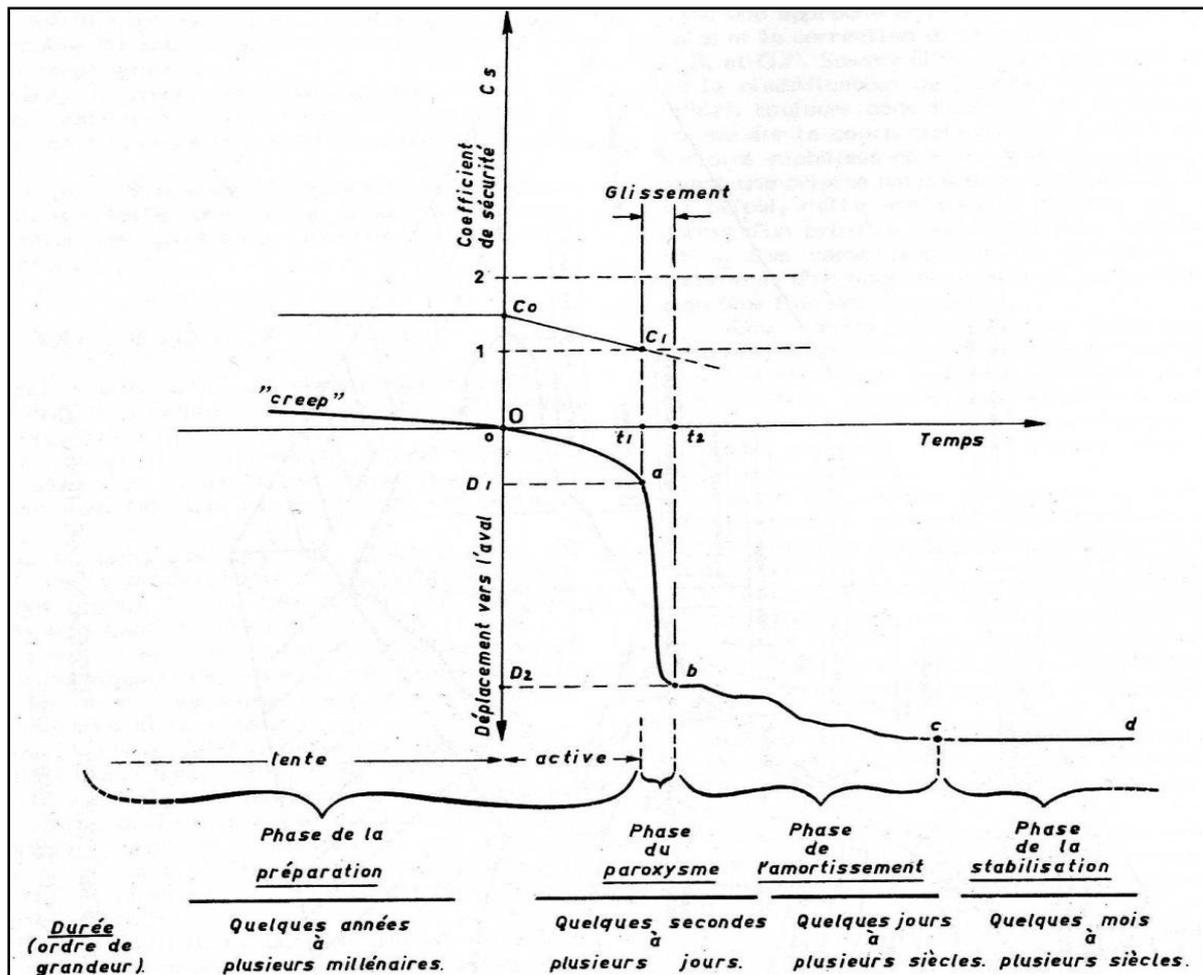


Figure I.9 : Les phases de glissement de terrains.

### I.7. Conclusion

La majorité des terrains sont concernées par le risque de mouvement de terrain, avec des fréquences variables. Leur répartition spatiale est guidée par la topographie et par la géologie. Ils concernent non seulement les régions montagneuses, mais aussi les bassins à forte densité de vide souterrain, ainsi que les sols argileux sensibles aux variations de teneur en eau. Leur occurrence est très marquée par les variations climatiques (périodes de fortes pluies, fonte des neiges, sécheresse), comme peut aussi être liée à des secousses sismiques.

**II. Introduction**

Les problèmes de stabilité de pentes se rencontrent fréquemment dans la construction des routes, des canaux, des digues et des barrages. En outre certaines pentes naturelles sont ou peuvent devenir instables. Une rupture d'un talus peut être catastrophique et provoquer des pertes en vies humaines ainsi que des dégâts naturels considérables. L'étude d'un talus comporte, outre la reconnaissance du site et le choix des caractéristiques mécaniques des sols, les données (les caractéristiques de notre sol) vont dépendre de ce calcul. Un calcul de stabilité pour déterminer d'une part la courbe de rupture le long de laquelle le risque de glissement est le plus élevé, d'autre part la valeur correspondante du coefficient de sécurité.

**II.1. Calculs de la stabilité**

L'objectif d'un calcul de stabilité est de définir la surface de glissement. La méthode de calcul consiste, par tâtonnements, à tester le plus grand nombre de surfaces de rupture possibles. Chaque surface testée nécessite donc un calcul de stabilité, qui nous donnera un coefficient de sécurité ( $F_s$ ). Après avoir testé un nombre important de surface de glissement, on prend la valeur la plus petite de  $F_s$  la quelle corresponde a la ligne Ja plus probable de rupture pour un sol donné. Le calcul de stabilité permet de choisir le procédé d'exécution des terrassements, excavations, constructions,...etc., de telle façon que la stabilité du site et celle des ouvrages soient garanties. Par exemple:

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

Rappelons que l'étude de la stabilité d'un site donné doit concerner, d'une part, la stabilité propre des ouvrages à construire, d'autre part, la stabilité du versant dans le quel se trouve l'ouvrage, puisque celui-ci modifie l'équilibre initial ce site.

**II.2. Définition du coefficient de sécurité  $F_s$** 

Il existe plusieurs définitions possibles du coefficient de sécurité  $F_s$ , chacune présente des avantages et des inconvénients. Nous nous contenterons de mentionner les définitions les plus communément admises.

**II.2.1. Définition de Fröhlich**

Soit M la somme des moments sollicitant le corps (1) à la rotation (Figure II.1), les moments étant, selon le sens de rotation, affectés d'un signe (+) ou d'un signe (-). Soit  $M_{max}$  le moment résistant maximum qui peut être mobilisé par cisaillement du terrain le long de l'arc CMD. Fröhlich considère le coefficient de sécurité, le rapport suivant :

$$F = \frac{M_{max}^1}{M}$$

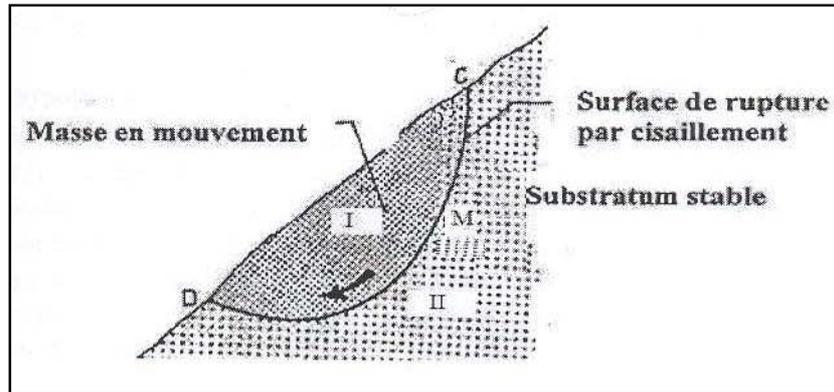


Figure II.1 : schémas de base d'un glissement rotationnel en milieu homogène.

**II.2.2. Définition de Bishop**

La valeur maximale de la contrainte de cisaillement T sur la courbe de glissement potentielle CMD est la résistance au cisaillement  $T_i$ . Avant la rupture, le système de forces extérieures appliquées au corps (I) de la figure 1.7, n'entraîne que la mobilisation de la valeur T inférieure à  $T_i$  ; Bishop définit le coefficient de sécurité par le rapport suivant ;

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

A noter que les valeurs de T et de  $T_i$  varient en fonction du point M considéré le long de la courbe de rupture CMD.

**II.2.3. Définition de Fellenius**

Fellenius définit le coefficient de sécurité par le rapport entre la somme des moments résistants et la somme des moments moteur qui engendrent le glissement.

$$F = \chi = \frac{\Sigma \text{des moments résistants maximaux}}{\Sigma \text{des moments moteurs}}$$

### II.3. Calcul de la stabilité

Il existe deux méthodes de calcul de la stabilité au glissement :

- Méthodes d'analyse globales ;
- Méthodes par tranchées.

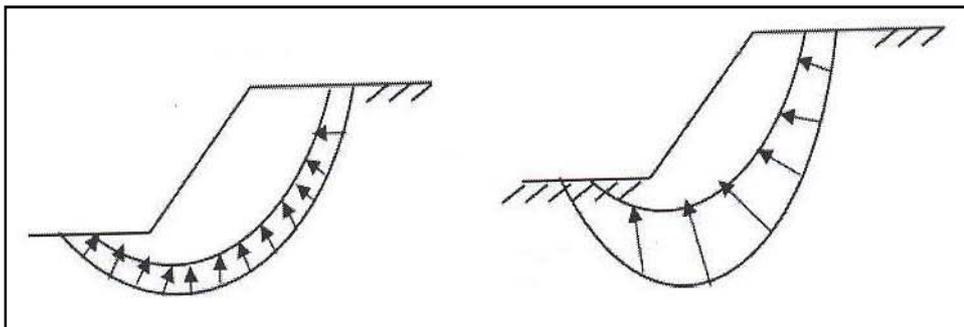
#### II.3.1. Méthodes d'analyse globales

Il n'est possible de traiter de la stabilité des pentes sans faire au moins une allusion à la méthode de TAYLOR développée en 1937 et qui, pendant longtemps, a été le seul procédé utilisé pour l'étude globale de la masse de terre prédisposé au glissement. Par la suite Caquot (1954) et Biarez (1970) ont également présentés des méthodes globales d'analyse de stabilité des pentes, dans les quelles il s'agit d'évaluer correctement le moment résistant des forces de frottements. La méthode de Taylor est appelée aussi la méthode du « cercle de frottement ».

➤ **Les hypothèses :**

- La ligne de glissement est supposée circulaire ;
- Jusqu'à une certaine profondeur au-dessous du pied de talus le sol est parfaitement homogène,
- A cette profondeur le sol repose sur la surface horizontale d'une couche plus consistante ;
- Il n'ya ni nappe phréatique, ni écoulement d'eau ;

Une répartition des contraintes à la base se fait soit, en répartition uniforme ou sinusoïdale le long de linge de glissement. Voir (figure. II.2).



*Répartition uniforme*

*Répartition sinusoïdale.*

*Figure. II.2 : Répartition des contraintes.*

➤ Types de rupture

Soit donc à étudier la stabilité d'un massif de poids volumique  $\gamma$ , de caractéristiques  $C$  et  $i_p$ , qui représente un talus incliné d'un angle  $P$  sur l'horizontale et de hauteur  $il$ .

a) Lorsque le glissement se produit, le cercle critique est généralement un cercle de pied qui passe, comme son nom l'indique, par le pied,  $b$ , du talus. Ce cercle peut se situer soit au-dessus ou au-dessous du niveau du pied voir la figure II.3.

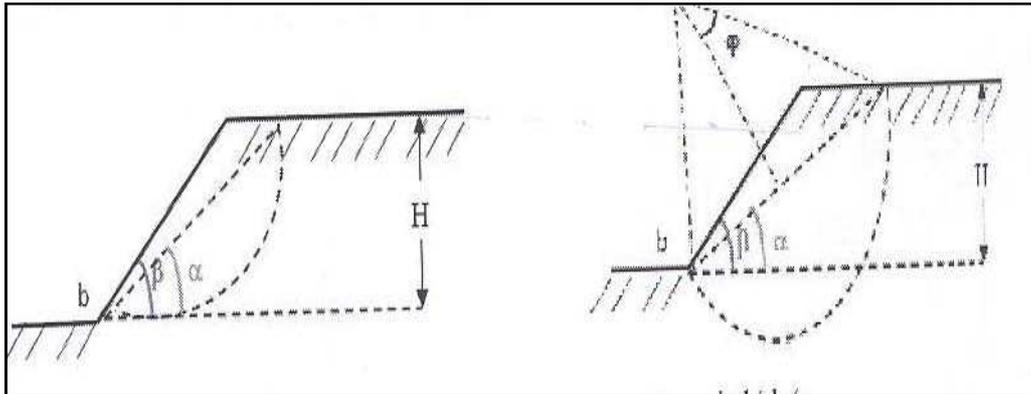


Figure. II.3 : Cercle de rupture par apport au pied « b ».

b) Toutefois, si la base résistante est située à peu de distance au-dessous de  $b$ , le cercle peut devenir un cercle de flanc de talus qui est tangent à la base résistante et coupe le talus au-dessus de son pied (figure. II.4).

Lorsqu'il se produit un glissement par la base, le cercle critique est dit cercle à mi-pente, parce que son centre est situé sur une ligne verticale passant par le point ( $m$ ) milieu de talus (figure. II.4). Le cercle à mi-pente est tangent à la base résistante.

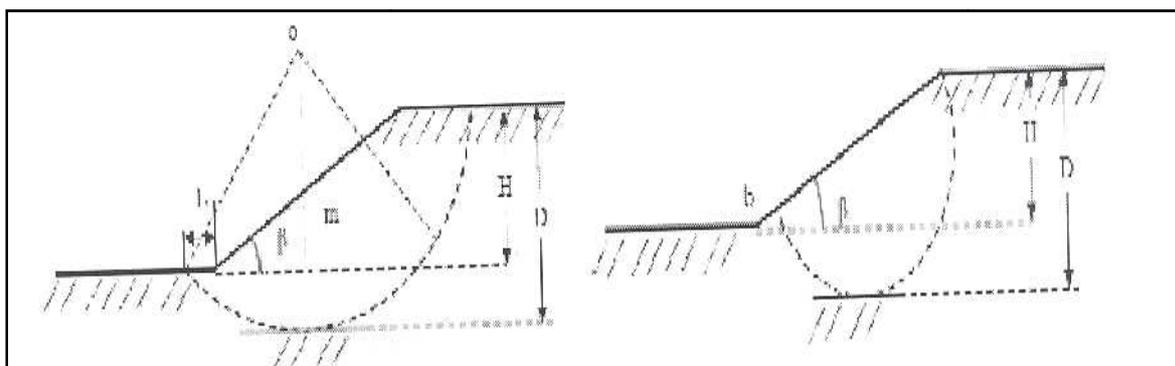


Figure. II.4 : Cercle de rupture par apport à la base résistante.

La grandeur est la position de ces cercles sont définies par une -série de paramètres, tel que  $\beta$  et  $H$ , il y a lieu d'ajouter  $\theta$ ,  $a$ ,  $D = n_D H$  et  $L = n_L H$ . Montré dans les figures .II.4 et figure. II.5.

Taylor a mené des investigations très complètes, sur les caractéristiques mécaniques requises pour assurer la stabilité dans ces différents cas de figures.

**II.3.2. Méthodes par tranches**

Les répartitions des contraintes envisagées par les méthodes globales sont encore schématiques et ne conviennent que pour des profils de talus simples en sol homogène et isotrope.

Les méthodes par tranchants sont plus souples. Le talus est partagé en tranche verticale; l'étude de l'équilibre, tranche par tranche, permet de moduler les valeurs des contrainte ( $a$ ) et d'envisager des conditions plus complexes : profil de talus non rectiligne, hétérogénéité du sol, ligne de glissement quelconque...etc.

➤ **Mise en équation du problème**

Soient  $Y_A(x)$ ,  $Y_B(x)$  et  $e(x)$  respectivement les fonctions du profil du talus, de la ligne de glissement et de la ligne de poussé (lieu d'application des efforts inter-tranche  $H_i$  et  $V_i$ ). (figure. II.6.)

$Y_A(x)$  et  $Y_B(x)$  sont assimilés à des lignes polygonales, les tranches étant considérées comme trapézoïdales. Les réactions  $R_i$  sont supposées s'appliquer au milieu de la base de chaque tranche (cette dernière supposition, constitue une approximation suffisante d'autant plus justifiée que le nombre de tranches est élevé).

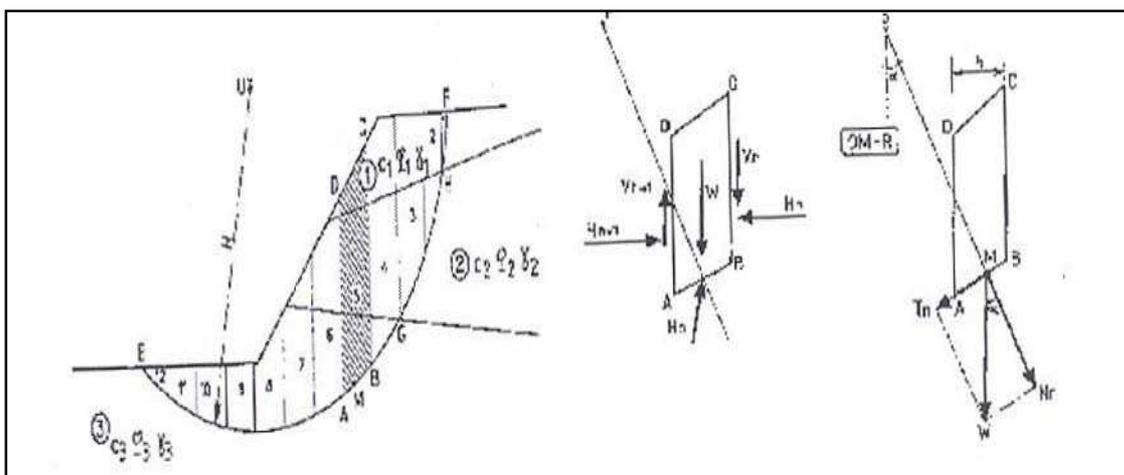


Figure .II.5 : Méthode par tranché.

Une tranche i est soumise à :

1- Son poids  $W_i = \gamma h_i b_i$

2- Les efforts inter- tranches, qui se divisent en efforts verticaux  $V_i$  et  $V_{i+1}$  et horizontaux  $H_i$  et  $H_{i+1}$ .

3- La résistance au cisaillement  $R_i$  qui se décompose comme suit :

- Une composante normale

$$N_i = \sigma_i l_i = \sigma_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} ; (l_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i}) \tag{II.1}$$

- Une composante tangentielle :

$$T_i = \tau_i l_i ; \tau_i = C_{ci} + \sigma_i \tan \phi_{ci} = \frac{c_i}{F} + \sigma_i \frac{\tan \phi_i}{F} \tag{II.2}$$

Soit, en remplaçant  $DJ$  par sa valeur,

$$T_i = \frac{c_i}{F} \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i \frac{\tan \phi_i}{F} \tag{II.3}$$

Remarquons que pour  $C_i$  et  $\phi_i$  , qui interviennent dans le calcul de  $T_i$  , sont des caractéristiques

**II.4. Méthode de Bishop**

➤ **Méthode de Bishop généralisée.**

Les composante  $V_n, V_{n+1}, H_n, H_{n+1}$  des réactions sur les tranches verticales interviennent dans les efforts appliqués sur  $AB$  voir figure II.6 , et influencent (a réaction  $R_n$ . en 1954, bishop a publié, une méthode appelé méthode détaillée permettant de calculer le coefficient de sécurité  $F_s$ , en tenant compte de ces sollicitations.

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

$$F_s = \frac{1}{\sum_{n=1}^{n=m} W_i \sin \alpha} \sum_{n=1}^{n=m} \frac{[W + (V_n - V_{n+1}) - u_n * b] \tan \phi_i + c_i * b}{\cos \alpha + \sin \alpha \frac{\tan \phi_i}{F_s}} \tag{II.4}$$

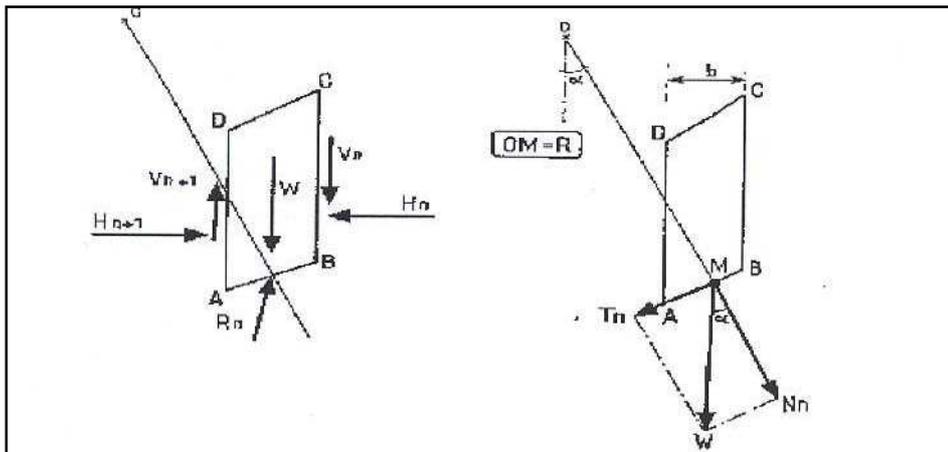


Figure II.6 : Représentation des forces sur la tranche n.

Pour déterminer  $F_s$  il faut :

- Procédé par itérations successives, puisque  $F_s$  figure aux deux membres de l'équation, Définir  $(V-V_{n+1})$ , pour cela, une hypothèse supplémentaire est nécessaire, par exemple admettre que le long des plans verticaux, les contraintes sont proportionnelles à la distance verticale de leur points d'application à la surface libre. Compte tenu des équations régissant l'équilibre générale du massif du sol limité par le cercle de glissement, déterminé  $(V_n - V_{n+1})$  et alors possible. Toutefois, le calcul est très fastidieux et n'est pratiquement plus réalisé que par ordinateur.

➤ **Méthode de Bishop simplifié :**

Les hypothèses supplémentaire est :  $(V_n - V_{n+1} = 0)$  quelle que soit la tranche considérée, alors l'équation (1.7) devient :

$$F_s = \frac{1}{\sum_{n=1}^{n=m} W_i \sin a} \sum_{n=1}^{n=m} \frac{[W - u_n * b] \tan \varphi_i + c' i * b}{\cos a + \sin a \frac{\tan \varphi_i}{F_s}} \tag{II.5}$$

**II.5. Méthode de Fellenius**

Encore appelée méthode suédoise, on suppose là encore que la ligne de glissement est circulaire mais on néglige totalement les efforts in ter-tranches (figure.II.6).

Comme pour les autres méthodes, la répartition des  $N_i$  sera entachée d'erreur mais à un degré supérieur puisque chaque tranchant est considérée comme totalement indépendante.

En écrivant l'équilibre des forces en projection sur la normale à ligne de glissement, on trouve :

$$N_i = W_i \sin\alpha_i \quad (\text{II.6})$$

On écrit également l'équilibre global des moments, ce qui permet de trouver directement l'expression de  $F_s$ :

$$F_s = \frac{1}{\sum W_i \sin\alpha_i} \sum_1^n W_i \operatorname{tg}\varphi_i + c_i \frac{b_i}{\cos\alpha_i} \quad (\text{II.7})$$

L'équation qui permet de définir  $K_E$ , est la même que celle donnée par la méthode de Bishop pour une ligne de glissement circulaire mais les efforts normaux  $N_i$  ont une expression différente, ce qui conduit à une répartition différente des contraintes sur la base des tranches.

Remarque :

Si le milieu est purement cohérent ( $\varphi=0$ )

Dans ce cas les efforts ( $R_i = N_i$ ) passent tous par le centre du cercle de glissement, les méthodes utilisant ce type de ligne de glissement donnent :

$$F = \frac{1}{\sum W_i \sin\alpha_i} \left[ \sum \left[ c_i \frac{b_i}{\cos\alpha_i} \right] \right] \quad (\text{II.8})$$

Toutes les méthodes utilisent un cercle, donnent la même valeur de  $F_s$ . en particulier la méthode de Bishop simplifiée et Fellenius, comme on peut le vérifier ci-dessus (dans les deux méthodes l'expression de  $N_i$  était différente mais  $N$ , n'intervient plus) mais il en serait de même pour « les méthodes globales ».

Par ailleurs, si on considère le milieu comme homogène  $C=C_c$ ,  $\gamma$  constante et  $b=b_i$  (largeur de la tranche) constante.

$$\sum W_i \sin\alpha_i = \sum \gamma h b_i \sin\alpha_i \quad (\text{II.9})$$

$$\frac{c}{\gamma H} \left[ \frac{\sum \frac{1}{\cos\alpha_i}}{\sum \frac{h_i \sin\alpha_i}{H}} \right] = N_i \frac{c}{\gamma H} \quad (\text{II.10})$$

**II.6.Causes d’instabilité des pentes**

On distinguera principalement deux causes :

- Causes qui augment la contrainte de cisaillement

Charge ajoutée au sommet;

Matériel enlevé à la base;

Abaissement du niveau d’eau à l’extérieur de la pente ;

Augmentation de la pression d’eau dans les fissures de traction.

- Causes qui diminuent la résistance au cisaillement

Augmentation de la pression interstitielle sans augmentation de la totale ;

Changement de la résistance avec le temps (Altération, lessivage).

**II.7.Méthodes pour augmentation la stabilité des pentes**

La stabilité d’une pente peut être augmentée par l’une ou les méthodes suivantes :

Diminuer la pression d’eau par drainage ;

Réduction de pente ;

Ajouter un contre poids (berme) ou création d’une butée ;

Introduction des éléments résistants dans le sol.

**II.8.Les valeurs de  $F_s$  en fonction de l’importance**

Les valeurs obtenues de  $F_s$  après le calcul, sont classée selon le degré de l’importance, dans le tableau suivant :

**Tableau II.1: Valeur de  $F_s$  en fonction de l’importance de l’ouvrage.**

$F_s$	Etat de l’ouvrage
<1	danger
1.0-1.25	Sécurité contestable
1.25-1.5	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants Sécurité contestable pour les barrages, ou bien quand la rupture serait catastrophique
>1.4	Satisfaisante pour les barrages

**II.9. Conclusion**

Plusieurs méthodes de calcul de stabilité de pente ont été établies, ces dernières se basent toutes sur l'équilibre limite, mais qui diffèrent sur les hypothèses simplificatrices, ces méthodes donnent la valeur du coefficient de sécurité qu'il faut prendre avec soin lorsqu'il s'agit d'ouvrage de grande importance

**III. Introduction**

Le risque relatif aux mouvements de terrains est certainement le plus répandu à travers le territoire national et considéré parmi les aléas naturels et hormis le phénomène sismique qui concerne l'ensemble de la zone Nord du pays et les Hauts Plateaux.

Ces dernières années, on a observé plusieurs mouvements de terrains à travers le territoire national où chaque jour des cas sont signalés par la presse. On cite les glissements de ; Azazga, Béjaia, Bouira, Médéa, Alger. Ces mouvements ont été observés durant la période allant du mois de Février au mois d'Avril (2012), cette période a connu des chutes de neige et de pluies très importantes.

Le présent mémoire, s'intéresse au glissement qu'a connu la cité universitaire de Médéa, en analysant le phénomène au premier lieu, ensuite une campagne d'essais au laboratoire a été effectuée ainsi qu'une étude numérique avec le logiciel TALREN. Cependant, une présentation du site et des différents dégâts est nécessaire.

III.1.Situation de la wilaya de « Médéa »

III.1.1.Situation géographique

Médéa est une ville d’Algérie d’une superficie d’environ 8 700 Km<sup>2</sup>, d’une altitude de 1240 m au dessus du niveau de la mer (sommet de Benchicao), sa population est estimée à 722 000 habitants.

Elle est située à 88 km au sud-ouest d’Alger sur les hauts plateaux qui ferme la vallée de Mitidja, a des frontières communes avec d’importantes Wilayas d’Algérie. Au Nord, avec la Wilaya de Blida, au Sud, la Wilaya de Djelfa, à l’Est, les Wilayas de M’sila et Bouira et à l’Ouest, les Wilayas de Ain Defla et Tissemsilt.

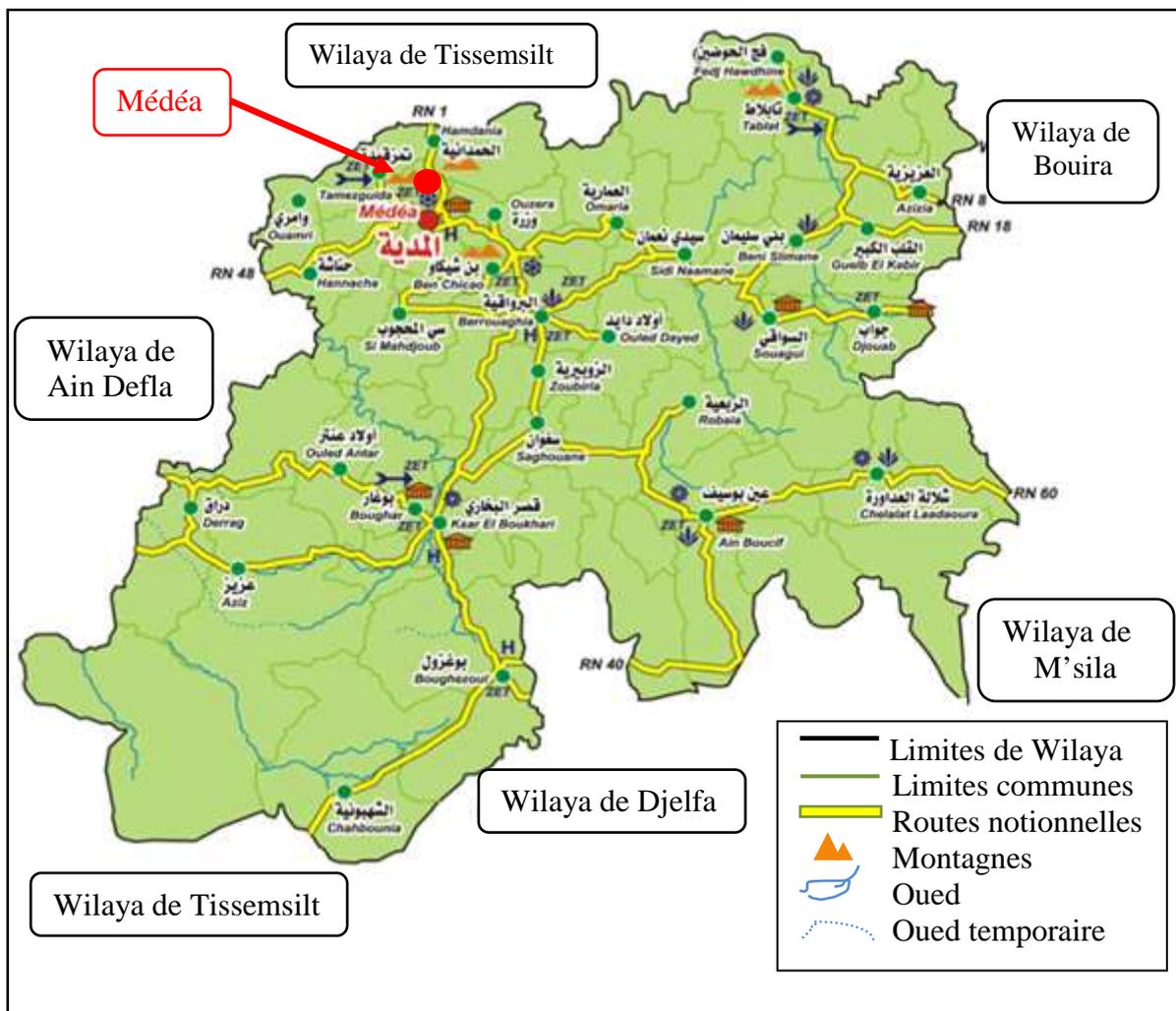


Figure III.1: Situation géographique de la ville de « Médéa ».

III.1.2. Situation topographique

La ville de Médéa présente en général un relief topographique très accidenté, et des altitudes variant de 780 à 820 m, comme elle traversé par plusieurs talwegs orientés du sud vers le

nord, enserrés avec une pente abrupte en amont et relativement large et une pente douce en aval. Un tissu urbain très peu dense (habitations et autres infrastructures).

La wilaya de Médéa a été divisée en quatre grandes catégories de pente, comme suit :

- **Pentes 0 à 10 %** : Cette catégorie constitue les terrains situés sur la bordure droite de la RN1 en allant vers Blida et correspond à une superficie d'environ 1.50 hectares.
- **De 10 à 20 %** : Cette classe correspond à 60 % de la surface globale qui correspond à une superficie d'environ 70 hectares.
- **De 20 à 25 %** : Ces terrains se trouvent dans la partie Est-Ouest de Médéa qui correspond à une superficie d'environ 13,61 hectares.
- **Pentes > à 25%** : Ces terrains situés sur les bords de la RN 1 qui correspondent à une superficie d'environ 33 hectares.

**III.1.3. Situation climatique**

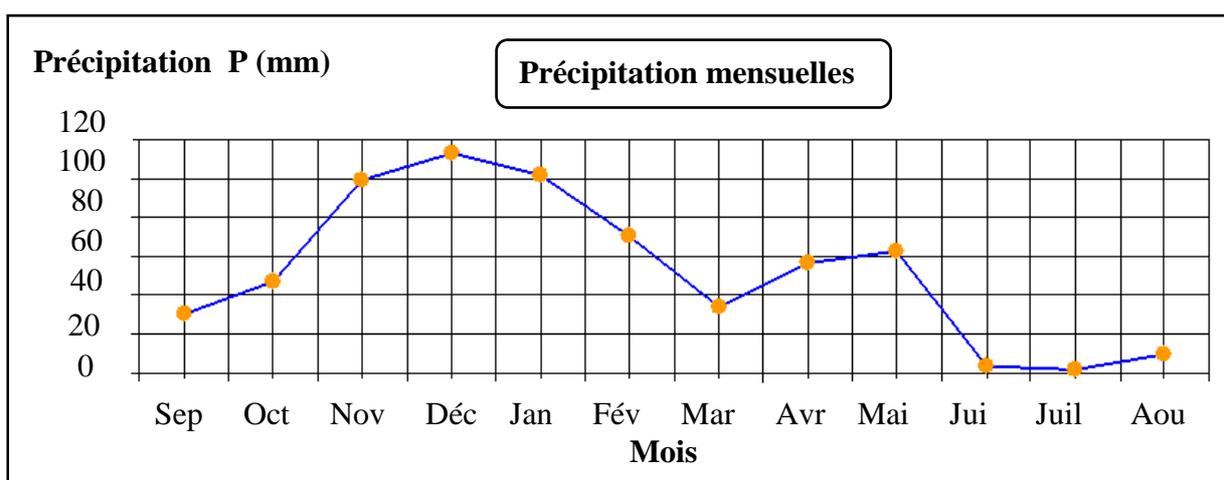
Médéa dispose d'un climat méditerranéen semi continental, froid et humide en hiver, tempéré en printemps, et chaud et sec en été.

➤ **Pluviométrie**

Les moyennes mensuelles de la pluviométrie enregistrées par la station de Médéa, sont données sur le tableau suivant :

*Tableau III.1 : Précipitations moyennes mensuelles (Année 1997-2006).*

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jen	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Total
P (mm)	30.2	47.3	99	112.8	101.4	70.5	33.8	56.7	63	3.1	2.1	9.4	629.3



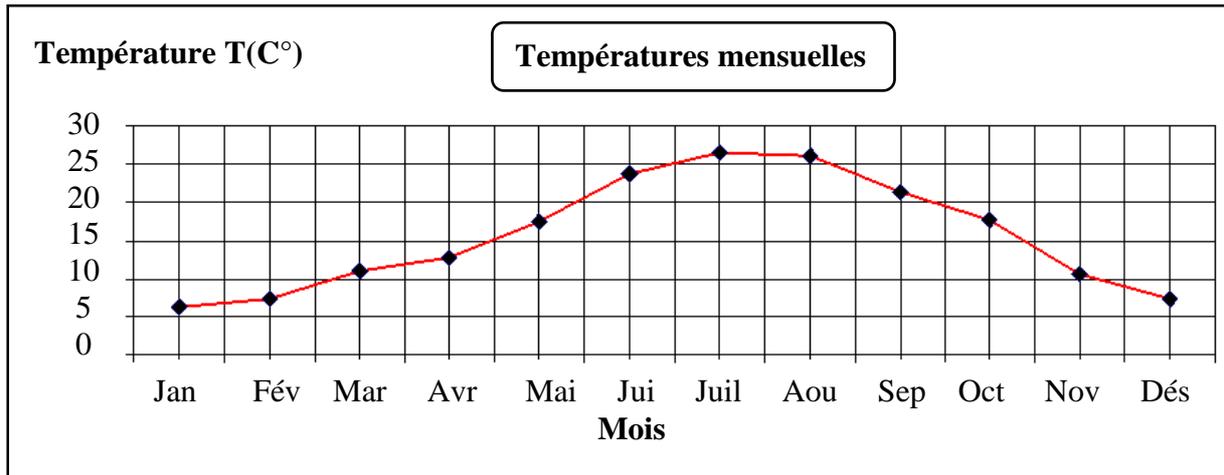
*Figure III.2 : Graphe de précipitation mensuelle de la ville de « Médéa ».*

### ➤ Températures

La distribution mensuelle des températures dans la région enregistrée à la station de Médéa, sont données sur le tableau suivant :

**Tableau III.2: Températures moyennes mensuelles (Année 1997-2006).**

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc
T(C°)	6.3	7.4	10.9	12.7	17.4	24.7	27.5	26.1	21.4	17.7	10.5	7.3



**Figure III.3 : Graphe de températures mensuelles de la ville de « Médéa ».**

#### III.1.4. Situation sismique

L'analyse de la sismicité historique d'une région présente un grand intérêt, puisqu'elle permet d'avoir une idée sur l'intensité des séismes proches et de leurs épicentres. La wilaya de Médéa a été le siège de plusieurs secousses telluriques durant son histoire. L'année 2007 a été très riche en secousse sismique sur toute la région.

Le règlement parasismique algérien (RPA 99/ Addenda 2003) établit des règles qui sont fonctions de l'intensité de l'action sismique d'une région, et pour tenir compte de la probabilité d'occurrence d'un séisme dans la région d'étude, ces règles divisent le territoire Algérien en (05) zones sismiques.

Ce règlement, classe la ville de Médéa dans la catégorie II b (zone à sismicité moyenne).

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 (RPA 99/Addenda2003), pour cela, la cité universitaire est classé dans le groupe 1 B, c'est à dire, on est dans le cas d'ouvrages de grande importance qui rassemble simultanément plus de 300 personnes).

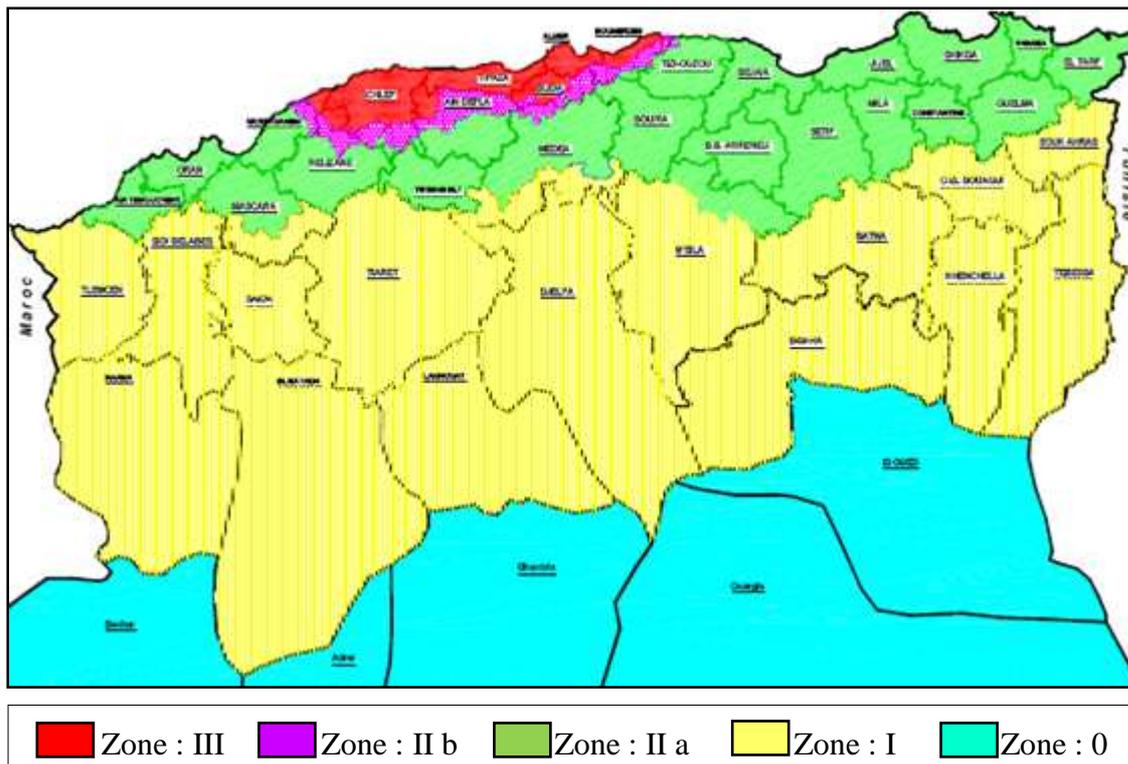


Figure III.4 : Carte de zonage sismique territoire national (RPA 99/2003).

### III.2. Description de la cité universitaire 2000 lits de Chrachria « Médéa »

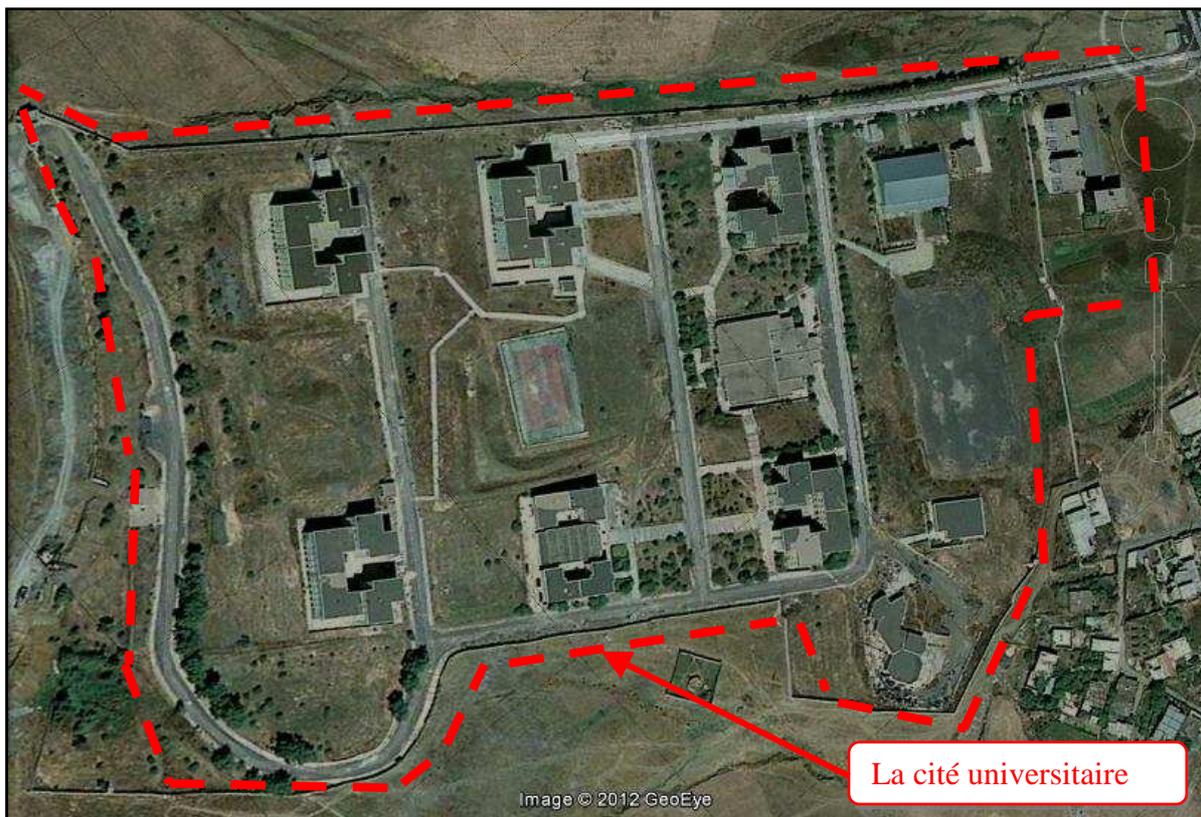
La cité universitaire 2000 lits de Chrachria comporte 14 blocs d’hébergements en R+4, des ateliers techniques en R+1, RDC (restaurant, bibliothèque, gymnase, foyer, cuisine) et le mur de clôture qu’est ancré superficiellement.

#### III.2.1. Description géographique

La cité universitaire 2000 lits de Chrachria « MEDEA » est situé à 2 kilomètre environ, à la sortie Nord Ouest de la ville de MEDEA en ALGERIE. Elle est limité sur ses cotés par des terrains vagues. La superficie du site est de 15 Hectares.



*Figure III.5 : Vue générale sur la cité universitaire 2000 lits de Chrachria « Médéa ».*



*Figure III.6 : Photo d'une vue aérienne du site universitaire 2000 lits de Chrachria « Médéa ».*

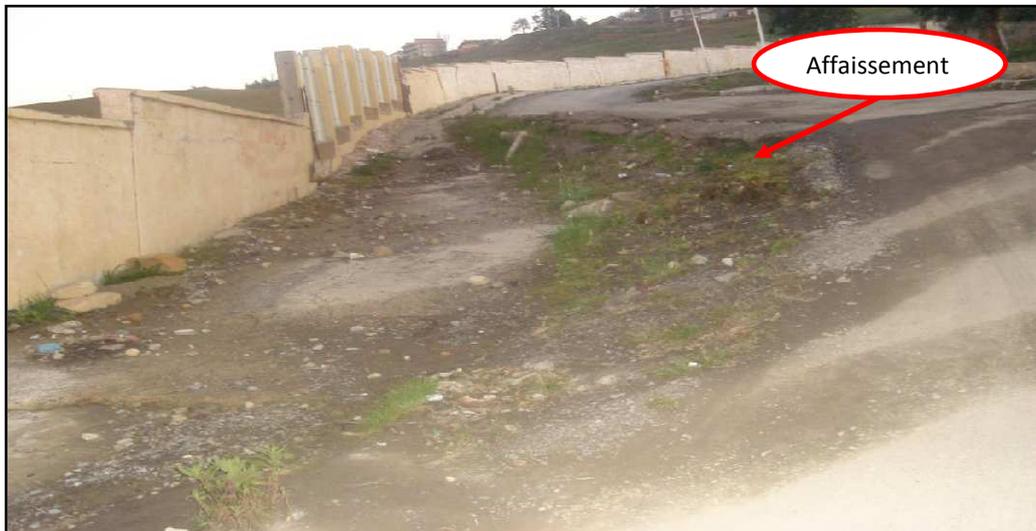
**III.2.2. Description topographique**

D'après le levé topographique, le cité universitaire de Chrachria est implanté sur un terrain en pente de 10 à 25%, le coté le plus haut est situé au Sud-ouest et le plus bas se trouve vers la limite Nord-est. Le terrain est très accidenté et la dénivelée est de 60 mètre ce qui représente l'un des facteurs obligeant une étude d'instabilité vis-à-vis du glissement de terrain, voir la annexe 1.

**III.3. Apparition du problème du mouvement de terrain**

Dés le commencement des travaux de réalisation de la cité (année 1994), de nombreux problèmes géotechniques se sont manifestés déplacement et déformation du sol à topographie en pente qui signifie l'instabilité de l'endroit qui peut menacer les constructions.

Il est utile de signaler que les principales manifestations pathologiques relevés lors du visite du site font ressortir :



*Figure III.7: Route de Tamezguida chroniquement affaissée en amont de la cite et même phénomène qui affecte la route nationale.*



*Figure III.8 : Renversement du gabionnage.*



*Figure III.9: Dégradation du trottoir intérieur de la cité.*



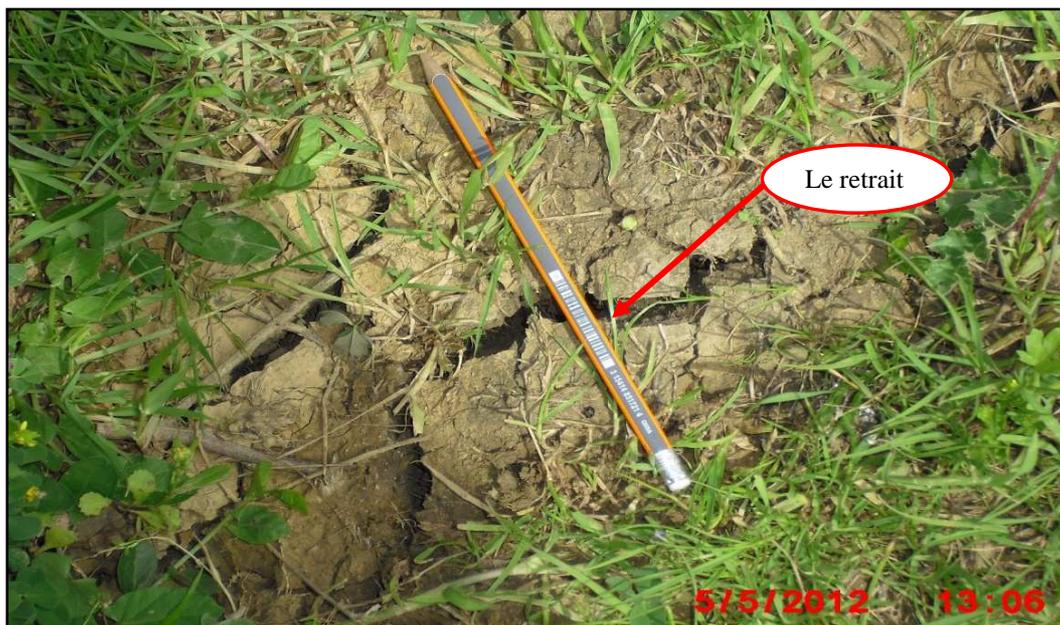
*Figure III.10: Déplacement du trottoir intérieur de la cité.*



*Figure III.11: Dégradation avec déplacement de la clôture extérieure de la cité.*



*Figure III.12 : Ecoulement d'eau en surface.*



*Figure III.13: Les fissurations du sol (phénomène de retrait).*



Figure III.14 et 15: Erosion du sol (due à l'éclatement de réseau d'assainissement).



Figure III.16 : Apparition de sérieux désordres structurels dans les ateliers techniques.

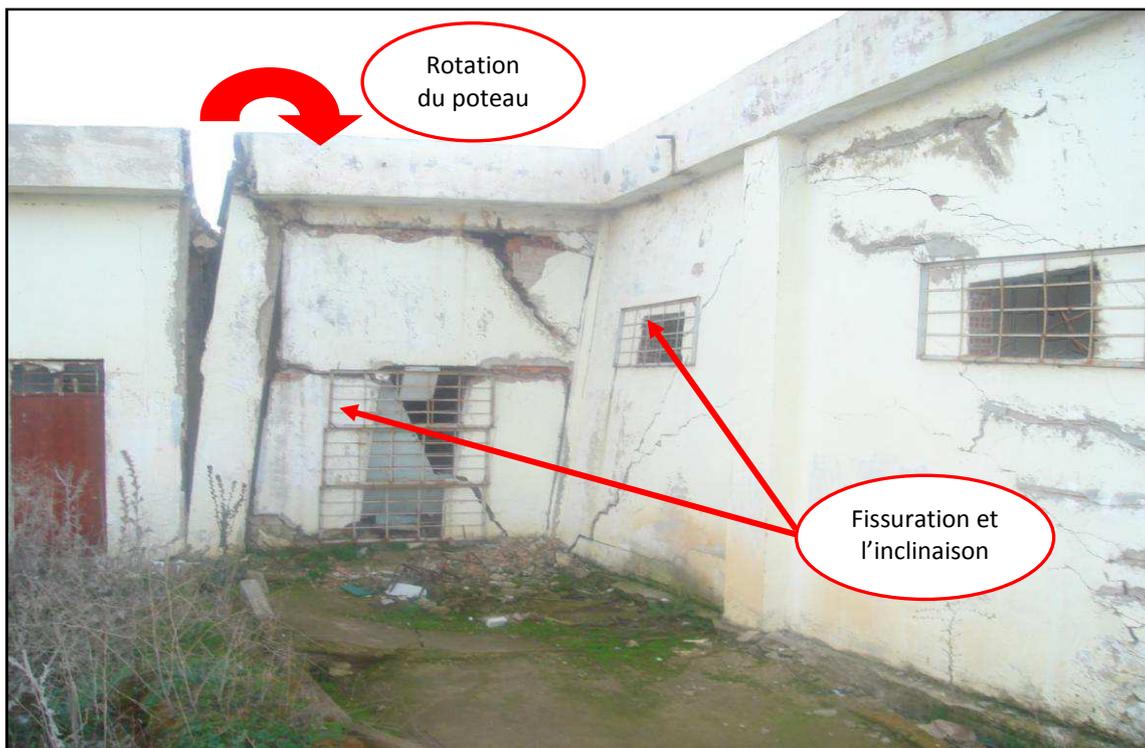
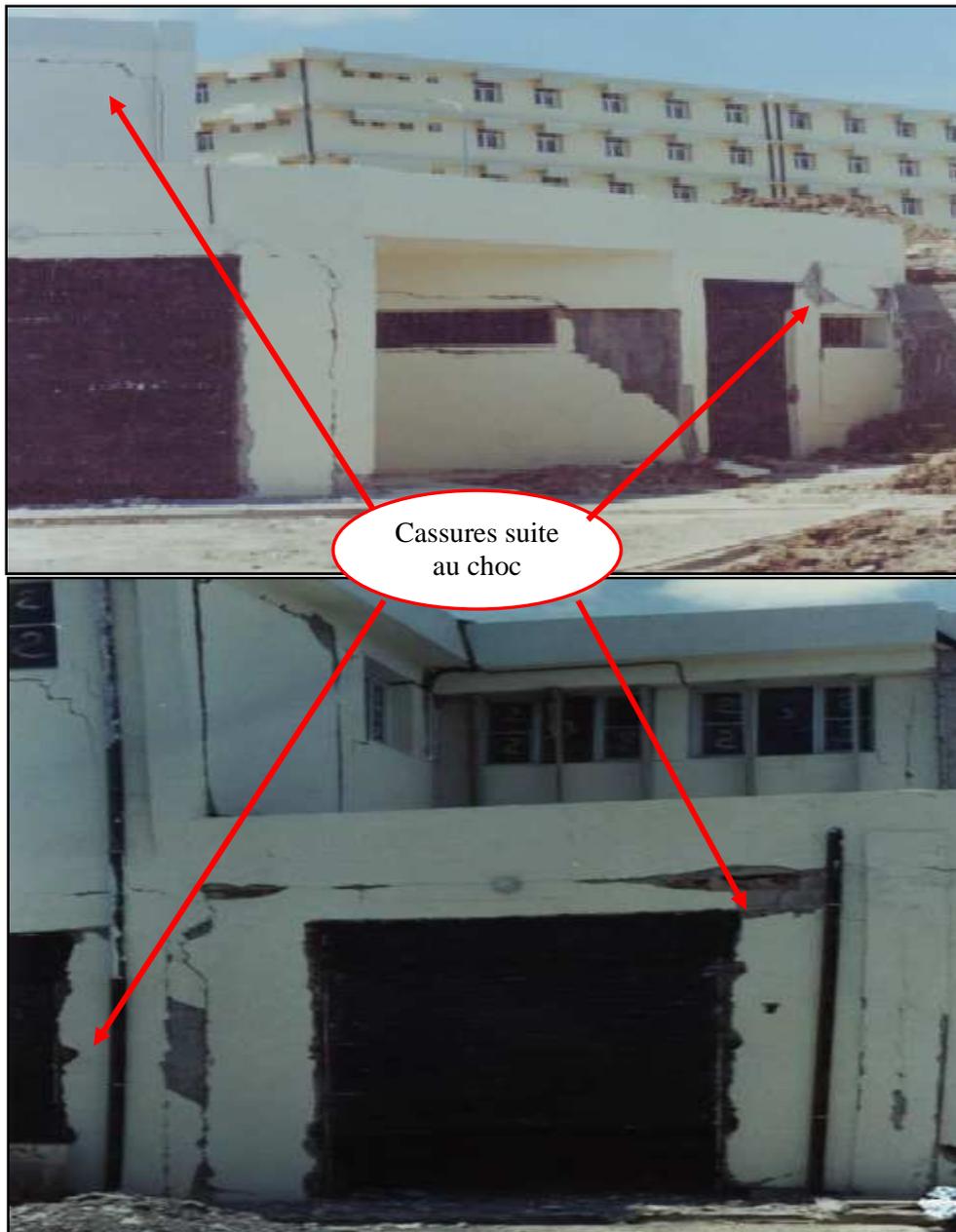
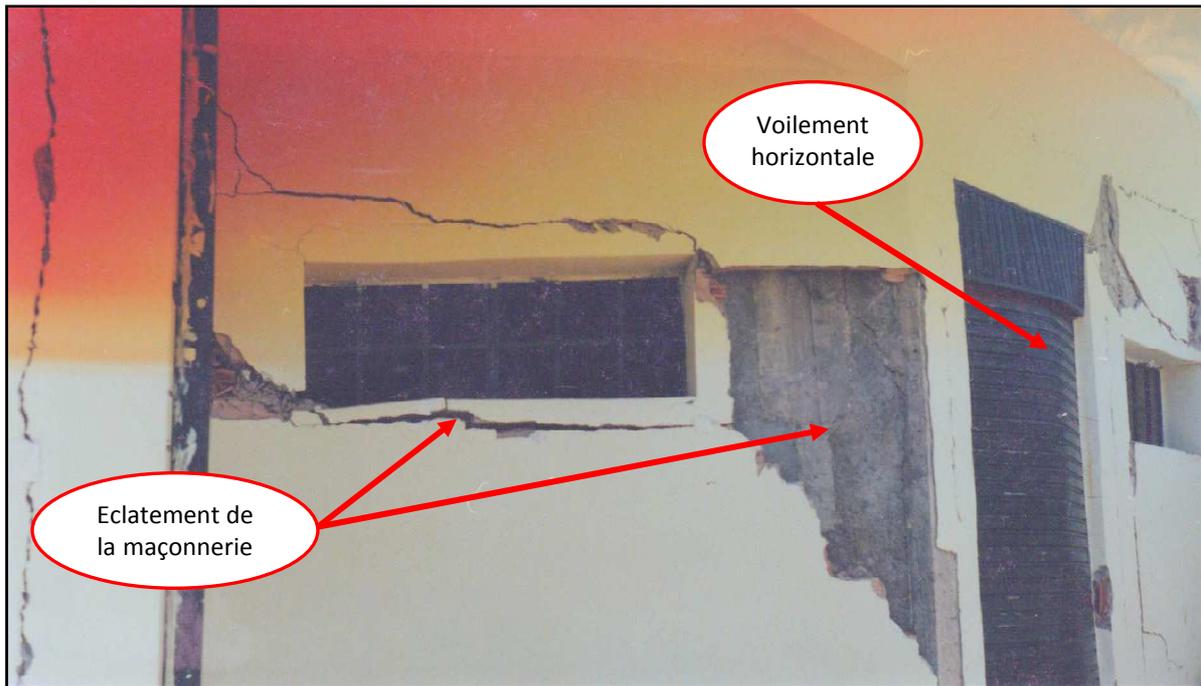


Figure III.17: Rotation du poteau avec fissuration du mur et l'inclinaison de la maçonnerie.



*Figure III.18 et 19 : Les locaux et les ateliers techniques après mouvement du terrain.*



*Figure III.20: Voilement horizontale des rideaux métallique (compression horizontale de la façade) et éclatement de la maçonnerie.*

### III.4. Analyse des causes des désordres

#### III.4.1. Facteur géologique

D'après l'observation du site et l'analyse des coupes de sondages, l'argile qui couvrent toute l'assiette du projet, peut être subdivisées en trois catégories, suivant leur degré d'altération qui commande étroitement leur comportement mécanique.

##### ➤ Les argiles brunes

Elles sont superficielles, d'épaisseur moyenne 3 à 5 m, et renferme parfois des cristaux dissipés de gypse. Elles sont très altérés en surface, et parcourues par un réseau de fentes de retrait, largement ouvertes en été ( $\varnothing = 2$  à 6 cm).

Elles correspondent au niveau d'argile le moins résistant à la pénétration statique :  $10 < R_p < 20$  bars.

##### ➤ Les marnes grises

Ces marnes, sont plus profondes et plus épaisses (5 à 15 m), sont très hétérogènes. Elles sont constituées de niveaux compacts. Les niveaux les plus compacts conservent leur couleur originale grise, et sont parcourus par un réseau de fissures, qui témoignent de leur contact avec les eaux d'infiltration fissurée.

➤ **Les marnes compactes**

Cette catégorie de marnes, souvent profonde, puis qu'elle n'a pas été touchée par tous les sondages, se distingue des précédentes, par sa plus grande consistance. Elles sont très résistante à la pénétration statique dans la mesure où la plus part des essais y marquent le refus.

**III.4.2. Facteur hydrogéologie**

Les pentes naturelles du versant de « Chrachria » sont suffisantes (10 à 25 %), pour drainer les eaux de pluies, quelque soit l'intensité des averses. Seules quelques replats topographiques et les assiettes de terrassement à l'intérieure de la cité, favorisent la stagnation locale et temporaire des eaux météoriques.

Malgré cette possibilité de drainage l'infiltration des eaux de surface dans ces terrains est rendue possible par leur altération, et notamment par les fentes de retrait qui découpent profondément le terrain, au cours de la saison chaude. Cette infiltration est par ailleurs aidée par la présence de discontinuités héritées de la tectonique (fissure), comme on remarque de nombreux indices témoignent de la présence d'eau souterraine, dans un milieu marneux généralement connu par sa faible perméabilité, par exemple, des venues d'eau constatées au niveau des fondations des ateliers techniques et l'écoulement d'eau sur la tranchée drainante .

**III.5. Conclusion**

Ce chapitre nous a permis de connaitre les premiers causes de l'instabilité que subit la cité universitaire 2000 lits « Médéa », qui sont la géomorphologie du site, son hydrogéologie, ainsi que les réseaux défectueux d'assainissement et d'AEP qui accentue le mouvement.

**IV. Introduction**

A la différence des autres matériaux du génie civil et du bâtiment, les sols et les roches préexistent sur le site des travaux et la première phase de toute étude géotechnique consiste à définir la nature et l'état de ces terrains, qui constitue les propriétés essentielles des sols.

Le sol est un matériau à trois phases: solide, liquide et gazeuse. Le rapport, dans le matériau, de trois phases présentent de grandes différences dans leurs propriétés physiques et mécaniques voir chimiques des sols. La définition d'un sol repose donc sur une description précise des trois phases.

Pour cela on détermine un ensemble de propriétés physiques et mécaniques qui permettent de le caractériser. Ces propriétés sont déterminées par des essais simples et rapides, appelés: essais d'identification.

Ces essais d'identification nous conduisent à une description précise, qui sert de base aux divers systèmes de classification des sols. Leurs résultats permettent aussi d'estimer au moyen de relations des ordres de grandeur des propriétés mécaniques des sols.

On distingue classiquement deux grandes catégories d'essais d'identification:

- Les essais qui dépendent de l'arrangement et de la répartition des phases (Squelette solide, eau, air), ces essais caractérisent l'état du sol et ne peuvent être réalisés que sur des échantillons intacts (essais de cisaillement, œdomètre);
- Les essais qui traduisent les propriétés des particules du sol et l'intensité de leurs liaisons avec l'eau. Ces essais caractérisent la nature du sol et sont réalisés sur des échantillons intacts ou remaniés (la granulométrie, la sédimentométrie et la limite d'Atterberg).

**IV.1. Définition des sols**

Dans les études géotechniques les matériaux existant à la surface de l'écorce terrestre sont classés en deux grandes catégories :

- Les roches: agglomérat de grains minéraux liés par des forces de cohésion fortes et permanentes, même après immersion prolongée dans l'eau.
- Les sols: agrégats de grains minéraux pouvant être séparés sous l'effet d'actions mécanique relativement faibles.

**IV.1.1. Les types de sols**

On identifie habituellement les différents types de sols selon la dimension de leurs particules. C'est une méthode assez rapide qui fournit des renseignements élémentaires sur les propriétés hydraulique et mécanique des sols.

En mécanique des sols, la division la plus simple consiste à regrouper les sols en deux grandes classes :

➤ **les sols à gros grains**

Comprennent les sols dont les particules sont visibles à l'œil nu, la valeur de leur diamètre équivalent est normalement supérieure à 0.08mm.

- Les cailloux et les blocs, ou enrochement, ont un diamètre équivalent supérieur à 80mm, ils se caractérisent par une très grande perméabilité, on les utilise surtout pour les grands travaux de génie (les barrages en terre, les aménagements portuaire...) pour lesquels on dispose d'équipements mécaniques lourds. On s'en sert alors comme matériaux de masse pour augmenter la stabilité des ouvrages et pour prévenir l'érosion par l'eau.
- Le gravier et le sable sont constitués de particules de roc dont le diamètre qui valent varie de 0.08mm à 80mm, de façon générale, ils présentent une bonne perméabilité, ce sont des sols qui se compactent assez facilement et qui restent stables une fois compactés, ils peuvent alors supporter de lourdes charges sans tasser.

➤ **Les sols à grains fins**

Regroupent évidemment tous les sols dont les particules sont invisibles à l'œil nu, le diamètre équivalent de ces particules peut varier d'environ 1nm ( $10^{-6}$ mm) à 0.08mm.

- Le silt est composé de fines particules de roc dont le diamètre équivalent varie de 0.002mm à 0.08mm, et dont on peut observer la forme à la loupe ou au microscope optique, (on désigne parfois sous le nom de farine de roche un silt constitué de très petites particules, le silt ne peut supporter des charges aussi importantes que le gravier ou le sable. Sa compressibilité est d'ailleurs plus grande que celle de ses deux types de sols, quand à sa perméabilité, elle est très faible.
- L'argile est constituée de particules cristallines qui proviennent de la décomposition chimique des constituants du roc, plusieurs auteurs sont d'avis que leur diamètre équivalent varie approximativement de 1nm à 0.002mm. Les particules dont le diamètre équivalent est inférieur à 0.0005mm sont invisibles au microscope optique, il faut donc utiliser des techniques plus sophistiquées, comme le microscope

électronique, pour détecter leur forme et leur relief, l'argile étant pratiquement imperméable, elle est souvent employée comme matériaux d'étanchéité dans le noyau du barrage en terre ou de digues, toutefois, sa compressibilité est élevée et en général, les charges qu'elle peut supporter sont de loin inférieures à celle que supportent le gravier et le sable.

Classification des sols basés sur le diamètre équivalent des particules sur le tableau suivant :

**Tableau IV.1 : Classification des sols selon le diamètre.**

Type de sol	Diamètre équivalent (mm)	Classification
Blocs	300	Les sols à gros grains
Cailloux	80 à 300	
Gravier	5 à 80	
Gravier grossier	20 à 80	
Gravier fin	5 à 20	
Sable grossier	2 à 5	
Sable moyen	0.4 à 2	
Sable fin	0.08 à 0.4	
Silt	0.002 à 0.08	
Argile	<0.002	

#### IV.2. Caractéristiques physiques

##### ➤ Teneur en eau (w)

La teneur en eau d'un matériau, est le rapport du poids de l'eau contenu dans ce matériau au poids du même matériau sec. On l'exprime en pourcentage par la formule suivante:

$$w = \frac{P_w}{P_s} * 100[\%]$$

##### ➤ La masse volumique sèche ( $\rho_d$ )

La masse volumique sèche d'un matériau est déterminée par le rapport de la masse des particules de sol sec au volume total de la même masse de sol, y compris le volume des vides. On l'exprime par la formule suivante:

$$\rho_d = \frac{M_s}{V} [\text{g/cm}^3]$$

##### ➤ La masse volumique des grains solides ( $\rho_s$ )

La masse volumique des grains solides d'un matériau est le rapport de la masse des particules de sol sec au volume de la même masse de sol sec. On l'exprime par la formule suivante:

$$\rho_s = \frac{M_s}{V_s} [\text{g/cm}^3]$$

➤ **Indice des vides (e)**

L'indice des vides d'un matériau est déterminé par le rapport du volume des vides au volume des grains solides, qui nous permet de savoir si les vides sont importants ou non, c'est-à-dire, si notre matériau est dans un état serré ou lâche. On l'exprime par la formule suivante:

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

➤ **Porosité ( $\eta$ )**

La porosité est le rapport du volume des vides (c'est-à-dire du volume occupé par l'air, l'eau ou les deux fluides simultanément) au volume total du sol.

$$\eta = \frac{V_v}{V} [\%]$$

La porosité et l'indice des vides sont liés par la formule suivante:

$$\eta = \frac{e}{e + 1}$$

➤ **degré de saturation ( $S_r$ )**

Le degré de saturation indique la quantité d'eau que contient le sol, c'est le rapport du volume occupé par l'eau au volume total des vides. On l'exprime par la formule suivante:

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} [\%]$$

Le degré de saturation peut être exprimé aussi par la formule suivante:

$$S_r = \frac{\rho_s}{\rho_w} * \frac{w}{e}$$

### IV.3. La granulométrie ou répartition granulométrique des particules

L'analyse granulométrique se réalise sur deux parties :

#### IV.3.1. L'analyse granulométrique par tamisage

L'analyse granulométrique, permet de déterminer la grosseur et les pourcentages pondéraux respectifs des différentes familles de grains constituant les échantillons. Elle s'applique à tous les granulats de dimension nominale inférieure ou égale à 63 mm.

L'essai consiste à classer les différents grains constituant l'échantillon en utilisant une série de tamis, emboîtés les un sur les autres, dont les dimensions des ouvertures sont décroissantes

du haut vers le bas. Le matériau étudié est placé en partie supérieure des tamis et les classements des gains s'obtiennent par vibration de la colonne de tamis.



*Figure IV.1: Tamiseuse électrique.*

Les résultats de l'analyse granulométrique des échantillons seront traduits sous forme de courbes appelées courbes granulométriques, qui traduit la distribution pondérale des granulat élémentaires et permet aussi de mesurer l'importance relative de chacune des fractions.

Une fois la courbe tracée on détermine:

- Le coefficient d'uniformité,  $C_u = D_{60}/D_{10}$  : caractérise la pente de la courbe granulométrique (ce coefficient permet de savoir si la granulométrie est étalée ou serrée).
- Le coefficient de courbure,  $C_c = (D_{30})^2 / D_{10} \times D_{60}$ : ce coefficient vient en complément de  $C_u$  dans la classification des sols, afin de déterminer si la granulométrie est bien graduée ou mal graduée –un sol est mal gradué si une fraction de grains prédomine- (traduit la forme plus ou moins régulière de la courbe).

Avec:

$D_{10}$ : Diamètre correspondant à 10% des tamisas cumulés;

$D_{30}$ : Diamètre correspondant à 30% des tamisas cumulés;

$D_{60}$ : Diamètre correspondant à 60% des tamisas cumulés.

**IV.3.2. L'analyse granulométrique par Sédimentométrie**

L'analyse granulométrique par Sédimentométrie permet de déterminer la distribution en poids des particules fines (de diamètre inférieur à 0.08mm) d'un sol en fonction de leurs dimensions, Sachant que la Sédimentométrie complète l'analyse par tamisage.



*Figure IV.2 : Outil de la sédimentométrie.*

**a. les étapes d'essais de sédimentométrie****a.1.Préparation de l'échantillon**

Le tamisât de 0.08mm est recueilli (lors d'un essai de tamisage par voie humide) avec son eau de lavage dans un bac et laissé pour décanter.une fois redevenue claire, l'eau est siphonnée sans entrainer d'élément fins, le bac est induit dans une étuve pour dessiccation jusqu'à évaporation totale de l'eau.

**a.2. Dispersion de l'échantillon**

Prendre une quantité de sol préparé comme indiqué ci-dessus, la peser introduire la prise dans un récipient, ajouter 60 cm<sup>3</sup> de la solution (eau distillée + défloculant) et laisser à imbiber à température ambiante, disperser la suspension au moyen d'un agitateur mécanique qui doit fonctionner pendant 3 mn minimum.

**a.3. Démarrage de l'essai**

Verser la suspension dispersée dans une éprouvette immédiatement après la de l'agitation mécanique en permet soin de rincer les palettes de l'agitateur avec de l'eau distillée, et de récupérer l'eau de rinçage, il faut veille à ne pas perdre une partie de l'échantillon de sol pendant le transfert.

- Remplissant l'éprouvette par l'eau distillée jusqu'à le niveau 10<sup>3</sup>cm<sup>3</sup> ;

- Verser en même temps l'eau distillée dans un second éprouvette témoin et y plonger le thermomètre et le densimètre parfaitement propre ;
- Agiter vigoureusement verticalement la suspension au moyen de l'agitateur manuel, pour obtenir une concentration uniforme sur toutes la hauteur de l'éprouvette ;
- Retirer l'agitateur manuel et déclencher au même moment le chronomètre, par convention cet instant indique le début de l'essai ;
- Plonger le densimètre avec précaution dans la suspension immédiatement après le déclenchement du chronomètre.

**a.4. Etape des mesures**

- Faire les lectures depuis le début de l'essai aussi longtemps que nécessaire, on recommande les temps suivants 0.5 → 1 → 2 → 5 → 10 → 20 → 40 → 80 → 240 jusqu'à 1440 mn;
- Faire les lectures du densimètre au sommet du ménisque;
- Procéder les 3 premières lectures de 0.5 à 2mn sans retirer le densimètre de la solution ;
- A partir de la 4<sup>ième</sup> lecture, plonger le densimètre avec précaution dans la suspension immédiatement après le déclenchement du chronomètre.

**IV.4. Les limite d'Atterberg**

Les limites d'Atterberg sont des paramètres géotechniques, destinés à identifier et classer un sol et à caractériser son état (limite de liquidité à la coupelle et limite de plasticité au rouleau), l'essai est propre aux argiles (dont les éléments ont une dimension inférieure à 0.4 mm), car ces derniers forment des pâtes dans lesquelles chaque grain est relié aux grains voisins par des forces de cohésion dues à la présence des couches adsorbées. La consistance qui en résulte dépend en grande partie de la teneur en eau du matériau. On distingue alors trois états de la consistance des argiles : états liquide, plastique et solide.

- A l'état liquide, les grains sont indépendants les uns des autres, le mouvement relatif entre les particules est aisé ;
- A l'état plastique, les grains sont plus rapprochés et ont mis en commun leurs couches d'eau adsorbées. Lorsqu'il y a mouvement, les grains restent attachés les uns aux autres sans s'éloigner ;
- A l'état solide, les distances inter-granulaires sont encore plus petites. Les grains arrivent même au contact en quelques points chassant ainsi l'eau adsorbée. Les

frottements internes sont alors importants. La transition d'un état à l'autre est très progressive.

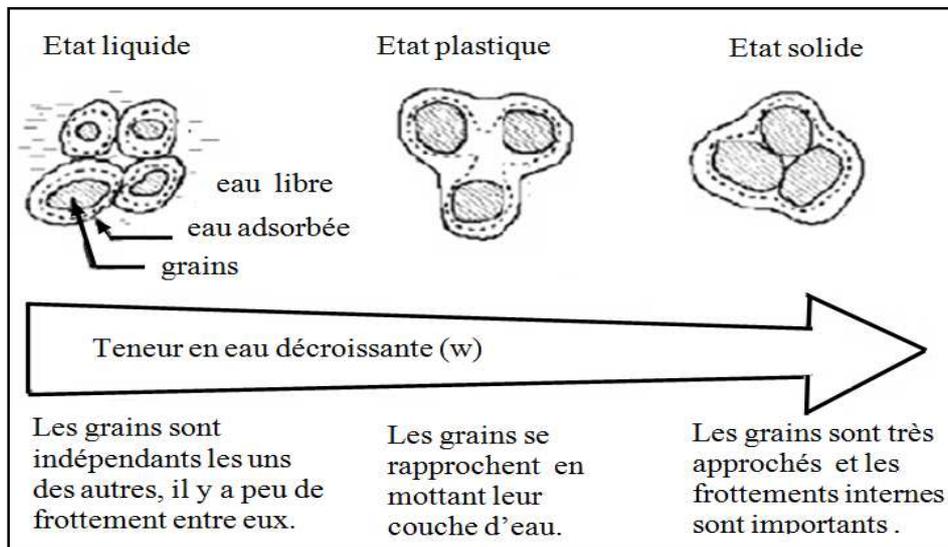


Figure IV.3 : Différents états des sols.



Figure IV.4: Appareil de Casagrande électrique.

**a. Préparation de l'échantillon**

- On immergeant un échantillon représentatif du sol dans un récipient plein d'eau pendant 24 heures ;
- Tamisant ce matériau par voie humide sur un tamis de 0.4mm, l'ensemble du tamisât et les eaux de lavage étant ensuite décanté pendant 12 heures ;

- Après avoir de l'eau claire surnageant, siphonner en prenant garde de ne pas entraîner de particules solides fines, l'eau excédentaire étant évacuée à l'étuve à 105°C jusqu'à obtenir un mortier mou.

**b. Mise en place de l'échantillon**

Il est mise en place à la spatule, de façon bien homogène notre sol, et on réalisant nos essais.

**b.1. Essai pour limite de liquidité  $W_L$** 

$W_L$  est la teneur en eau d'un sol caractérisant la transition entre un état liquide et un état plastique, (elle sépare l'état liquide de l'état plastique).

Mode opératoire : l'échantillon de sol est mis en place dans la coupelle et on trace un sillon avec l'outil à rainurer.

Par convention, la limite de liquidité est la teneur en eau du matériau qui correspond à une fermeture de 1 à 1.5 cm des lèvres de la rainure après 15 à 35 chocs.

Résultats : on mesure la teneur en eau  $w$  au moment de la fermeture conventionnelle.

**b.2. Essai pour limite de plasticité  $W_p$** 

$W_p$  est la teneur en eau d'un sol caractérisant la transition entre un état plastique et un état solide (Elle sépare l'état plastique de l'état solide).

**Mode opératoire** : à partir d'une boulette d'échantillon (environ 12mm de diamètre), que l'on roule sur un marbre à la main ou avec une plaque, on forme un rouleau aminci progressivement jusqu'à 3 mm de diamètre sur une longueur de 10 à 15 cm.

Par convention, la limite de plasticité est atteinte lorsque le rouleau soulevé par le milieu de 1 à 2 cm se fissure.

Résultats : on mesure alors la teneur en eau qui est la limite de plasticité.

**IV.5. Essai de cisaillement**

Dans un massif de sol, les déformations résultent principalement d'un glissement des particules, mais ce mécanisme est différent suivant qu'il s'agit d'un matériau cohérent ou pulvérulent. Par définition, la résistance au cisaillement d'un sol est la contrainte de cisaillement dans le plan de rupture, au moment de la rupture.

La résistance au cisaillement d'un sol est définie comme étant la contrainte de cisaillement dans le plan de la rupture, au moment de la rupture. Si on porte l'évolution de la contrainte de cisaillement ( $\tau$ ) en fonction de la déformation ( $\epsilon$ ) dans le plan  $\tau = f(\epsilon)$ , on obtient le graphique indiqué sur la Figure IV.5

La résistance au cisaillement d'un sol (matériau) est principalement assurée, soit par le frottement et l'enchevêtrement des grains (sol pulvérulent), soit par la cohésion qui lie les grains (sol cohérent). La manifestation de l'un de ces paramètres est fonction de la nature du sol.

L'essai de cisaillement direct permet de déterminer des paramètres de résistance du sol, soit l'angle de frottement interne ( $\varphi$ ) et la cohésion ( $c$ ), qui sont souvent représentés par la courbe intrinsèque Figure IV.5

➤ **Courbe intrinsèque, critère de Mohr – Coulomb**

Lors de ses recherches, Coulomb remarqua que la résistance au cisaillement à la rupture était directement proportionnelle à la contrainte normale : plus cette dernière augmentait, plus la résistance au cisaillement devenait grande. Il nota aussi que les sols cohérents manifestaient une certaine résistance au cisaillement due à leur cohésion quand la contrainte normale était nulle. En partant de ces observations, il formula la relation suivante, connue sous le nom d'équation de Coulomb :

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi$$

Les paramètres servant à évaluer la résistance au cisaillement d'un sol à la rupture sont donc la cohésion et l'angle de frottement. Quand on connaît la valeur de ces paramètres, il est facile de calculer  $\tau$  correspondant à  $\sigma$ .

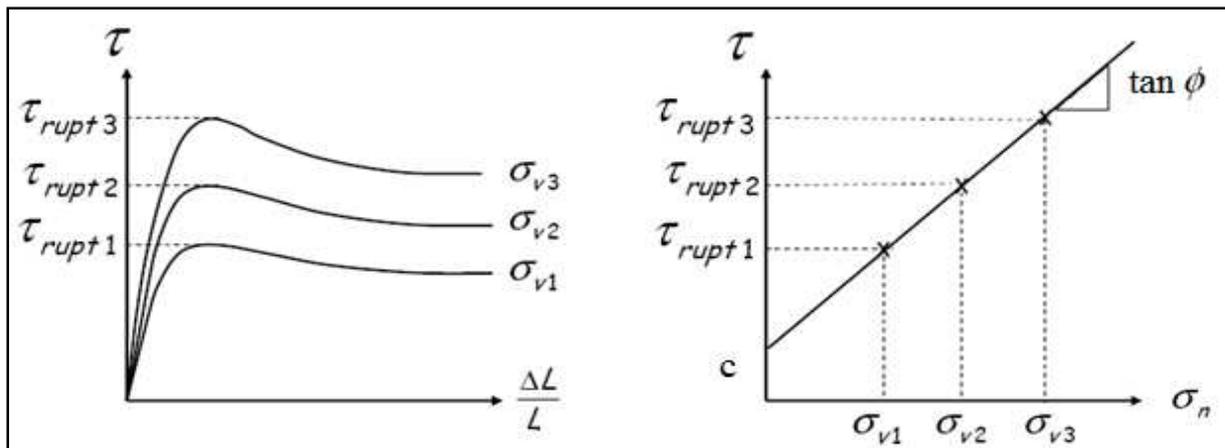


Figure IV.5: Courbe (Contrainte déformation) et Droite intrinsèque (cercle de Mohr-Colomb).

Avec :

$$\tau = \frac{T}{S} \text{ (Contrainte de tangentielle)}$$

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l} \text{ (Déformation)}$$

$$\sigma = \frac{N}{S} \text{ (Contrainte normale)}$$

➤ **Angle de frottement ( $\phi$ )**

Dans tous les sols, une partie de la résistance au cisaillement est due au frottement qui se manifeste aux points de contact entre les grains. La résistance au cisaillement d'un sol est exprimée par un angle ( $\phi$ ) qui est d'autant plus élevé que le sol est frottant.

➤ **Cohésion (C)**

Dans les sols très fins, en plus des frottements inter-granulaires se manifestent des forces d'attraction entre particules qui se traduisent par une cohésion du sol. Elle est exprimée par une pression qui varie avec la teneur en eau des sols.

➤ **Sols cohérents**

Les sols cohérents sont constitués de particules d'argile en forme de feuillets, leur résistance au cisaillement provient peu du frottement et de l'enchevêtrement des particules, mais principalement de la cohésion entre les particules. Cette cohésion désigne l'ensemble des forces d'attraction qui unissent les particules d'argiles, leur conférant ainsi une résistance au cisaillement le long d'un plan de rupture.

Dans le cas des sols cohérents, la droite de Coulomb ne passe pas par l'origine, elle est parallèle à l'axe des abscisses, c'est-à-dire que le terme ( $\phi$ ) est nul (figure IV.6).

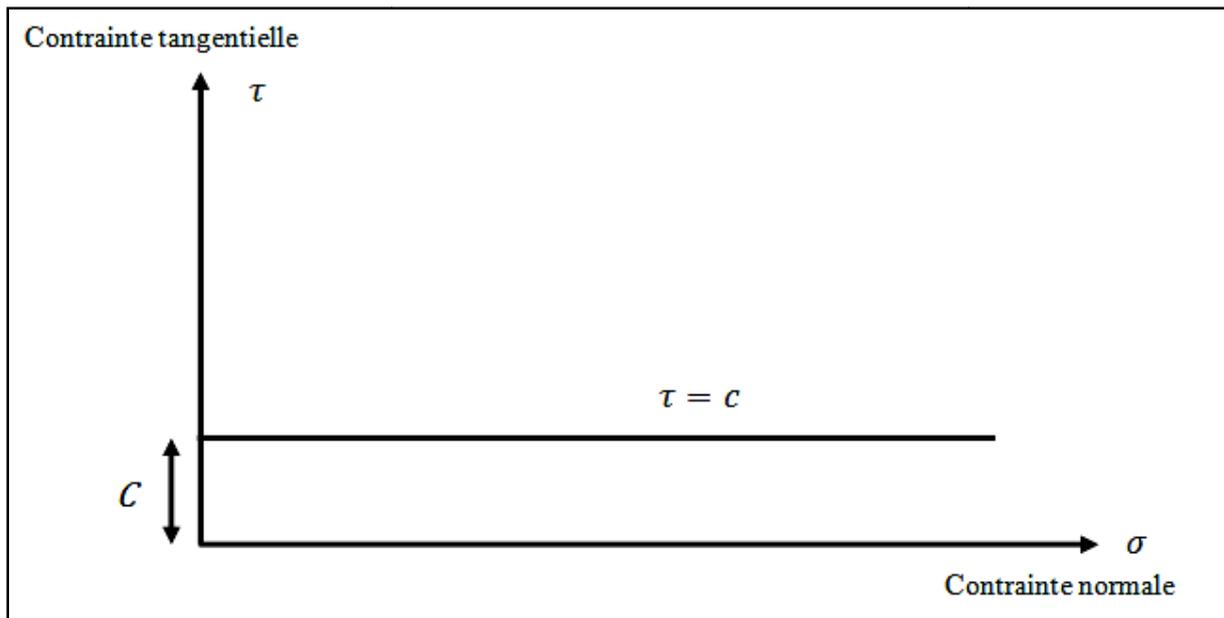
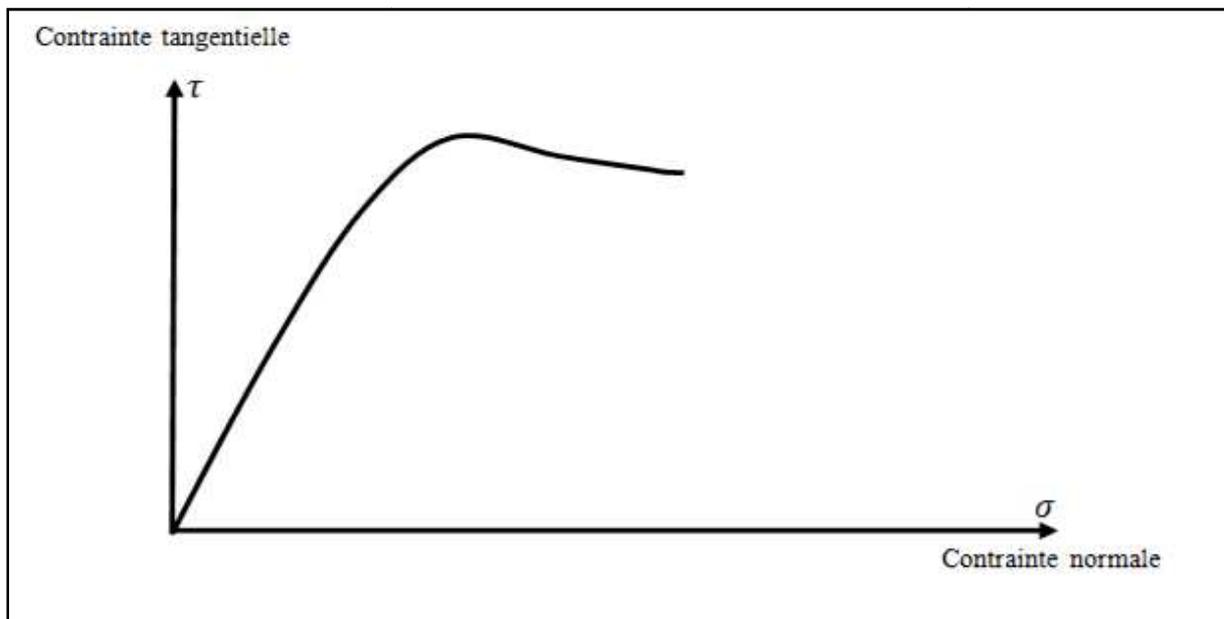


Figure IV.6 : Droite intrinsèque (sol cohérent).

➤ Sol pulvérulent

Les sols pulvérulents sont des sols dont les éléments ne présentent aucune cohésion.



➤ Figure IV.7 : courbe Contrainte déformation (Sol pulvérulent).

### IV.5.1. But et principe de l'essai

Les essais de cisaillement permettent de déterminer les valeurs de la résistance au cisaillement du matériau étudié. L'échantillon à étudier est placé entre deux demi-boîtes qui peuvent se déplacer horizontalement l'une par rapport à l'autre. Une contrainte normale sera exercée sur l'échantillon. La demi-boîte inférieure est entraînée horizontalement à vitesse constante.

La force totale de cisaillement (T) est mesurée à l'aide d'un anneau dynamométrique fixée à la demi-boîte supérieure. Un comparateur mesure la déformation verticale de l'échantillon. L'échantillon subit donc un cisaillement direct et rectiligne suivant un plan imposé, sur lequel on exerce une contrainte normale déterminée.

### IV.5.2. Déroulement de l'essai

Après avoir préparé l'échantillon et mis dans la boîte de cisaillement figure IV.8 et 9.

- Appliquer sur la face supérieure de l'échantillon un effort vertical (N), engendrant une contrainte normale  $\sigma_1=1$ ,  $\sigma_2=2$  et  $\sigma_3=3$  Bar, maintenue constante tout le long de l'essai afin de consolider l'échantillon sous cette contrainte ;
- Régler la vitesse de la machine, de façon à imposer un déplacement horizontal relatif constant entre les deux demi-boîte (la vitesse de cisaillement doit être inférieure ou égale à la vitesse de consolidation afin d'expulser l'eau emprisonnée dans les interstices de l'échantillon).
- La rupture est caractérisée par l'apparition d'un palier, ce qui permet la fin de l'essai.

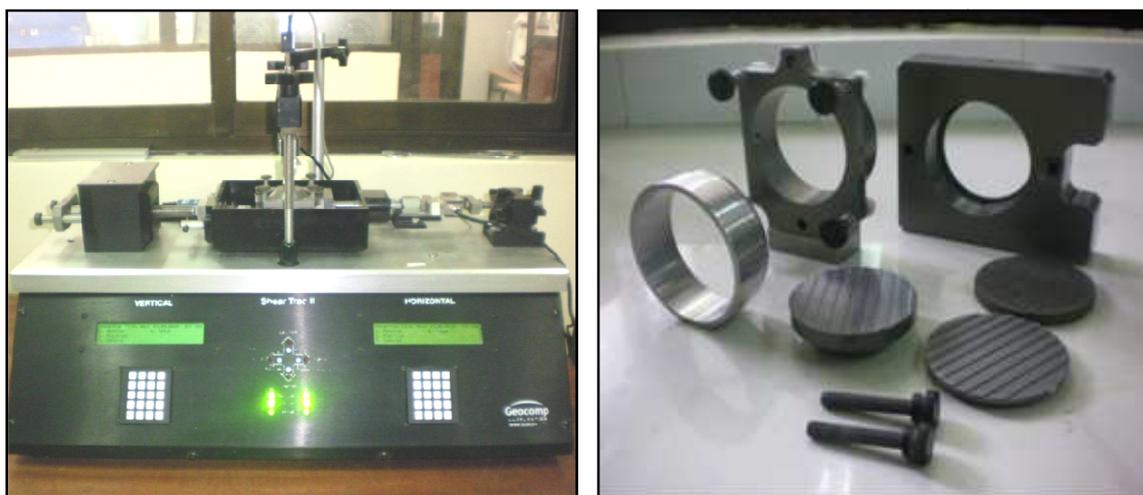
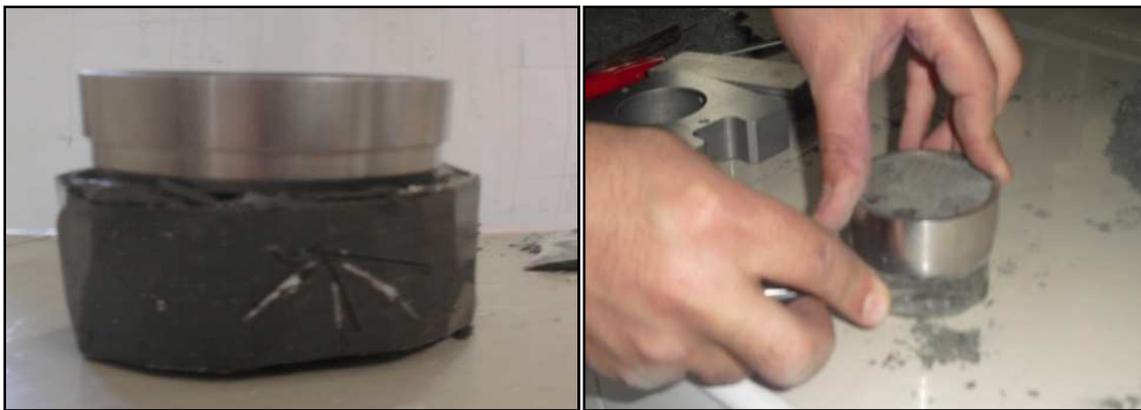


Figure IV.8 : Appareil et boîte de cisaillement circulaire.

**IV.5.3. Les étapes de déroulement de l'essai de cisaillement**



*Etape 1 : Découpage et déparaffinage de l'échantillon.*



*Etape 2 : Taillage de l'échantillon.*



*Etape 3 : La mise de l'échantillon dans la boîte de cisaillement.*



*Etape 4 : Vu de l'échantillon après cisaillement*

*Figure IV.9 : Les étapes de préparation de l'échantillon de cisaillement.*

#### IV.6.Essai d'œdométrieque

L'essai d'œdomètre consiste à indiquer, à l'aide de d'un appareille d'œdomètre, les tassements de l'échantillon sous des contraintes de compression uniaxiale, qui lui sont appliquées, durant un moment données, Comme on la voit sur la figure IV.10.



*Figure IV.10 : Dispositif utilisé pour l'essai d'œdométrieque.*

### IV.6.1. But et principe de l'essai

L'essai œdométrique a pour objectifs principaux de déterminer la contrainte de pré consolidation  $\sigma'_p$ , les pentes  $C_s$  et  $C_c$  qui permettent de déterminer le tassement de consolidation du sol et le coefficient de consolidation verticale  $C_v$  pour l'estimation de la durée du tassement.

On soumet de l'éprouvette de sol, placée dans un cylindre indéformable ( $\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0$  et  $\varepsilon_1 \neq 0$ ), à une série de paliers de chargement  $N_i$  sont programmés, qui transmettent des contraintes verticale  $\sigma'_v$  constante à chaque palier.

Le sol est mis en eau au préalable, les deux pierres poreuses assurent le drainage durant la consolidation pour chaque palier de chargement. Elles représentent les couches drainantes du sol. Pendant l'essai on mesure à l'aide de plusieurs programmes, la variation de la hauteur de l'éprouvette  $\Delta H$  qui ramenée à l'épaisseur initiale  $H_0$ .

La loi de chargement doit tenir compte de la contrainte effective initiale  $\sigma'_v$  à la profondeur de prélèvement de l'échantillon de sol, de la contrainte de pré consolidation  $\sigma'_p$  estimée avant l'essai.

Les paliers de chargement sont maintenus en principe 24 heures ou plus, en vérifiant que la consolidation du sol est terminée à l'issue de cette durée. Sous chaque contrainte constante, on trace la courbe des déplacements verticaux en fonction du temps.

L'essai œdométrique permet de déterminer :

- L'indice des vides initial avant la réalisation de l'essai ( $e_j$ ) et son évolution au cours de la consolidation.
- Les paramètres de compressibilité : indice de compression, indice de gonflement et la contrainte de pré consolidation

### IV.6.2. Déroulement de l'essai

- Une fois l'échantillon est prêt, placer le dans la cellule entre deux pierres poreuses ; l'ensemble est placé sur le plateau de consolidation ;
- Calculant la contrainte effective initiale de notre échantillon  $\sigma'_v$  à la profondeur de prélèvement de l'échantillon de sol.

$$\sigma'_v = \gamma_h \times p$$

Avec :

$\gamma_h$  : le poids volumique humide.

$p$  : la profondeur.

- Appliquer, sur l'échantillon, des charges doublées, puis décharges par paliers stabilisés de contraintes décroissantes;
- Effectuer les essais à 1 cycle de chargement-déchargement, le cycle est comme suit :  
0 bar  $\rightarrow \sigma'_v \rightarrow$  1 bar  $\rightarrow$  2 bar  $\rightarrow$  4 bar  $\rightarrow$  8 bar  $\rightarrow$  16 bar  $\rightarrow$  32 bar (cycle chargement),  
8 bar  $\rightarrow$  2 bar  $\rightarrow$  1 bar  $\rightarrow$  0 bar (cycle déchargement) ;
- Pour chaque palier, effectué sur un comparateur fixé à l'appareil des lectures de tassement ou de gonflement de l'échantillon ;
- Chaque palier a une durée de ( $t_{\min} = 5$  mnt et  $t_{\max} = 1440$  mnt).

#### IV.6.3. Caractéristiques obtenues à l'œdomètre

La courbe de compressibilité (figure IV.11), est représentées dans un diagramme  $e_i=f(\text{Log}\sigma')$  en reliant les points  $(e_i, \sigma'_i)$ ,  $e_i$  étant l'indice des vides atteint en fin de palier de chargement ou de déchargement sous la charge  $\sigma'_i$ , qui se présente en général, en trois parties, une partie droite avec une faible pente suivie d'une partie courbe, puis d'une nouvelle droite possédant une pente beaucoup plus accentuée.

##### ➤ Indice des vides

L'indice des vides peut être calculé par deux méthodes, l'une nécessite la connaissance du poids volumique des grains solides et l'autre est basée sur la connaissance du poids volumique de l'échantillon sec et du poids volumique initial humide de l'éprouvette.

$$e = \frac{H-h_p}{h_p}$$

Avec :

$H$  : Hauteur de l'échantillon au moment considéré.

$h_p$  : Hauteur équivalente du solide ou hauteur des grains solides.

Dans la première méthode l'expression de  $h_p$  est donnée par la relation (IV.1), par (contre dans la seconde, elle est donnée par la relation (IV. 2).

##### ➤ La 1<sup>ère</sup> méthode $h_p$ est donnée par la relation:

$$h_p = \frac{m_s}{\gamma_s S} \quad (\text{IV.1})$$

Avec :  $m_s$ : poids de l'échantillon sec,

$\gamma_s$  : poids volumique des grains solides,

$S$ : section droite de l'enceinte.

➤ La 2<sup>ème</sup> méthode  $h_p$  est donnée par la relation:

$$h_p = H_0 - \frac{m_h - m_s}{\gamma_w S} \quad (IV.2)$$

Avec :  $H_0$  : hauteur initiale de l'échantillon,

$m_h$ : poids initial humide de l'échantillon,

$m_s$  : poids de l'échantillon sec,

$\gamma_w$ : poids volumique de l'eau ( $1\text{g/cm}^3$ ),

$S$ : section droite de l'enceinte.

➤ **Caractéristiques de compressibilité**

La courbe de compressibilité figure IV.11, est représentées dans un diagramme  $e_i=f(\text{Log}\sigma')$  en reliant les points  $(e_i, \sigma'_i)$ ,  $e_i$  étant l'indice des vides atteint en fin de palier de chargement ou de déchargement sous la charge  $\sigma'_i$ , qui se présente en général, en trois parties, une partie droite avec une faible pente suivie d'une partie courbe, puis d'une nouvelle droite possédant une pente beaucoup plus accentuée.

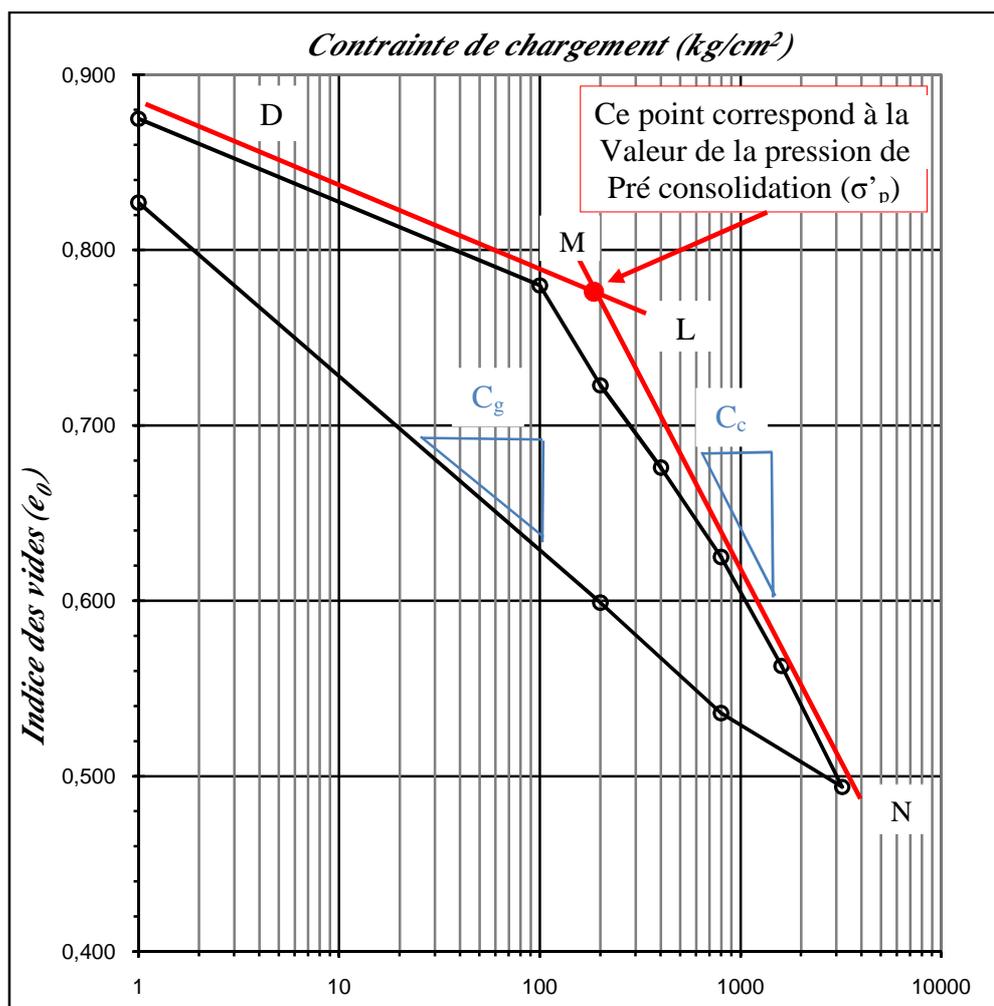


Figure IV.11: Résultat graphique de l'œdomètre .

**a. L'indice de compression et de gonflement**

Par définition, l'indice de compression, noté  $C_c$ , est la pente de la droite MN qui linéarise la partie droite assez rectiligne et de pente plus accentuée. L'expression de cette pente est donnée par la relation :

$$C_c = \frac{-\Delta e}{\Delta(\text{Log} \sigma')} \Big|_{MN}$$

**b. L'indice de gonflement**

Par définition, l'indice de gonflement, noté  $C_g$ , est la pente de la droite DL parallèle à la droite AB de la figure IV.11 (AB représente la pente moyenne de la boucle de déchargement-rechargement). Notée  $C_g$ , son expression est donnée par la relation :

$$C_g = \frac{-\Delta e}{\Delta(\text{Log} \sigma')} \Big|_{DL}$$

**Remarque :**

La précision qualitative du potentiel de gonflement des sols argile s'effectue grâce à un paramètre  $C_g$  (paramètre œdométrique)

**Tableau IV.2 : Classification des sols argileux selon le gonflement.**

$C_g$	Potentiel de gonflant
>10	Très gonflant
5 - 10	Gonflant
< 5	Non gonflant

**c. La pression de pré consolidation**

La détermination de la contrainte de pré consolidation notée  $\sigma'_p$ , se fait graphiquement, par le point d'intersection des deux droites DL et MN.

**IV.7.Conclusion**

Touts les essais de laboratoire, nous permettra de réaliser une étude approfondi dans le but de déterminer les caractéristiques physique et mécanique de notre sol, pour une bonne classification, qui nous indique le comportement de ce dernier.

**V. Introduction**

L'étude expérimentale des différents échantillons prélevés du site de la cité universitaire a été réalisée au niveau de laboratoire LGEA de l'université de TIZI OUZOU, où plus de vingtaine essais a été réalisé de chaque type (30 essais granulométrique, 20 essais œdométrique, 30 essais de cisaillement, et 20 essais de limite d'Atterberg).

Après avoir déterminé les caractéristiques physiques, les limites d'Atterberg, et effectué l'analyse granulométrique, la sédimentométrie, les essais de cisaillement et œdométrique, pour les différents échantillons, les résultats obtenus sont traduits sous forme de tableaux et de courbes pour permettre leur interprétations.

Ce chapitre représente la synthèse de l'étude expérimentale, englobant ainsi toutes les interprétations et les courbes les plus significatives, tout en illustrant le comportement des échantillons étudiés sous les différentes sollicitations.

On commencera par l'interprétation des résultats de l'analyse granulométrique, après la sédimentométrie, on passera ensuite aux résultats des limites d'Atterberg, puis aux résultats des essais de cisaillement, enfin, on terminera par l'interprétation des résultats œdométrique.

**V.1.Résultats des essais d'analyses granulométrie et sédimentométrie**

L'échantillon traité dans cet exemple correspond au sondage 4, extrais à une profondeur allant entre 2 et 2,40 m. La courbe granulométrique résultant montre que le sol est constitué de 48% de grains fins.

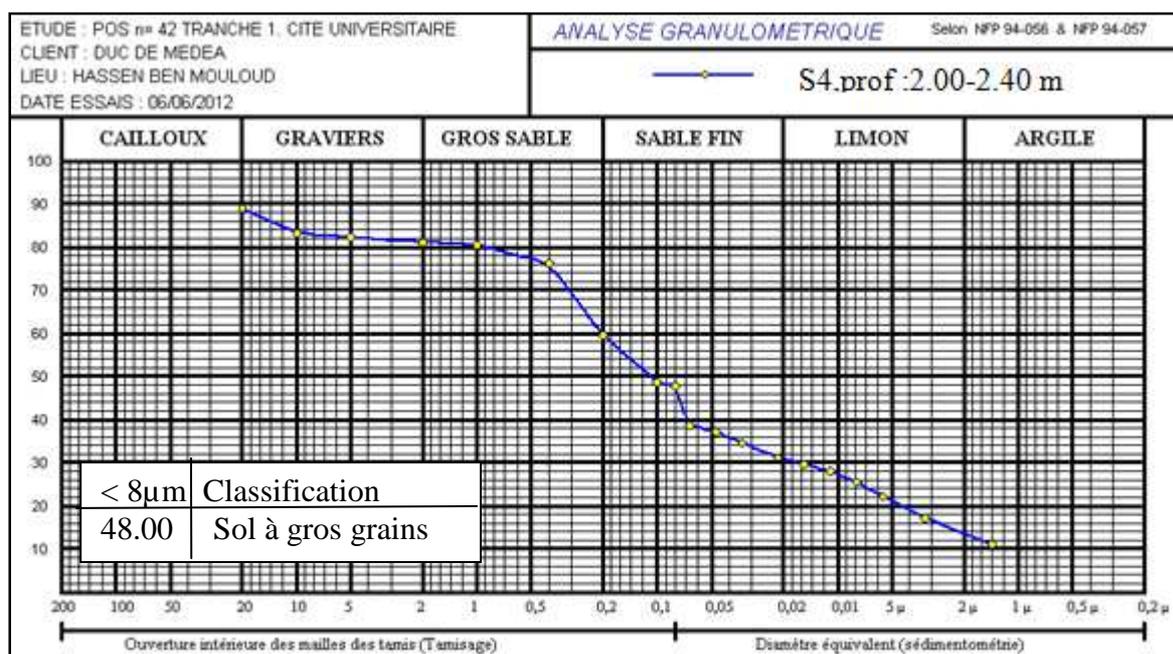


Figure V.1: Courbe granulométrique.

**V.2. Résultats des essais de cisaillement**

Dans cet exemple, l'échantillon traité est tiré du sondage 4, extrais à une profondeur allant entre 9,15 et 9,60 m. Pour pouvoir définir les caractéristiques mécaniques (C et  $\phi$ ), il faut au moins réaliser trois essais.

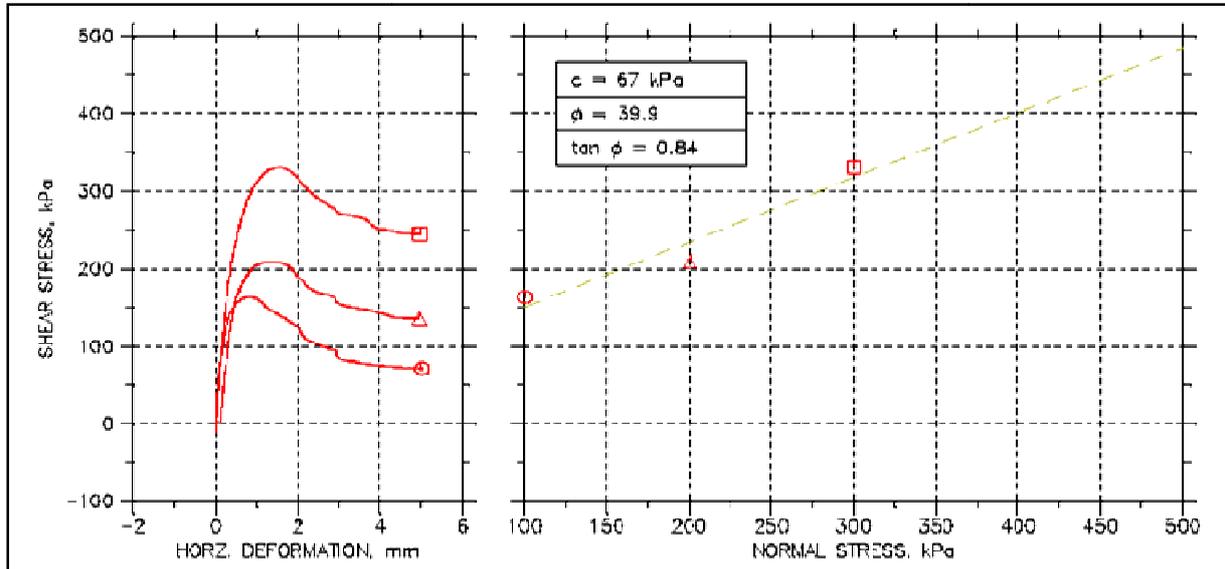


Figure V.2 : Courbe de cisaillement.

La courbe résultant donne un sol à une cohésion moyenne de 67 kPa et un angle de frottement interne de 39,9°, c'est un sol frottant.

**V.3. Résultats des essais des limites D'ATTERBERG**

On a considéré le même échantillon pour les limites, les résultats sont illustrés ci-dessous. Après détermination des limites, on pose les valeurs sur l'abaque de Casagrande, où on pourra connaître la nature de sol, dans ce cas on a un limon peu plastique.

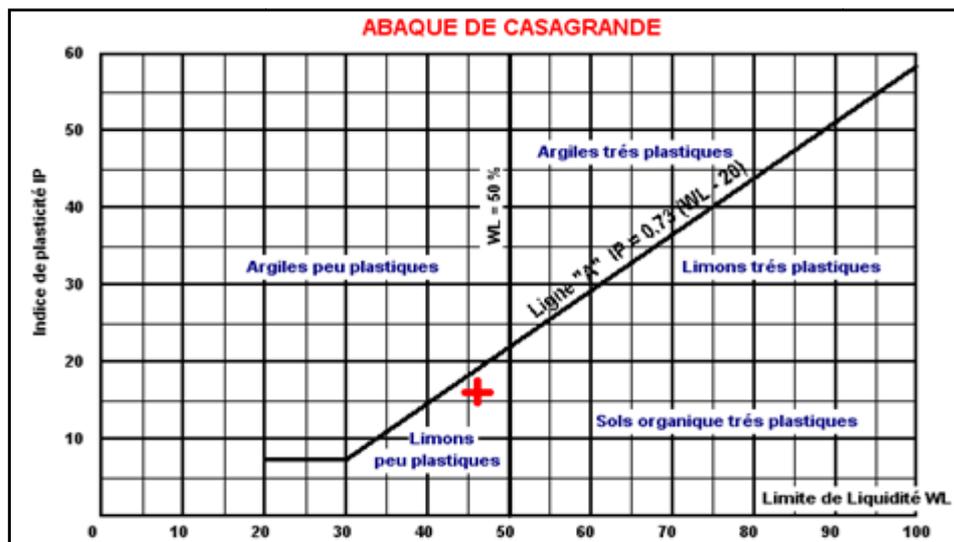
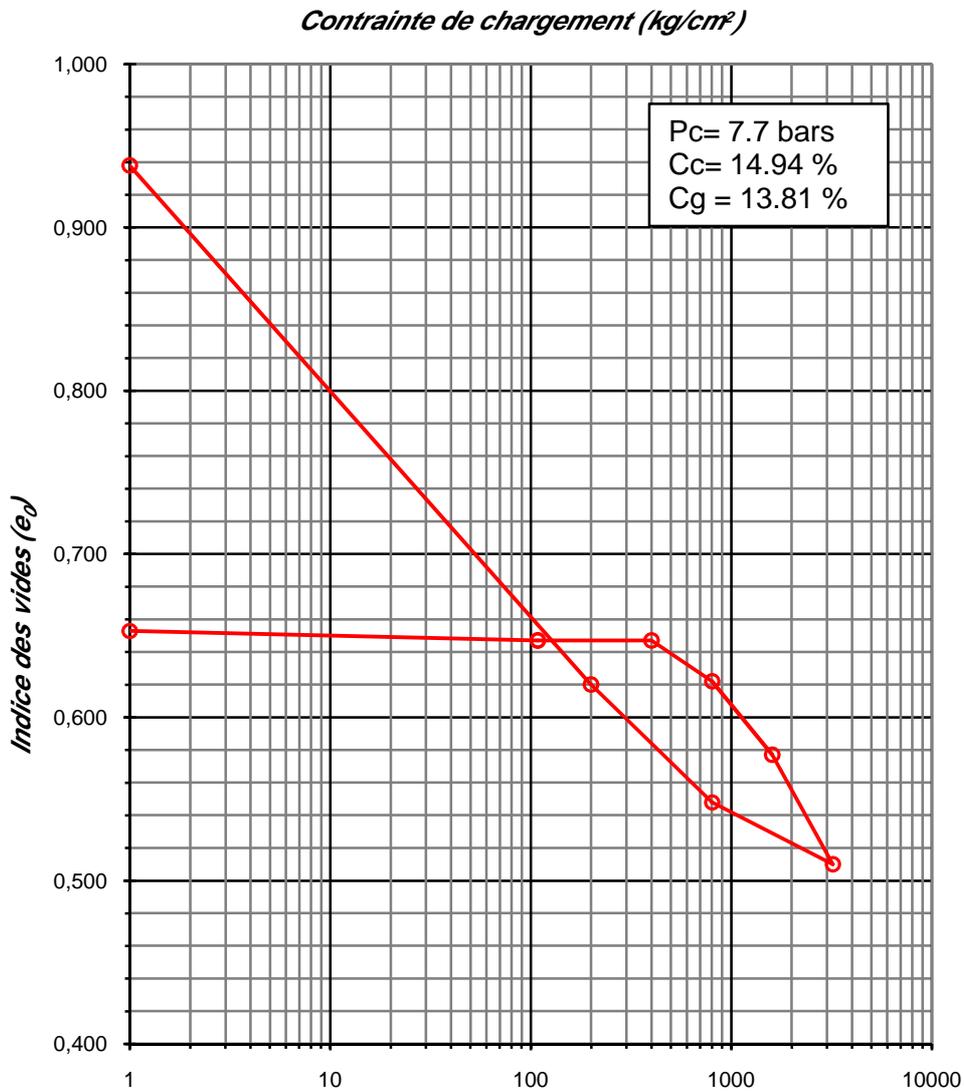


Figure V.3 : Abaque Casagrande.

**V.4. Résultats des essais de l'œdomètre**

L'échantillon considéré est tiré de la carotte correspondant au sondage 4, à une profondeur de 5.00 à 5.45 m, une fois l'échantillon prêt, il est mis dans un moule indéformable, ensuite dans l'appareil, où il sera soumis à différents paliers de chargements, les lectures correspondant aux différents paliers sont présentées sous forme de la courbe suivante.



**Figure V.4 : Courbe œdométrique.**

On peut conclure que ce sol est moyennement compressible ( $C_c$  supérieur à 10%), et sensible au gonflement ( $C_g$  qui dépasse 5%).

**V.7. Conclusion**

A partir des études géotechnique stockées et traitées en laboratoire géotechnique LGEA, on peut déduire qu'on est en face d'une formation géologique bien définie, qui est une argile en surface, soit marneuse bariolée et parfois brunâtre (En sondage 6), et marneuse grisâtre en profondeur. Le site est composé de sols à grains fins (plus de 50% de particules inférieure à  $8\mu\text{m}$ ), qui sont très plastiques d'après les limites d'Atterberg ( $W_L$  compris entre 53.6 et 66.9 %,  $I_p$  compris entre 29.51 et 33 %). La cohésion et l'angle de frottement sont très variables, parfois on trouve des sols cohérents à faible frottement.

En se basant sur les résultats œdométriques, on peut conclure que les sols formant le site, sont moyennement à très compressibles ( $C_c$  supérieur à 10), et sensibles au gonflement en profondeur (à partir de 2m,  $C_g$  qui dépasse 5%).

Ces résultats traités ont donné naissance à une classification bien précise qui permet de faire un premier constat, où on peut dire que les paramètres du sol jouent un rôle défavorable pour la stabilité de pente.

Pour cela on entame une étude numérique de stabilité de ce site, pour bien vérifier son coefficient de sécurité  $F_s$  avec le logiciel TALREN4.

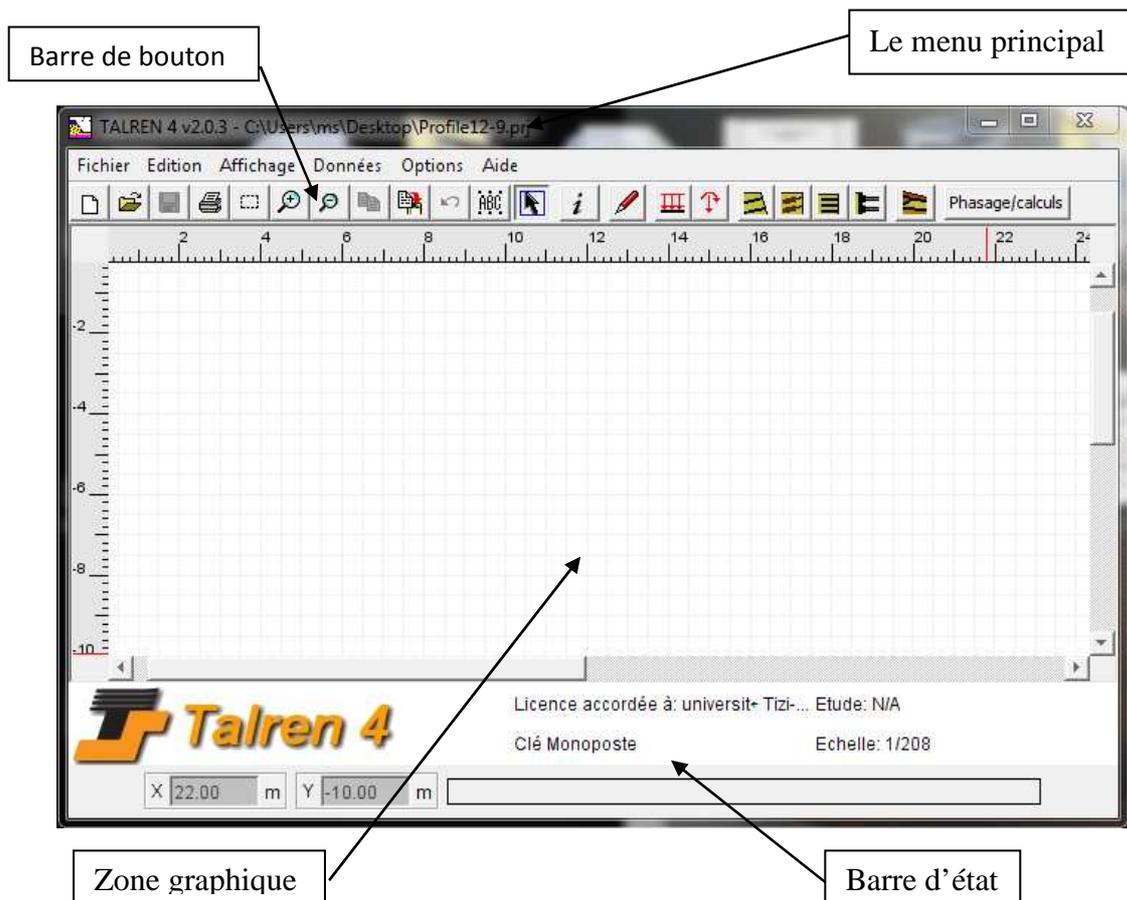
## VI. Introduction

Après avoir traité la majorité des données de notre site (les pentes, les couches lithologique, les caractéristiques physiques et mécaniques), on effectue une étude de stabilité de pente pour les trois profils qui suivent le sens de la pente (La cite université de Charchria « Médéa »). Pour cela on a opté à un logiciel TALREN de calcul de stabilité et de renforcement.

TALREN est un logiciel mis en place par terrasol, son nom est tiré de TALus RENforcés, il permet de vérifier la stabilité de talus naturels, remblais, barrages et digues, avec pris en compte de différents types de renforcement, tirants précontraintes, clous, pieux et micropieux, géotextiles, palplanches ou parois moulées.

### VI.2. Les différentes options pour la manipulation du logiciel TALREN 4

Les différentes « zones » de l'interface de TALREN 4 sont les suivants :



*Figure VI.1: Fenêtre TALREN.*

Pour pouvoir travailler avec le logiciel TALREN, il faut suivre plusieurs étapes, dont la première est l'introduction de profil à étudier, toutes phases de calculs sont données dans l'organigramme ci-dessous :

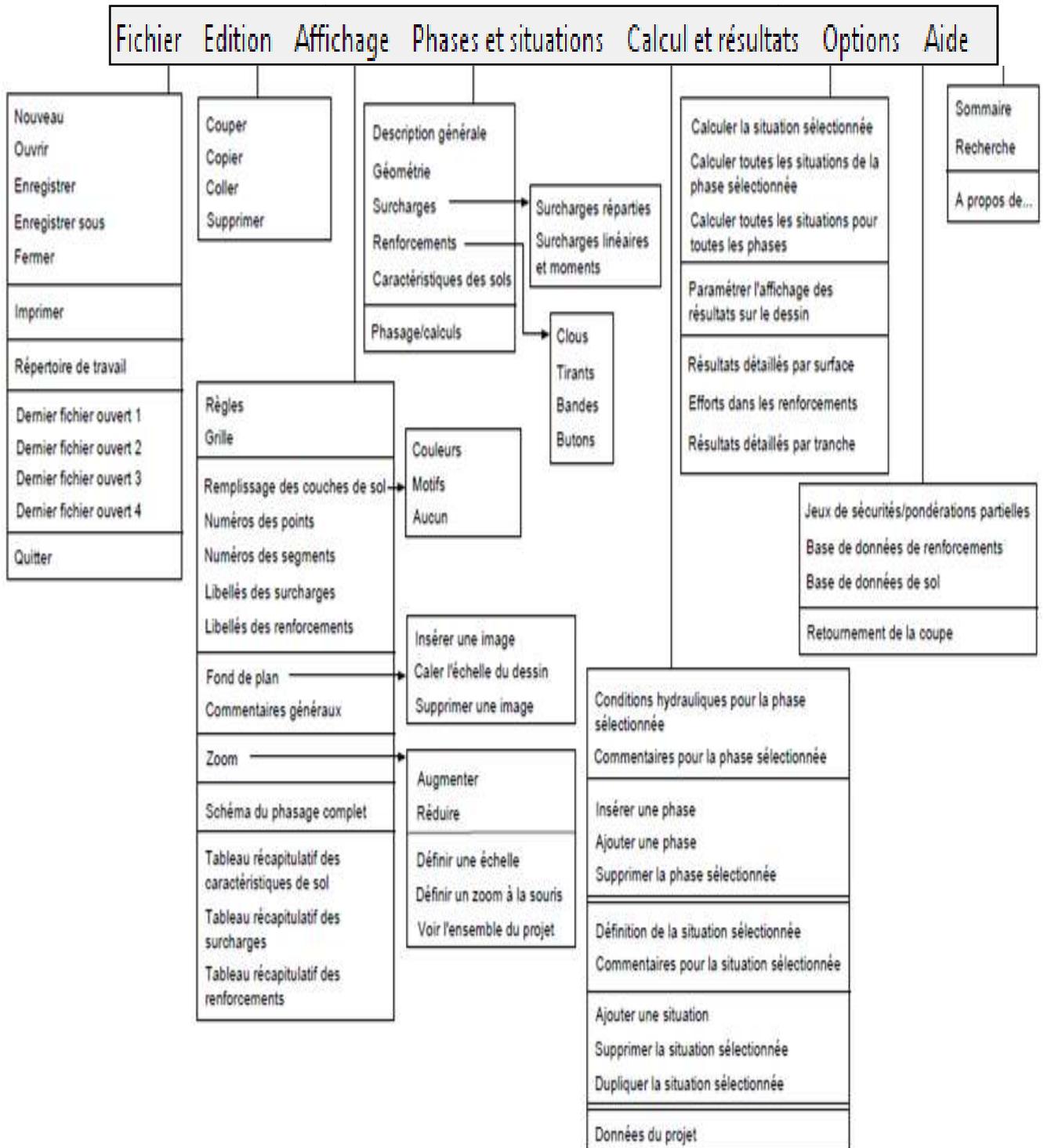


Figure VI.2: Organigramme explicitant les différentes étapes à suivre sous TALREN.

### VI.2.2. La procédure de calcul de TALREN 4

TALREN 4 permet d'étudier des projets, et non plus seulement des coupes, c'est-à-dire que la gestion du phasage d'exécution est intégrée au logiciel, à partir d'une coupe initiale, qui doit comporter tous les éléments qui seront utilisés dans le phasage (lignes géométriques, caractéristiques des sols, surcharges, renforcements). Il est possible de définir dans le même fichier plusieurs phases ou situations d'exécution successive (chaque phase ou situation correspondant à une coupe du projet). Où on peut voir des modifications de donnée, tout dépend de notre cas de calcul.

- Modification de certaines caractéristiques de sols ;
- Activation/désactivation d'élément de sols, surcharges, ou renforcements ;
- Modification des conditions hydrauliques.

Il n'est donc plus nécessaire de créer plusieurs fichiers pour étudier les phases successives d'un même projet.

Les méthodes de calculs utilisés par le logiciel TALREN sont les suivantes :

- Méthode des tranchés (Méthode Fellenius et Bishop)
  - Méthode globale (Méthode Perturbation)
  - Méthode de calcul à la rupture.
- } Les méthodes qu'on a adapté  
dans notre projet (Résidence  
Universitaire « Médéa »).

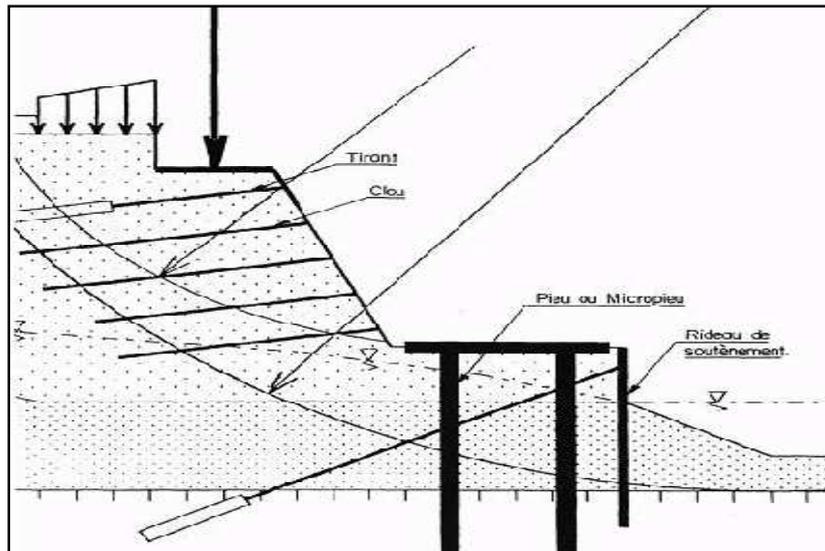
Ces méthodes sont déjà citées dans la partie I, dans le chapitre II.

### VI.2.3 Les différents types de renforcement

TALREN a spécifiquement été conçu pour la prise en compte de renforcements.

Les types de renforcement acceptés sont toutes les inclusions que l'on peut caractériser par un ou plusieurs des paramètres (résistance à la traction, résistance à la flexion, résistance au cisaillement).

A ce titre peuvent être introduits les différentes possibilités de renforcement, par exemple les Tirants, Clous, Pieux et micro pieux, Armatures de renforcement par bandes, Rideaux de soutènement et les Nappes de géotextiles (figure VI.7).



*Figure VI.3: Renforcement admis par TALREN.*

### VI.3. Résultats de calcul pour les différentes méthodes avec TALREN 4

#### VI.3.1. Calcul de coefficient de sécurité $f_s$ « Sans renforcement »

On distingue trois profils de sol de pente différente (de 5 à 25%), qui relient les 12 sondages, sachant que les profils sont composés de trois à quatre couches de sol différentes ; remblais, argile brunâtre, argile marneuse, marne grisâtre, et de caractéristiques différentes, ces dernières représentées dans le tableau suivant :

*Tableau VI .1: Les différentes caractéristiques des couches du sol.*

Couche de sol	$\gamma_h$ (KPa)	$\varphi$ (°)	C (KPa)
Remblais	20.18	5.2	177
Argile brunâtre	19.9	9.1	62.6
Argile marneuse bariolé	19.9	9.1	92.5
Marne grisâtre	20.9	11.3	220

#### VI.3.1.1 Le 1<sup>er</sup> profil de pente entre 5 à 20 % (Sandage 11-8-7-2)

Un calcul de stabilité a été effectué avec TALREN4, en premier lieu sur le profil qui relie les sondages 11, 8, 7 et 2. L'estimation de la pente est de 5 à 20% (la position des sondages est donnée sur la figure 1 en annexe), le calcul a été effectué avec les trois méthodes citées précédemment, ainsi qu'avec des niveaux de la nappe différents, ce qui a permis de voir l'évolution du coefficient de sécurité avec ces conditions.

➤ **Méthode Bishop**

Un calcul avec méthode Bishop à été effectué, en tenant compte d'un facteur hydraulique (faire varier le niveau de la nappe phréatique en trois phases) pour confirme l'influence importante de ce facteur sur la stabilité de pente. Le résultat obtenu est résumé dans la figure.8, qui représente la ligne de rupture et le coefficient de sécurité le plus défavorable  $F_s$ , avec un graphe qui représente les résultats détaillés par tranches qui nous informer sur les efforts normaux en ligne de rupture , SIG-TOT (contrainte totale), TAU (contrainte de cisaillement) et celle de pression interstitielles  $u$ .

Sachant que de tous les résultats obtenus, des trois phases de calcul, seul les coefficients de sécurité  $F_s$  minimaux qui représentent la situation la plus défavorable, sont pris en considération.

a. Niveau de la nappe phréatique est en surface de la pente (Phase I)

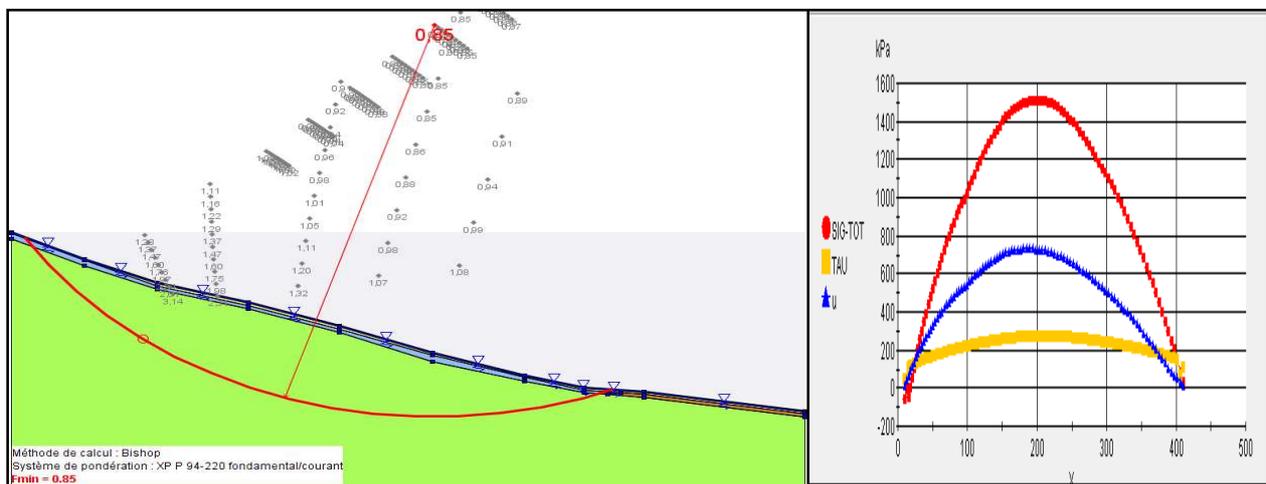


Figure VI.4 : Représentation de la ligne de rupture (Méthode Bishop).

b. Niveau de la nappe phréatique est au niveau de la marne (Phase II)

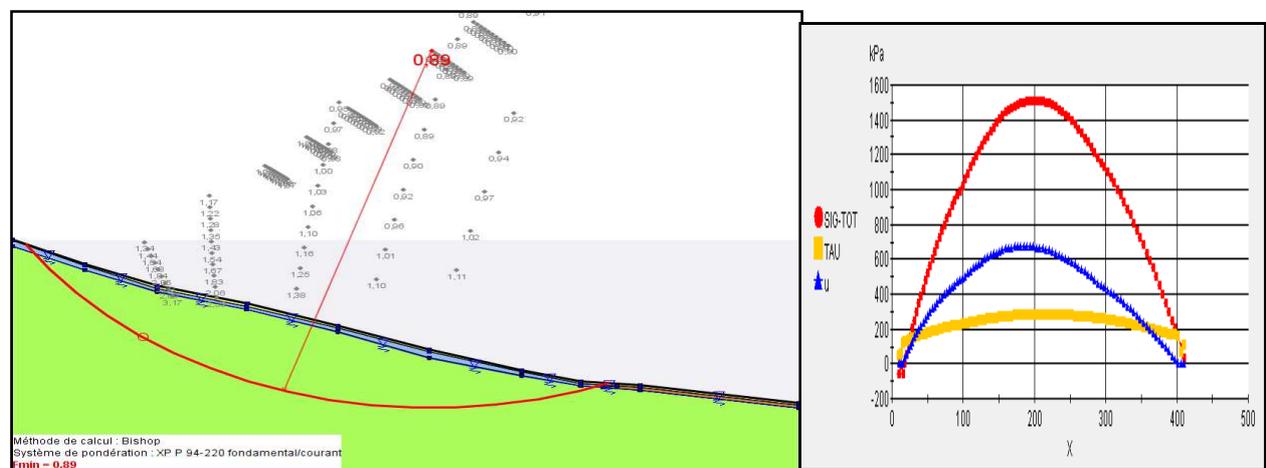


Figure VI.5 : Représentation de la ligne de rupture (Méthode Bishop).

c. Niveau de la nappe phréatique est à 60 mètre de profondeur (Phase III)

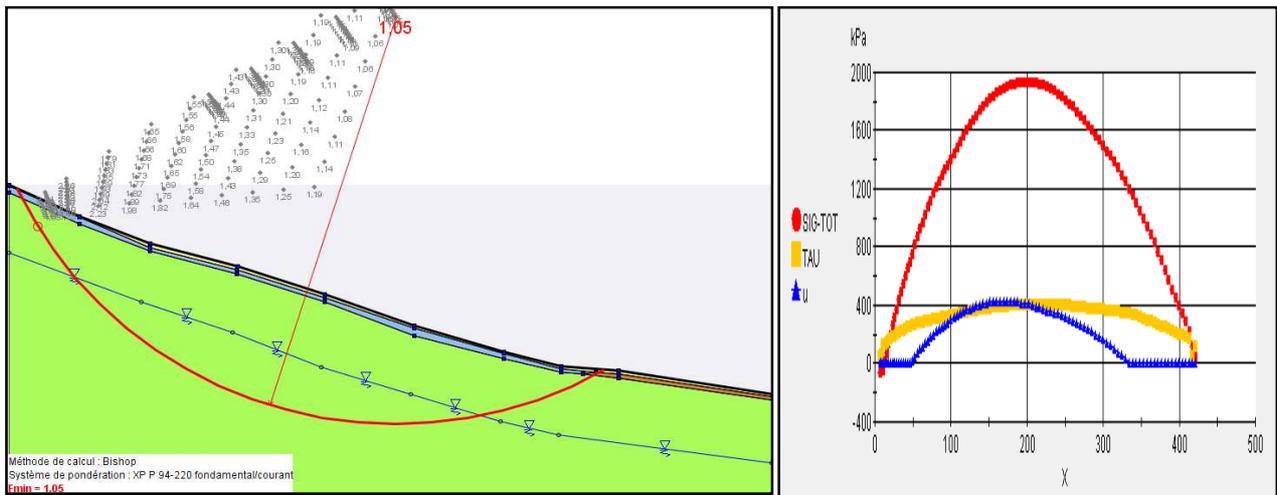


Figure VI.6 : Représentation de la ligne de rupture (Méthode Bishop).

D’après les résultats obtenus, on remarque que le coefficient de sécurité varie avec le niveau de la nappe, plus le niveau diminue plus le coefficient de sécurité augmente.

➤ Méthode Fellenius.

a. Niveau de la nappe phréatique est en surface de la pente (Phase I)

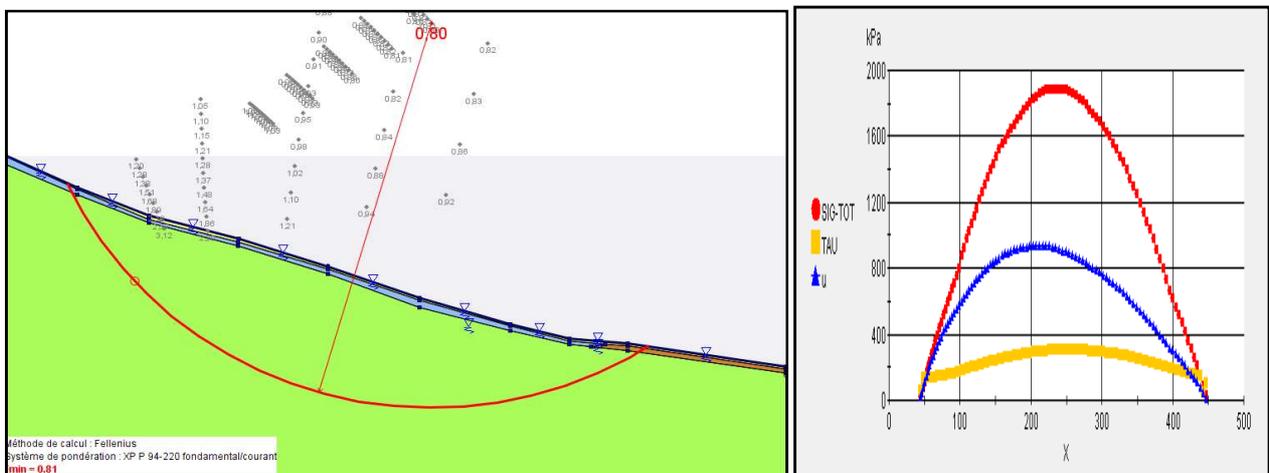


Figure VI.7: Représentation de la ligne de rupture (Méthode Fellenius).

b. Niveau de la nappe phréatique est au niveau de la marne (Phase II)

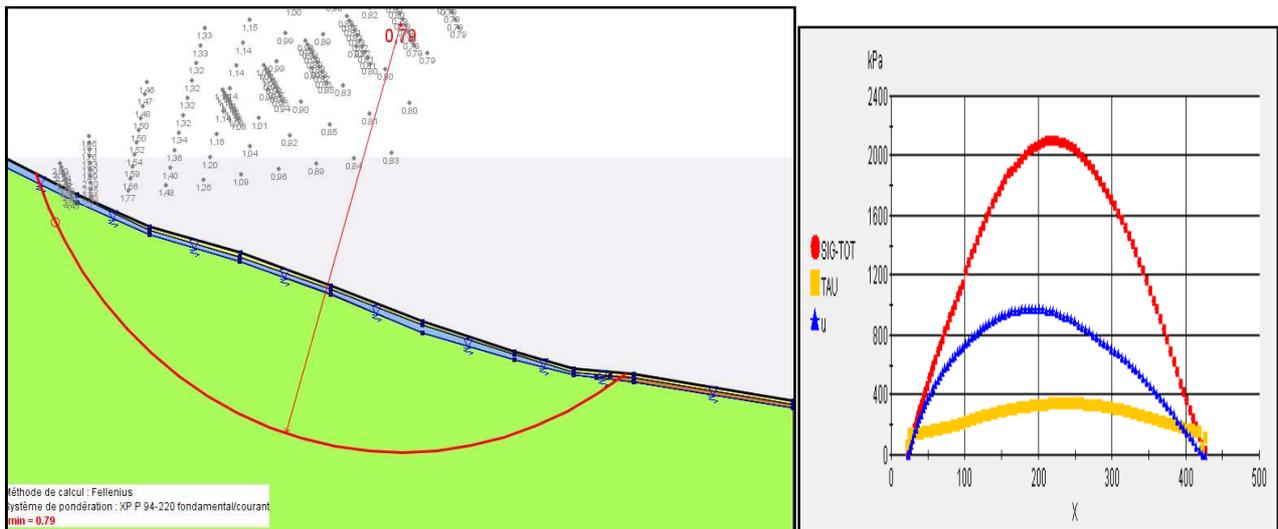


Figure VI.8 : Représentation de la ligne de rupture (Méthode Fillenius).

c. Niveau de la nappe phréatique à 60 mètre de profondeur (Phase III)

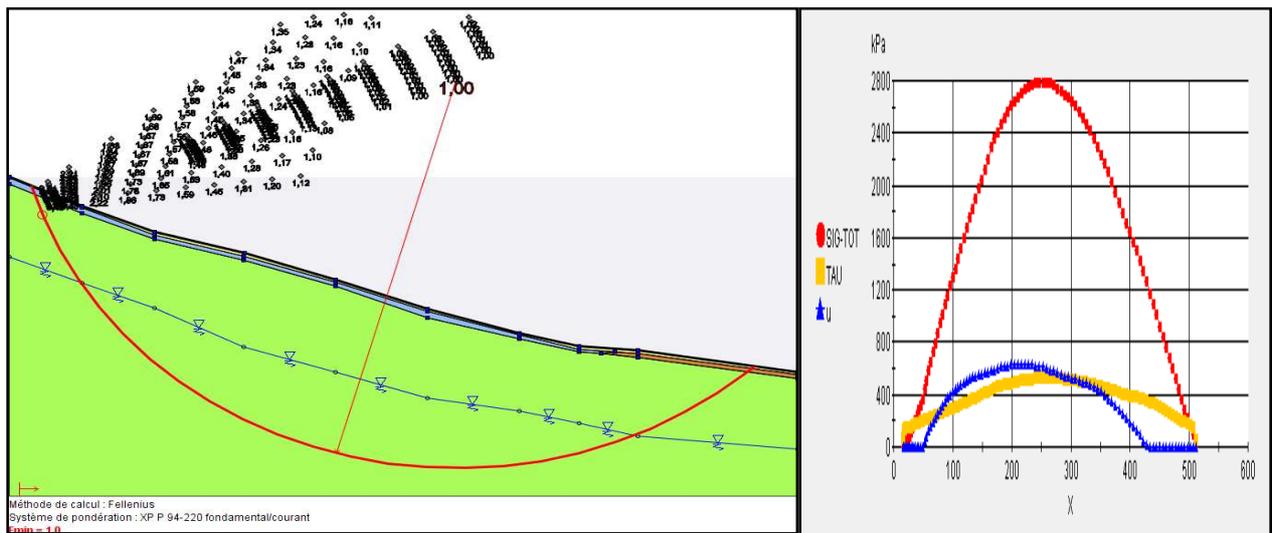


Figure VI.9 : Représentation de la ligne de rupture (Méthode Fillenius).

On a constaté la même chose avec la méthode de Fellenius, plus le niveau de la nappe diminue plus le coefficient de sécurité augmente.

➤ Méthode Perturbation

a. Niveau de la nappe phréatique est en surface de la pente (Phase I)

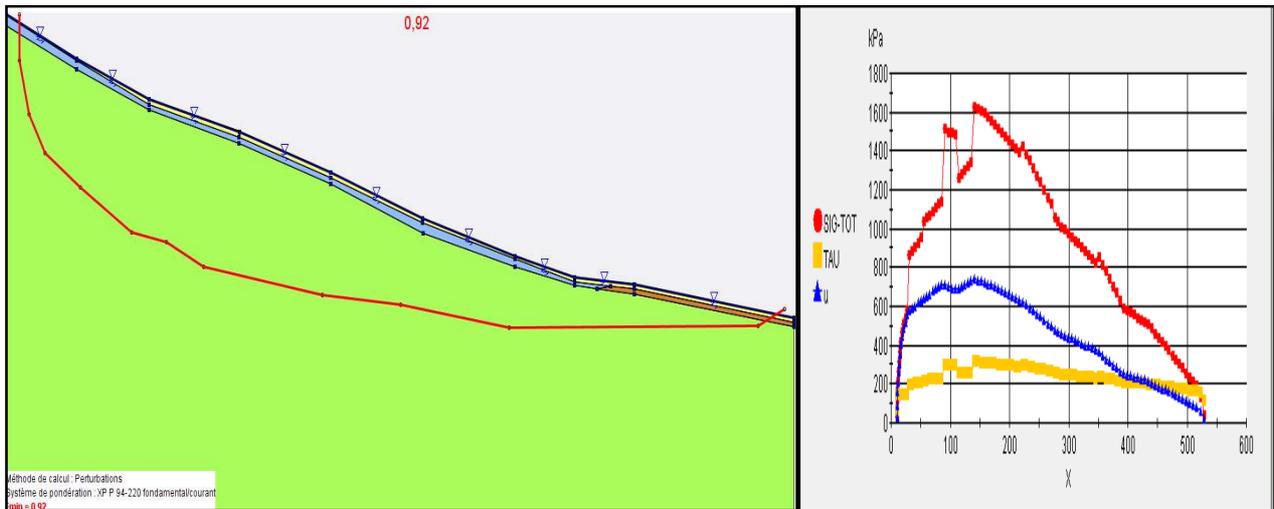


Figure VI.10 : Représentation de la ligne de rupture (Méthode Perturbation).

b. Niveau de la nappe phréatique est au niveau de la marne (Phase II)

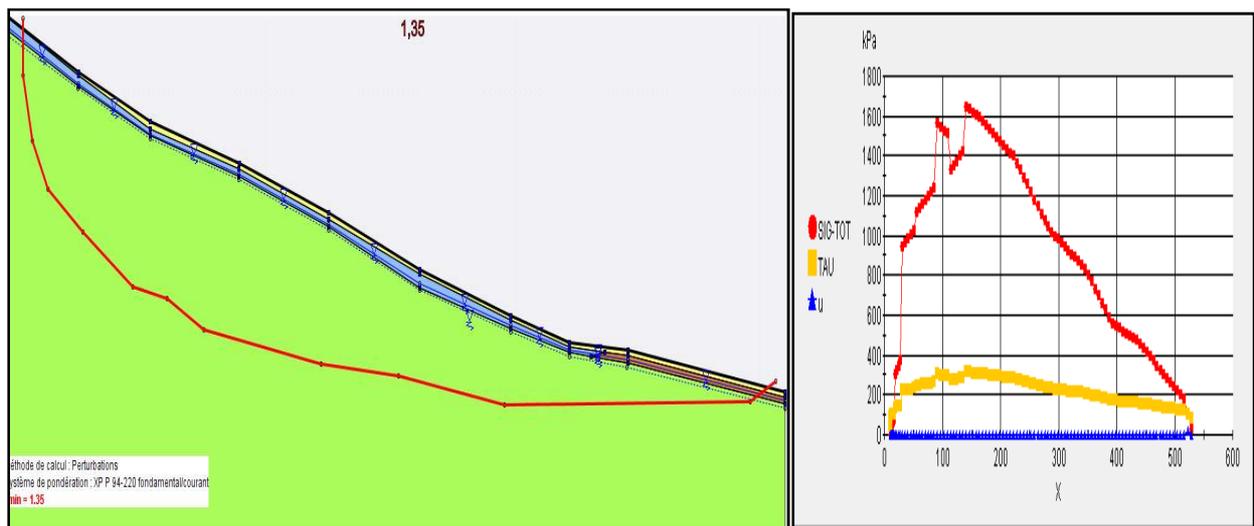


Figure VI.11 : Représentation de la ligne de rupture (Méthode Perturbation).

c. Niveau de la nappe phréatique à 60 mètre de profondeur (Phase III)

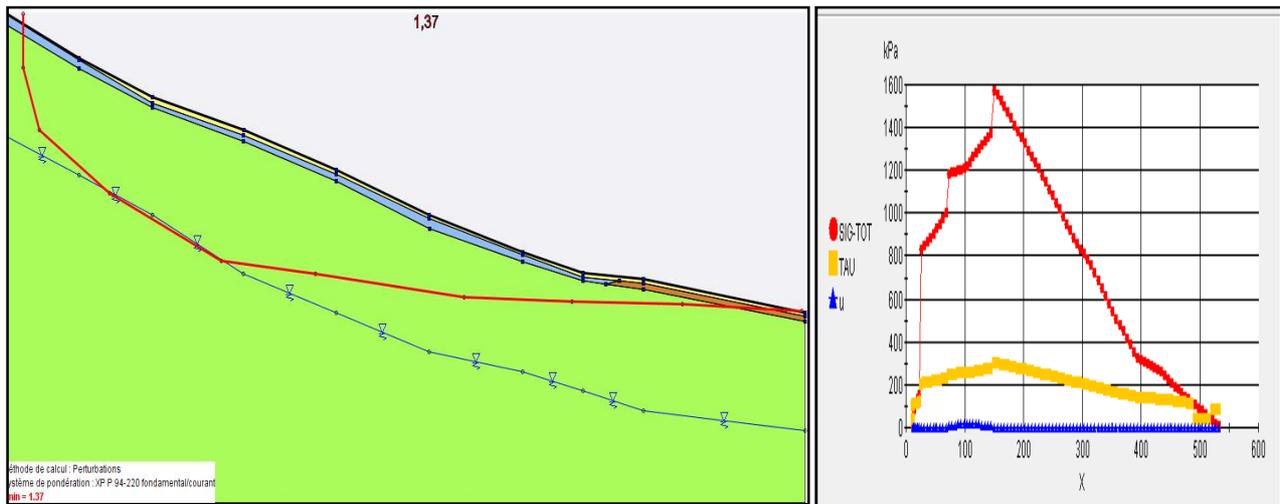


Figure VI.12 : Représentation de la ligne de rupture (Méthode Perturbation).

On remarque que le coefficient de sécurité calculé avec la méthode des perturbations évolue avec le niveau de la nappe, de la même manière que les autres méthodes.

➤ **Interprétation des résultats pour le 1<sup>er</sup> profil**

Après une série de calculs avec des différentes méthodes (méthode Bishop, Fellenius et Perturbation) à été effectué, en tenant compte d'un facteur influant (niveau de la nappe phréatique) pour confirme l'influence importante de ce facteur sur la stabilité des pentes.

Sachant que de tous les résultats obtenus, des trois combinaisons (méthodes et phases) de calcule, seul les coefficients de sécurité Fs minimaux qui représentent la situation la plus défavorable pour chaque combinaison, sont pris en considération. Qui sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2 : Résultats du 1<sup>er</sup> profil avec les différentes Phases et méthodes.

Méthode de calcul	Phase I Niveau de la nappe est en surface de la pente	Phase II Niveau de la nappe est en 3m de profondeur	Phase III Niveau de la nappe est en 8m de profondeur
Bishop	0.84	0.88	1.05
Fellenius	0.80	0.79	1.00
Perturbation	0.92	1.35	1.37

On remarque pour chaque phase, les valeurs de Fs sont approximativement les mêmes pour les trois méthodes (Bishop, Fellenius et Perturbation). Par contre, il ya une différence entre une phase et une autre, qui est essentiellement due à la différence de niveau de la nappe

phréatique, sachant que les caractéristiques géotechnique sont les même pour chaque couche des trois combinaisons (méthode et phase).

**VI.3.1.2 Le 2<sup>ème</sup> profil de pente entre 10 à 25%(Sandage 9-6-3-1)**

Un 2<sup>ème</sup> calcul de stabilité a été effectué avec TALREN4, sur le profil qui relie les sondages 9, 6, 3 et 1. L'estimation de la pente est de 10 à 25% ; le calcul a été effectué avec les trois méthodes, ainsi qu'avec des niveaux de la nappe différents, les résultats des calculs sont illustrés par les figures ci-dessous.

➤ **Méthode Bishop**

a. Niveau de la nappe phréatique est en surface de la pente (Phase I)

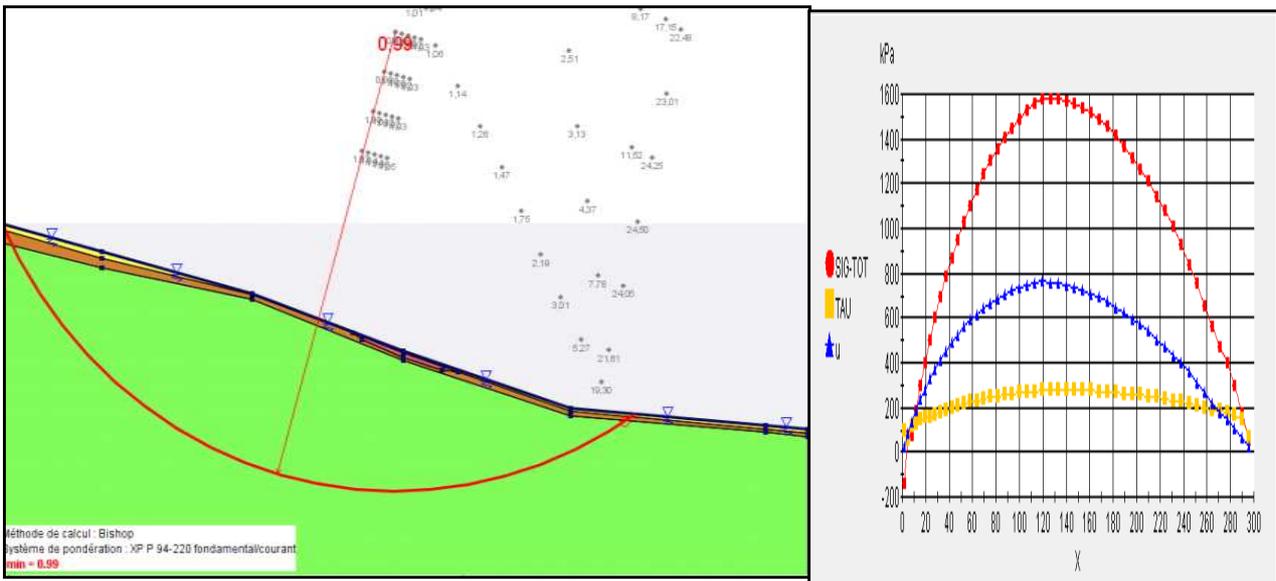


Figure VI.13 : Représentation de la ligne de rupture (Méthode Bishop).

b. Niveau de la nappe phréatique est au niveau de la marne (Phase II)

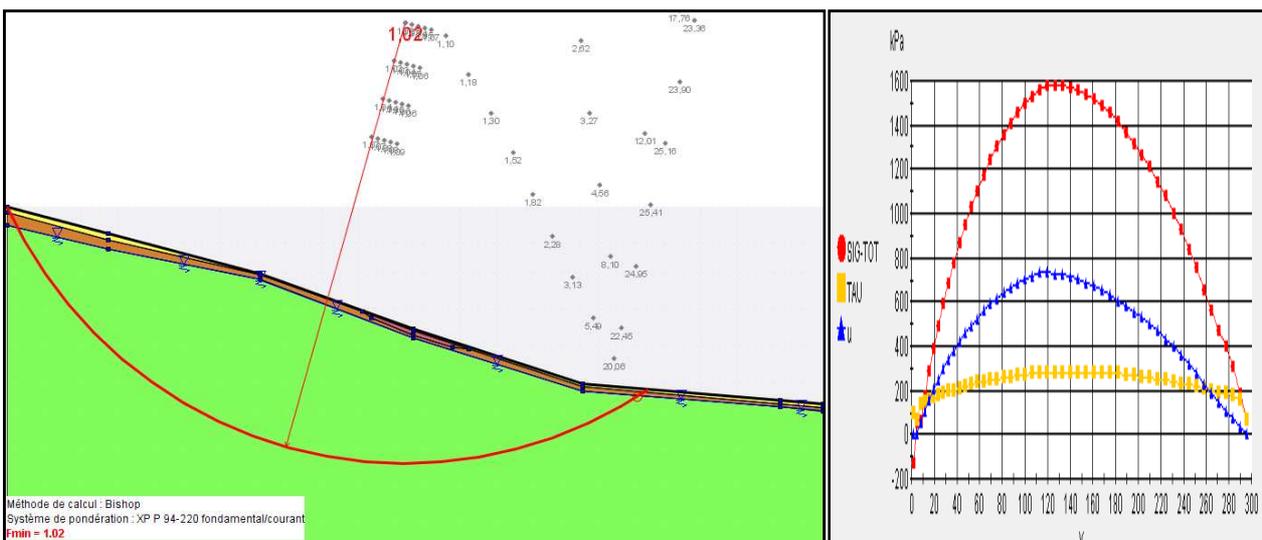


Figure VI.14 : Représentation de la ligne de rupture (Méthode Bishop).

c. Niveau de la nappe phréatique à 60 m profondeur (Phase III)

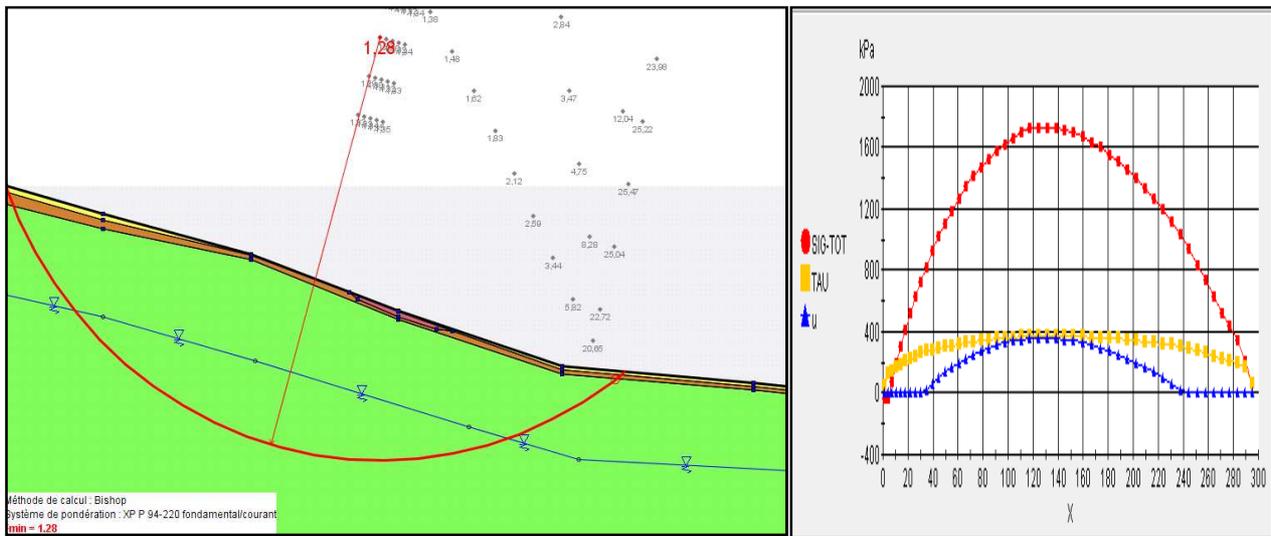


Figure VI.15 : Représentation de la ligne de rupture (Méthode Bishop).

➤ Méthode Fillenius

a. Niveau de la nappe phréatique est en surface de la pente (Phase I)

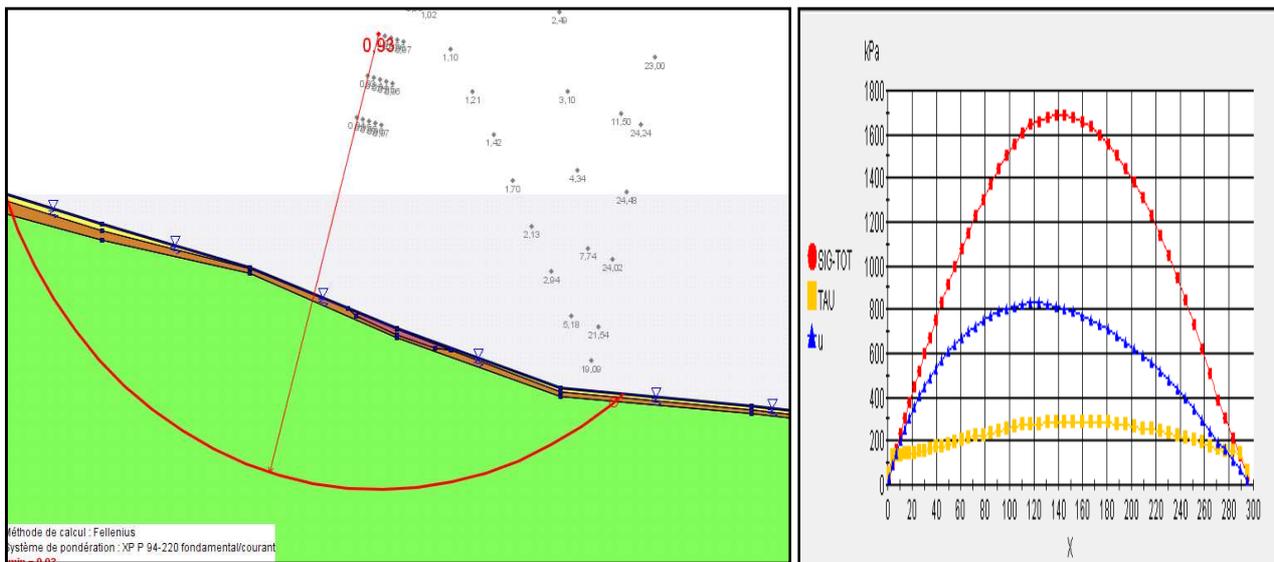


Figure VI.16 : Représentation de la ligne de rupture (Méthode Fillenius).

b. Niveau de la nappe phréatique est au niveau de la marne (Phase II)

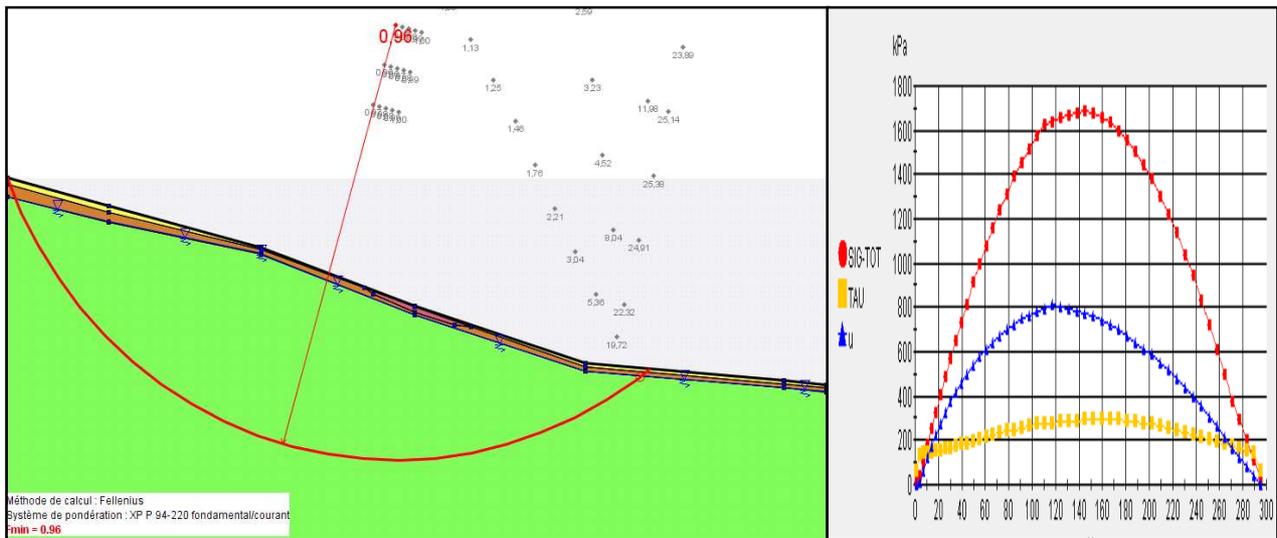


Figure VI.17 : Représentation de la ligne de rupture (Méthode Fillenius).

c. niveau de la nappe phréatique à 60 mètre de profondeur (Phase III)

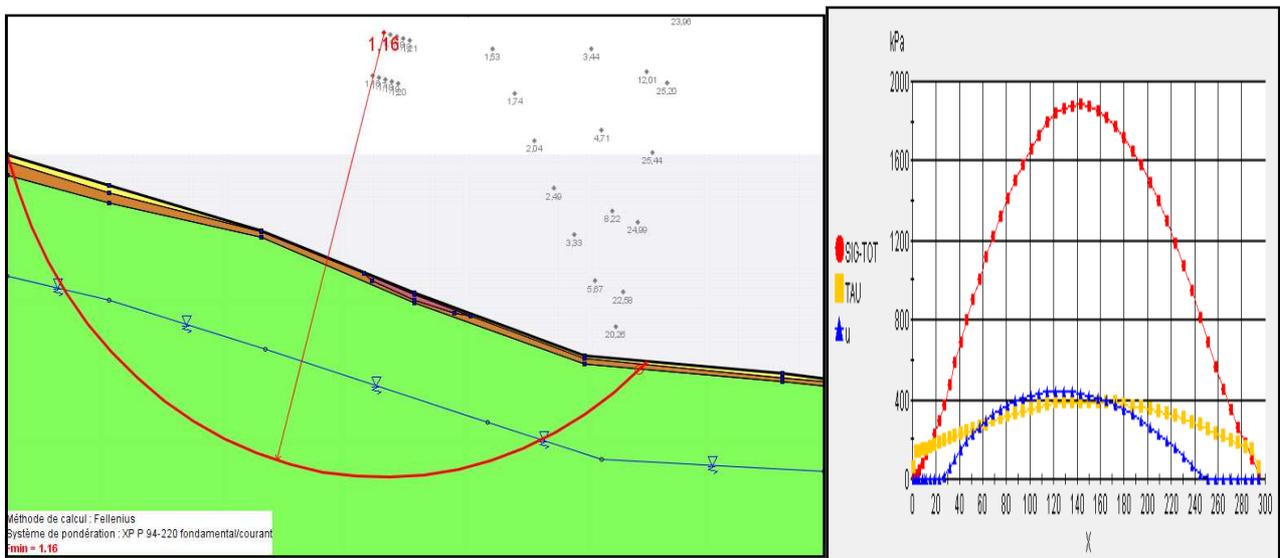


Figure VI.18: Représentation de la ligne de rupture (Méthode Fillenius).

➤ Méthode Perturbation

a. Niveau de la nappe phréatique est en surface de la pente (Phase I)

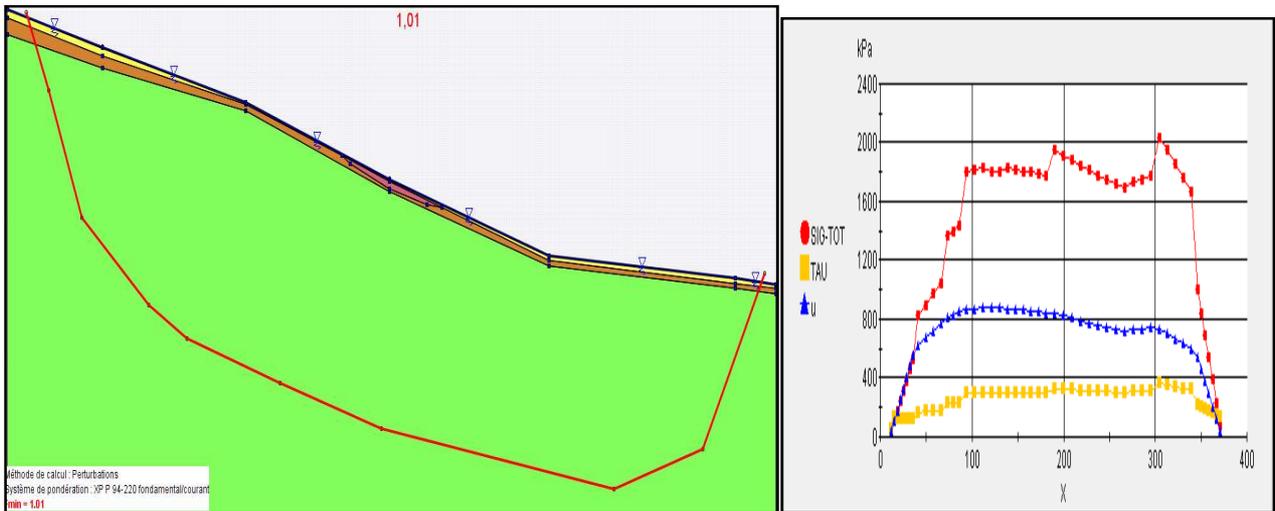


Figure VI.19: Représentation de la ligne de rupture (Méthode Perturbation).

b. Niveau de la nappe phréatique est au niveau de la marne (Phase II)

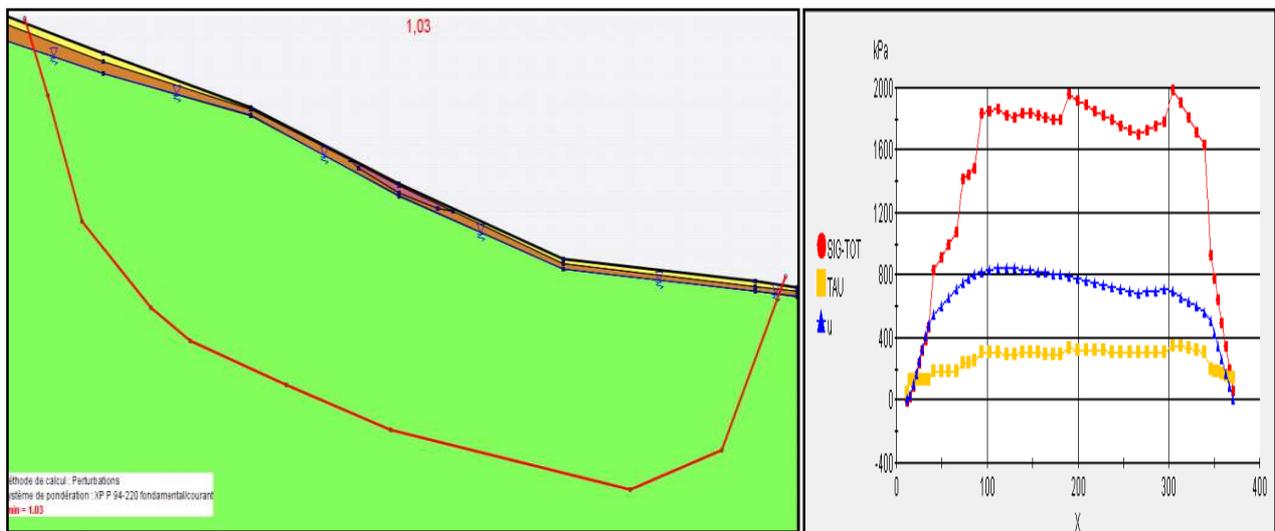


Figure VI.20: Représentation de la ligne de rupture (Méthode Perturbation).

c. Niveau de la nappe phréatique à 60 mètre de profondeur (Phase III)

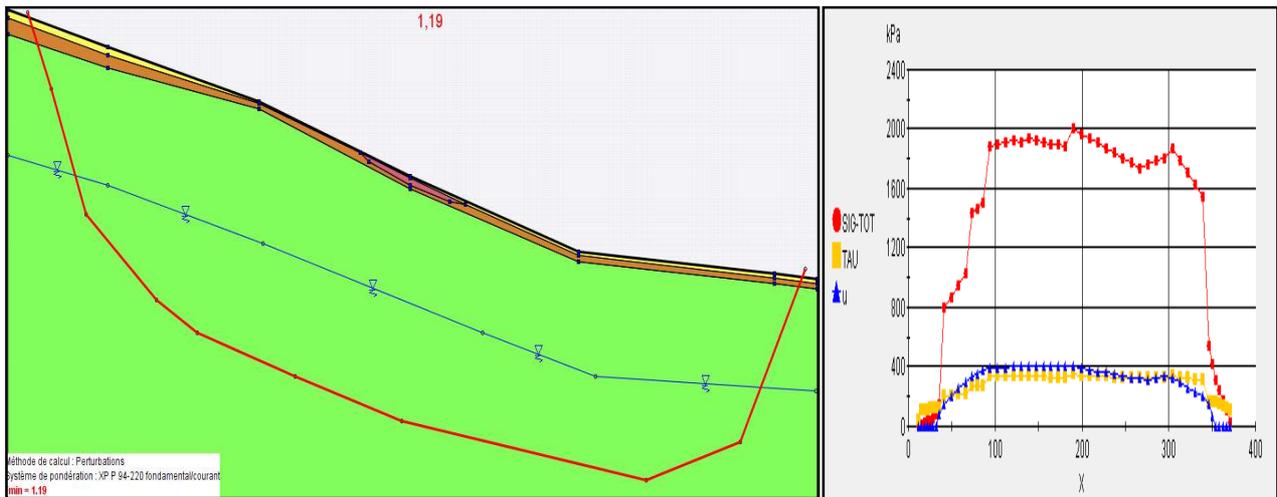


Figure VI .21: Représentation de la ligne de rupture (Méthode Perturbation).

Après une série de calculs avec des différentes méthodes (méthode Bishop, Fellenius et perturbation) à été effectué, en tenant compte d’un facteur influant (niveau de la nappe phréatique) pour confirme l’influence importante de ce facteur sur la stabilité des pentes.

Les résultats obtenus pour les différentes combinaisons (méthode et phase) sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3 : Résultats du 2<sup>ème</sup> profil avec les différentes Phases et méthodes.

Méthode de calcul	Phase I Niveau de la nappe est en surface de la pente	Phase II Niveau de la nappe est en 3m de profondeur	Phase III Niveau de la nappe est en 8m de profondeur
Bishop	0.99	1.02	1.28
Fellenius	0.93	0.96	1.16
Perturbation	1.01	1.03	1.19

➤ **Interprétation des résultats pour le 2<sup>ème</sup> profil**

On remarque pour chaque phase, les valeurs de Fs sont approximativement les mêmes pour les trois méthodes (Bishop, Fellenius et Perturbation). Par contre, il ya une différence entre une phase et une autre, qui est essentiellement due à la différence de niveau de la nappe phréatique, sachant que les caractéristiques géotechnique sont les même pour chaque couche des trois combinaisons (méthode et phase).

VI.3.1.3 Le 3<sup>ème</sup> profil de pente entre 10 à 25%(Sandage 12-10-5-4)

Un 3<sup>ème</sup> calcul de stabilité a été effectué avec TALREN4, sur le profil qui relie les sondages 12, 10, 5 et 4. L'estimation de la pente est de 10 à 25% ; le calcul a été effectué avec les trois méthodes, ainsi qu'avec des niveaux de la nappe différents, les résultats des calculs sont illustrés par les figures ci-dessous.

➤ Méthode Bishop

a. Niveau de la nappe phréatique est en surface de la pente (Phase I)

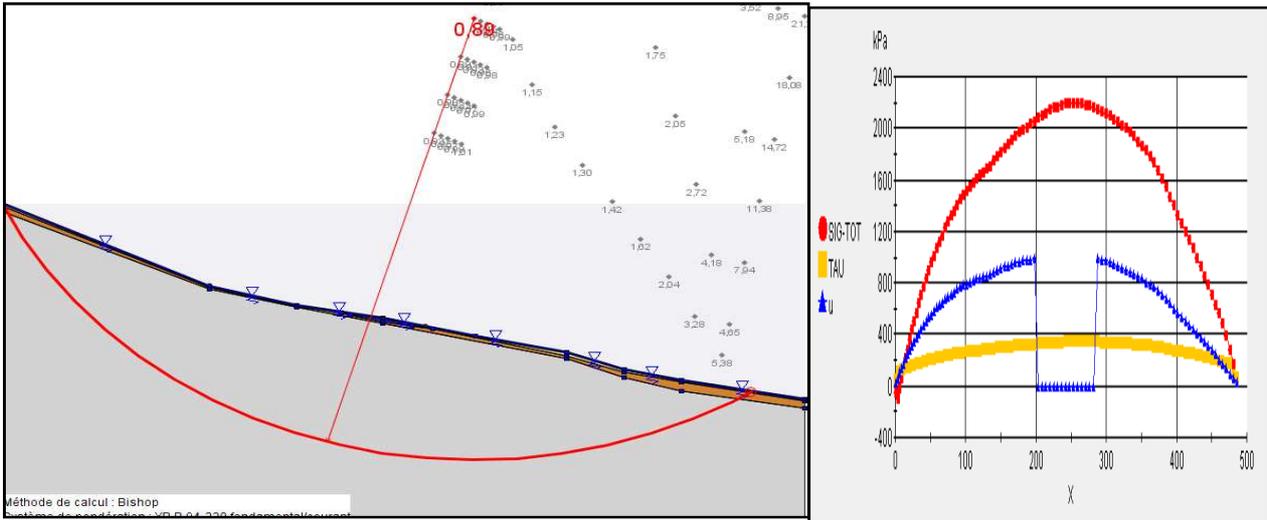


Figure VI.22 : Représentation de la ligne de rupture (Méthode Bishop).

b. Niveau de la nappe phréatique est au niveau de la marne (Phase II)

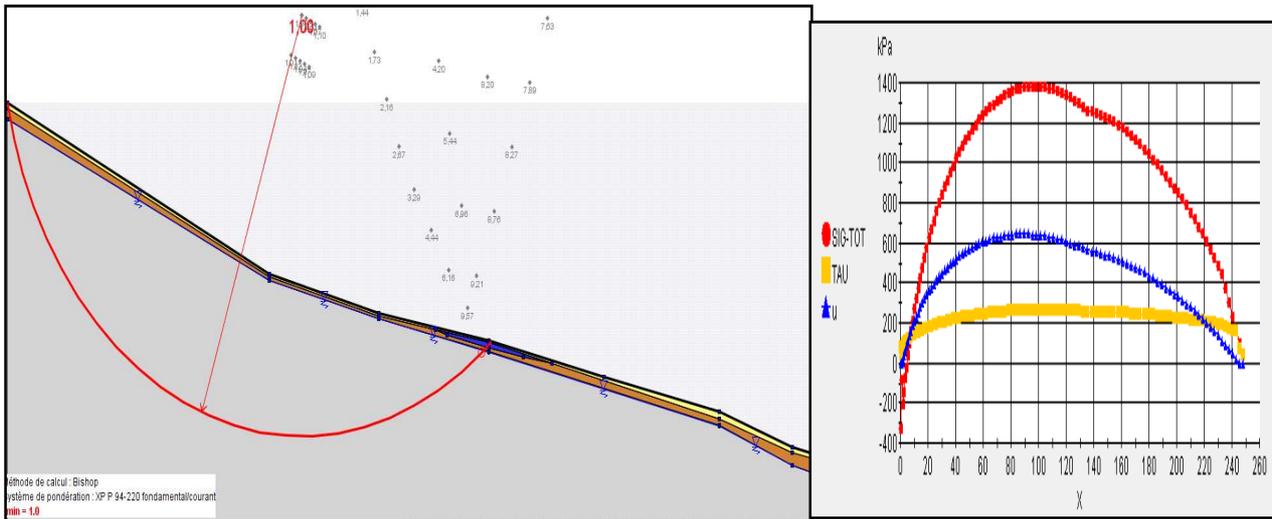


Figure VI.23 : Représentation de la ligne de rupture (Méthode Bishop).

c. Niveau de la nappe phréatique à 60 mètre de profondeur (Phase III)

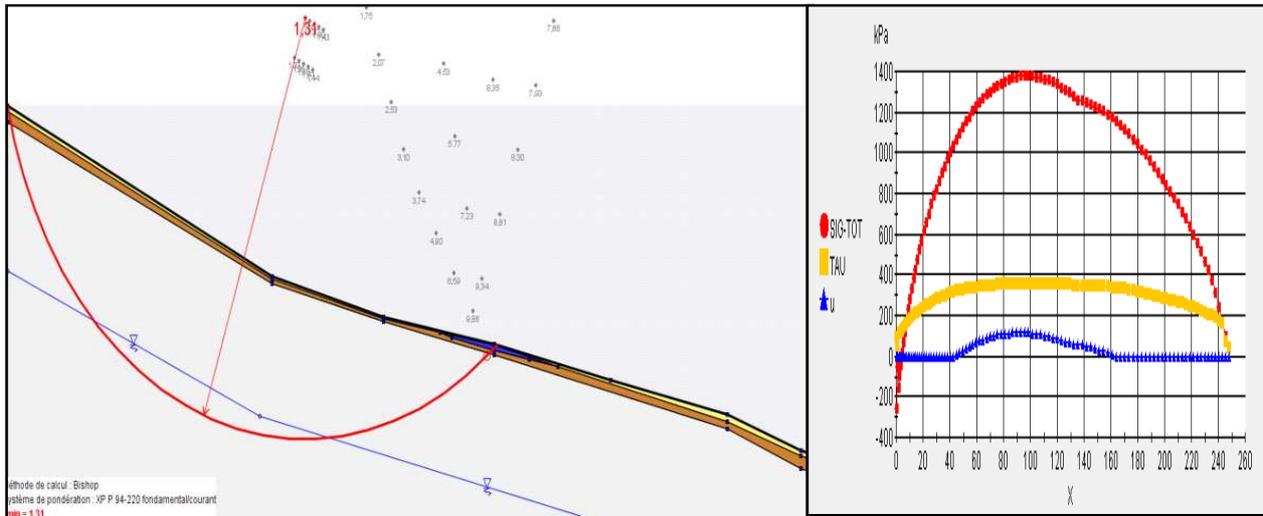


Figure VI.24 : Représentation de la ligne de rupture (Méthode Bishop).

➤ Méthode Fillenius

a. Niveau de la nappe phréatique est en surface de la pente (Phase I)

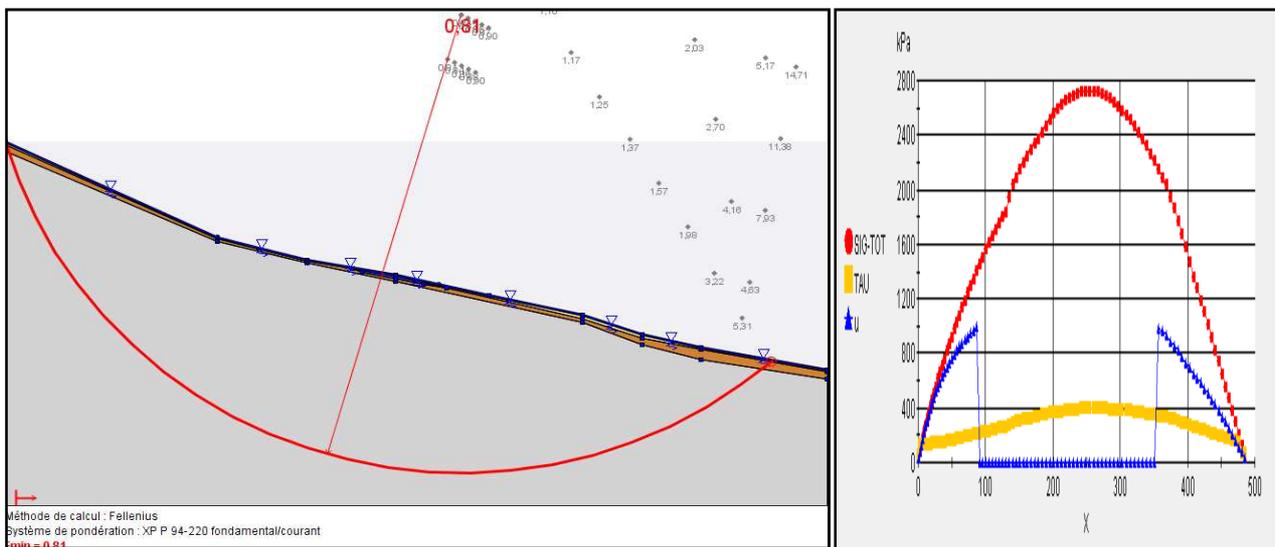


Figure VI.25 : Représentation de la ligne de rupture (Méthode Fillenius).

b. Niveau de la nappe phréatique est au niveau de la marne (Phase II)

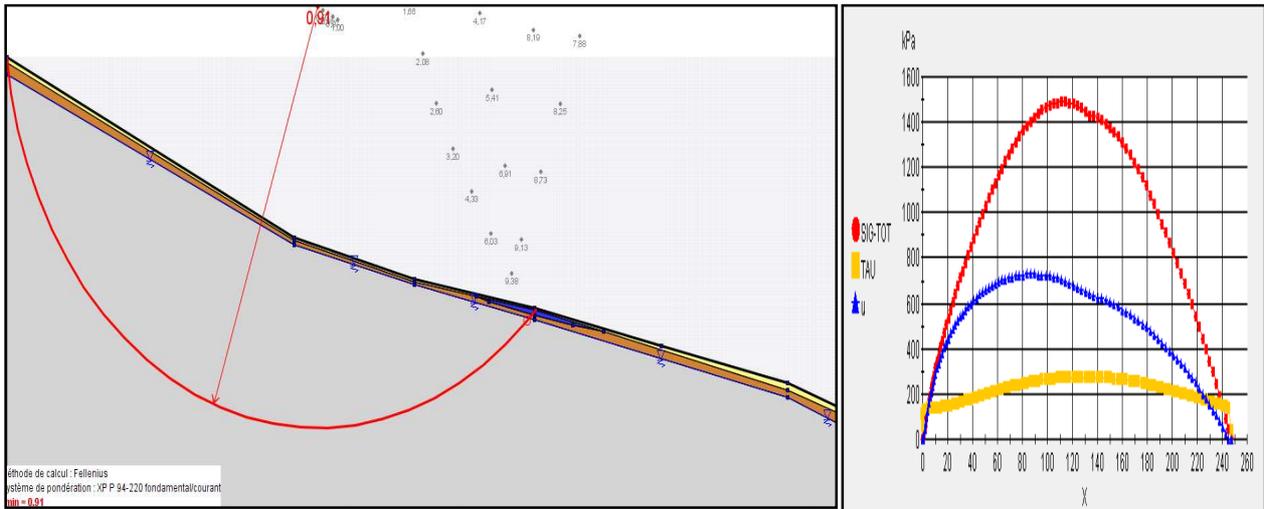


Figure VI.26 : Représentation de la ligne de rupture (Méthode Fillenius).

c. Niveau de la nappe phréatique à 60 mètre de profondeur (Phase III)

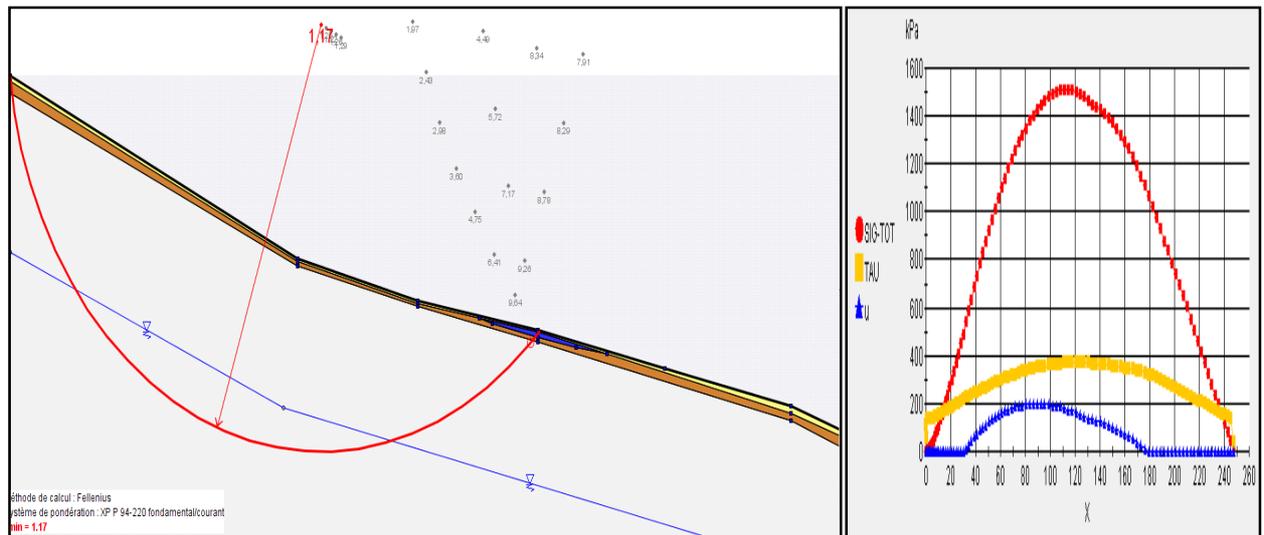


Figure VI.27 : Représentation de la ligne de rupture (Méthode Fillenius).

➤ Méthode Perturbation

a. Niveau de la nappe phréatique est en surface de la pente (Phase I)

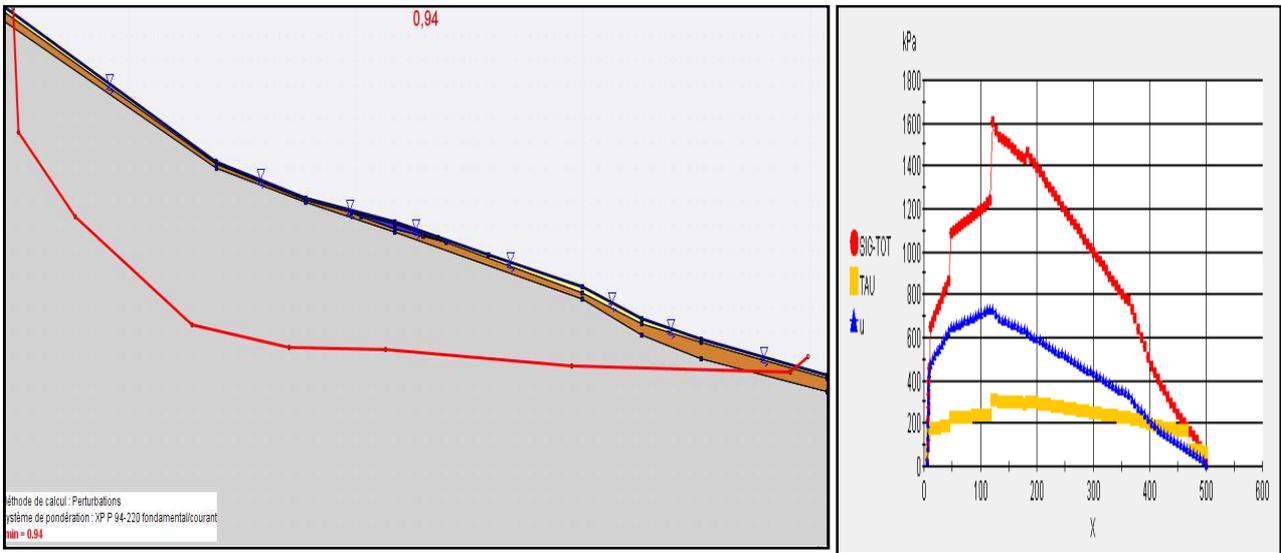


Figure VI.28 : Représentation de la ligne de rupture (Méthode Perturbation).

b. Niveau de la nappe phréatique est au niveau de la marne (Phase II)

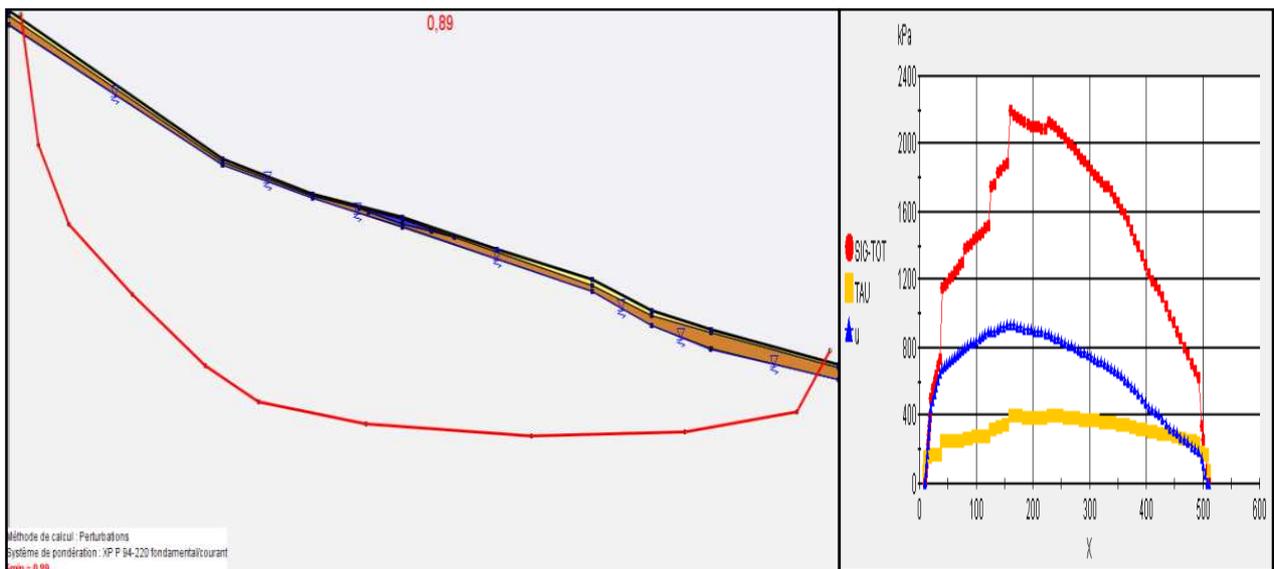


Figure VI.29 : Représentation de la ligne de rupture (Méthode Perturbation).

c. Niveau de la nappe phréatique à 60 mètre de profondeur (Phase III)

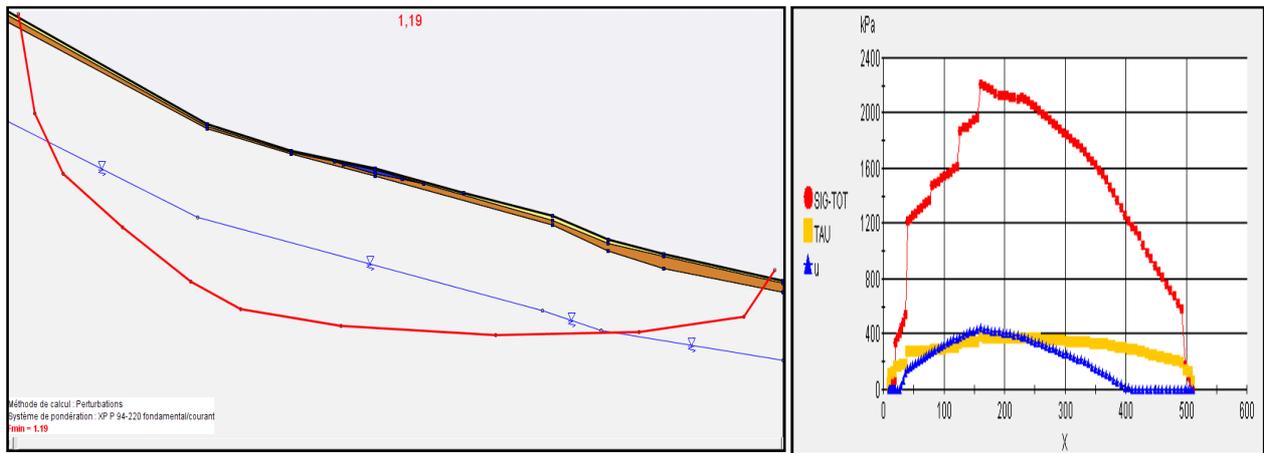


Figure VI.30 : Représentation de la ligne de rupture (Méthode Perturbation).

Une série de calculs avec des différentes méthodes (méthode Bishop, Fellenius et perturbation) à été effectué, en tenant compte d'un facteur influant (niveau de la nappe phréatique) pour confirme l'influence importante de ce facteur sur la stabilité des pentes.

Les résultats obtenus pour les différentes combinaisons (méthode et phase) sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 : Résultats du 3<sup>ème</sup> profil avec les différentes Phases et méthodes.

Méthode de calcul	Phase I Niveau de la nappe est en surface de la pente	Phase II Niveau de la nappe est en 3m de profondeur	Phase III Niveau de la nappe est en 8m de profondeur
Bishop	0.89	1.30	0.94
Fellenius	0.81	1.20	0.89
Perturbation	0.94	1.38	1.19

➤ **Interprétation des résultats pour le 3<sup>ème</sup> profil**

On remarque pour chaque phase, les valeurs de Fs sont approximativement les mêmes pour les trois méthodes (Bishop, Fellenius et Perturbation). Par contre, il ya une différence entre une phase et une autre, qui est essentiellement due à la différence de niveau de la nappe phréatique, sachant que les caractéristiques géotechnique sont les même pour chaque couche des trois combinaisons (méthode et phases).

**VI.4 Conclusion**

D'après les résultats de calcul obtenus avec le logiciel TALREN, sur les différentes combinaisons (variation de niveau de la nappe phréatique ainsi que la méthode de calcul utilisée). On constate que les trois profils présentent un risque de glissement, où les coefficients de sécurité déterminés sont inférieurs à 1,5.

L'écoulement d'eau de réseau défectueux d'AEP et de réseau d'assainissement seront d'un grand danger pour ce site vu que la présence de l'eau est d'une grande influence sur la stabilité ; le calcul avec TALREN a montré clairement le rôle défavorable de l'eau à la stabilité son rôle déclencheur de la rupture, plus le niveau de la nappe phréatique augmente plus la stabilité de pente diminue.

## Conclusion générale

A partir des différents chapitres étudiés dans le présent mémoire, on a pu prendre connaissance des différents mouvements de terrains, les facteurs qui les déclenchent, ainsi de ceux qui les accélèrent. Pour pouvoir traiter ces mouvements, plusieurs méthodes de calcul ont été établies, ces méthodes se basent toutes sur l'équilibre limites, cependant elles diffèrent dans les hypothèses simplificatrices.

Une étude expérimentale du site a été réalisée au laboratoire, où des essais d'identification des paramètres physiques et mécaniques ont permis de faire une classification et de ce fait une reconnaissance géotechnique ; le site est composé de sol argileux, qui sont très plastiques, d'après les limites d'Atterberg ; la cohésion et l'angle de frottement des sols sont très variables, on a un sol hétérogène.

Les résultats œdométriques, montrent que les sols formant le site, sont moyennement à très compressibles, et sensibles au gonflement en profondeur.

Une étude de stabilité du site avec le logiciel TALREN a confirmé ce qu'on a constaté en visitant le site, où on trouve des coefficients de sécurité  $F_s$  inférieurs à 1,5 pour les trois profils, avec les différentes combinaisons, où on a vu l'influence de la présence de l'eau.

Tous ces résultats poussent à réfléchir pour un mode de confortement adéquat, où on suggère un moyen de drainage qui s'avérerait comme solution satisfaisante.

## Référence bibliographique

- [1] Vincent ROBITAILLE, Denis TREMBLAY, « Mécanique des sols, Théorie et pratique », Modulo, 1997 ;
- [2] MELBOUCI Bachir, « Méthodes de calcul de stabilité des fondations, des talus et des ouvrages de soutènement », EL-AMEL, 2009.
- [3] LCPC, Ruth Amar, « guide technique stabilité des glissement de terrain », 1998.
- [4] CORDARY Daniel, « Mécanique des sols », Tec doc, 1994.
- [5] Yves Berthaud , Nicolas Schimitt, « Aide mémoire mécanique des sols » ,Dunod ,2009.
- [6] Michel DYSLI, « Géologie Appliquée à l'Ingénierie et à l'Environnement », Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, 1997 ;
- [7] Revue française de géotechnique, « Mouvement de versant », LMA, 2001.
- [8] BOULKAOUANE Mourad, « contribution a l'évolution des approches de prévision de gonflement des sols argileux, Thèse ,2006.
- [9] Djerbal Lynda ; Mémoire de Master 2 Dynamique de l'évolution du mouvement de terrain de Ain El Hammam 2010
- [10] Diab Djefal Imane ; Mémoire Master 2 stabilité des pentes et méthode de confortement ; 2011
- [11] Terra sol ; Manuel du logiciel Talren 4

# Annexe :

## ➤ La barre de boutons principale

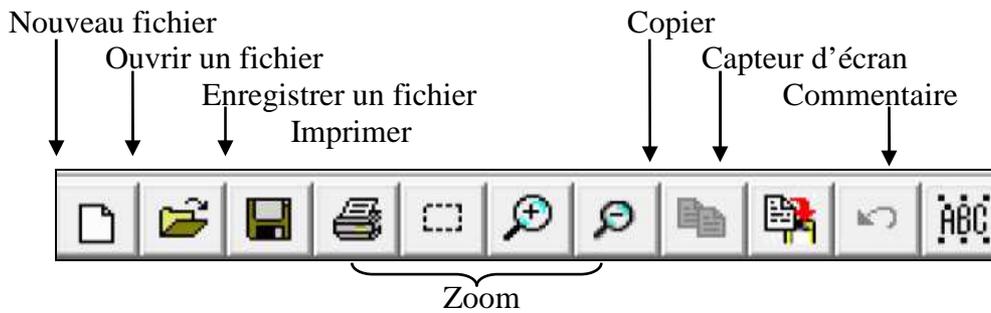


Figure .3 : La barre de boutons principale.

## ➤ Les barres de boutons contextuelles

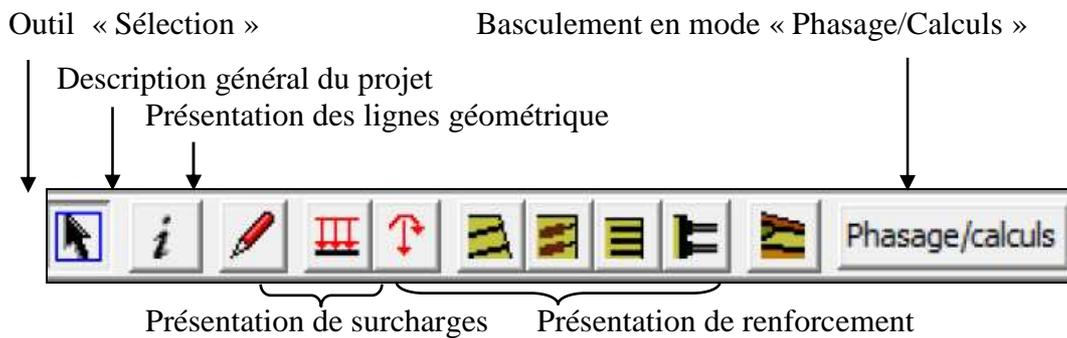


Figure .4 : La barre de boutons contextuelle « Données du projet ».

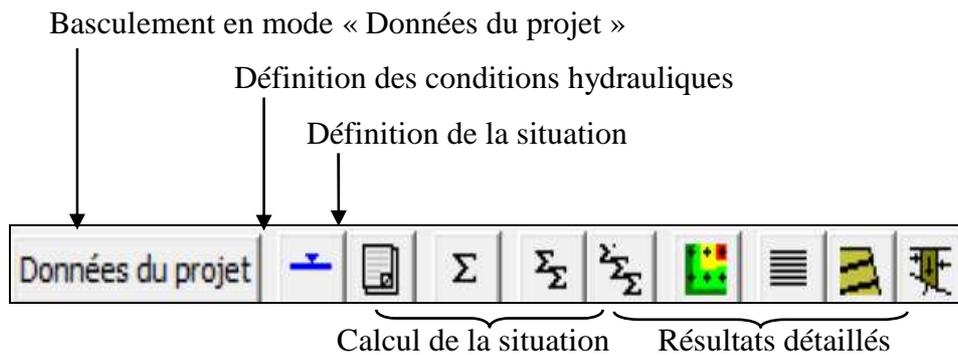


Figure.5 : La barre de boutons contextuelle « Phasage du calcul ».

## ➤ Le navigateur des phases et situations

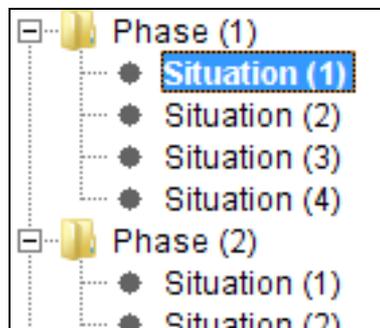


Figure. 6 : Navigateur des phases et situations « Phasage du calcul ».























ETUDE : POS n°42, TRANCHE I  
 LIEU : RESIDENCE UNIVERSITAIRE HACENE BENMOULOUD  
 CLIENT : DUC DE MEDEA

**Sondage N°: S-12**

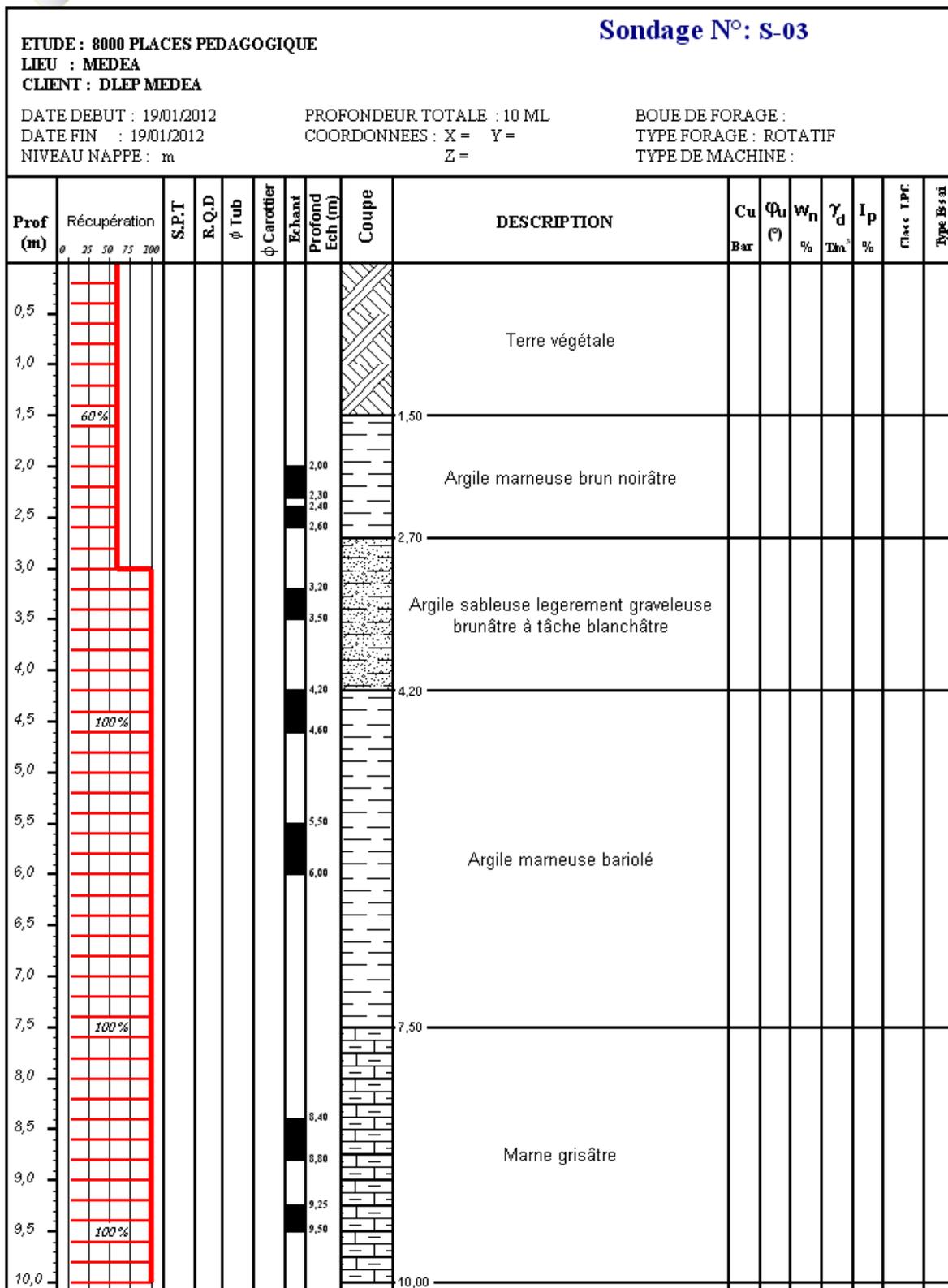
DATE DEBUT : 08/04/2012  
 DATE FIN : 08/04/2012  
 NIVEAU NAPPE : m

PROFONDEUR TOTALE : 10 ML  
 COORDONNEES : X = Y =  
 Z =

BOUE DE FORAGE :  
 TYPE FORAGE : ROTATIF  
 TYPE DE MACHINE : BOTEC

Prof (m)	Récupération				S.P.T	R.Q.D	φ Tub	φ Carottier	Echant Profond Ech (m)	Coupe	DESCRIPTION	Cu Bar	φ <sub>u</sub> (°)	W <sub>n</sub> %	γ <sub>d</sub> Tm <sup>3</sup>	I <sub>p</sub> %	Classe I.P.C.	Type Essai	
	0	25	50	75															100
0,5											Remblais								
1,0									1,10		Argile marneuse bariolée								
1,5	%								1,40										
2,0									1,60										
2,5									2,70										
3,0									3,00										
3,5									3,70										
4,0									4,00										
4,5	%								4,75										
5,0									5,15										
5,5									5,50										
6,0									6,00										
6,5									6,50										
7,0																			
7,5	%																		
8,0																			
8,5																			
9,0																			
9,5	%																		
10,0																			

➤ Cite site de la cité universitaire 8000 places à « Médéa »







ETUDE : 8000 PLACES PEDAGOGIQUES

Sondage N°: S-06

LIEU : MEDEA

CLIENT : DLEP MEDEA

DATE DEBUT : 20/01/2012

PROFONDEUR TOTALE : 10 ML

BOUE DE FORAGE :

DATE FIN : 20/01/2012

COORDONNEES : X = Y =

TYPE FORAGE : ROTATIF

NIVEAU NAPPE : m

Z =

TYPE DE MACHINE :

Prof (m)	Récupération				S.P.T	R.Q.D	φ Tub	φ Carottier	Echant Profond Ech (m)	Coupe	DESCRIPTION	Cu Bar	Φu (°)	Wn %	γd Tm³	Ip %	Classe IFC	Type Essai
	0	25	50	75														
0,5											Terre végétale							
1,0											Argile marneuse bariolé avec présence de tâche sblanchâtres							
1,5									100%									
2,0																		
2,5																		
3,0																		
3,5																		
4,0											Argile marneuse bariolée							
4,5									100%									
5,0																		
5,5																		
6,0																		
6,5																		
7,0																		
7,5																		
8,0											Marne grisâtre							
8,5																		
9,0																		
9,5																		
10,0																		







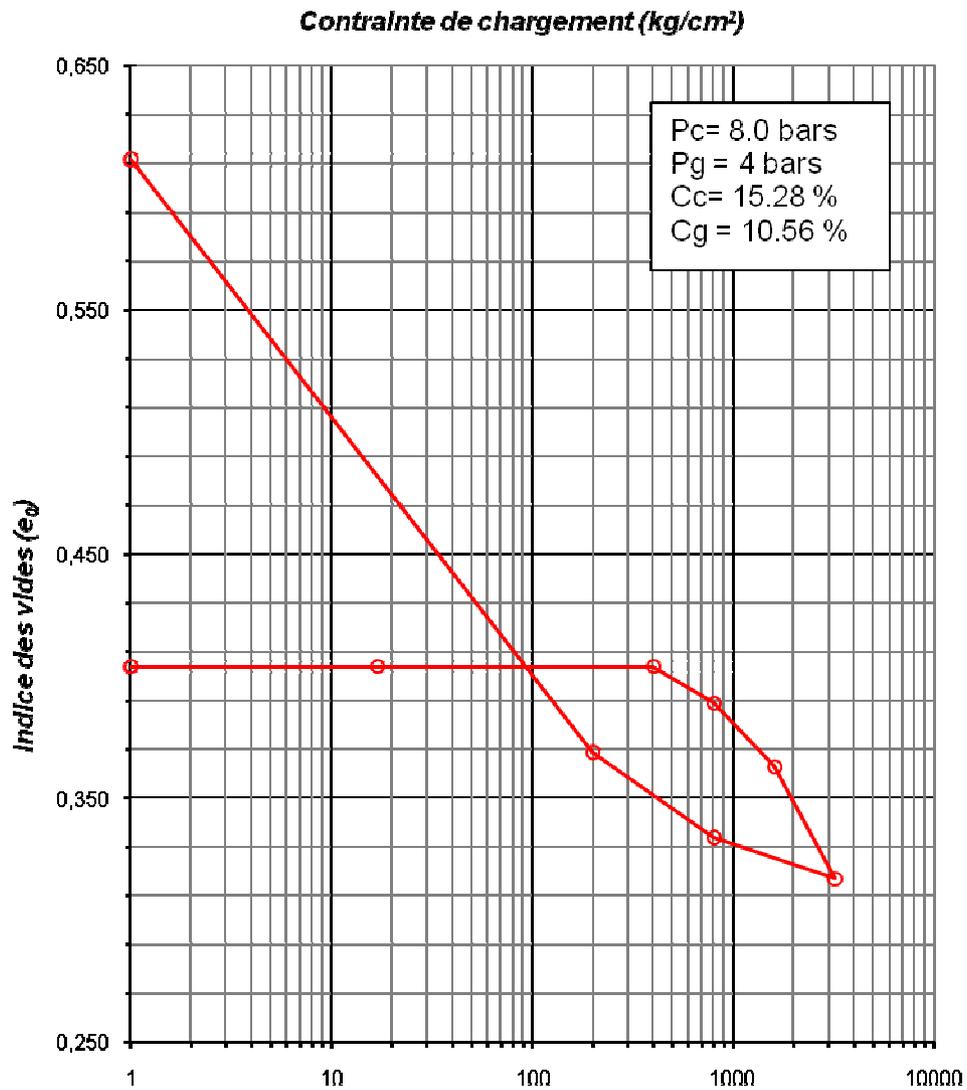


➤ **Essais de laboratoire**  
**A/essai oedométrique**

➤ **Site de la cité universitaire 2000 lits « Médéa ».**

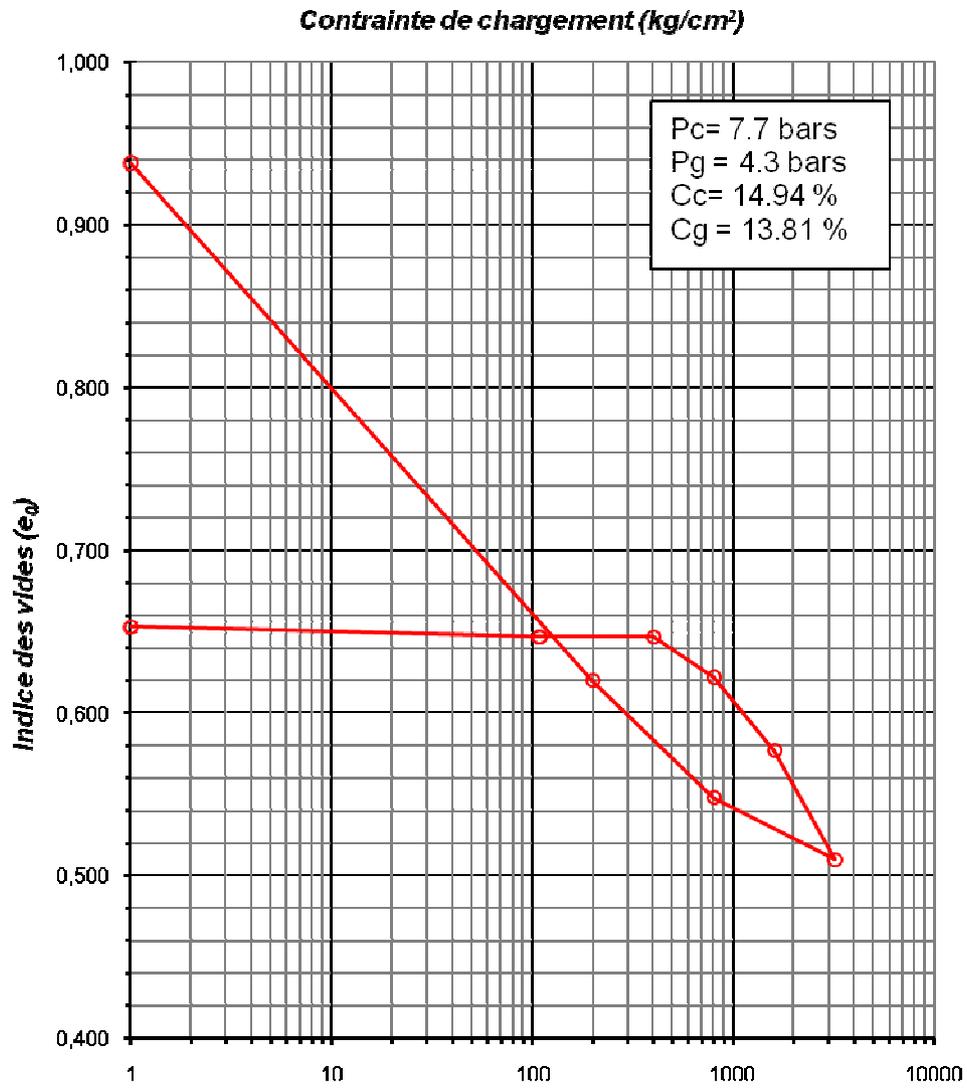
Projet : cité universitaire 2000 lits  
Lieu : Hassen Ben Mouloud. MEDEA

Sondage N° : S-10  
Profondeur : 0.50– 1.00 m



Projet : cité universitaire 2000lits  
Lieu : Hassen Ben Mouloud. MEDEA

Sondage N° : S-04  
Profondeur : 5.00– 5.45 m

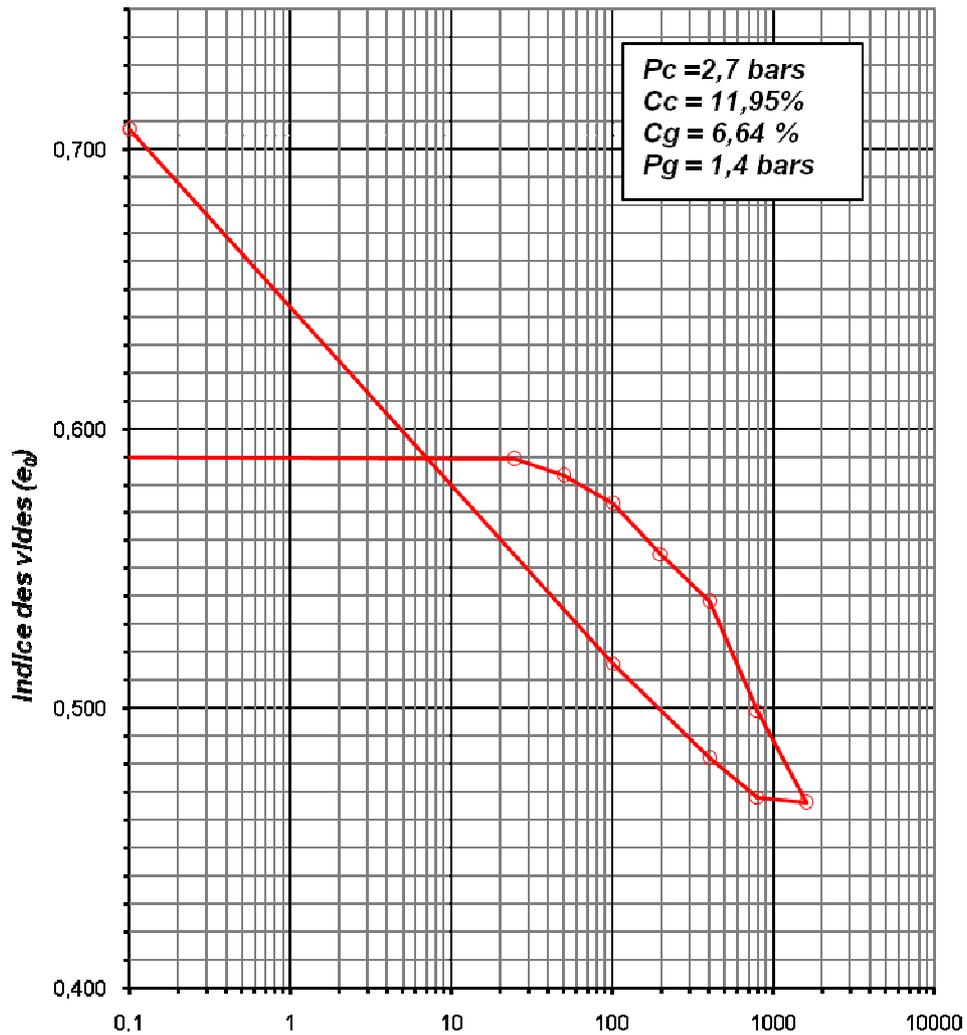


➤ Site de la cité universitaire 8000 places « Médéa ».

Projet : 8000 places pédagogique  
Lieu : Médéa  
Dossier : 07 /12

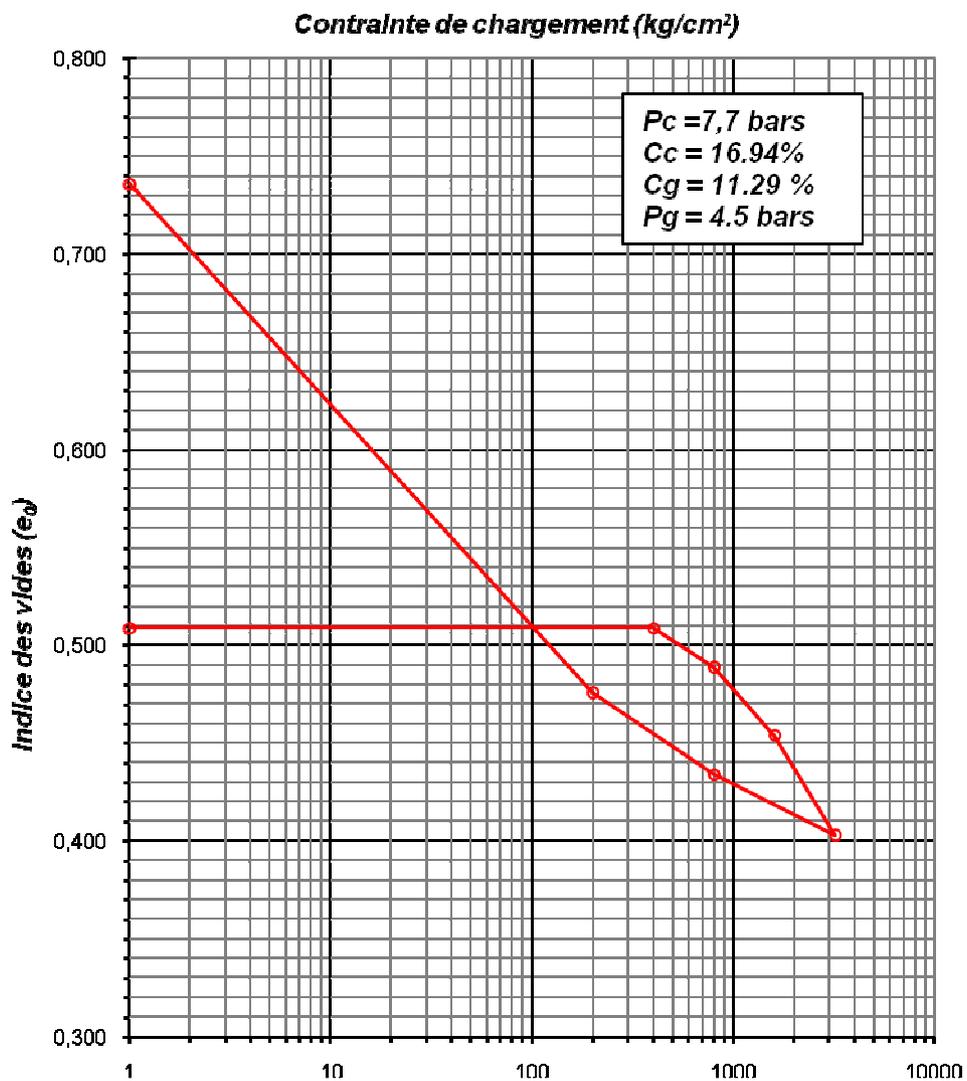
Sondage N° : S-03  
Profondeur : 4.20 – 4.60 m  
Date d'essai : 26/02/2012  
Opérateur : M .A

**Contrainte de chargement (kg/cm<sup>2</sup>)**



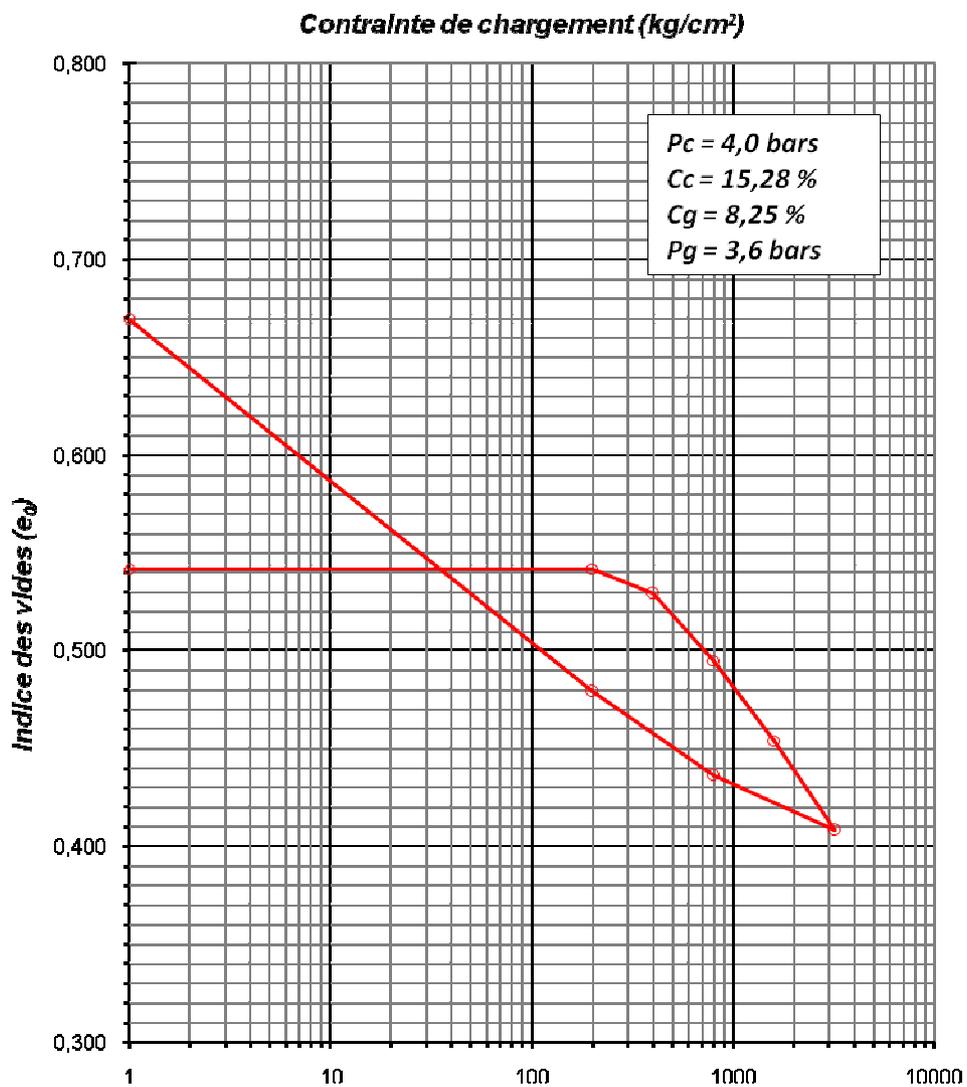
Projet : 8000 places pédagogique  
Lieu : Médéa  
Dossier : 07 /12

Sondage N° : S-05  
Profondeur : 5.0- 5.50 m  
Date d'essai : 30/03/2012  
Opérateur : M .A



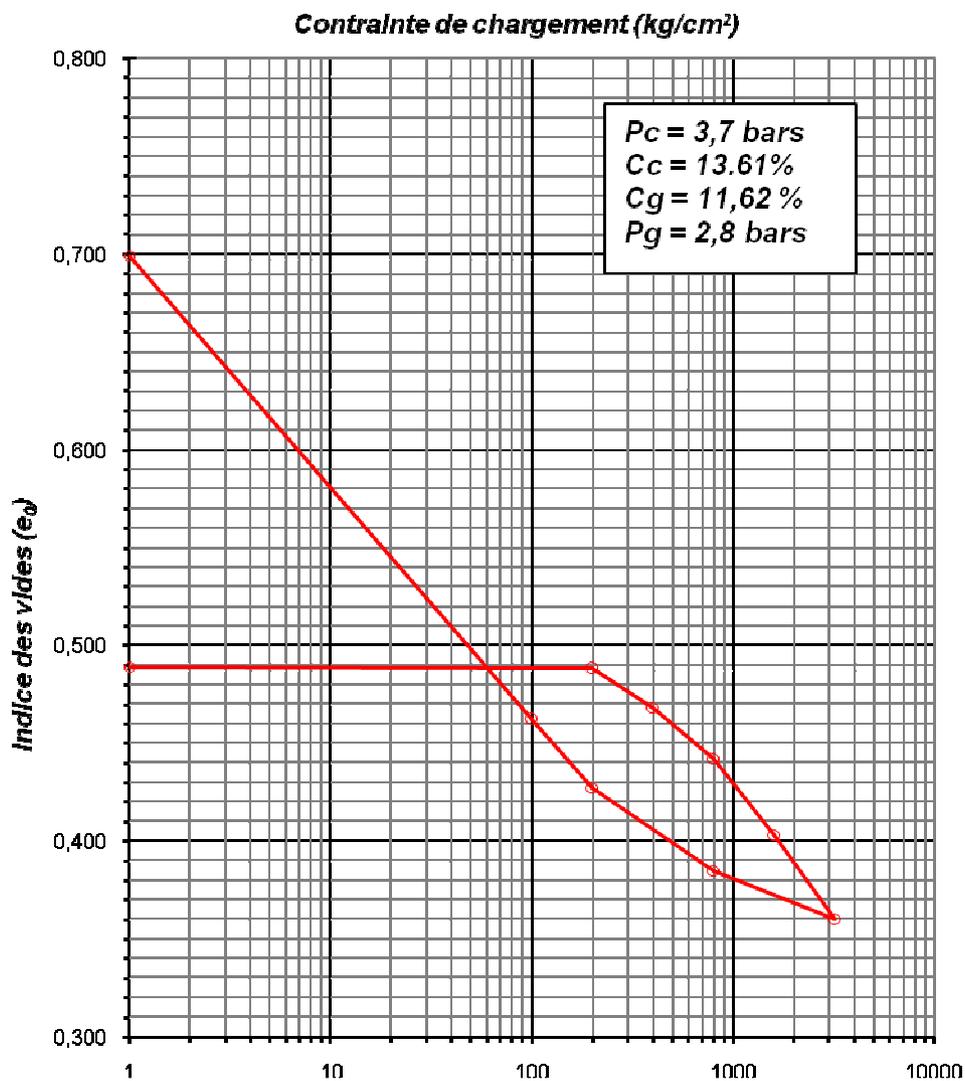
Projet : 8000 places pédagogique  
Lieu : Médéa  
Dossier : 07 /12

Sondage N°: S-06  
Profondeur : 4.5- 4.80 m  
Date d'essai : 29/04/2012  
Opérateur : M .A



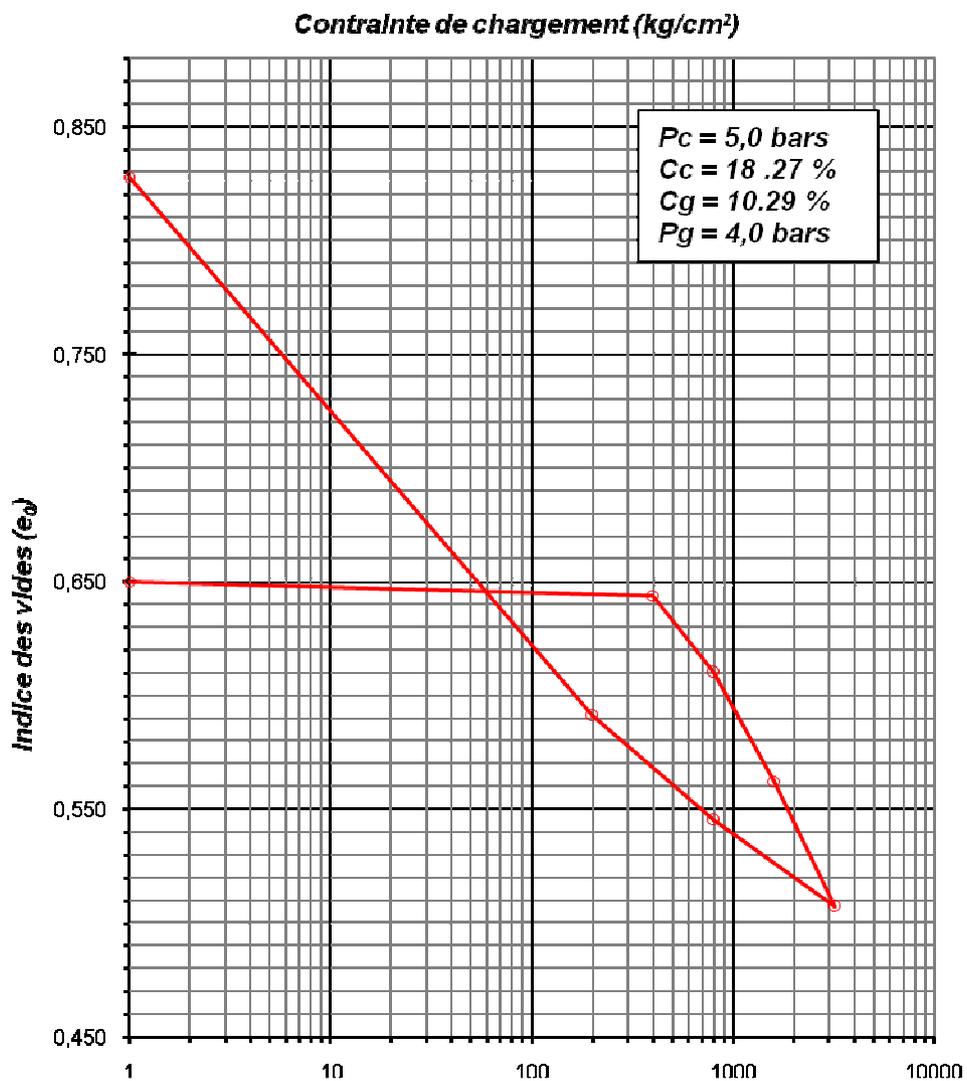
Projet : 8000 places pédagogique  
Lieu : Médéa  
Dossier : 07 /12

Sondage N° : S-07  
Profondeur : 5.00-5.50 m  
Date d'essai : 24/04/2012  
Opérateur : M .A



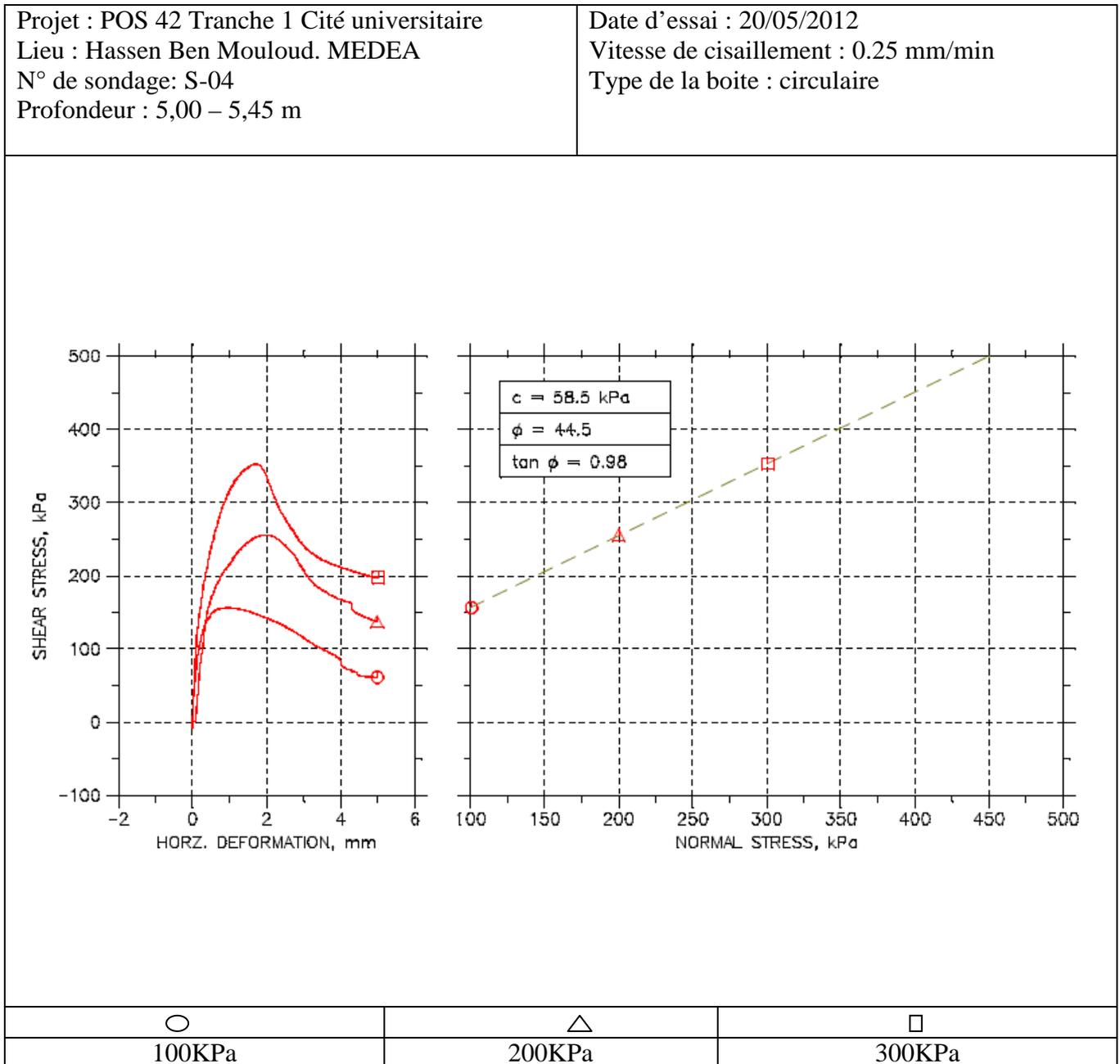
Projet : 8000 places pédagogique  
Lieu : Médéa  
Dossier : 07 /12

Sondage N°: S-10  
Profondeur : 8.60-8.90 m  
Date d'essai : 15/04/2012  
Opérateur : M .A



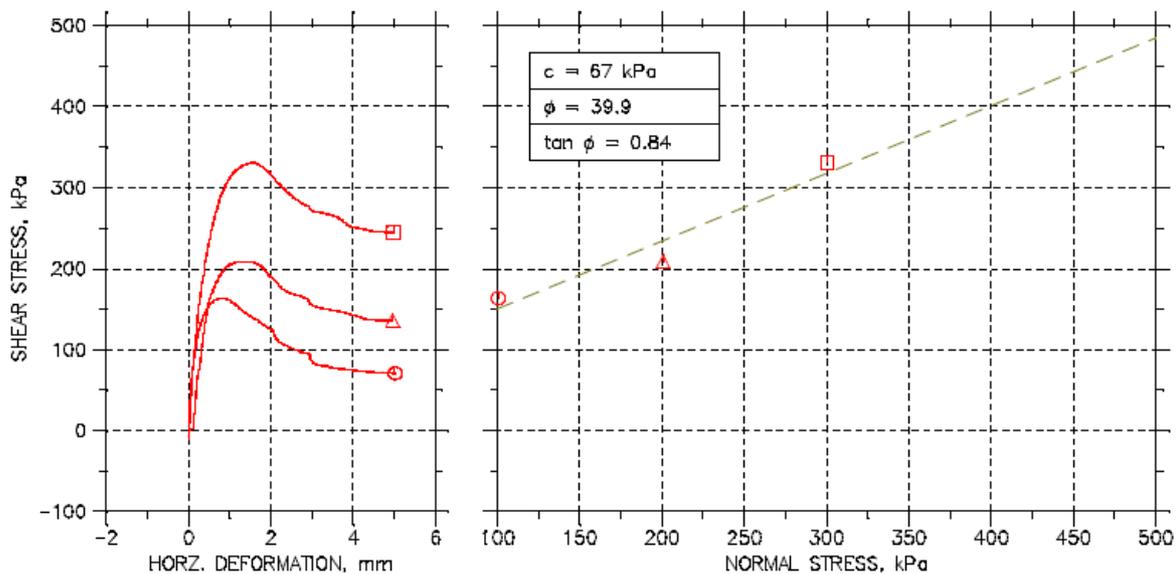
## B/Essai de cisaillement

➤ Cite de la cité universitaire 2000 lits « Médéa ».



Projet : POS 42 Tranche 1 Cité universitaire  
 Lieu : Hassen Ben Mouloud.MEDEA  
 N° de sondage: S-04  
 Profondeur : 9,15 – 9,60 m

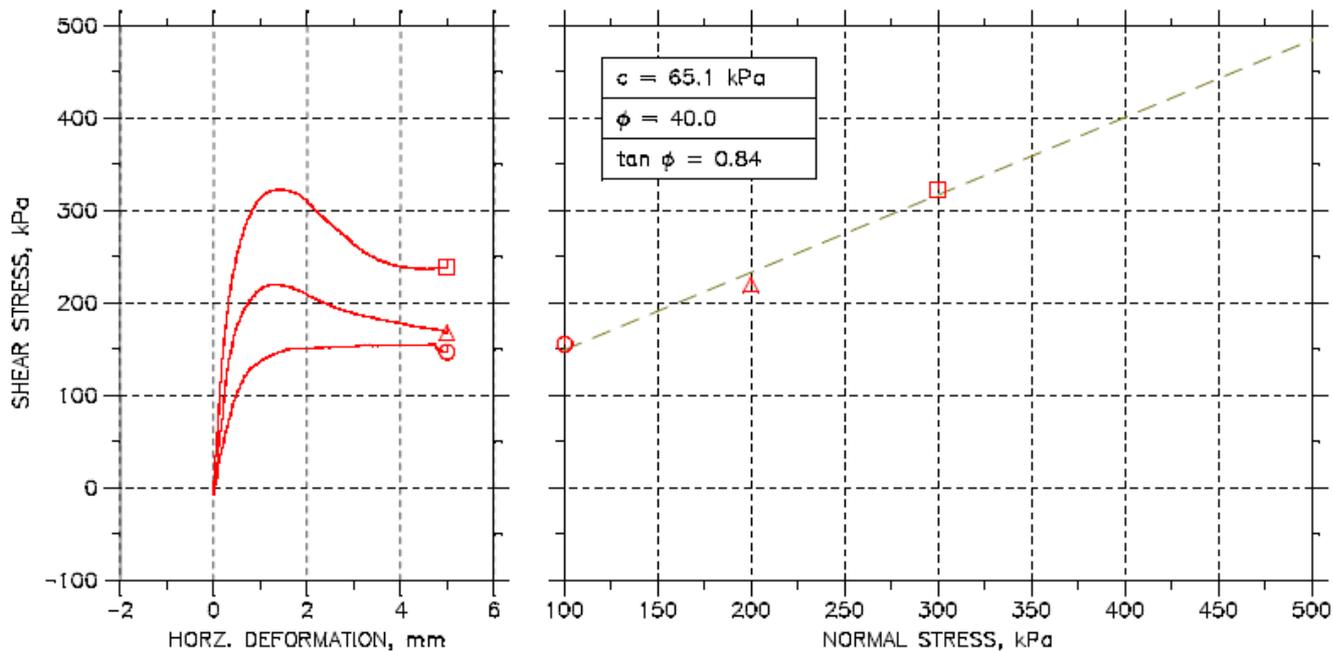
Date d'essai : 23/05/2012  
 Vitesse de cisaillement : 0.25 mm/min  
 Type de la boite : circulaire



○	△	□
100KPa	200KPa	300KPa

Projet : POS 42 Tranche 1 Cité universitaire  
 Lieu : Hassen Ben Mouloud.MEDEA  
 N° de sondage: S-10  
 Profondeur : 7,50 – 7,80 m

Date d'essai : 23/05/2012  
 Vitesse de cisaillement : 0.25 mm/min  
 Type de la boite : circulaire



○  
100KPa

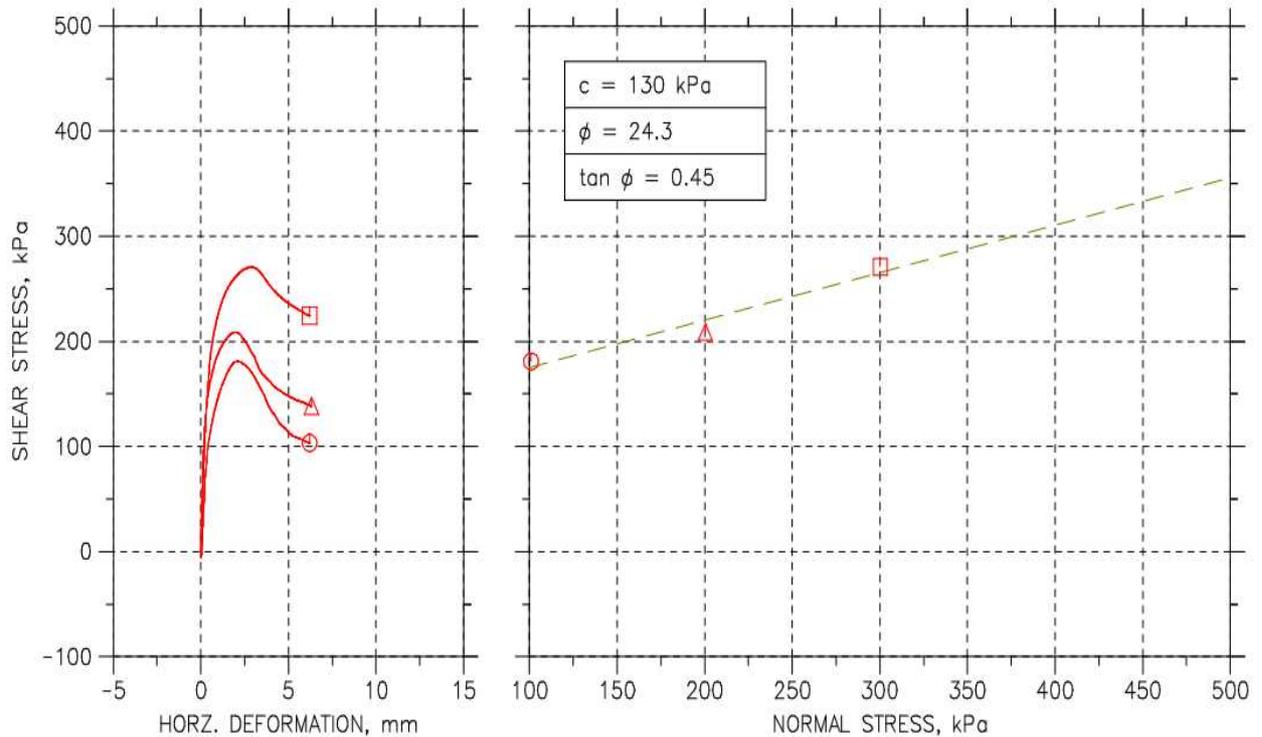
△  
200KPa

□  
300KPa

➤ Cite 8000 places pédagogique « Médéa »

Projet : 8000places pédagogique  
 Lieu : Medéa  
 Dossier : 07/12  
 N° de sondage: S-05  
 Profondeur : 6.70 – 7.10 m

Date d'essai : 11/03/2012  
 Type d'essai : CD  
 Vitesse de cisaillement : 0.25mm/min  
 Type de la boîte : circulaire  
 Operateur : M.A



○

100KPa

△

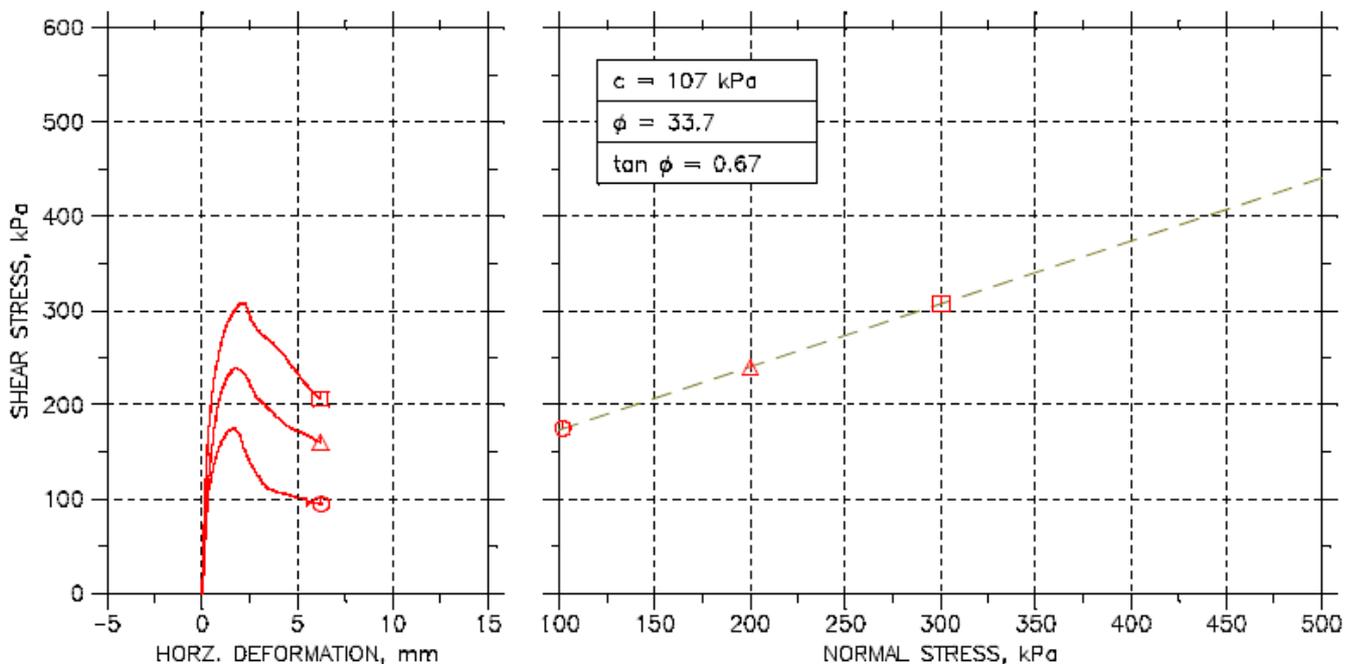
200KPa

□

300KPa

Projet : 8000places pédagogique  
 Lieu : Medéa  
 Dossier : 07/12  
 N°de sondage: S-07  
 Profondeur : 2.40 – 2.85 m

Date d'essai : 21/04/2012  
 Type d'essai : CD  
 Vitesse de cisaillement : 0.25mm/min  
 Type de la boîte : circulaire  
 Operateur : M.A

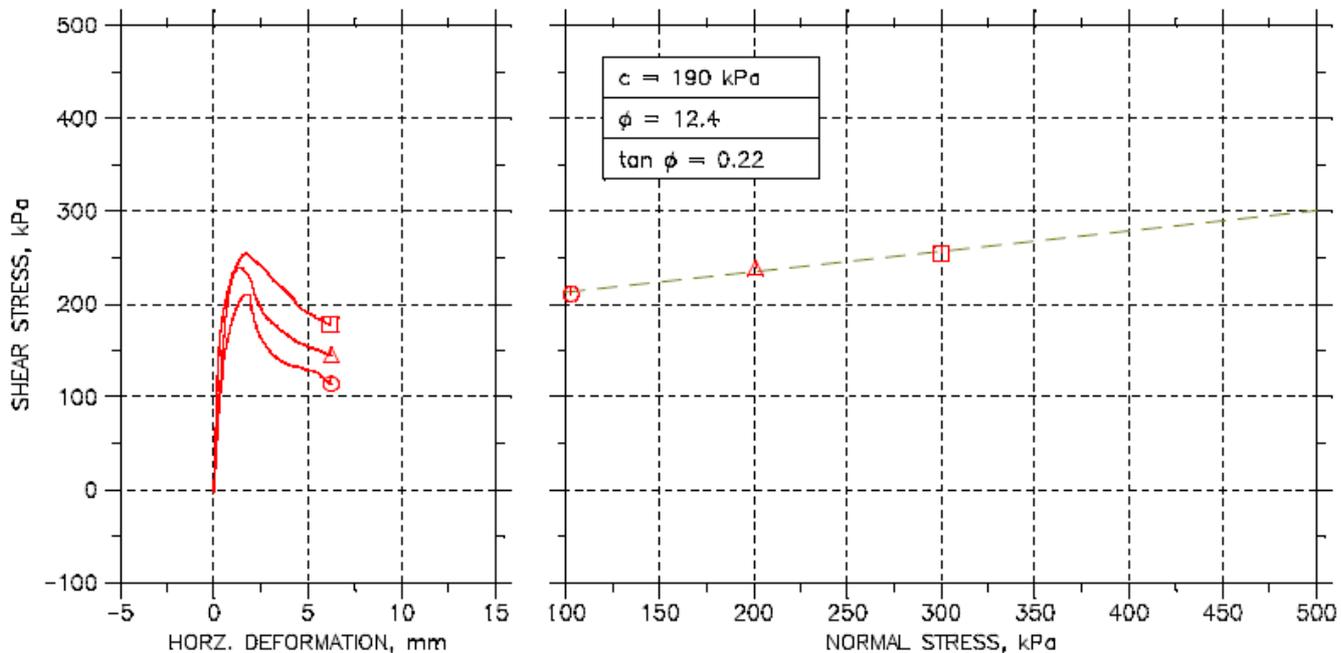


$c = 107 \text{ kPa}$   
 $\phi = 33.7$   
 $\tan \phi = 0.67$

○	△	□
100KPa	200KPa	300KPa

Projet : 8000places pédagogique  
 Lieu : Medéa  
 Dossier : 07/12  
 N°de sondage: S-07  
 Profondeur : 5.00 – 5.50 m

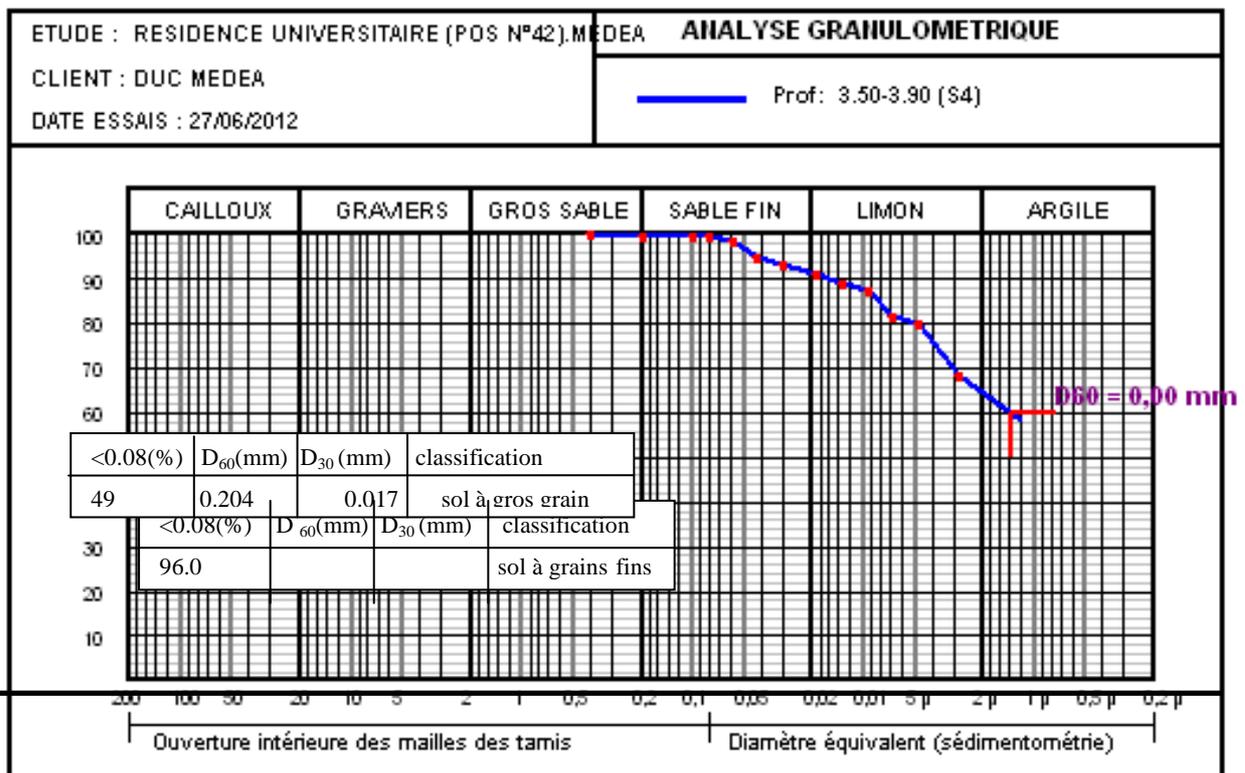
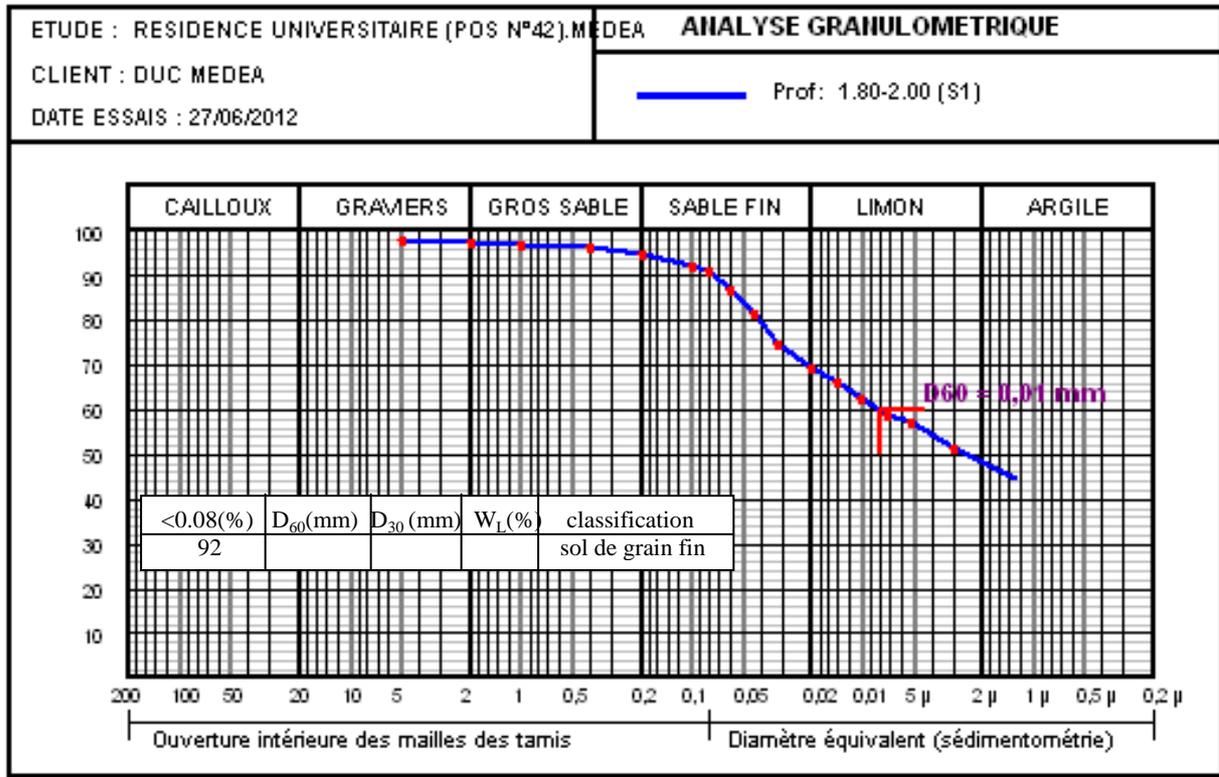
Date d'essai : 21/04/2012  
 Type d'essai : CD  
 Vitesse de cisaillement : 0.25mm/min  
 Type de la boîte : circulaire  
 Operateur : M.A



○	△	□
100KPa	200KPa	300KPa

## C/Analyse granulométrique

### ➤ Cite de la cité universitaire « Médéa »

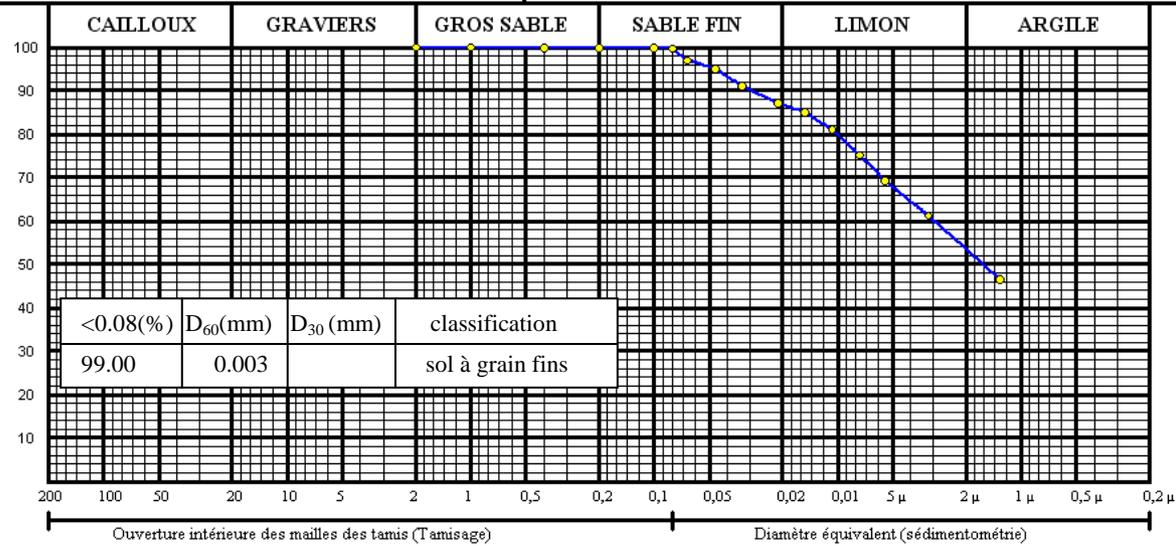


ETUDE : POS n° 42 TRANCHE 1. CITE UNIVERSITAIRE  
 CLIENT : DUC DE MEDEA  
 LIEU : HASSEN BEN MOULOUD  
 DATE ESSAIS : 06/06/2012

**ANALYSE GRANULOMETRIQUE**

Selon NFP 94-056 & NFP 94-057

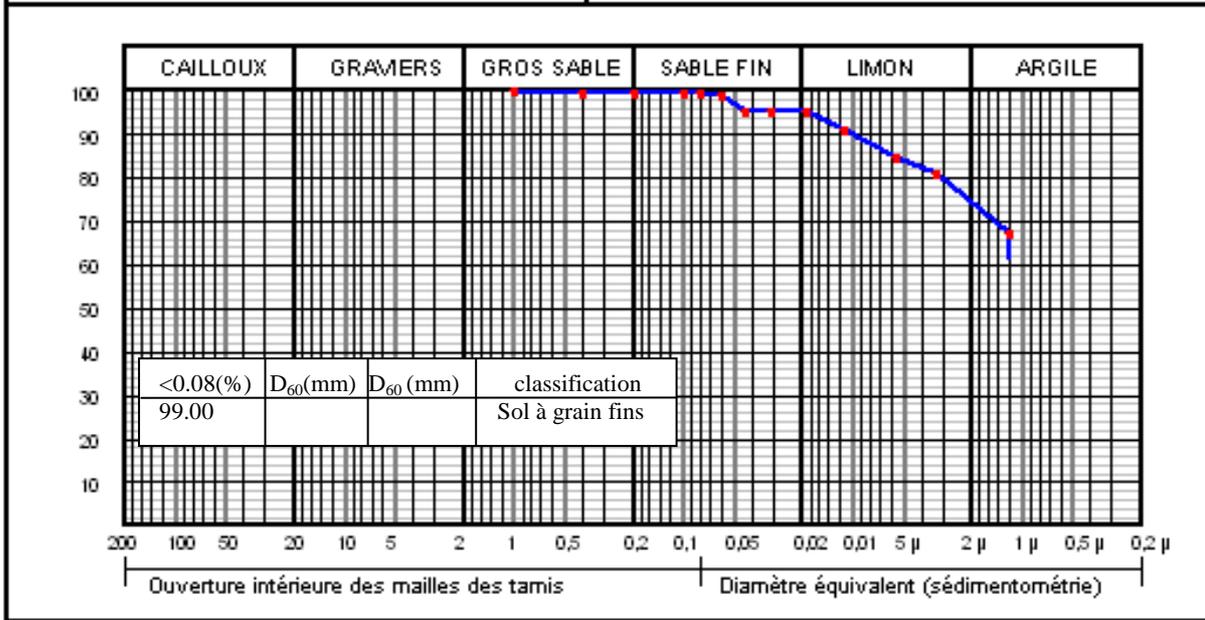
S-04 Prof : 5.00-5.45 m



ETUDE : RESIDENCE UNIVERSITAIRE (POS N°42).MEDEA  
 CLIENT : DUC MEDEA  
 DATE ESSAIS : 27/06/2012

**ANALYSE GRANULOMETRIQUE**

Prof: 8.60 - 8.90 (S4)





ETUDE : RESIDENCE UNIVERSITAIRE (POS N°42).MEDEA

### ANALYSE GRAIULOMETRIQUE

CLIENT : DUC MEDEA

Prof: 7.50-7.80 (S10)

DATE ESSAIS : 27/06/2012

