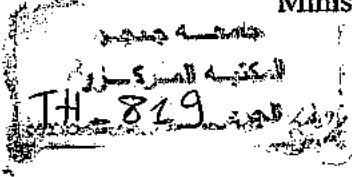


551/22

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

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



Université de Jijel  
Faculté des Sciences de la Nature et de la Vie  
Département des Sciences de la Terre et de l'Univers

جامعة جيجل  
كلية علوم الطبيعة و الحياة  
قسم علوم الارض والكون

**Mémoire**

Présenté par :

**GHEDJATI Samir**

Pour l'obtention du diplôme de

**Magister**

**Filière :Géologie**

**Option : Géologie Appliquée**

**Thème**

**Étude de stabilité des talus, utilisant des méthodes en deux dimensions et trois dimensions, appliquée à la région de Djimla(POS2)-Jijel (NE Algérien)**

Soutenu publiquement le 18 / 11 / 2014

devant le jury composé de :

<b>Président :</b>	MEBROUK Fateh	MCA	Université de Jijel
<b>Rapporteur :</b>	LAMARA Mohamed	Professeur	Université de Jijel
<b>Examineurs :</b>	BENAISSA Abdelkader	Professeur	Université de Constantine
	BOUMEZBAR Abderrahmane	Professeur	Université de Constantine

## *Remerciements*

*Je remercie Mr PH .LUC de m'avoir soutenu, encouragé et aidé à faire ce travail.*

*Je remercie sincèrement le directeur de ce mémoire Mr M. LAMARA pour son aide et sa disponibilité.*

*Mes sincères remerciements vont également à mes enseignants de la Post-graduation, chacun à son nom, pour tous les efforts consentis.*

*Enfin, je remercie le président et les membres de jury d'avoir accepté d'examiner mon travail.*

## *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail :*

*A l'esprit de ma mère ;*

*A mes sœur AICHA, SAMIA, SIHEM et LAMIA;*

*A mes frères : SALIM, ZINOÛ, et ALI ;*

*A ma grande famille ;*

*A tous mes collègues de promotion de magister et mes amis,*

*A tous ceux que j'aime et qui m'aiment.*

## Résumé

Depuis longtemps le phénomène d'instabilité des talus constitue l'une des préoccupations majeures dans le domaine géotechnique. L'analyse de ce problème doit être précédée par des observations sur le terrain et investigations géologiques, hydrologiques et géotechniques.

Les méthodes habituellement employées pour l'analyse de stabilité des talus sont basées sur l'approche en équilibre limite. Cependant ces méthodes ont des sérieuses limitations car elles ne prennent pas en compte les déformations du terrain.

Vu la complexité des méthodes analytiques pour résoudre un problème de la mécanique des milieux continus, et suite à l'évolution dans le domaine informatique, les méthodes numériques (Méthode des Éléments Finis) sont devenues aujourd'hui un complément utile voire alternatif aux méthodes d'équilibre limites. Les méthodes numériques sont implantées dans des codes de calcul, qui permettent de traiter différents problèmes en conditions limites soit en deux ou en trois dimensions.

Dans ce contexte, ce mémoire comporte l'étude du glissement de deux talus naturels situés dans la région de Djimla à l'aide des deux approches. Les simulations numériques sont performés avec le code Géo-Slope pour les méthodes d'équilibre limite et à l'aide des logiciels PLAXIS 8.2 et Plaxis tunnel pour la méthode des éléments finis. Les principaux résultats obtenus (déplacements, et coefficients de sécurité) ont fait l'objet d'une étude comparative.

Cette étude nous a permis de mettre en évidence que les résultats obtenus par l'analyse de deux approches, malgré que leur principes sont totalement différents, sont plus au moins comparables.

### Mots clés :

*Stabilités des talus - Djimla- Équilibre limite- Méthode des Éléments Finis- Simulations numériques -Géo-Slope -Plaxis.*

## *ABSTRACT*

Landslides phenomena have been, for a long time, constituted one of major concerns in the geotechnical field. The analysis of this problem must be based on the ground observations, along geological, hydrological and geotechnical investigations.

Methods usually used in slope stability analysis are based on limit equilibrium approach. However, these methods have serious limitations because they don't take in account the soil deformations.

Due to the complexity of the analytical methods to deal with continuum mechanics problems and following the evolution gained in computing field, numerical approaches (Finite element Method) became today a useful addition, even alternative to limit equilibrium methods. The numerical methods (finite elements methods) are implemented in computation codes, which allow the treatment of various boundary conditions problems in two or three dimensions.

In this context, this thesis comport the slope stability analysis for two natural slopes located within Djimla region, using the two approaches. The numerical simulations are performed with Géo-Slope code for limit equilibrium methods and using Plaxis 8.2 and Plaxis tunnel software, established for finite element method. The main results obtained (displacements and safety factor) were the subject of a comparative study.

This study highlights that the results obtained by the two approaches, despite their completely different principles, remain in a reasonable interval, and are more or less comparable.

### **Key words:**

*Slope stability –Djimla – Limit equilibrium –Finite Elements Method – Numerical simulations - Geo-slope- Plaxis.*

## ملخص

منذ القدم، تعتبر ظاهرة انزلاق التربة واحدة من أهم اهتمامات شعبة الجيوتقنية، ولكي نعالج هذه المشكلة يجب ان نقوم بعملية ملاحظة على الارض وكذلك المعاينة الجيولوجية، الهيدروجيولوجية و الجيوتقنية.

ان الطرق الاعتيادية في تحليل استقرار المتحدرات تعتمد على نظرية التوازن المحدود، لكن تبقى هذه الطرق تعاني من محدودية تطبيقها لأنها لا تأخذ بعين الاعتبار تشوه تربة المنحدر عند لانزلاق، ولهذه الأسباب تعتبر غير كافية.

و نظرا لصعوبة الطرق التحليلية في حل مسائل الميكانيكا في الوسط المستمر، حاليا ونتيجة لتطور الاعلام الالي اصبحت الطرق الرقمية منافسة وجد ضرورية بالمقارنة مع طرق التوازن المحدود. الطرق الرقمية تمكنا مناستحداث برامج التي تسمح بمعالجة هذه المسائل سواء كانت ثنائية او ثلاثية الأبعاد.

في هذه المذكرة قمنا بدراسة تحليلية لاستقرار لمنحدرين طبيعيين يقعان بمنطقة جميلة، بطريقة التوازن المحدود باستعمال البرنامج جيوسلوب ثلثها طريقة العناصر المنتهية باستعمال البرنامج بلاكسيس 8.2 و بلاكسيس تينال. النتائج المتحصل عليها تخضع لدراسة مقارنة (مدى الانزلاق ومعامل الامان).

من خلال النتائج المحصل عليها من هذه الدراسة يمكننا التأكيد على ان معامل الامان متقارب نسبيا بالرغم من اختلاف مبدأ الطريقتين السابقتين الذكر.

### كلمات المفتاح:

انزلاق التربة - جميلة - التوازن المحدود - طريقة العناصر المنتهية - التقدير الرقمي - عناصر منتهية - بلاكسيس - جيوسلوب.

## SOMMAIRE

Remerciement

Dédicace

Résumé

Abstract

ملخص

Table des matières

Liste des figures et des photos

Liste des tableaux

Liste des notations et abréviation

Introduction générale..... 1

### Chapitre 1 : Synthèse géologique

1- Introduction.....	4
2- Géologie régionale.....	4
➤ Domaine interne.....	5
➤ Domaine des flyschs.....	5
➤ Domaine externe.....	5
2-1- Les grands ensembles géologiques du massif de la Petite Kabylie.....	6
2-1-1- Le domaine kabyle.....	7
2-1-1-1- Le socle Kabyle.....	7
a- Un ensemble supérieur.....	7
b- Un ensemble inférieur.....	7
2-1-1-2- La Dorsale Kabyle (chaîne calcaire ou chaîne liasique).....	7
a- La Dorsale interne.....	7
b- La Dorsale médiane.....	8
c- La Dorsale externe.....	8
2-1-1-3- L'Oligo-Miocène Kabyle et les Olistostromes.....	8
a- L'Oligo-Miocène Kabyle.....	8
b- Les Olistostromes.....	8
c- Le Nummulitique.....	8

2-1-2- Le domaine des Flyschs.....	9
2-1-2-1- Le flysch Maurétanien.....	9
2-1-2-2- Le flysch Massylien.....	9
2-1-3- Le domaine Tellien et l'avant pays.....	9
2-1-4- Le Flysch Numidien (Le Numidien).....	10
2-1-5- Les formations post-nappes.....	10
2-1-6- Les formations des Quaternaire.....	10
2-1-7- Le complexe magmatique.....	11
3- Tectonique régionale.....	12
3-1- Les structures.....	12
3-1-1- Les structures cassantes.....	12
3-1-2- Les structures souples.....	12
3-2 - Les phases tectoniques.....	12
3-2-1- La phase " Eocène".....	12
3-2-2- La phase Alpine "Miocène".....	13
4- La Sismicité.....	13
5- Géologie locale de la région de Djimla.....	14
5-1- Le Quaternaire.....	14
5-2- Flysch Numidien.....	14
5-3- Les formations Telliennes.....	15
5-4- Les formations de type flysch.....	15
5-5- Les formations du Trias.....	15
5-6- Le socle kabyle.....	15
6- La géologie de site.....	16
7- Conclusion.....	18



## Chapitre II : Synthèse hydrologie et hydrogéologie

1- Introduction.....	19
2- Climat.....	19
2-1- Les données disponibles.....	19
2-2- Analyse des paramètres climatiques.....	20
2-2-1- Précipitations.....	20
2-2-1-1- Précipitations annuelles.....	20
2-2-1-2- Répartition mensuelle des précipitations.....	21
a- Analyse des données pluviométriques mensuelle.....	21
b- Répartition saisonnière des précipitations.....	22
2-2-3- Température.....	23
2-2-4- Relation Précipitation- Température.....	25
a- Diagramme Ombro-Thermique.....	25
b- Méthode d'Euvert.....	26
c- Climato Gramme d'Emberger (1932).....	27
d- Indice climatique de DE MORTON.....	28
2-2-5- Bilan hydrologique.....	29
2-2-5-1- Évapotranspiration potentiel (E.T.P.).....	29
2-2-5-2- Évapotranspiration Réelle (E.T.R.) ou Déficit d'écoulement (De).....	30
a- Formule de Turc.....	31
b- Formule de Coutagne.....	31
c- L'abaque de C. Wundt.....	32
2-2-5-3- Le bilan hydrique selon Thornthwaite.....	32
2-2-5-4- Représentation des résultats.....	34
2-2-6-5- Bilan hydrologique.....	35
3- Étude hydrogéologique.....	35
4- Conclusion.....	36

### Chapitre III : Généralité sur la stabilité de talus

1- Introduction.....	37
2- Les types des talus.....	37
2-1- Talus naturels.....	37
2-2- Talus artificiels.....	38
3 - Description des instabilités de terrains.....	38
3-1- Les écroulements.....	39
3-2- Les glissements.....	39
3-3- Le fluage.....	40
3-4- Les coulées.....	41
4 - Les différents types de glissement des terrains.....	42
a- glissement circulaire ou rotationnel.....	43
b- Glissement quelconque.....	44
c- Glissement plan.....	44
5- Méthode de calcul de la stabilité des talus.....	44
a- Calcul après glissement (étude à posteriori).....	45
b- Étude a priori.....	46
6- Notion Coefficient de sécurité.....	46
7- Approche conventionnelle.....	47
8- Aperçu sur les différentes méthodes basées sur la méthode des tranches.....	49
a- Méthode des tranches ordinaires.....	49
b- Méthode de Bishop simplifiée (1955).....	49
c- Méthode de Junbu simplifiée (1954-1957-1973).....	49
d- Méthode de Lowe et Karafiath (1960).....	50
e- Méthode du corps d'ingénieur (1970).....	50
f- Méthode de Spencer (1967 – 1973).....	50

g- Méthode de Bishop rigoureuse (1955).....	50
h- Méthode de Junbu généralisée (1954 – 1957 – 1973).....	50
i- Méthode de Sarma (1973).....	51
j- Méthode de Morgenstern et Price (1965).....	51
k- Méthode d'équilibre limite générale(G.L.E).....	52

#### **Chapitre IV : L'analyse de la stabilité de pente**

1-Introduction.....	53
2-1'analyse de stabilité de pentes bidimensionnelles.....	54
2-1- Introduction.....	54
2-2- Méthode de tranches.....	54
2-2-1- Méthodes simplifiées.....	56
a- La méthode des tranches ordinaires (1936) (Méthode de Fellinius).....	56
b- Méthode de Jumbo simplifiée (1954-1957-1973 ).....	58
c- La méthode de Bishop simplifiée.....	59
2-2-2- Méthode rigoureuse.....	61
a- La méthode de SPENCER (1967).....	61
b- La méthode de Junbu généralisé.....	64
c- La méthode de Morgenstern-Price (1965).....	67
3- L'analyse tridimensionnelle de la stabilité de talus.....	69
3-1- Introduction .....	69
3-2- Aperçu sur les différentes méthodes d'analyse tridimensionnel.....	69
a- Anagnosti(1969).....	69
b- Hovland(1977).....	69
c- Chen(1981), Chen et Chameau(1983).....	70
d- Baligh et Aozou (1975).....	70
e- Leshchinsky et al. (1985).....	70
f- Leshchinsky et Huang (1992).....	70

3-3- Méthode d'analyse de Hungr (1987).....	71
3-4- La limite d'analyse des pentes par la méthode d'équilibre limite en 3D.....	72
3-5- Constatation.....	73
4- La limite de la méthode d'équilibre limite.....	73
5 - Simulation numérique par le logiciel : GEO-studio. (2004).....	74
5-1- Description générale.....	74
<b>Chapitre V : Méthode des élément finis</b>	
1 - Introduction.....	75
2 - Discrétisation d'un milieu continu.....	76
3- Procédures de calcul.....	76
4- Les Modèles de Comportements.....	79
4-1- Modèle élastique linéaire isotrope (Loi de HOOK).....	79
4-2- Comportement élastoplastique.....	80
4-2-1- Notions de bases fondamentales.....	81
a- Notions de surface de charge.....	81
b- Notions d'écrouissage.....	83
c- Notion de loi d'écoulement.....	84
c-1 Loi d'écoulement associée.....	84
c-2 Loi d'écoulement non associée.....	84
5- Dérivation de la matrice elasto-plastique $D^{ep}$ .....	85
6- Les critères de rupture.....	86
7- L'analyse de la stabilité des talus par la MEF.....	88
8- Présentation des outils numériques utilisés.....	89
9- Conclusion.....	91

## **Chapitre VI Étude géotechnique de site de POS 2 de Djimla**

1- Situation géographique.....	92
2- Description des instabilités observées.....	93
3- Caractéristiques géologiques de la région de Djimla.....	96
4- Aspect morpho-structural de la région de Djimla.....	96
5- Étude expérimentale.....	97
5-1- Essais in situ.....	98
5-1-1- Sondage carotté.....	99
a- Description lithologique du site.....	99
b- Interprétation des résultats.....	100
5-1-2- Essai de pénétration dynamique.....	103
a- Présentation des résultats.....	103
b- Interprétation des résultats.....	104
5-2- Caractéristiques géotechniques des sols.....	104
5-2-1- Caractéristiques d'identification.....	104
5-2-2- Caractéristiques oedométriques.....	106
5-2-3- Caractéristiques chimiques.....	107
5-2-3- Caractéristiques de cisaillement et de rupture.....	107
5-2-3-1- Évaluation le module de Young.....	108
5-3- caractéristiques moyennes expérimentales.....	110
6- Conclusion.....	110

## **Chapitre VII : Modalisation de talus et l'étude de stabilité**

1- Introduction.....	111
2- 1 <sup>er</sup> Exemple.....	111
2-1- Calcul par le code Géo-Slope.....	111
➤ Les données géotechniques de sol.....	111
➤ Le modèle établi par Géo-Slope avant calcul.....	112

➤ Surface de glissement critique.....	112
⚙ <i>Par la méthode des tranches ordinaire</i> .....	113
⚙ <i>Par la méthode de Bishop Simplifiée</i> .....	113
⚙ <i>Par la méthode de Janbu simplifiée</i> .....	114
⚙ <i>par la méthode de Morgenstern-Price</i> .....	115
2-1-1- Résumé des résultats pour les quatre méthodes.....	116
2-2- Simulation par le logiciel PLAXIS.....	116
2-2-1- Calcul par PLAXIS 8.2 (2D).....	116
➤ Les hypothèses générales considérées.....	116
➤ La géométrie du modèle.....	116
➤ Les Conditions aux limites.....	117
➤ Caractéristiques physico-mécaniques des sols.....	117
➤ Génération du maillage.....	118
➤ Définition des conditions initiales.....	119
➤ Procédure de calcul.....	119
➤ Examen des résultats.....	119
⚙ <i>Les déplacements</i> .....	120
⚙ <i>Coefficient de securite</i> .....	121
2-2-2- Calcul par PLAXIS Tunnel (3D).....	121
➤ Les hypothèses générales considérées.....	121
➤ Génération du maillage.....	122
➤ Définition des conditions initiales.....	123
➤ Procédure de calcul.....	124
➤ Examen des résultats.....	124
⚙ <i>Les déplacements</i> .....	125
⚙ <i>Coefficient de sécurité</i> .....	126
3- Le 2 <sup>ème</sup> Exemple.....	126

3-1- Calcul par le code Géo-Slope.....	126
➤ Les données géotechniques de sol.....	126
➤ Le modèle établi dans Géo-Slope avant le calcul .....	127
➤ Surface de glissement critique.....	127
⚡ Par la méthode des tranches ordinaire.....	128
⚡ Par la méthode de Bishop simplifiée.....	128
⚡ Par la méthode de Janbu simplifiée.....	129
⚡ Par la méthode de Morgenstern-Price.....	129
3-1-1- Résumé des résultats pour les quatre méthodes.....	130
3-2- Simulation par le logicielle PLAXIS.....	131
3-2-1- Calcul par PLAXIS 8.2 (2D).....	131
➤ Géométrie du model.....	131
➤ Caractéristiques des matériaux.....	131
➤ Génération du maillage.....	132
➤ Examen des résultats.....	133
⚡ Les déplacement.....	134
⚡ Coefficient de sécurité.....	134
3-2-2- Calcul par PlaxisTunnel (3D).....	135
➤ Génération du maillage.....	135
➤ Définition des conditions initiales.....	136
➤ Examen des résultats.....	137
⚡ Les déplacements.....	137
⚡ Coefficient de sécurité.....	138
4- Discussion des résultats des calculs obtenus.....	139
4-1- Discussions les résultats obtenus par les méthodes d'équilibre limite.....	140
4-2- Discussion des résultats obtenus par les deux approches.....	141
5- Constatation.....	142

6- Études paramétriques.....	142
6-1- Influence de la cohésion.....	143
6-2- Influence de l'angle de frottement $\phi$ .....	144
6-3- Influence de module d'Young E.....	145
6-4- Influence de coefficient de Poisson $\nu$ .....	146
6-5- Influence des fluctuations du niveau de la nappe.....	147
7- Confortement des talus.....	147
7-1- Confortement du 1er talus.....	148
➤ Géométrie du model.....	148
➤ Génération du maillage.....	148
➤ Définition des conditions initiales.....	149
➤ Examen des résultats.....	149
⚡ <i>Déformation de maillage</i> .....	149
⚡ <i>Coefficient de sécurité</i> .....	150
7-2- Confortement du deuxième talus.....	151
➤ Propriétés mécaniques des géogrilles.....	151
➤ Géométrie du model.....	152
➤ Définition des conditions initiales.....	153
➤ Examen des résultats.....	153
⚡ <i>Déformation de maillage</i> .....	153
⚡ <i>Coefficient de sécurité</i> .....	154
8- Conclusion.....	155
9- Recommandation.....	156
<b>Conclusion générale</b> .....	157
<b>Référence bibliographique</b> .....	159
<b>Annexe</b> .....	162



## *Liste des figures*

<b>Fig. I-1:</b> Structure de la chaîne Alpine de la Méditerranée occidentale. (Durand Delga M., 1980).....	4
<b>Fig. I-2:</b> Esquisse géologique de la petite Kabyle [Extrait de la carte structural au 1/500 000 de la chaîne Alpine d'Algérie orientale (J.M.Vila, 1978)].....	6
<b>Fig. I-3:</b> Coupe géologique N-S de la région d'étude (Y .Rouikha ,2008).....	11
<b>Fig. I- 4 :</b> Carte sismique de l'Algérie selon le RPA - 2003.....	14
<b>Fig. I-5 :</b> Coupe géologique N-S de la région de Djimla.....	16
<b>Fig. I-6 :</b> La carte lithologique du site, (POS2) à la région de Djimla ( FONDASOIL, 2010).....	17
<b>Fig. I-7 :</b> Coupe géologique (A-B) E-W du site.....	17
<b>Fig. II-1 :</b> Variation interannuelle de la précipitation annuelle.....	21
<b>Fig. II-2 :</b> Variation précipitation moyenne mensuelle à la station de barrage El- Agrem et Texenna. ....	22
<b>Fig. II-3 :</b> Précipitations saisonnières à la station du barrage El- Agrem et Texenna.....	23
<b>Fig. II-4:</b> Variation moyenne de la température moyenne mensuelle.....	24
<b>Fig. II-5 :</b> Diagramme Ombro-thermique d'après Gaussien.....	26
<b>Fig. II-6:</b> Climato-gramme pluviométrique d'Emberger.....	28
<b>Fig. II-7 :</b> Évaluation de l'écoulement et du déficit en fonction des T° moyennes et des précipitations.....	32
<b>Fig. II-8 :</b> Bilan hydraulique selon Thornthwaite à la station de barrage El Agrem(2002-2012).....	34
<b>Fig. III-1 :</b> L'écroulement des roches (Source :brgm).....	39
<b>Fig. III-2 :</b> Glissement rotationnel Rivière Bayonne (Québec.) Canada ;(Source : brgm).....	40
<b>Fig. III-3 :</b> Phénomène de fluage (Source : BC Geological Survey).....	40
<b>Fig. III- 4 :</b> Coulée boueuse (Source :brgm).....	41
<b>Fig. III-5 :</b> Principaux types de glissement rotatoire ; (G. Philipponnat; et H. Bertrand ; 2003).....	43
<b>Fig. III-6 :</b> Principaux types de glissement (Source :brgm).....	44
<b>Fig. III-7 :</b> Analyse de Stabilité de talus.....	45
<b>Fig. III-8 :</b> Calcul $F_s$ par la méthode des tranches.....	48
<b>Fig. III-9 :</b> Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellinius;(Geoslope international) ....	49

<b>Fig. III-10 : Inclinaison des forces dans la méthode Suédoise modifiée.....</b>	<b>52</b>
<b>Fig. IV-1 : Bilan des forces sur une tranche.....</b>	<b>54</b>
<b>Fig. IV-2: Les force agissants sur une tranche (méthode simplifier).....</b>	<b>56</b>
<b>Fig. IV-3 : La courbe pour déterminer du facteur <math>f_0</math> selon Janbu.....</b>	<b>59</b>
<b>Fig. IV-4 : Les forces agissantes sur un tranche (méthodes rigoureuse).....</b>	<b>61</b>
<b>Fig. IV-5 : Forces appliquées sur une tranche par la méthode de SPENCER.....</b>	<b>62</b>
<b>Fig. IV-6 : Variation de <math>F_m</math> et <math>F_F</math> avec <math>\theta</math> (Spencer, 1967).....</b>	<b>64</b>
<b>Fig. IV-7 : Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Jumbu généralisé.....</b>	<b>64</b>
<b>Fig. IV-8 : Variation du facteur de sécurité par rapport au moment et la force d'équilibre pour la méthode de Morgenstern-Price.....</b>	<b>68</b>
<b>Fig. IV-9: L'influence de forces entre tranches sur les facteurs de sécurité (3D) (d'après Fredlund et Krahn, 1977).....</b>	<b>72</b>
<b>Fig. V-1 : Discrétisation d'un milieu continu.....</b>	<b>76</b>
<b>Fig. V-2 : Différents types d'éléments pour le cas bidimensionnel.....</b>	<b>76</b>
<b>Fig. V-3 : Comportement élastoplastique avec écrouissage.....</b>	<b>80</b>
<b>Fig. V-4 : Surface de charge.....</b>	<b>82</b>
<b>Fig. V-5 : Écrouissage isotrope et cinématique.....</b>	<b>83</b>
<b>Fig. V-6 : Représentation du critère de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes.....</b>	<b>87</b>
<b>Fig. V-7 : Définition du module d'Young E.....</b>	<b>90</b>
<b>Fig. V-8 : Résultats d'essais triaxiaux drainés et le modèle élastoplastiques de type Mohr-Coulomb.....</b>	<b>90</b>
<b>Fig. VI-1 : Situation géographique de la ville de Djimla.....</b>	<b>92</b>
<b>Fig. VI-2 : La localisation des instabilités observées sur site du POS 02 à Djimla.....</b>	<b>93</b>
<b>Fig. VI-3 : Carte des pentes POS N°02 Djimla à l'échelle 1/1000 (FONDASOIL 2010).....</b>	<b>97</b>
<b>Fig. VI-4 : Carte d'implantation des sondages mécaniques du POS 2 de DJIMLA (FONDASOIL ; 2010).....</b>	<b>98</b>
<b>Fig. VI-5 : Coupe géotechnique WSW – ENE au niveau de pos n°2 de Djimla.....</b>	<b>101</b>
<b>Fig. VI-6 : Coupe géotechnique NW – SE au niveau de pos n°2 de Djimla.....</b>	<b>102</b>
<b>Fig. VI-7 : Diagramme de Casagrande.....</b>	<b>105</b>

<b>Fig.VI-8</b> : différents types de modules de déformation E.....	109
<b>Fig. VII-1</b> : Modèle géométrique de premier talus par Géo-Slope.....	112
<b>Fig. VII-2</b> : Surface de glissement, méthode des tranches ordinaires.....	113
<b>Fig. VII-3</b> : Surface de glissement, méthode de Bishop simplifiées.....	113
<b>Fig.VII-4</b> : Surface de glissement, méthode de Janbu simplifiée.....	114
<b>Fig. VII-5</b> : surface de glissement, la méthode de Morgenstern-Price.....	114
<b>Fig. VII-6</b> : coupe transversal de 1 <sup>er</sup> talus naturel de Djimla.....	116
<b>Fig. VII-7</b> : Maillage du modèle avec plaxis 2D.....	118
<b>Fig. VII-8</b> : Répartition des pressions interstitielles initiales Plaxis 2D.....	118
<b>Fig.VII- 9</b> : Génération des contraintes effectives initiales Plaxis 2D.....	119
<b>Fig. VII-10</b> : Les déplacements totaux plaxis2D.....	119
<b>Fig.VII- 11</b> : Les déplacements horizontaux Plaxis 2D.....	120
<b>Fig. VII-12</b> : Les déplacements verticaux Plaxis 2D.....	120
<b>Fig. VII-13</b> : Coefficient de sécurité en fonction du déplacement du talus.....	122
<b>Fig. VII-14</b> : Maillage du premier talus, (plaxis 3D).....	122
<b>Fig. VII- 15</b> : Position de la nappe phréatique.....	122
<b>Fig.VII- 16</b> : Répartition de pressions interstitielles initiales plaxis 3D.....	123
<b>Fig. VII -17</b> : Génération des contraintes effectives initiales plaxis 3D.....	123
<b>Fig. VII-18</b> : Les déplacements totaux plaxis 3D.....	124
<b>Fig.VII-19</b> : Les déplacements horizontaux plaxis 3D.....	124
<b>Fig. VII-20</b> : Les déplacements verticaux plaxis 3D.....	125
<b>Fig. VII-21</b> : Coefficient de sécurité en fonction des déplacements du talus.....	125
<b>Fig. VII-22</b> : Modèle géométrique de la deuxième talus par Géo-Slope.....	127
<b>Fig. VII-23</b> : Surface de glissement par Géo-Slope, méthode des tranches ordinaire (deuxième talus).....	128
<b>Fig. VII-24</b> : Surface de glissement par Géo-Slope, méthode de Bishop (deuxième talus).....	128
<b>Fig. VII-25</b> : Surface de glissement par Géo-Slope, méthode de Morgenstern-Price (la deuxième talus).....	129

<b>Fig. VII-26</b> : Surface de glissement par Géo-Slope, méthode de Janbu (la deuxième talus).....	129
<b>Fig. VII-27</b> : Modèle géométrique du deuxième talus (plaxis).....	131
<b>Fig. VII-28</b> : Maillage du deuxième modèle (plaxis 2D).....	132
<b>Fig. VII-29</b> : Génération des pressions interstitielles (plaxis 2D).....	133
<b>Fig. VII-30</b> : Les déplacements totaux plaxis 2D.....	133
<b>Fig. VII-31</b> : Les déplacements horizontaux Plaxis2D.....	134
<b>Fig. VII-32</b> : Les déplacements verticaux Plaxis 2D.....	134
<b>Fig. VII-33</b> : Coefficient de sécurité en fonction de déplacement.....	135
<b>Fig. VII-34</b> : Maillage de la deuxième talus (plaxis 3D).....	135
<b>Fig. VII-35</b> : Position de la nappe phréatique (plaxis3D).....	136
<b>Fig. VII-36</b> : Génération des pressions interstitielles (plaxis 3D).....	136
<b>Fig. VII-37</b> : Les déplacements totaux plaxis 3D.....	137
<b>Fig. VII-38</b> : Les déplacements horizontaux plaxis 3D.....	137
<b>Fig. VII-39</b> : Les déplacements verticaux.....	138
<b>Fig. VII-40</b> : Coefficient de sécurité (3D) en fonction du déplacement du talus.....	138
<b>Fig. VII-41</b> : Influence de la cohésion sur le coefficient de sécurité.....	143
<b>Fig. VII-42</b> : Influence de l'angle de frottement sur le coefficient de sécurité.....	144
<b>Fig. VII-43</b> : Influence de module de Young sur le coefficient de sécurité.....	145
<b>Fig. VII-44</b> : Influence du coefficient de poisson sur le coefficient de sécurité.....	146
<b>Fig. VII-45</b> : Influence des fluctuations du niveau de la nappe sur le coefficient de sécurité.....	147
<b>Fig. VII-46</b> : Modèle géométrique du premier talus après confortement (plaxis 2D).....	148
<b>Fig. VII-47</b> : Maillage du premier talus après confortement (plaxis2D).....	149
<b>Fig. VII-48</b> : Définition de la nappe (plaxis 2D).....	149
<b>Fig. VII-49</b> : La déformation de maillage (phase 2), plaxis 2D.....	149
<b>Fig. VII-50</b> : Incrément des déplacements après calcul du coefficient de sécurité (plaxis2D).....	150
<b>Fig. VII-51</b> : Coefficient de sécurité (plaxis 2D) en fonction du déplacement du talus.....	150
<b>Fig. VII-52</b> : Modèle géométrique de la deuxième talus après confortement (plaxis 2D).....	152

<b>Fig. VII-53 : Maillage de la deuxième talus après confortement (plaxis 2D).....</b>	<b>153</b>
<b>Fig. VII-54 : Définition de la nappe (plaxis2D).....</b>	<b>153</b>
<b>Fig. VII-55 : La déformation de maillage de la deuxième talus par plaxis 2D après confortement (phase 2).....</b>	<b>154</b>
<b>Fig. VII.56 : Incrément des déplacements après calcul du coefficient de sécurité (plaxis2D) de deuxième talus après confortement.....</b>	<b>154</b>
<b>Fig. VII-57 : Coefficient de sécurité (plaxis 2D) en fonction du déplacement du talus(deuxième talus après confortement).....</b>	<b>155</b>

### *Liste des photos*

<b>Photo.VI-1 : Vue générale des glissements de terrain (versant) SE de POS2 à Djimla.....</b>	<b>94</b>
<b>Photo.VI-2 : Affaissement de la chaussée RN77.....</b>	<b>95</b>
<b>Photo.VI-3 : Effondrement du mur de clôture de maison.....</b>	<b>95</b>
<b>Photo .VI-4 : Effondrement des gabillonnage RN 77.....</b>	<b>96</b>
<b>Photo. Annexe-1 : Les dépôts détritiques du quaternaire.....</b>	<b>162</b>
<b>Photo. Annexe-2 : Les formations du flysch numidien.....</b>	<b>162</b>
<b>Photo. Annexe-3 : Les formations des marnes telliennes grise d'âge Lutitien à Préabonien.....</b>	<b>162</b>
<b>Photo. Annexe-4 : Les formations du flysch massylien.....</b>	<b>163</b>
<b>Photo. Annexe-5 : Les formations du Trias, le long de l'oued de Djimla.....</b>	<b>163</b>
<b>Photo. Annexe-6 : Les formations cristallophylliennes du socle kabyle.....</b>	<b>163</b>
<b>Photo. Annexe-7: Argile sableux brun,jaune à bloc de grés (formations du Quaternaire).....</b>	<b>164</b>
<b>Photo. Annexe-8 : Marnes grise, bleutée de passées gréseux d'aspect schisteux.....</b>	<b>164</b>

## *Liste des tableaux*

<b>Tableau . II.1 :</b> Tableau II.1:Coordonnées des stations météorologiques.....	19
<b>Tableau .II.2 :</b> Pluie Annuel Totale en (mm) à la station du barrage El-Agrem (2003-2012) et celle de Texenna (2002-2012).....	20
<b>Tableau .II.3 :</b> Précipitations moyennes mensuelles pour les deux stations.....	22
<b>Tableau .II.4 :</b> Répartition saisonnière des précipitations.....	23
<b>Tableau .II.5:</b> Température moyennes mensuelles, barrage El -Agrem (2003-2012).....	24
<b>Tableau. II.6:</b> Température moyennes mensuelles à la station de Texenna (2002-2012).....	24
<b>Tableau. II.7:</b> Valeurs moyennes mensuelles des précipitations en (mm) et la température (C°) de la station de barrage El- Agrem (2003-200).....	25
<b>Tableau. II.8:</b> Valeurs moyennes mensuelles des précipitations en (mm) et la température (C°) de la station de Texenna (2002-2012).....	25
<b>Tableau .II.9 :</b> Valeur du rapport P/T de la station de barrage El-Agram et Texenna.....	26
<b>Tableau .II.10:</b> Valeur de l indice de MORTON.....	28
<b>Tableau. II.11:</b> Calcul l'évapotranspiration (ETP) selon C.W.THORNTHWAITE à la station de barrage El-Agrem.....	30
<b>Tableau. II.12:</b> Calcul du bilan hydrique selon Thornthwaite (station El Agrem 2002-2012).....	33
<b>Tableau .II.13:</b> Les valeurs de l'ETR par différentes méthodes.....	34
<b>Tableau.III.1 :</b> Récapitulation des principaux types de mouvements de terrain par R. Nova (2002).	42
<b>Tableau.III.2 :</b> Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité, LAMBE (1973).....	46
<b>Tableau.III.3 :</b> L'état de l'ouvrage par rapport au coefficient de sécurité.....	47
<b>Tableau.V.1 :</b> Loi de comportement élastique parfaitement plastique.....	87
<b>Tableau.VI .1:</b> La profondeur de refus en fonction de la formation rencontrée.....	107
<b>Tableau.VI.2 :</b> Résultats des essais d'identification.....	106
<b>Tableau.VI.3 :</b> Résultats des essais oedométriques (FONDASOIL ; 2010).....	107
<b>Tableau.VI .4 :</b> Caractéristiques chimiques.....	107
<b>Tableau.VI .5 :</b> Résultats des essais de cisaillement.....	108

<b>Tableau.VI .6 : Résultats de calcul de module de Young.....</b>	<b>109</b>
<b>Tableau.VI .7 : Caractéristiques géotechnique moyennes du sol.....</b>	<b>110</b>
<b>Tableau. VII.1 : Propriétés du sol du premier talus.....</b>	<b>112</b>
<b>Tableau. VII.2 : Les valeurs minimales de coefficient de sécurité.....</b>	<b>115</b>
<b>Tableau. VII.3 : Caractéristiques physico-mécaniques des sols.....</b>	<b>117</b>
<b>Tableau. VII .4 : Récapitulation des résultats de calcul faits avec Plaxis en 2 et en 3 dimensions pour le 1<sup>er</sup> profile.....</b>	<b>126</b>
<b>Tableau. VII.5 : Propriétés du sol du deuxième talus (Géo-Slope).....</b>	<b>127</b>
<b>Tableau. VII.6 : Les valeurs minimales de coefficient de sécurité.....</b>	<b>130</b>
<b>Tableau. VII.7 : Propriétés des matériaux de la deuxième talus.....</b>	<b>132</b>
<b>Tableau. VII.8 : Récapitulation des résultats de calcul faits avec Plaxis en 2 et en 3 dimensions pour le 2<sup>ème</sup> profile.....</b>	<b>139</b>
<b>Tableau. VII .9 : Valeurs du Coefficient de Sécurité déterminées à l'aide du programme Géo studio.2004 et du code PLAXIS (2D et 3D).....</b>	<b>140</b>
<b>Tableau. VII.10 : Exemple d'études comparatives de Fredlund et Krahn (1977).....</b>	<b>140</b>
<b>Tableau. VII-11 : Comparaison entre la méthode classique et la méthode numérique.....</b>	<b>141</b>
<b>Tableau. VII.12 : La variation du <math>F_s</math> en fonction de la cohésion.....</b>	<b>143</b>
<b>Tableau. VII.13 : La variation du <math>F_s</math> en fonction de l'angle de frottement.....</b>	<b>144</b>
<b>Tableau. VII.14 : La variation du <math>F_s</math> en fonction du Module d'Young.....</b>	<b>145</b>
<b>Tableau. VII.15 : L'influence du Coefficient de Poisson(<math>\nu</math>) sur <math>F_s</math>.....</b>	<b>146</b>
<b>Tableau. VII.16 : Caractéristiques du géogrille.....</b>	<b>152</b>

## Notations et Abréviation

$\varphi$ : Angle de frottement interne.....	[°]
$\Psi$ : Angle de dilatance.....	[°]
$E_{oed}$ : Module oedométrique.....	[KN/m <sup>2</sup> ]
$E_{50}$ : Module sécant à 50% de la résistance à la compression.....	[KN/m <sup>2</sup> ]
$E_0$ : Pente initiale.....	[KN/m <sup>2</sup> ]
$C$ : La cohésion.....	[KN/m <sup>2</sup> ]
$q$ : Contrainte déviatorique.....	[KN/m <sup>2</sup> ]
$\lambda^*$ : Indice de compression.....	[-]
$\lambda$ : variables d'écroutissements.....	[-]
$K^*$ : Indice de gonflement.....	[-]
$u_x$ : Déplacement dans le sens x.....	[m]
$u_y$ : Déplacement dans le sens y.....	[m]
$u_z$ : Déplacement dans le sens z.....	[m]
$\gamma_{sat}$ : Poids volumique humide.....	[KN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma_{unsat}$ : Poids volumique sec.....	[KN/m <sup>3</sup> ]
$k_0$ : Coefficient des pression des terres au repos.....	[-]
$\sigma'_h$ : Contrainte effective horizontale.....	[KN/m <sup>2</sup> ]
$\sigma'_v$ : Contrainte effective verticale.....	[KN/m <sup>2</sup> ]
$Msf$ : Coefficient de sécurité utilisé par Plaxis.....	[-]
$\lambda$ et $\mu$ : sont les coefficients de lamé.....	[-]
$D^{ep}$ : Dérivation de la matrice lato-plastique.....	[-]
$D^e$ : la matrice d'élasticité tangentielle.....	[-]
$\delta$ : Déplacement d'un point quelconque sur l'élément.....	[m]
$\delta_e$ : Vecteur des déplacements nodaux.....	[-]
$N$ : Vecteur des fonctions d'interpolation.....	[-]
$B$ : la matrice de déformation.....	[-]
$D$ : la matrice d'élasticité.....	[-]
$G$ : Vecteur de forces volumiques (poids du sol).....	[-]
$Q$ : Vecteur de forces surfaciques.....	[-]
$K_e$ : la matrice de rigidité élémentaire.....	[-]
brgm : Bureau de Recherches Géologiques et Minières.....	[-]



## Notations et Abréviation

$F_S$ : Coefficient de sécurité.....	[-]
$Q$ : Sollicitation vectorielle ou tensorielle appliquée au massif.....	[KN/m <sup>2</sup> ]
$\tau$ : Contrainte de cisaillement.....	[KN/m <sup>2</sup> ]
$H$ : Hauteur réelle.....	[m]
$H_c$ : Hauteur critique.....	[m]
$M$ : Masse d'une tranche.....	/[Kg]
$a_v$ : Accélération verticale.....	[m/s <sup>2</sup> ]
$a_h$ : Accélération horizontale.....	[m/s <sup>2</sup> ]
$N'$ : Effort normal.....	[KN/m <sup>2</sup> ]
$U$ : Sous-pression de l'eau interstitielle.....	[KN/m <sup>2</sup> ]
$T$ : Force de cisaillement intertranche.....	[KN]
$E$ : Force normale intertranche.....	[KN]
$S$ : Force de cisaillement à la base l'élément.....	[KN]
$N$ : Effort normal à la base.....	[KN/m <sup>2</sup> ]
$W$ : Poids de la tranche.....	[KN]
$R$ : Rayon de la surface de glissement.....	[m]
$O$ : Centre de la surface de glissement.....	[-]
$r$ : Rayon pour la méthode de Fellenius.....	[m]
$\sigma$ : Contrainte.....	[KN/m <sup>2</sup> ]
$\sigma_1$ : Contrainte axiale.....	[KN/m <sup>2</sup> ]
$\sigma_3$ : Contrainte de confinement constant.....	[KN/m <sup>2</sup> ]
$\varepsilon$ : Déformation.....	[-]
$\varepsilon_1$ : Déformation axiale.....	[-]
$\varepsilon_v$ : Déformation volumique.....	[-]
$F = (\sigma, R)$ : fonction de charge.....	[-]
$se$ : Déformation élastique.....	[-]
$ep$ : Déformation plastique.....	[-]
$\nu$ : Coefficient de poisson.....	[-]
$E$ : Module de Young.....	[KN/m <sup>2</sup> ]
$G$ : Module de cisaillement.....	[KN/m <sup>2</sup> ]
$\delta_{ij}$ : Indice de Kronecker.....	[-]
$K$ : Module de compressibilité.....	[KN/m <sup>2</sup> ]

*Introduction  
générale*

Les instabilités des terrains sont des mouvements qui affectent les talus et les versants naturels, ils sont parmi les phénomènes géodynamiques les plus répandus et souvent les plus dangereux. Ils provoquent une modification naturelle et continue du relief et se produisent ou se réactivent généralement de façon inopinée, lors des périodes pluvieuses caractérisés par des précipitations prolongées, conjuguée avec de facteurs géologiques et géomorphologiques divers.

Les glissements des talus peuvent provoquer des dommages importants aux ouvrages et aux constructions, causant parfois des pertes humaines. Ils surviennent à la suite d'un événement naturel ou à cause de l'action de l'homme, telles que les travaux de terrassement ou déforestation.

Un mouvement de terrain survient principalement lorsque la résistance aux cisaillements mobilisable du sol est inférieure aux efforts moteurs, leur dynamique répond naturellement aux lois de la mécanique. L'étude de stabilité des talus consiste à déterminer la surface selon laquelle la rupture est la plus probable, et d'évaluer ainsi le coefficient de sécurité correspondant.

Il existe plusieurs approches pour l'étude de la stabilité des talus:

- Les calculs à la rupture qui supposent que le terrain se comporte comme un solide rigide plastique, ces calculs incluent les méthodes d'analyse en équilibre limite. Qui reposent sur des équations statiques simples et le principe des tranches, en deux dimensions (2D) ou en trois dimensions (3D). Néanmoins, les méthodes d'équilibre limite ne prennent pas en compte les relations constitutives reliant contraintes - déformations de sol.
- Le sol peut être considéré comme un milieu continu et des calculs en contraintes-déformations permettent de connaître complètement son comportement. Depuis quelques années, la modélisation en géotechnique est en constante progression, les méthodes numériques (méthode des éléments finis) sont devenues aujourd'hui un complément utile voire alternatif aux méthodes d'équilibre limites.

Le phénomène d'instabilité des talus a attiré l'attention de nombreux chercheurs, durant ces dernières décennies, néanmoins, il demeure un vrai défi pour les ingénieurs en géotechnique. Les investigations relatives aux glissements de terrains et la prévention des risques qu'ils engendrent relèvent de la géologie appliquée et de la mécanique des sols.

***Problématique et objectifs :***

Durant ces dernières années, plusieurs approches sont développées pour l'étude de stabilité des talus, basées soit sur le concept d'équilibre limites, ou sur les procédés numériques. En pratique, les logiciels de calcul par éléments finis sont devenus des outils disponibles pour les ingénieurs, au même titre que les méthodes de calcul traditionnelles de la mécanique des sols. L'utilisation d'un code de calcul a été rendue très facile par le développement des pré- et de post processeurs conviviaux et d'emplois simples.

La modélisation des problèmes géotechniques par des outils de calculs différents, exploitants différentes approches, s'avère très utiles. La comparaison des résultats obtenus permet de :

- Vérifier le choix des méthodes de calcul;
- Apprécier la performance des outils de calcul utilisés ;
- Émettre des recommandations pour des travaux futurs (proposer des solutions si c'est nécessaire).

Le présent travail est une étude de stabilité des talus, à l'aide des méthodes analytiques dites d'équilibre limite utilisant le code GEO-SLOPE et simulations numériques basées sur la méthode des éléments finis implantée (MEF) à l'aide du logiciel PLAXIS (2D) et PLAXIS (3D). Deux talus naturels situés aux environs de la ville de Djimla sont considérés. L'analyse consiste d'étudier la stabilité des talus par simulations numériques et de comparer ensuite les principaux résultats obtenus par les deux méthodes d'analyse.

Pour atteindre l'objectif visé dans notre étude, ce mémoire est divisé en sept chapitres plus une introduction et une conclusion;

- le premier chapitre est consacré à l'étude géologique de la région, elle traitera les grands traits relatifs à la géologie régionale, locale et de site ;
- le deuxième chapitre, comporte une synthèse de l'analyse hydroclimatologique et hydrogéologique concernant la zone d'études ;
- des généralités sur les glissements de terrains, leurs classifications sont présentées dans le chapitre trois ;

- le quatrième chapitre regroupe les différentes méthodes de calcul en équilibre limite (2D) basées sur le concept de tranches ainsi qu'une présentation de logiciel GEO-SLOPE, et on termine avec un aperçu sur les différentes méthodes de calcul en équilibre limite tridimensionnel (3D);
- le cinquième chapitre présente un bref aperçu sur la méthode des éléments finis suivi par une description du comportement élasto-plastique des sols, enfin une simple présentation du logiciel PLAXIS utilisé dans cette étude;
- le sixième chapitre regroupe les résultats issus des études géotechniques relatifs au site considéré ;
- le septième chapitre comporte l'analyse de stabilité de deux talus naturels à l'aide des méthodes analytiques dites d'équilibre limite utilisant le code GEO-SLOPE et l'autre une simulation numérique basée sur la méthode des éléments finis exploitant le logiciel PLAXIS complété par une analyse paramétrique. Enfin des techniques de confortement des talus sont proposées et leurs efficacités sont révélées à l'aide de logiciel PLAXIS 2D.
- Le mémoire est clôturé par une conclusion générale et des recommandations.

CHAPITRE I :

*Synthèse  
géologique*

## 1- Introduction

L'étude géologique est la base fondamentale de toute étude géotechnique. On ne peut établir une synthèse géotechnique d'un projet qu'à partir des caractéristiques structurales et des propriétés mécaniques des formations présentes.

Pour bien définir ces caractéristiques, on procède à la reconnaissance des formations géologiques présentes dans le secteur étudié, susceptible de recevoir un projet de constructions. Le volet géologique consiste à étudier :

- La géologie régionale;
- La géologie locale;
- La géologie du site.

## 2- Géologie régionale

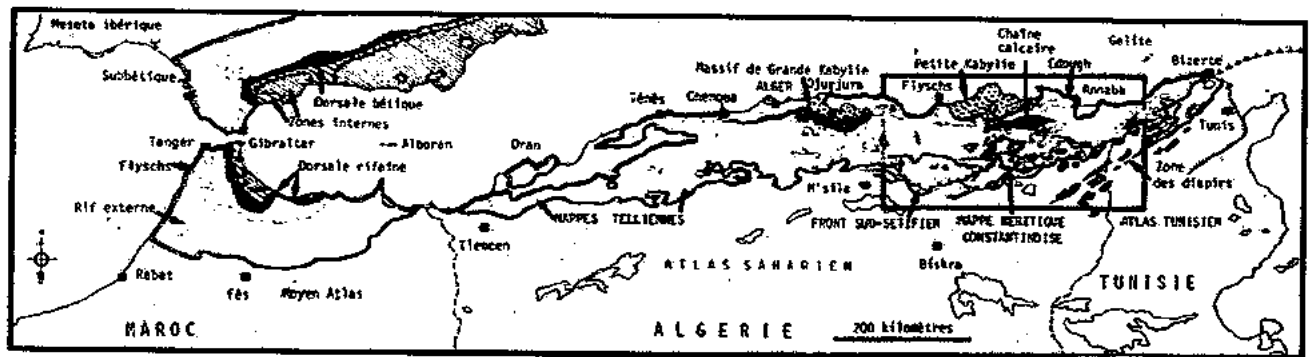


Fig. I-1: Structure de la chaîne Alpine de la Méditerranée occidentale (Durand Delga, et Fouboté) 1980.

La région d'étude fait partie de la Petite Kabylie, cette dernière appartient à la zone Sud de la chaîne alpine appelée " les Maghrébides " et est constituée de plusieurs nappes charriées sur la plateforme africaine.

La branche sud de la chaîne Alpine est constituée de trois domaines paléogéographiques distincts

➤ **Domaine interne**

Appelé aussi domaine kabyle. Il est situé au Nord de la petite Kabylie, et est issu de la dilacération de la plaque d'Alboran et comprend les formations cristallophylliennes du socle kabyle et la dorsale kabyle.

Les formations du domaine interne affleurent en Algérie en trois pointements amygdalaires qui sont représentés par les massifs du Chenoua à l'Ouest, de Grande Kabylie au centre et de Petite Kabylie à l'Est (Durand Delga, 1955; Raoult J.F., 1974) (fig. I-1).

➤ **Domaine des flyschs**

Domaine médian entre les domaines interne et externe. Il constituait le sillon des flyschs.

➤ **Domaine externe**

Situé au Sud de la Petite Kabylie, il correspond à la marge nord africaine ayant été le siège du dépôt des nappes telliennes actuelles.



2-1-Les grands ensembles géologiques du massif de la Petite Kabylie (Maghrébides), (fig1-3)

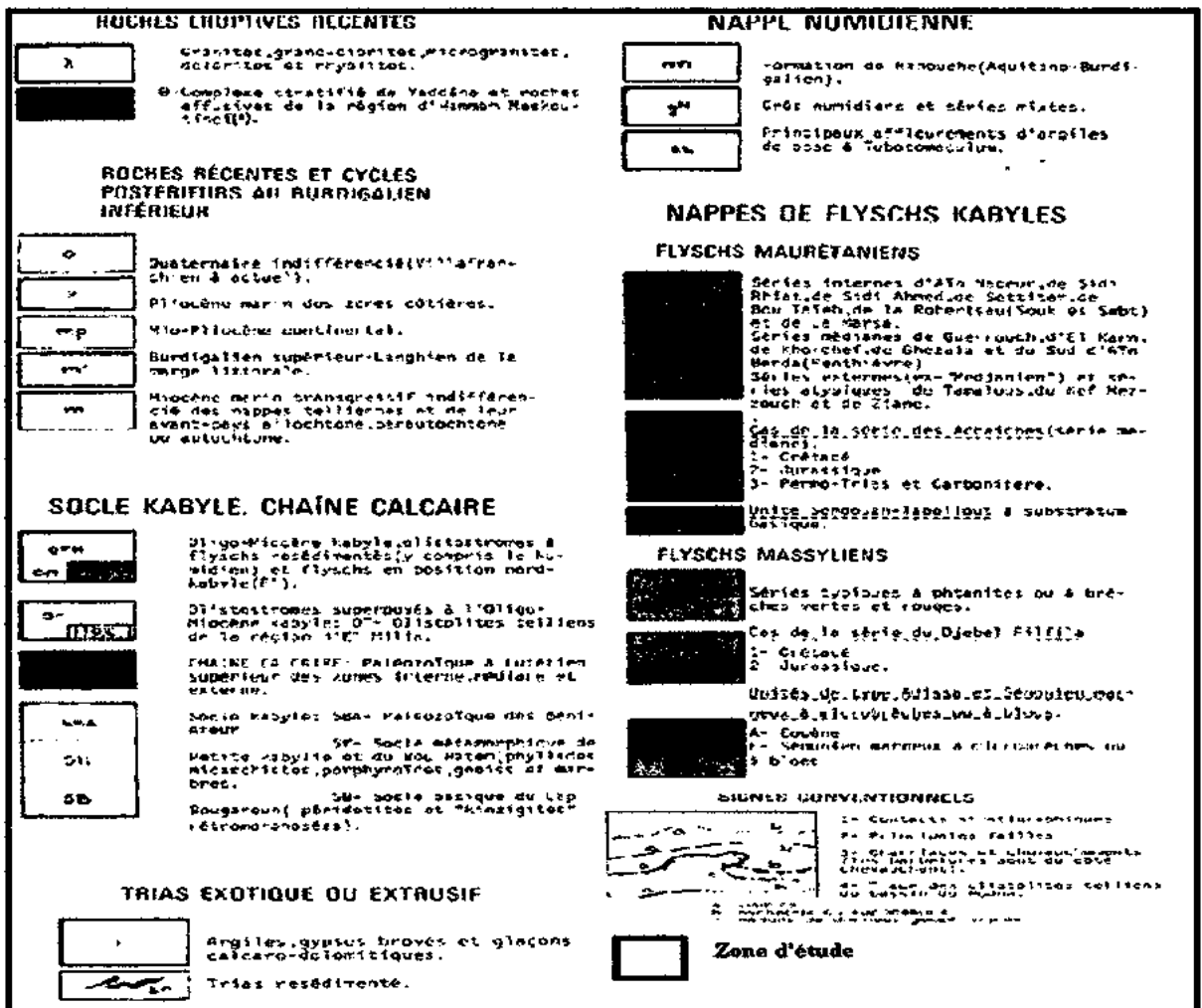
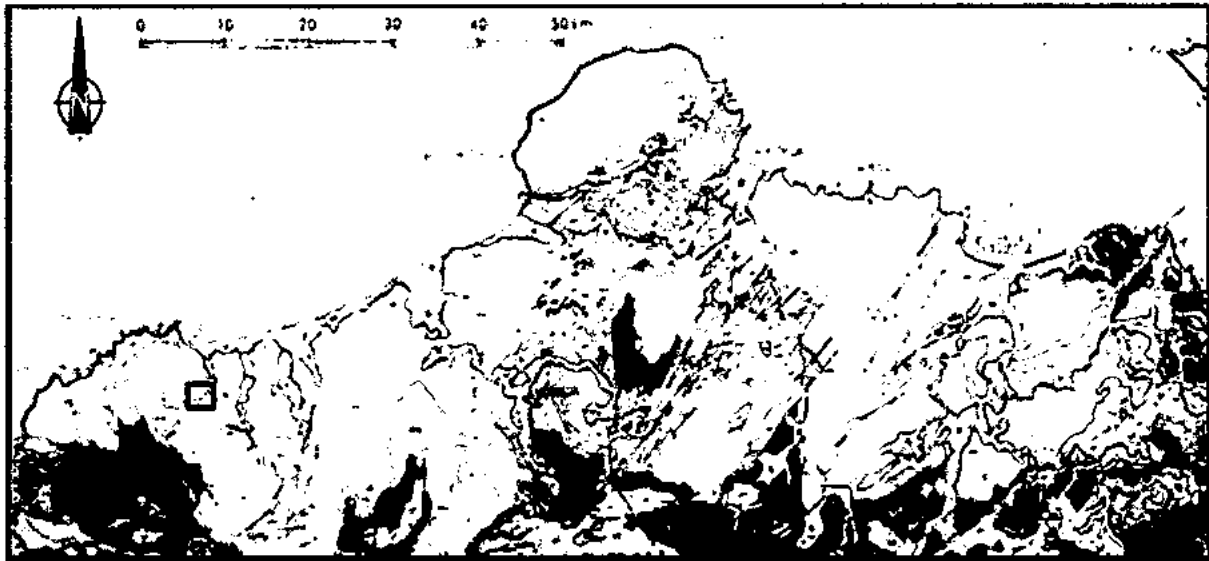


Fig. I-2: Esquisse géologique de la petite Kabylie [Extrait de la carte structural au 1/500 000 de la chaîne Alpine d'Algérie orientale (J.M.Vila, 1978)].

### **2-1-1-Le domaine kabyle**

Regroupe le socle Kabyle, formé essentiellement de terrains métamorphiques antétriassiques (socle ancien); et la dorsale Kabyle, constituée de séries de plates-formes carbonatées d'âge Mésozoïque (Djellit, 1987).

#### **2-1-1-1-Le socle Kabyle**

Il apparaît sous forme de trois pointements amygdalaires insérés au sein de vastes nappes à matériel flysch. Les formations cristallophylliennes du socle kabyle affleurent sur 120km entre Jijel et Skikda sous forme de nappes de charriage chevauchant vers le sud le domaine des flyschs. Il est constitué de deux ensembles à facies métamorphique, d'après Durand Delga (1969), Bouillin (1977) et Raoul (1974), le socle comporte:

##### **a- Un ensemble supérieur**

Il est constitué de schistes satinés (phyllades) où s'intercalent localement à des grés quartzitiques, des micaschistes à grenats, l'ensemble est parfois intrudé de filons pegmatite à tourmaline et muscovite

##### **b- Un ensemble inférieur**

Il est constitué de gneiss fins et ocellés avec une puissante intercalation de marbres saccharoïdes et d'amphibolite (M. Durand Delga, 1955).

#### **2-1-1-2La Dorsale Kabyle (chaîne calcaire ou chaîne liasique)**

Elle marque, grâce à ses reliefs carbonatés, la limite entre le socle kabyle au Nord et les zones telliennes au Sud. Selon (Raoul, 1974 ; Djellit, 1987), cette dorsale est subdivisée en trois parties qui sont du Nord au Sud :

##### **a-La Dorsale interne**

Sur un soubassement Paléozoïque, elle montre une série complète du Permo-Trias au Néocomien. Ce dernier est surmonté par des calcaires biogènes à caractères littoraux de l'Eocène inférieur-moyen.

**b- La Dorsale médiane**

Elle est caractérisée surtout par la constance des dépôts marneux à faune et à micro-faune pélagique allant du Turonien au Lutétien inférieur et par une lacune des termes du Crétacé moyen.

**c- La Dorsale externe**

Elle présente un Crétacé supérieur et un Éocène inférieur détritique et lacuneux et repose en contact anormal sur les flyschs (Bouillin, 1977 ; Raoult, 1974; Djellit, 1987).

La dorsale Kabyle montre donc des séries de plates-formes qui deviennent plus pélagiques au Crétacé. Cette dorsale a été le siège d'une tectonique tangentielle à vergence sud à partir de la fin du Lutétien.

**2-1-1-3-L'Oligo-Miocène Kabyle et les Olistostromes****a- L'Oligo-Miocène Kabyle**

Il constitue la couverture sédimentaire, transgressive et discordante sur le socle Kabyle (Raoult, 1974 ; Bouillin, 1977). Ces formations sont constituées de bas en haut:

- Des conglomérats reposants en discordance sur le socle Kabyle dont l'épaisseur peut aller de quelques centimètres à plusieurs centaines de mètres (Durand Delga, 1955; Bouillin, 1977);
- Des grés micacés grossiers remaniant des débris provenant du socle Kabyle;
- Une série pélitique à siléxites.

**b- Les Olistostromes**

Ce sont des formations détachées d'une pente et qui ont glissés par gravité sur le fond d'un bassin sédimentaire (en général sous l'eau), leur présence est un indice d'activité tectonique créatrice de relief. Ce sont des formations tectono-sédimentaires d'âge Aquitanien à Burdigalien, constituées par des débris de flyschs dissociés (H.Djellit, 1987)

**c- Le Nummulitique**

Il constitue la couverture de la dorsale Kabyle et du Flysch Maurétanien et représenté par des formations grés-micacées. Il va de la fin du Lutétien jusqu'à l'Oligocène supérieur. (Raoult, 1974 ; H. Djellit, 1987).

### 2-1-2- Le domaine des Flyschs

Les flyschs allochtones en Algérie sont subdivisés en deux types principaux, d'âge Crétacé à Éocène (Raoult, 1974) qui sont le flysch Maurétanien et le flysch Massylien.

#### 2-1-2-1- Le flysch Maurétanien

Présente des séries allant du Thitonique Néocomien au Lutitien. Il comprend de bas en haut:

- Un présflysch calcaire du Néocomien ;
- Une épaisse série gréseuse de l'Albo-aptien (flysch de Guerouch) ;
- Des phtanites rouges et blancs du Cénomaniens supérieur ;
- Des microbrèches à ciment spathique du Sénonien ;
- Au sommet, des conglomérats et des argiles du Paléogène.

#### 2-1-2-2- Le flysch Massylien

D'après (Raoult, 1969) ce flysch présente une série allant du Néocomien au Lutétien. Il comporte de bas en haut trois ensembles:

- Un terme argilo-quartzitique schistose daté de l'Albo aptien ;
- Des microbrèches, des calcaires fins auxquels s'associent des phtanites noirs du Cénomaniens ;
- Une alternance formée d'argiles et de microbrèches du crétacé supérieur.

#### 2-1-3- Le domaine Tellien et l'avant pays

Il est situé à l'avant des zones internes et du domaine des flyschs qui le chevauchent, il est lui-même largement charrié sur un para autochtone représenté par les calcaires Mésozoïques des massifs Bibaniques. Il est constitué par un empilement de trois grandes nappes, qui sont du Nord vers le Sud (Djellit, 1987 ; J.C. Lahondère, 1979):

- Les nappes épi-telliennes ;
- Les nappes méso-telliennes ;
- Les nappes infra-telliennes.

#### 2-1-4- Le Flysch Numidien (le Numidien)

Il occupe la position structurale la plus haute de l'édifice Alpin, il affleure dans la région de Jijel et d'El Milia à l'Ouest et dans la région de Collo et de Skikda à l'Est. Il comprend de bas en haut:

- Des argiles sous-numidiennes, de teinte verte, rouge ou violacée de l'Oligocène supérieur ;
- Des grès numidiens de l'Aquitaniens en banc épais, à quartz roulés très hétérogènes (Durand Delga, 1955) ;
- Des marnes et argiles supra-numidiennes à silexites du Burdigalien inférieur (Bouillin, 1977).

#### 2-1-5- Les formations du Miocène post-nappes

Elles sont constituées par des dépôts marins et continentaux. Dans le Nord de la Petite Kabylie, elles comportent deux cycles sédimentaires:

- Une série marneuse Tortono-Messiniens qui repose en discordance à la fois sur le socle Kabyle et la molasse Olistostromique (Djellit, 1987);
- Des grès provenant de la destruction du flysch Numidien.

Dans le Sud de la Petite Kabylie, ces formations sont constituées essentiellement de dépôts continentaux (conglomérats, sables, gravier, argiles,...etc.).

#### 2-1-6- Les formations du quaternaire

Elles sont représentées par les dunes de sable et les alluvions :

Les dunes de sable comportent les dunes actuelles (sables fins), et les dunes anciens, souvent constituées par des sable fins consolidé. généralement ces dunes bordant la mer sous forme de cordon littoral.

Les alluvions comprennent les alluvions récentes et les alluvions actuelles, souvent les alluvions récentes forment les anciennes terrasses. les alluvions actuelles sont représentées par des éboulis et des brèches non consolidé.

**2-1-7-Le complexe magmatique**

Les formations magmatiques de la Petite Kabylie affleurent dans trois régions (Bouillin, J.P. 1977 ; M .Durand Delga, 1955) (fig.II.2).

- Dans la région d'El Aouana à l'Ouest (rhyolite, microdiorite);
- Dans la région d'El Milia au centre (granite, microgranite);
- Dans la région de Collo à l'Est (granit, péridotite).

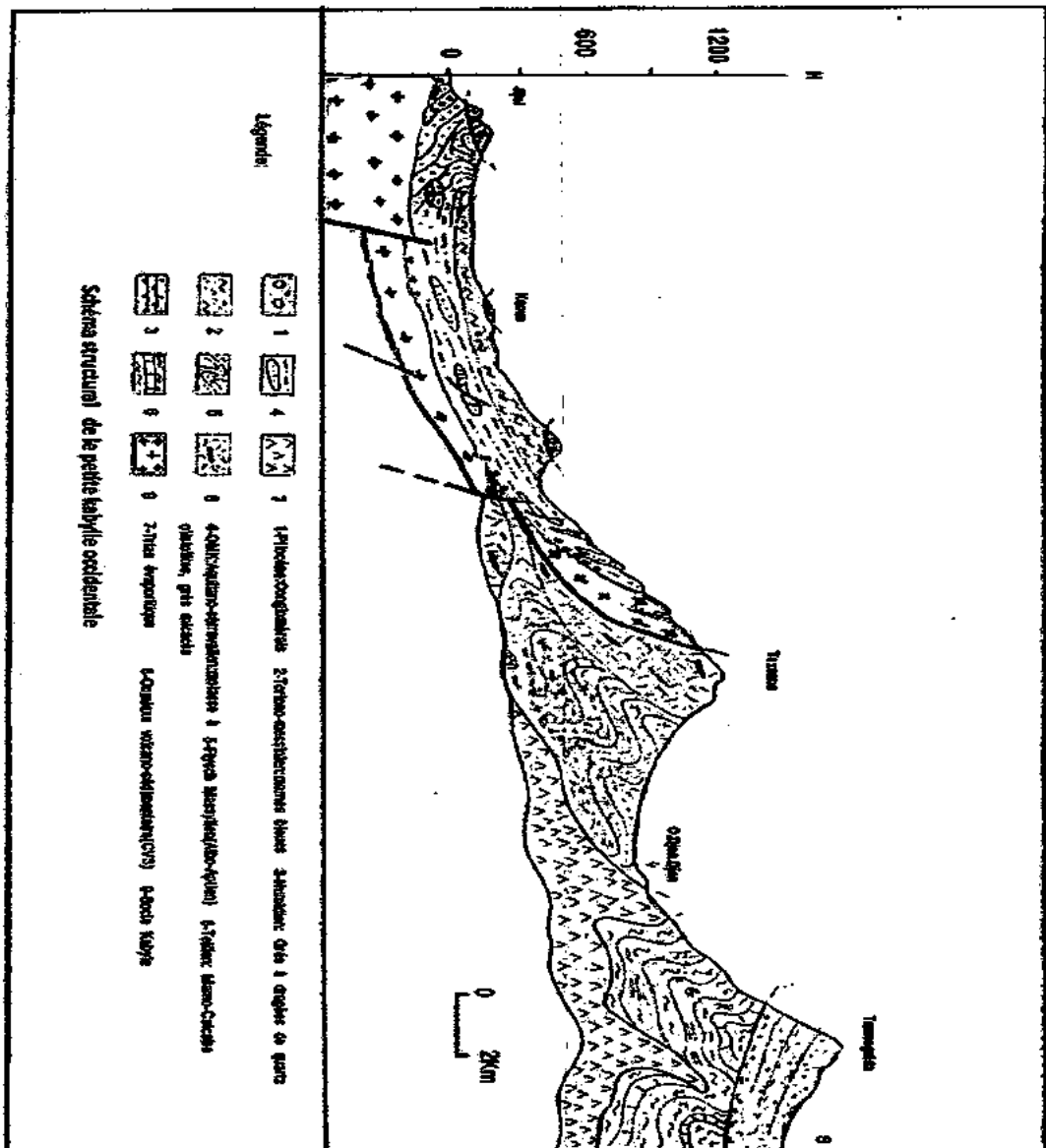


Fig. I-3: Coupe géologique N-S de la région d'étude (Y .Rouikha, 2008).

### **3- Tectonique régionale**

#### **3-1-Les structures**

Le Nord-Est Algérien est affecté par deux types de structures:

- Les structures cassantes;
- Les structures souples.

##### **3-1-1-Les structures cassantes**

Ce type de structure affecte les calcaires et les dolomies. Il est représenté par des failles orientées SW-NE dans le massif des Ouled Abdenour et NNW-SSE au de Djebel Rherour. Dans le massif très fracturé du Djebel Chebka, les grands pointements Triasiques se sont probablement mises en place grâce à ces fractures.

##### **3-1-2-Les structures souples**

Ces structures se concentrent dans les roches de moindre résistance telles que les marnes et les marno-calcaires. Ces formations sont le siège de microplissements et de cisaillements intenses.

#### **3-2-Les phases tectoniques**

La chaîne alpine d'Algérie est le segment occidental des Maghrébides, elle s'est surtout structurée par les phases Tertiaires.

##### **3-2-1-La phase " Eocène "**

Cette phase a été appelée:

- **Phase Atlasique** (R.Guirard, 1973) ;
- **Phase Lutétienne** (M. Durant-Delga, 1969) ;
- **Phase Priabonienne** (J. M. Vila, 1977).

Elle se traduit par la structuration d'une zone de transition entre le sillon tellien plus au Nord et les hauts fonds de la série néritique carbonatée plus au sud; elle est responsable de la structuration de la chaîne calcaire (Dorsale Kabyle), des flyschs et des séries Telliennes, en grandes lames ou en plis couchés à vergence sud.

Elle montre une direction de raccourcissement NW-SE (structure orientée généralement NE-SW). C'est aussi à cette phase qu'il faut attribuer la mise en place des plis à vergence sud et à grand rayon de courbure (Bouillin, 1977 ; J.M. Villa, 1980).

### **3-2-2-La phase Alpine "Miocène"**

Elle s'est manifestée au burdigalien sur les zones septentrionales, elle s'est étalée jusqu'au Languien pour les zones méridionales selon au Tortonien selon J.M. Vila (1980).

Elle est responsable du déplacement de la série néritique vers le sud avec sa couverture tellienne, elle est aussi à l'origine des déplacements verticaux qui affectent les formations d'âge Mio-Pliocène. La phase miocène est une phase de compression dont le raccourcissement est N-S.

Après ces deux phases une troisième s'est manifestée après le Pontien, elle traduit un raccourcissement Nord-Sud et elle a engendré des mouvements ponctuels. Cette phase est bien marquée dans la région d'étude.

## **4- La Sismicité**

A partir des séismes qui ont affecté l'Algérie et par leurs intensités et les dégâts matériels et les pertes humaines enregistrés, les spécialistes ont classé la région de Jijel comme une région pouvons subir des secousses importantes ,(le 21 Août 1856 au large de la ville de Jijel un tremblement de terre, accompagné par un tsunami et le 20 mai 2010, un séisme d'une magnitude de 2.9 sur l'échelle de Richter a été localisé dans la région de Texenna ), ces secousses sont localisées entre Bejaia et Sétif dans la région des Bibans et des Babors.

Selon RPA99 (version 2003) le territoire Algérien est divisé en cinq zones définies en fonction de leur sismicité croissante de 0 à III, voir (Fig. I-4) :

- Zone 0 : sismicité négligeable ;
- Zone 1 : sismicité faible ;
- Zone 2 : 2-a et 2-b sismicité moyenne ;
- Zone 3 : zone de sismicité élevée.

La région de Jijel est située dans la zone sismique 2-a de sismicité moyenne.



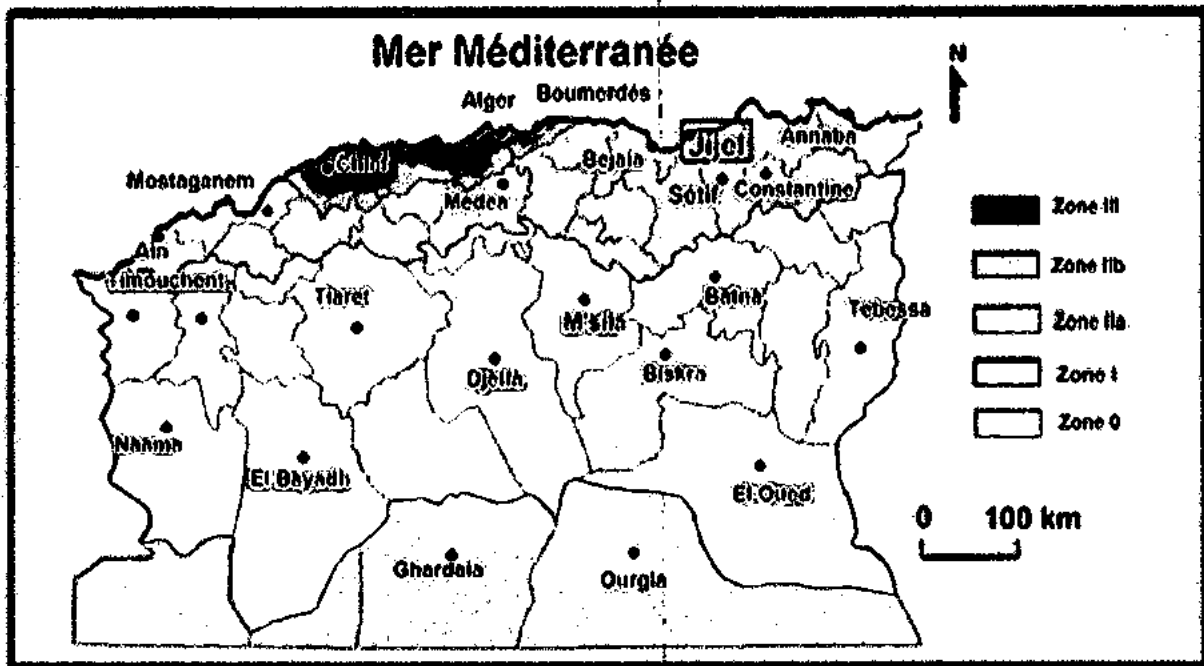


Fig. I- 4 : Carte sismique de l'Algérie selon le RPA - 2003.

### 5- Géologie locale de la région de Djimla

Les principales formations existant dans la région (voir fig. .I-5), se résument comme suit:

#### 5-1- Le Quaternaire

Il est représenté par :

- Les colluvions anciens : sous forme d' éboulis de pentes (blocs de grés) et de brèches non consolidées de taille variable allant jusqu'à 1 m de diamètre noyés dans les argiles bariolées
- Les colluvions récents : sont constituées de dépôts détritiques de graviers, galets conglomérats et sable. Elles sont très souvent limoneuses (photo. Annexe-1 ,voir l'annexe).

#### 5-2- Flysch Numidien

Il est bien visible dans la région de Djimla, Le Numidien (photo. Annexe-2 , voir l'annexe) est toujours en position sommitale sur les autres unités en contact anormal. (Djellit.H, 1987).

Le flysch Numidien à Djimla constitué de haut vers le bas par :

- De grés numidien, à grains hétérométriques, à cassure blanchâtre, et contient des dragées de quartz ;

- Argiles sous-numidiennes : sont des argiles à tubotomaculum, à teinte verte, rougeâtre, et violacées.

### 5-3-Les formations Telliennes

Ces formations occupent toute la patrie Sud de la région de Djimla, et sont représentées par les marnes noires à boules jaunes d'âge Lutétien ainsi que des marno-calcaires du crétacé supérieur (**photo. Annexe-3 ,voir l'annexe**).

### 5-4-Les formations de type flysch

Dans la région de Djimla la formation de type flysch est représentée par le flysch massylien (**photo. Annexe-4,voir l'annexe**), formé essentiellement d'alternance des bancs de grés décimétrique quartzitiques et d'argiles noires schistosées ainsi que des phanites noires du Cénomanién.

### 5-5-Les formations du trias

Les formations du trias représenté par des argiles bariolées et des argiles de couleur lie de vin (Djellite.H ,1987) entre les formations telliennes et les formations du flyschmassylien, elles affleurent principalement le long de l'oued de Djimla.

### 5-6-Le socle kabyle

Présentée par la formation cristallophyllienne, au Nord de la région de Djimla, ces formations affleurent dans le massif du Djebel Sidi-Bouazza. (**Photo. Annexe-6,voir l'annexe**), elles sont constituées par des schistes satinés, micaschiste de quartzo-phyllades à intercalation calcaires centimétriques à métriques, (Djellit.H, 1986) et des barres de marbres à grenats forment le sommet du massif.

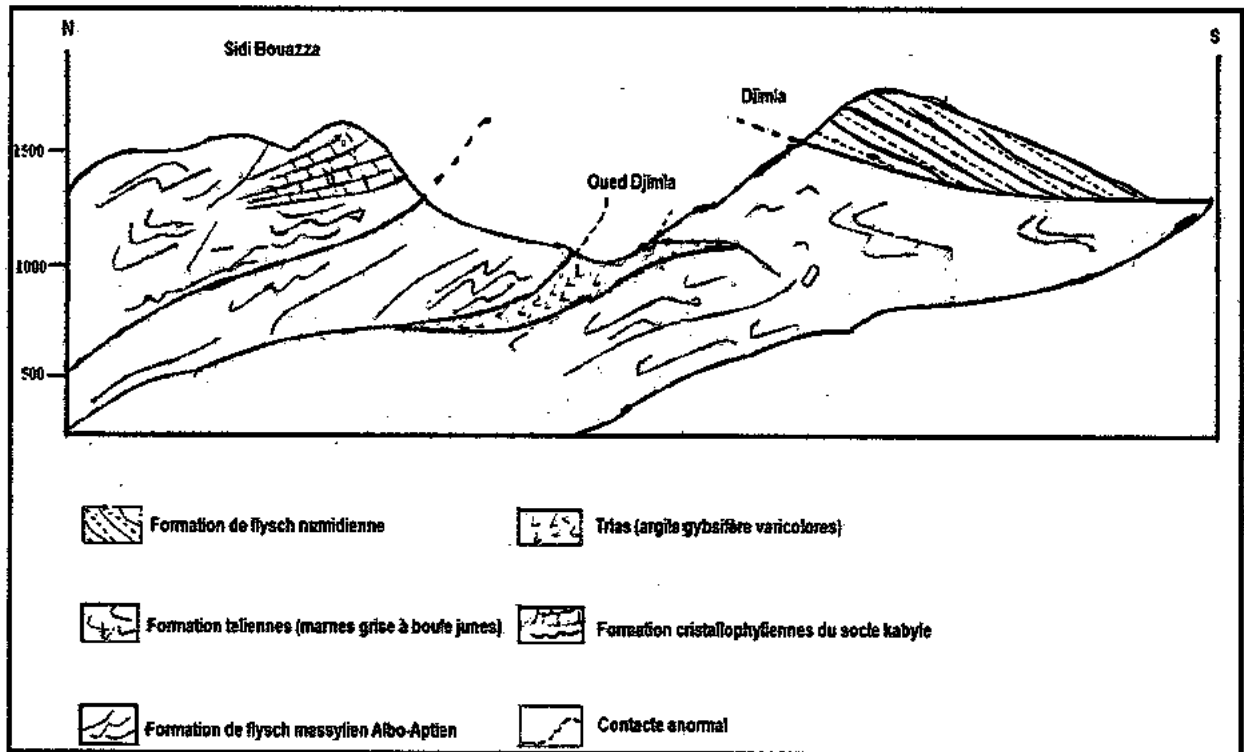


Fig. I-5 : coupe géologique N-S de la région de Djimla.

### I-6- La géologie de site

D'après la campagne de reconnaissance géologique sur site, les formations qui affleurent sont :

Les formations du quaternaire (**Photo. Annexe-7, voir l'annexe**), sont très répandues sur notre site, elles sont constituées par, des argiles sableux à bloc de grés hétérométrique et des éboulis de pente formant souvent des zones de broyage, généralement non stable.

Les marnes telliennes de couleur grise à passées gréseux (**photo. Annexe-8, voir l'annexe**), répandues dans la partie Est du site, ils sont affectées par des cisaillements de direction N-S.

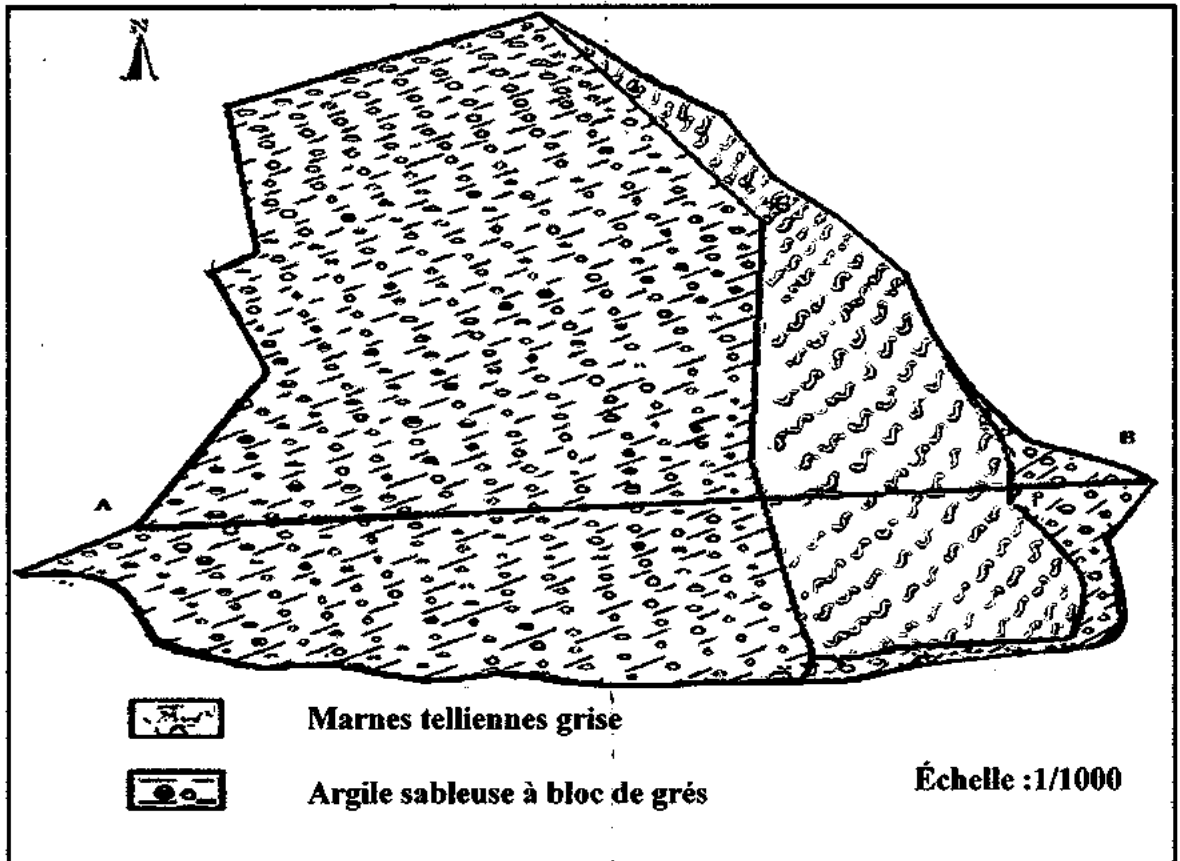


Fig. I-6 : La carte lithologique du site(POS2) ;(FONDASOIL, 2010).

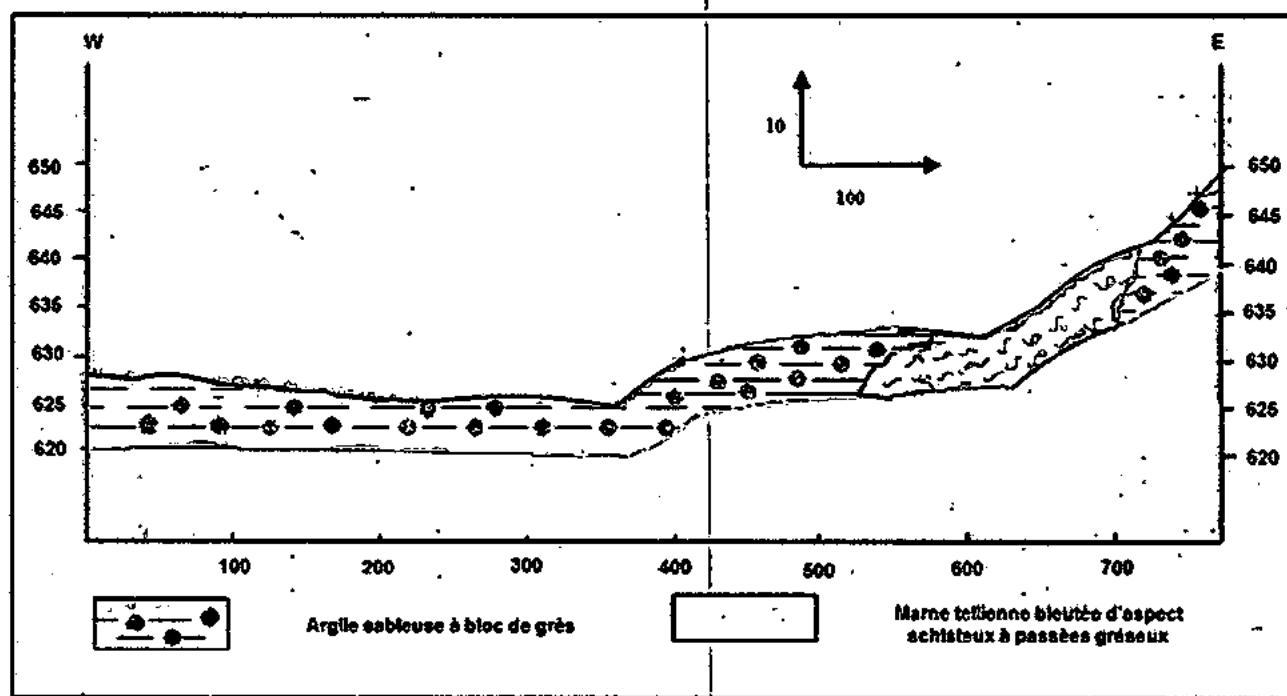


Fig. I-7 : Coupe géologique (A-B) E-W du site (POS2 à Djimla).

## 6 -Conclusion

D'après les données des sondages et suite à la reconnaissance géologique établie dans le secteur, il apparaît que la zone d'étude est affectée par des instabilités de terrains assez important qui touche les formations suivantes :

- Argile sableuse à bloc de grès ;
- Marnes telliennes bleutées d'aspect schisteux.

On note la présence de quantités non négligeable de remblais issus de terrassements antérieurs sur le site. Ainsi que de nombreux filets d'eau ruisselant dans le site.

CHAPITRE II :

*Synthèse hydrologique et  
hydrogéologique*

## 1- Introduction

Les glissements et les mouvements des terrains sont dus à la perte de résistance mécanique des sols. Cette perte est souvent liée à la présence de l'eau dans les pores. L'eau affecte la stabilité des talus par différents processus, en induisant des pressions interstitielles, qui diminuent les contraintes effectives, et donc la résistance au cisaillement, engendrant des forces d'écoulement dans les massifs des sols et causant la dégradation superficielle des terrains.

Pour cette raison, Nous avons opté pour une analyse hydro-climatologie de la région étudiée, on s'attachera plus particulièrement:

- De déterminer les apports dans la région d'étude, en mettant l'accent sur les quantités d'eau infiltrées dans le sol, et celles perdues par évapotranspiration, c'est-à-dire évaluer le rapport IR (Infiltration-Ruissellement) ;
- De donner des aperçus sur le bilan hydrologique, et le régime caractéristique du fonctionnement de tout le système hydrologique qui influe directement sur le comportement piézométrique de la nappe ;
- Enfin pour l'hydrogéologie, nous essayerons de spécifier les différents aquifères disponibles, basant sur les formations rencontrées.

## 2- Climat

### 2-1-Les données disponibles

Les données météorologiques que nous avons utilisé pour cette étude, sont recueillies à partir des deux situations les plus proche de notre zone d'études, qui sont la station du barrage El-Agrem et celle de Texenna couvrant une période de 10 ans. Les coordonnées de ces stations sont données dans le tableau (II.1).

**Tableau. II.1:Coordonnées des stations météorologiques.**

Station	Code	Longitude	Latitude	Altitude
Barrage El - Agrem	030303	5°50'E	36°44'N	94 m
Texenna	030302	5°47'E	36°39'N	725m

## 2-2- Analyse des paramètres climatiques

### 2-2-1- Précipitations

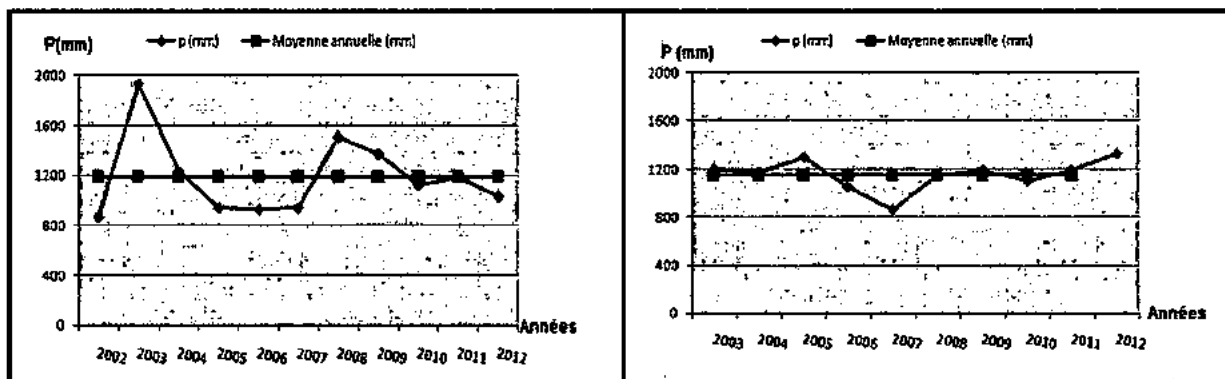
#### 2-2-1-1- Précipitations annuelles

Les variations inter annuelles de précipitation à la station du barrage El-Agrem pour la période (2003-2012) et celle de Texenna pour la période (2002-2012) sont regroupées dans le tableau. II.2 et illustrées sur la figure II-1.

**Tableau. II.2: Pluie Annuel Totale en (mm) à la station du barrage El-Agrem (2003-2012) et celle de Texenna (2002-2012).**

Station de barrage El-Agrem				Station de Texenna			
Années	P (mm)	Années	P (mm)	Années	P (mm)	Années	P (mm)
2003	1204.30	2008	1147.80	2002	869.9	2007	942.4
2004	1171.90	2009	1190.20	2003	1934.9	2008	1503.1
2005	1301.10	2010	1100.30	2004	1237.66	2009	1372.2
2006	1049.00	2011	1190.10	2005	939.2	2010	1126.3
2007	866.40	2012	1332.60	2006	927.2	2011	1189.8
						2012	1026.8
Moyenne annuelle (mm)		1145.37				1188.12	





a) Station de Texenna (2002-2012)

b) Station de barrage El Agrem (2003-2012)

Fig. II-1 : Variations interannuelles de la précipitation.

L'analyse de variations inter annuelle de précipitation, nous permet de constater que :

- **À la station de Texenna :**

La hauteur annuelle des précipitations pour la période considérée varie de **869.9 mm** en 2002 à **1934.9 mm** en 2003, tandis que la moyenne interannuelle est égale à **1188.13 mm**.

- **À la station du barrage El-Agrem :**

Pendant les années d'observation, le maximum de la pluviosité a été observé en 2005 avec **1301.10 mm** et le minimum en 2007 avec **866.40 mm**, tandis que la moyenne interannuelle est égale à **1145.73 mm**.

On peut constater que le caractère général des précipitations annuelles est irrégulier pour les deux stations, les précipitations moyennes annuelles sont similaires, l'écart ne dépasse pas les 4 %.

## 2-2-1-2- Répartition mensuelle des précipitations

### a- Analyse des données pluviométriques mensuelles

Les précipitations moyennes mensuelles pour les deux stations sont mentionnées dans le tableau II.3 et représentées sur la figure II-2.

Tableau. II.3 : Précipitations moyennes mensuelles pour les deux stations.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Moyen annuelle
<b>Station</b>													
<b>Barrage El Agrem (2003-2012)</b>	81.2	95.7	139.7	219.1	172.1	148.4	108.2	108.3	45.3	17.4	1.2	8.9	1145.37
<b>Texenna (2002-2012)</b>	77.1	94.2	174.14	81.2	232.49	140.12	104.6	130.38	63.81	14.8	11.8	9.69	1188.12

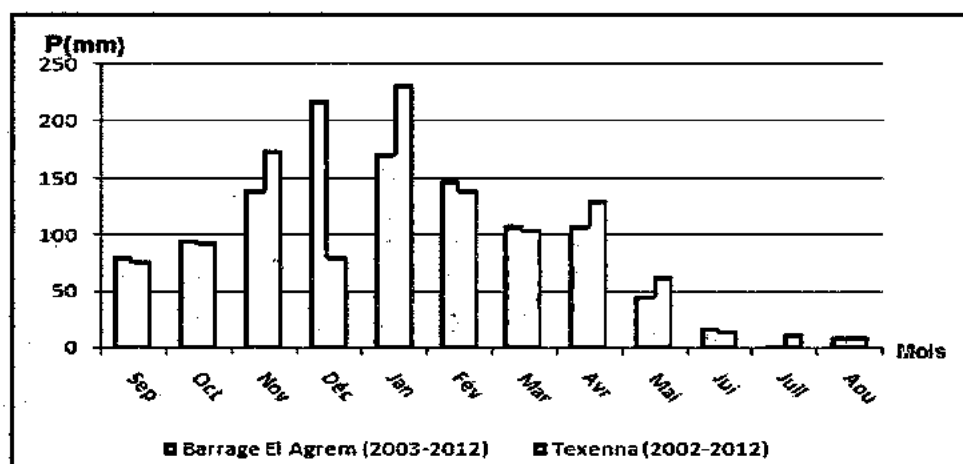


Fig. II-2 : Variations des précipitations moyennes mensuelles au niveau des stations de barrage El-Agrem et Texenna.

D'après, les variations des précipitations moyennes mensuelles enregistrées, on peut constater que :

- Pour la station de Texenna la valeur maximale de précipitation est observée au mois de janvier avec **232.49 mm**, et une valeur minimal de **9.69 mm** en Aout.
- Pour la station du barrage El-Agrem, au mois de décembre on observe le maximum de précipitation **219.1 mm**, et au mois de Juillet le minimum **1.2 mm**.

On remarque, un décalage d'un mois entre les valeurs maximales et minimales des précipitations mensuelles dans les deux stations concernées. Les mois de Décembre et Janvier étant les plus pluvieux de la région.

#### b- Répartition saisonnière des précipitations

A partir de la distribution de la lame d'eaux précipité durant l'année pour les quatre saisons, on peut effectuer l'étude de répartition saisonnière, dont les données sont présentées dans le tableau. II.4 et sur la figure II-3.

Tableau. II.4 : Répartition saisonnière des précipitations.

Station	pluviométrie	Automne	Hiver	Printemps	ETE
Barrage El-Agrm	P (mm)	316.60	539.60	261.69	27.48
	P(%)	27.64	47.11	22.48	2.39
Texenna	P (mm)	345.44	453.81	298.79	36.29
	P (mm)	29.06	38.18	25.14	3.05

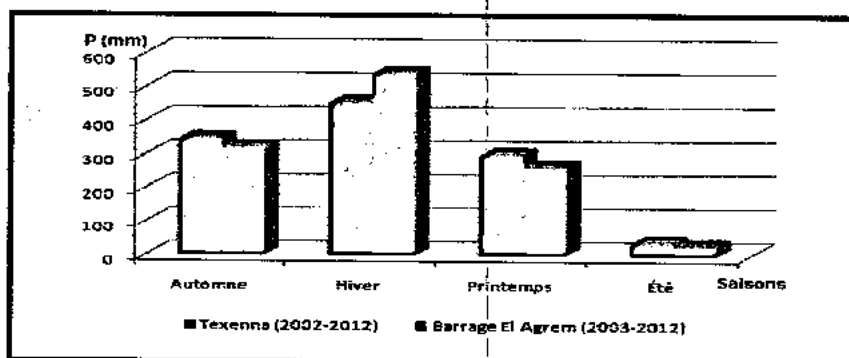


Fig. II-3 : Précipitations saisonnières à la station du barrage El- Agrem et Texenna.

Selon l'analyse des données de précipitations saisonnières on constate que :

- La saison la plus humide est l'hiver pour les deux stations avec 47.11% des précipitations annuelles pour la station du barrage El- Agrem et 38.18% pour celle de Texenna.
- La saison la plus sèche est l'été pour les deux stations avec 2.39% des précipitations annuelles pour la station du barrage El-Agrem et 3.05% pour celle de Texenna.

Ce qu'expliquent la manifestation et l'importance des glissements durant la saison d'hiver dans la région.

### 2-2-3- Température

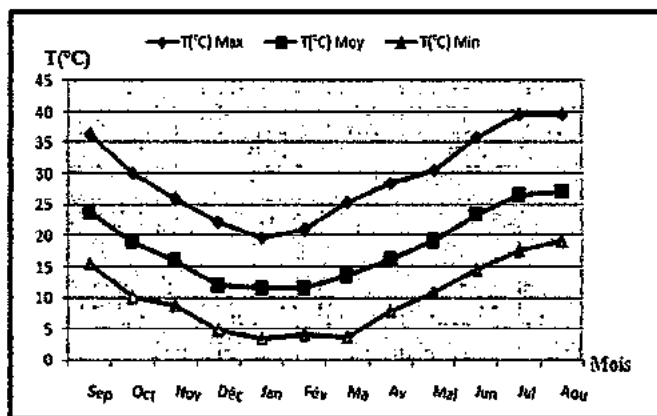
La température de l'air est un facteur qui a une grande influence sur le bilan hydrique du fait qu'il conditionne l'évapotranspiration. Les variations des températures moyennes mensuelles et saisonnières à la station du barrage El-Agrem (2003-2012) et celle de Texenna (2001-2011) sont mentionnées dans les tableaux II.5 et II.6 respectivement, et sur la figure II-4.

**Tableau. II.5: Températures moyennes mensuelles, barrage El-Agrem (2003-2012).**

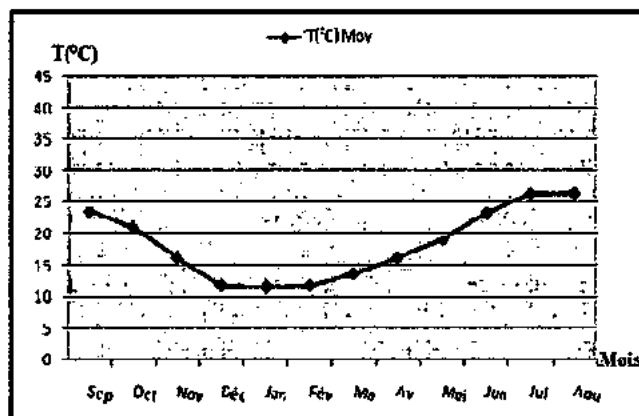
Saison	Automne			hiver			Printemps			ÉTE			Années
Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Ma	Av	Mai	Jun	Jul	Aou	/
T(C°) Max	36.2	30.1	25.8	22.2	19.6	20.9	25.4	28.4	30.5	35.8	39.6	39.6	29.50
T(C°) Min	15.5	10.1	8.7	4.9	3.4	4.1	3.7	7.9	10.9	14.6	17.6	19.2	10.05
$\frac{Max+min}{2}$	23.7	18.9	15.96	11.9	11.4	11.4	13.5	16.2	19.1	23.4	26.5	27.0	18.25
Moy Saisonnier	19.52			11.56			16.26			25.63			

**Tableau. II.6: Températures moyennes mensuelles à la station de Texenna (2002-2012).**

Saison	Automne			Hiver			Printemps			ÉTE			Années
Mois	Sép	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Ma	Av	Mai	Jui	Jui	Aou	/
T (C°) moy	23.5	21.0	16.09	11.72	11.4	11.85	13.6	16.2	19.17	23.24	26.39	26.44	18.39
T (C°) moy saisonnier	20.19			11.65			16.32			25.36			/



a) Station de barrage El-Agrem (2003-2012).



b) Station de Texenna (2002-2012).

**Fig. II-4: Variations mensuelle de la température moyenne.**

D'après l'analyse des données de variations des températures moyennes mensuelles, on constate que l'ordre de variation moyenne est le même pour les deux stations :

➤ **Pour la station du barrage El -Agrem :**

- les températures moyennes enregistrées sont, la plus élevée en Été de **25.63° C** et la plus basse en Hiver est de **11.56° C**.
- Les températures atteignent leur maximum au mois d'Août avec **39.6° C** et leur minimum au mois de Janvier avec **3.4° C**.
- La température moyenne annuelle dans la période d'observation est de l'ordre de **18.25° C**.

➤ **Pour la station de Texenna :**

- les températures moyennes sont, la plus élevée en Été de **25.36° C** et la plus basses en Hiver avec **11.65° C**.
- La température moyenne annuelle dans la période d'observation est de l'ordre de **18.39° C**.

## 2-2-4- Relation Précipitation- Température

### a- Diagramme Ombro-Thermique

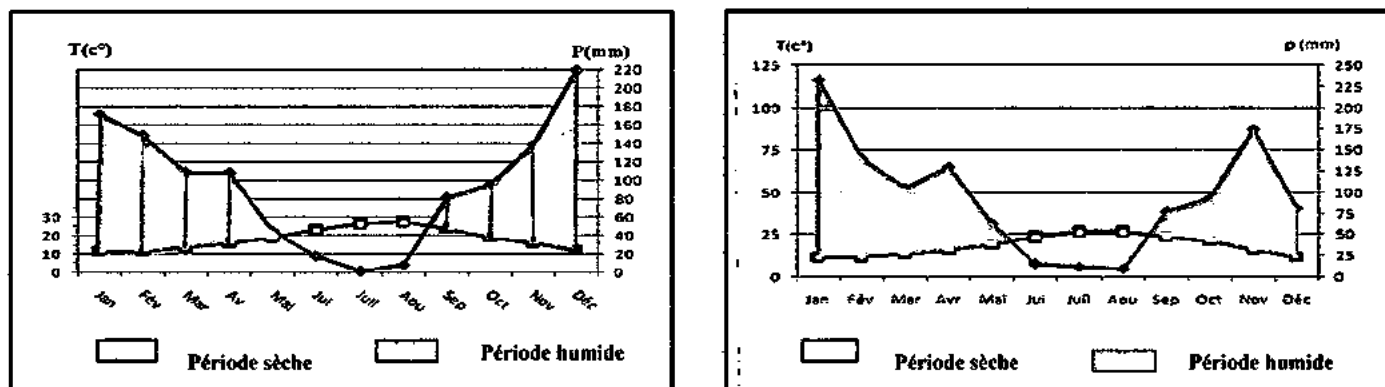
Le diagramme Ombro-thermique est la relation entre les facteurs thermiques et pluviométriques, les températures sont reportées à l'échelle double des précipitations. Il permet de déterminer la période sèche, durant laquelle la moyenne mensuelle des précipitations du mois est inférieure ou égale au double de la température ( $P \leq 2T$ ). Les précipitations moyennes mensuelles et les températures moyennes mensuelles de la station du barrage El- Agrem et celles de Texenna sont mentionnées dans le tableau (II-7) et (II-8) respectivement et sur la figure II-5.

**Tableau. II.7: Valeurs moyennes mensuelles des précipitations en (mm) et de la température (° C) de la station de barrage El-Agrem (2003-2011).**

Mois	Sep	Oct.	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Jul	Aou	Années
P (mm)	81.2	95.7	139.7	219.1	172.1	148.4	108.2	108.3	45.3	17.4	1.2	8.9	1145.37
T (C°)	23.76	18.88	15.96	11.88	11.38	11.37	13.48	16.19	19.14	23.44	26.55	27.05	18.25

**Tableau. II.8: Valeurs moyennes mensuelles des précipitations en (mm) et de la température (° C) de la station de Texenna (2002-2012).**

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Années
P (mm)	77.1	94.2	174.14	81.2	232.49	140.12	104.6	130.38	63.81	14.8	11.8	9.69	1188.12
T (C°)	23.5	21.0	16.09	11.72	11.4	11.85	13.6	16.2	19.17	23.24	26.39	26.44	18.39



a) Station de barrage El- Agrem (2002-2012)

b) Station de Texenna (2001-2012)

**Fig. II-5 : Diagramme Ombro-thermique d'après Gausse.**

D'après les diagrammes Ombro-thermique mentionnés dans la figure (fig. II-5), on constate que :

- la période sèche s'étale du mois de Mai à mi-août (duré de 3 mois et demi) pour la station du barrage El- Agrem, et s'étend de mi- Mai à mi-août (duré de 3 mois)' pour celle de Texenna.
- La période humide s'étale du mi-août jusqu'à Mai (durée de 7 mois et demi) pour la station du barrage El-Agrem, et du mi-août jusqu'au la mi-mai (durée de 8 mois) pour celle de Texenna.

**b- Méthode d'Euvert**

La méthode d'Euvert fait appel à deux paramètres essentiels qui sont les précipitations et les températures à travers l'évaluation du rapport P/T, qui permet de connaître l'évolution de l'humidité du sol. Il permet également de définir quatre types de régimes:

- Si  $P/T < 1$ : un régime très sec.
- Si  $1 < P/T < 2$ : un régime sec.
- Si  $2 < P/T < 3$ : un régime sub-humide.
- Si  $P/T > 3$ : un régime humide.

**Tableau. II.9 : Valeurs des rapports P/T de la station de barrage El-Agram et Texenna.**

Mois station	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou
Barrage El-Agrem	3.41	5.06	8.75	18.44	15.12	13.05	8.02	6.68	2.36	0.74	0.04	0.32
Texenna	3.28	4.48	10.82	6.92	20.39	11.82	7.69	8.04	3.28	0.63	0.44	0.36

Selon ces résultats on peut constater que la période sèche dans les deux stations, s'étale au demi mois de Mai jusqu'au la fin du mois d'Aout. C'est la même période qui est donnée par le diagramme Ombro-thermique. Ce qui signifie une bonne corrélation entre les deux méthodes.

### c- Climato Gramme d'Emberger (1932)

Emberger a proposé cet indice pour les climats de la région méditerranéenne, c'est un abaque comportant en ordonnées les valeurs de  $Q_2$ , nous utilisons le climato gramme d'Emberger pour classifier le climat de la région exprimé par la relation suivante:

$$Q_2 = 2000 \frac{P}{(M^2 - m^2)} \dots \dots \dots (II - 1)$$

**P:** la précipitation annuelle en (mm).

**M:** le maximum du mois le plus chaud en degré kelvin ( $K^\circ$ ).

**m:** le minimum du mois le plus froid en degré kelvin ( $K^\circ$ ).

$T (K^\circ) = T(c^\circ) + 273.15$ .

Vue la non disponibilité des données de températures moyennes mensuelles maximales et minimales concernant la station de Texenna, mais d'après le régime similaire de variation des températures moyennes mensuelles enregistrées dans les deux stations, on peut constater, que les deux stations ont le même étage climatique.

#### ➤ À la station de barrage d'El- Agrem :

$P = 1145.37$  mm,  $M = 39.6 + 273.15 = 312.75 K^\circ$  et  $m = 3.7 + 273.15 = 276.85 K^\circ$ .

$$Q_2 = 2000 \frac{1145.37}{(312.75^2 - 276.85^2)} = 108.22.$$

D'après la valeur obtenue par le climato gramme pluviométrique d'Émerger, on constate que la région étudiée présente un étage climatique sub-humide avec un hiver tempéré.

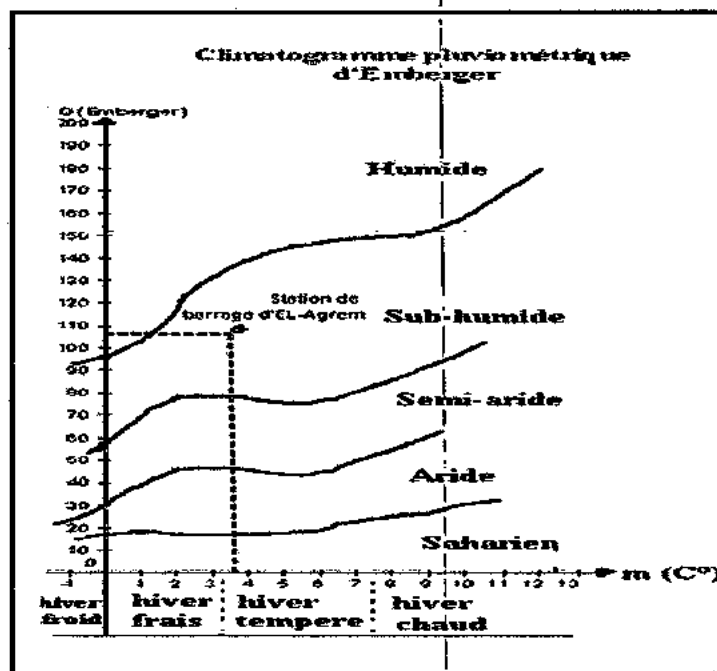


Fig. II-6: Clmato-gramme pluviométrique d'Emberger.

**d- Indice climatique DE, MORTON**

Un indice d'aridité a été proposé en 1932 par de Morton, basé sur le régime moyen annuel des précipitations et des températures.

$$I = \frac{P}{(T + 10)} \dots \dots \dots (II - 2)$$

**Ou :** **p** : précipitation moyenne annuelle.  
**T** : température moyenne annuelle.

Les résultats d'indice d'aridité de DE, MORTON sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

**Tableau. II.10: Valeurs de l'indice de MORTON.**

Station	P (mm)	T (c°)	Indice de MORTONÉ
Texenna	1188.12	18.39	41.84
Barrage El- Agrem	1145.37	18.25	40.54



Selon le tableau II.11, l'indice de MORTON est situé entre 30 et 55, indique un régime climatique humide, avec 41.84 à la station de Texenna et 40.54 pour celle de barrage El - Agrem. On constate le même étage climatique humide pour les deux stations.

Les paramètres climatiques obtenus par les différentes méthodes au niveau de chaque station (barrage El Agrem et Texenna), sont en général similaires, ce qui signifie même régime climatique pour les deux stations. Donc les données obtenues d'une seule station sont suffisantes pour établir les paramètres de bilan hydrologique.

### 2-2-5- Bilan hydrologique

#### 2-2-5-1-Évapotranspiration potentiel (E.T.P.)

L'évapotranspiration constitue un paramètre essentiel dans l'établissement du bilan hydrologique. Ce paramètre est basé sur deux phénomènes:

- L'évapotranspiration qui est par définition l'ensemble des phénomènes qui transforment l'eau en vapeur par un processus spécifiquement physique dès le moment où les précipitations atteignent la surface du sol.
- La transpiration des plantes dégage de grandes quantités d'eau dans l'atmosphère, car la couverture végétale va puiser dans la profondeur du sol l'eau nécessaire à sa vie et son développement.

Pour le calcul de l'ETP, nous avons utilisé les données de précipitation mesurées dans la station du barrage El-Agrem sur une période d'observation de 10 ans (2002-2012). Plusieurs formules ont été établies pour le calcul de L'ETP, nous adoptons celle de THORNTHWAITE appliquée à des régions sub-humide qui permet d'estimer le pouvoir évaporant de l'atmosphère. La formule de L'ETP (THORNTHWAITE) est basée sur les précipitations et les températures moyennes mensuelles.

$$ETP = 16 \times \left( \frac{10T}{I} \right)^{\alpha} \dots \dots \dots (II - 3)$$

Ou:

ETP: l'évapotranspiration potentielle en (mm).

T: la température moyenne mensuelle en (°C).

I: l'indice thermique obtenu par la formule:

$$I = \sum i, \text{ ou } i = (T/5)^{1.514}$$

Avec :

T: moyenne en ( $^{\circ}$  C).

a: Indice liée à la température qui est calculé par la formule:

$$a = 67,5(10^{-8} I^3) - 77,1(10^{-6} I^2) + 0,01797 I - 0,492$$

Cependant G. Serra (1954) Suggère de retenir :  $a = 0.016 I + 0,5$

Pour notre station du barrage El- Agrem  $a = 0,016. (88.2) + 0.5 = 1.91$

L'évapotranspiration Potentielle Mensuelle Corrigée est Obtenue à Partir de La formule  
Suivant :

**ETP corrigée = ETP.K, K: Coefficient de correction.**

**Tableau. II.11: Calcul l'évapotranspiration (ETP) selon C.W.THORNTHWAITE à la station de barrage El-Agrem.**

Mois paramètre	P (mm)	T ( $^{\circ}$ )	i	ETP (mm)	K	ETP corrigée
Sep	81.2	23.7	10.54	105.16	1.03	108.3148
Oct	95.7	18.9	7.48	68.42	0.97	66.3674
Nov	139.7	15.96	5.79	49.16	0.86	42.2776
Déc	219.1	11.9	3.71	27.98	0.84	23.5032
Jan	172.1	11.4	3.47	26.02	0.87	22.6374
Fév	148.4	11.4	3.47	26.02	0.85	22.117
Mar	108.2	13.5	4.49	36.04	1.03	37.1212
Avr	108.3	16.2	5.92	50.74	1.1	55.814
Mai	45.3	19.1	7.6	69.65	1.21	84.2765
Jui	17.4	23.4	10.34	102.92	1.22	125.5624
Jui	1.2	26.05	12.17	126	1.24	156.24
Aou	8.9	27.55	13.24	140.59	1.16	163.0844
Années	1145.35	18.19	88.22	828.7	/	907.3159

### 2-2-5-2- Évapotranspiration Réelle (E.T.R.) ou Déficit d'écoulement (De)

L'évapotranspiration réel (ETR) est appelée souvent déficit d'écoulement (De). Elle correspond à la quantité d'eau évaporée ou transpirée effectivement par le sol. Plusieurs formules permettent de calculer l'ETR parmi lesquelles nous citons:

- Formule de Turc ;
- Formule de Coutagne ;
- L'abaque de C. Wundt.

**a- Formule de Turc**

$$ETR = \frac{P}{\sqrt{0.9 + \frac{P^2}{L^2}}} \dots \dots \dots (II - 4)$$

Où :

ETR: évapotranspiration réelle en (mm).

P: la précipitation moyenne annuelle en (mm).

T: la température moyenne annuelle en (°C).

L: paramètre dépendant de la température en (°C).

$$L = 300 + 25 T + 0,05 T^3$$

**- Application:**

$$T=18.25$$

$$\text{Donc : } L = 300 + 25 (18.25) + 0,05 (18.25)^3 = 1060.16.$$

$$P = 1145.37.$$

$$ETR = \frac{1145.37}{\sqrt{0.9 + \frac{(1145.37)^2}{(1060.16)^2}}} = 800.95 \text{ mm.}$$

Donc :

ETR = 800.95mm, soit 69.93% de la lame d'eau précipitée.

**b- Formule de Coutagne**

$$ETR = De = P - \lambda P^2 \dots \dots \dots (II - 5)$$

$$\text{Avec } \lambda = \frac{1}{0.8 + 0.16T}$$

Ou: De : déficit d'écoulement.

P: la précipitation moyenne annuelle en (mm).

T: la température moyenne annuelle en (°C).

λ: Paramètre régional dépend de la température.

**- Application :**

$$P = 1.1453 \text{ m, } T = 18.25^\circ \text{ et } \lambda = 0.26.$$

Cette formule est applicable lorsque  $\frac{1}{8T} < P < \frac{1}{2T}$  donc  $0.456 < P < 1.86 \text{ m.}$

$ETR=De = 1.1453-0.26 (1.1453)^2 = 0.80425 \text{ m} = 804.25\text{mm}$ , soit **70.22 %** de la lame d'eau précipitée.

**c- L'abaque de C. Wundt**

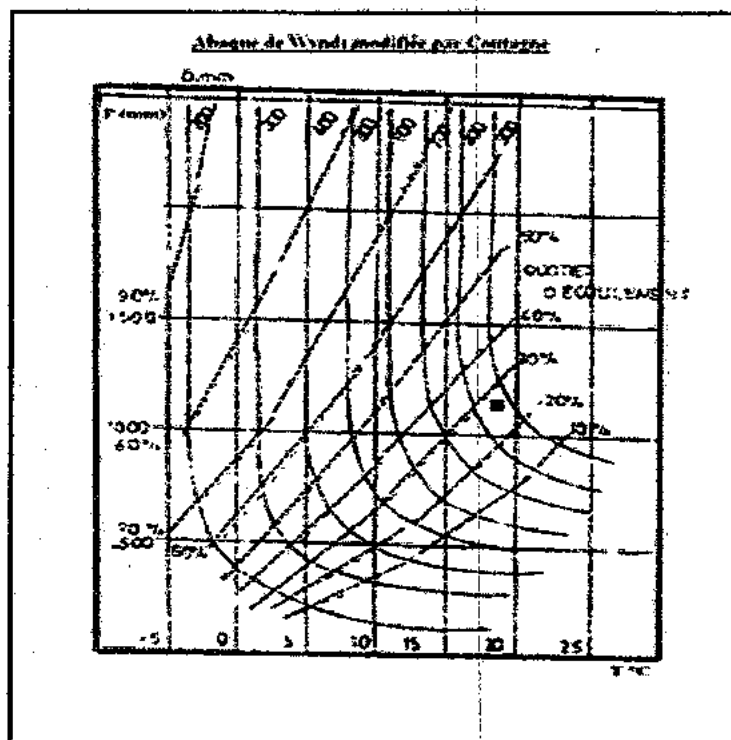
La valeur de l'évapotranspiration réelle (ETR) et déficit d'écoulement (De) est déterminée à l'aide de l'abaque de Wundt. Ce dernier donne la relation entre les précipitations et les températures.

**Application :**

$T = 18.25^\circ\text{C}$  (température moyenne annuelle).

$P = 1145.37 \text{ mm}$  (précipitation moyenne annuelle).

A l'aide de l'abaque de C.Wundt, la valeur d'ETR atteint **850 mm**, soit **74.21%** de la lame d'eau précipitée est mentionné sur la figure ci-dessous :



**Fig. II-7 : Évaluation de l'écoulement et du déficit en fonction des T° moyennes et des précipitations.**

**2-2-5-3-Le bilan hydrique selon Thornthwaite**

Le bilan hydrique permet de quantifier les transferts d'eau issus des précipitations et convient pour caractériser un sol du point de vue de sa sécheresse ou de son humidité. La méthode de Thornthwaite permet d'estimer le bilan hydrique. Le calcul de ce bilan fait intervenir l'évapotranspiration potentielle (ETP) et la pluviométrie (P).

Le principe de calcul de ce bilan est basé sur les relations suivantes:

- Si:  $P \geq ETP \Rightarrow ETR = ETR$ , la quantité  $(P-ETP)$  qui présente l'excédent va alimenter la RFU jusqu'à son maximum (100%).
- Si:  $P < ETP \Rightarrow ETR = P$ , donc  $ETR < ETP \Rightarrow$  il existe un déficit agricole (Da),  
Ou :  $Da = ETP - ETR$ .

Ou :

**ETR:** évapotranspiration réelle.

**RFU:** réserve facilement utilisable, en considérant RFU = 0 au mois de Septembre et une

**Da:** déficit agricole, représente généralement le besoin en eau d'irrigation des végétaux.

**Ws:** l'excédent (water surplus).

Le tableau ci-après met en évidence les résultats des calculs du bilan hydrique pour une période d'observation de 10 ans.

**Tableau. II.12: Calcul du bilan hydrique selon Thornthwaite (station El Agrem 2002-2012).**

Mois paramètre	P (mm)	ETP corrigée	P-ETP	RFU	ETR	Ws (mm)	Da (mm)
S	81.2	108.3148	-27.1148	0	81.2	0	27.1148
O	95.7	66.3674	29.3326	100	66.3674	29.33	/
N	139.7	42.2776	97.4224	100	42.2776	97.42	/
D	219.1	23.5032	195.5968	100	23.5032	95.5968	/
J	172.1	22.6374	149.4626	100	22.6374	49.4626	/
F	148.4	22.117	126.283	100	22.117	26.283	/
M	108.2	37.1212	71.0788	100	37.1212	71.0788	/
A	108.3	55.814	52.486	100	55.814	52.486	/
M	45.3	84.2765	-38.9765	0	45.3	0	38.9765
J	17.4	125.5624	-108.1624	0	17.4	0	108.1624
JH	1.2	156.24	-155.04	0	1.2	0	155.04
A	8.9	163.0844	-154.1844	0	8.9	0	154.1844
Années	1145.35	907.3159	/	/	423.8378	421.6572	483.4781

Nous pouvons tirer du tableau précédant les constatations suivantes :

- D'octobre à avril les précipitations sont supérieures à L'ETR.
- L'excédent est enregistré à partir du mois de décembre jusqu'au mois d'avril avec une valeur maximale de **95.59 mm** atteinte au mois de décembre.
- L'évapotranspiration réelle atteint son maximum au mois de mai avec une valeur **79.17 mm**.
- L'évapotranspiration réelle annuelle est de **423.83 mm** soit **37.00%** des précipitations.
- Les valeurs de déficit agricole commencent au mois de Mai jusqu'au mois de Septembre.

- La période humide débute au mois d'octobre et se termine au mois d'Avril, ceci confirme les limites des périodes humides et sèches obtenir par le diagramme Ombro-thermique.

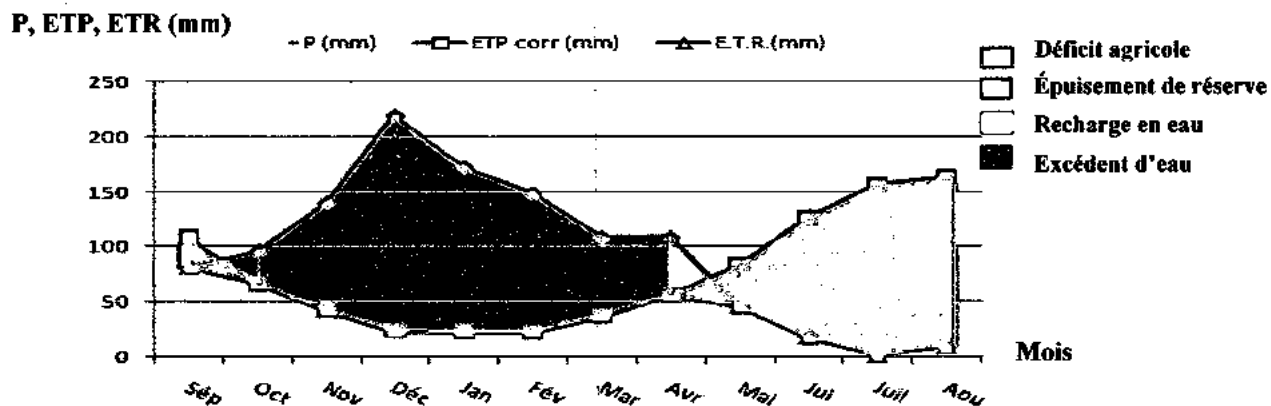


Fig. II-8 : Bilan hydraulique selon Thornthwaite à la station de barrage El- Agrem (2002-2012).

#### 2-2-5-4- Représentation des résultats

Les résultats de l'ETR obtenus par les différentes méthodes, sont regroupés dans le tableau II-13.

Tableau. II.13: Les résultats de l'ETR par différentes méthodes.

Paramètres	Méthode	Valeur en (mm)	Valeur en %
P	/	1145.35	100
ETP	Thornthwaite	907.31	79.21
ETR	1. TURC	800.95	69.93
	2. WUNDT	850	74.21
	3. COUTAGNE	804.25	70.21
	4. THORNTWAITE	423.83	37.00
Moyenne ETR	/	719.75	62.84

Les trois premières méthodes donnent des valeurs très approchées de l'ETR par contre la valeur de l'ETR obtenue par la méthode Thornthwaite est très inférieure, elle est environ de 50 %. La valeur moyenne de l'ETR est de 719.75 mm, qui se rapproche de celle donnée par Coutagne et Turc.

### 2-2-5-5- Bilan hydrologique

La formule du bilan est la suivante:

$$P = ETR + (R + I) \dots \dots \dots (II - 6)$$

**Ou:**

**P:** précipitation moyenne annuelle en (mm).

**ETR:** évapotranspiration réelle en (mm) de Thornthwaite.

**I:** infiltration en (mm).

**P= 1145.35 mm, ETR= 423.83 mm.**

**Donc: 1145.35=423.83+(R+I), R+I=721.52 mm. Soit 62.99% de P.**

Le ruissèlement et l'infiltration représentent de **62.99%** des Précipitations. Selon la formule de **TIXERON** et **BERKALOV**.

$$R = P^3/3(ETP)^2 \dots \dots \dots (II - 7).$$

**Avec : ETP = 907.31mm, R = (1145.35)<sup>3</sup>/3(907.31)<sup>2</sup>=608.38 mm, soit 53.11% de précipitation.**

**P=ETR+(R+I), donc I=113.4 mm, soit 9.90% de précipitation.**

### 3- Étude hydrogéologique

La connaissance de l'hydrogéologie de la région est très essentielle, car elle permet d'envisager les échanges souterrains (écoulement, transfert de polluants ...) qui peuvent se produire dans les aquifères. A cause de l'absence des travaux hydrogéologiques avancés dans la région de Djimla, les caractéristiques hydrogéologiques sont estimées à partir de la description géologique des terrains, ainsi que de chaque formation.

D'après les formations rencontrées dans le site (POS2), qui sont caractérisés par la présence des éboulis de pente (blocs et galets de grés dans une matrice argileuse sableuse), les marnes telliennes, les formations cristallophylliennes, et les formations du flysch. La combinaison des données lithologiques avec celle de perméabilité de différentes formations, nous permet d'avoir une image globale de la perméabilité du site et nous permet de constater que :

- un taux de perméabilité faible (semi perméable) dans les marnes telliennes et les argiles, la formation des éboulis de pentes à matrice argilo sableuse du quaternaire à faible profondeur, capable de constituer une nappe superficielle sous forme des poches, dont leur potentiel varie selon les saisons.
- Par ailleurs les formations cristallophylliennes, et les formations du flysch offrent une perméabilité très élevés (macrofissures, microfissures, diaclases et les joints de stratification), la présence des nappes profondes est éventuelle dans ces formations tellienne, (les zones de broyages dans la marne tellienne).

#### 4- Conclusion

On peut constater que :

- la région est bien arrosée, avec une précipitation moyenne annuelle est de l'ordre de **1166.74mm** (*moyenne de précipitation pour les deux stations*), du fait de la fréquence et l'importance des précipitations dont le rôle de l'eau est souvent important dans les mouvements des terrains ;
- La température moyenne annuelle est de **18.32°** ;
- Une évapotranspiration réelle (**ETR**) d'une moyenne de 719.75 mm/an ou de 62.84% des précipitations ;
- Une évapotranspiration potentielle (**ETP**) d'une moyenne de 907.31 mm/an.
- Une lame d'eau ruisselée et infiltrée de **721. 52 mm/an** qui représentent une moyenne de **62.99%** des précipitations ;
- La réserve facilement utilisable (**R.F.U**) n'est à son maximum (100 mm) que du moi d'Octobre jusqu'au mois de Mai ;
- La lithologie de notre site, offre un taux de perméabilité variable, faible (semi perméable) dans les argiles et les marnes, et élevés dans les formations du socle et les formations du flysch.



CHAPITRE III :

*Généralité sur la  
stabilité des talus*

## **1-Introduction**

A l'échelle humaine, les sols qui nous entourent peuvent paraître immuables, mais cette stabilité est illusoire. L'histoire géologique montre en effet que l'équilibre naturel, lentement façonné, peut soudainement subir des déformations, des ruptures menant à des instabilités nuisibles pour l'homme.

Les mouvements de terrain constituent généralement des phénomènes ponctuels, de faible ampleur et d'effets limités. Mais par leur diversité et leur fréquence, ils sont néanmoins responsables de dommages et de préjudices importants et coûteux. Ils engendrent des risques pour les personnes, mais également pour les biens et l'économie. Chaque année, les mouvements de terrain provoquent mondialement la mort de 800 à 1 000 personnes, mais ce chiffre ne prend pas en compte les glissements dus aux séismes.

De nombreux paramètres, naturels ou anthropiques, conditionnent l'apparition et le développement des mouvements de terrain (géologie, hydrogéologie, urbanisation, etc.). L'évaluation de la stabilité est obtenue à travers des méthodes de calcul qui compte des hypothèses simplificatrices.

Aujourd'hui, grâce aux énormes progrès faits dans le domaine de l'informatique, on peut effectuer une étude de stabilité des talus d'une manière efficace avec un temps de calcul très réduits.

## **2- Les types des talus**

Il convient tout d'abord de procéder à une classification des mouvements de sols qui peuvent avoir des origines différentes et prendre des formes variées. Nous pouvons classer les talus en deux groupes ; ceux associés aux pentes naturelles et ceux rencontrés dans les ouvrages (talus artificiels).

### **2-1- Talus naturels**

Il s'agit des talus existants, peu homogènes et présentant des variations géologiques et éventuellement des discontinuités. Les accidents observés dans ce cas montrent qu'il est possible de classer les instabilités de terrains en trois grandes familles :

- Les glissements qui se caractérisent par l'apparition de surfaces de cisaillement relativement bien définies à l'intérieur du massif de sol. La forme de surface de rupture observée permet de classer ces glissements en trois catégories : plans, circulaires et quelconques ;
- Les écoulements et les coulées boueuses ;
- Les éboulements (par perte de la cohésion, fluage).

### **2-2-Talus artificiels**

Les talus artificiels sont essentiellement affectés par des glissements et parfois par des phénomènes de fluage. On peut les classer en fonction des types d'ouvrage :

- Talus en déblai ;
- Talus en remblai sur sol non compressible ;
- Talus en remblai sur sol compressible ;
- Dignes des barrages en terre.

### **3- Description des instabilités de terrains**

Il existe de nombreuses classifications des glissements de terrains basées sur différents critères (nature de sol, cinématique du mouvement, vitesse du mouvement, morphologie de la surface de rupture, cause de la rupture...). Nous décrivons dans ce paragraphe que celles basées sur la cinématique du mouvement et la morphologie de la surface de rupture.

L'évolution dans le temps d'un « glissement » de terrain permet de distinguer quatre familles, qui se différencient par la « brutalité » du phénomène :

- ❖ **les écroulements ;**
- ❖ **les glissements ;**
- ❖ **les fluages ;**
- ❖ **les coulées.**

### 3-1- Les écroulements

Les écroulements sont caractérisés par une chute de masses de terrains. L'écroulement typique est l'effondrement d'un pan de falaise. Ce phénomène peut être du, par exemple, à l'érosion de couches sous-jacentes (fig. III-1). Les matériaux concernés par des écroulements sont plutôt des terrains rocheux.

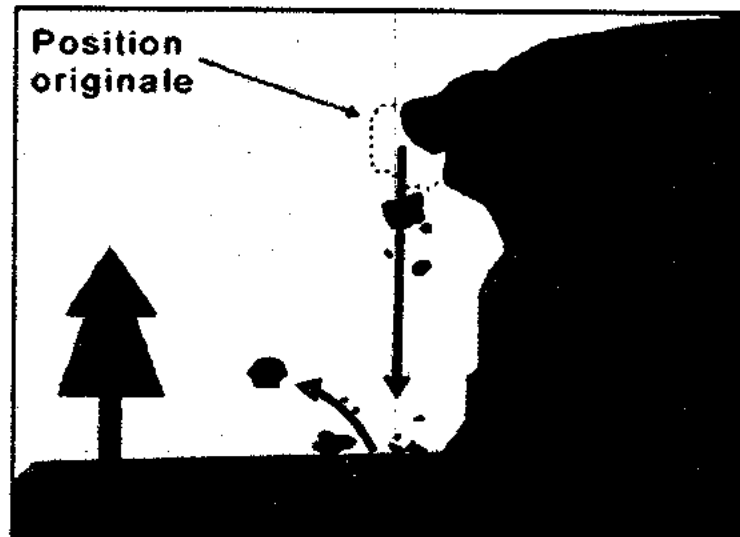


Fig. III-1 : L'écroulement des roches (Source : BRGM).

### 3-2- Les glissements

Ces mouvements ont généralement lieu dans des terrains plus meubles que ceux affectés par les écroulements, leur étude relève plutôt de la mécanique des sols. L'échelle de ces mouvements est variable, mais ils peuvent affecter plusieurs  $\text{Km}^2$ . Les glissements peuvent être plans ou rotationnels (surface de glissement grossièrement circulaire en deux dimensions). Les glissements sont caractérisés par une surface de rupture définie et identifiable. Leur phase de mouvement important dure quelques heures à plusieurs semaines et généralement précédée par une phase de « préparation », pendant laquelle le terrain subit des mouvements lents.



Fig. III-2 : glissement rotationnel Rivière Bayonne (Québec.) Canada ;(Source : BRGM).

### 3-3- Le fluage

Le fluage est caractérisé par des mouvements lents et continus, mais à des vitesses faibles. Dans le cas de fluage, il est difficile de mettre en évidence une surface de rupture. Le mouvement se produit généralement sans modification des efforts appliqués (contrairement aux glissements) : en effet le matériau est sollicité à un état de la rupture.

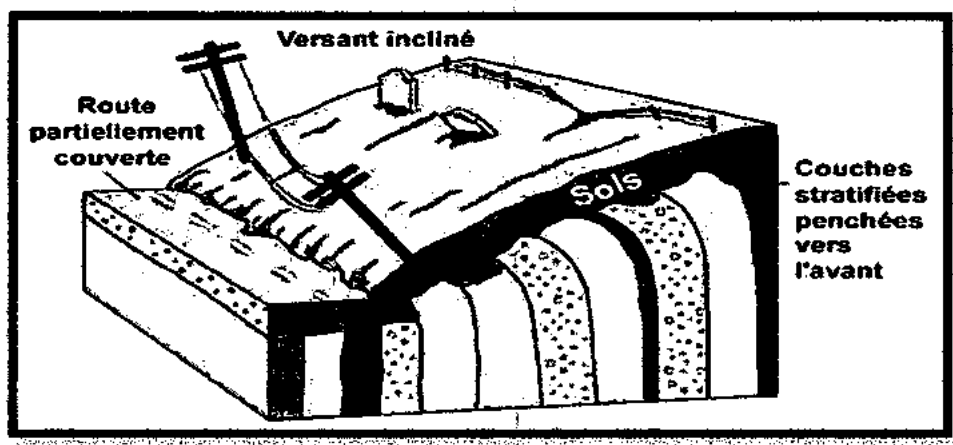


Fig. III-3 : Phénomène de fluage (Source : BC Geological Survey).

### 3-4- Les coulées

Les coulées sont des mouvements dont le comportement mécanique est plus proche de celui de matériau transportés par l'eau, que des glissements. Souvent ce sont les matériaux issus de glissement qui alimentent les coulées en présence d'une quantité importante d'eau. Les coulées sont caractérisés par :

- ❖ Des matériaux meubles, hétérogènes à matrice argileuse ;
- ❖ Un déclenchement du phénomène lie au dépassement d'une teneur en eau critique qui rend le matériau semi-fluide ;
- ❖ Des déplacements importants.

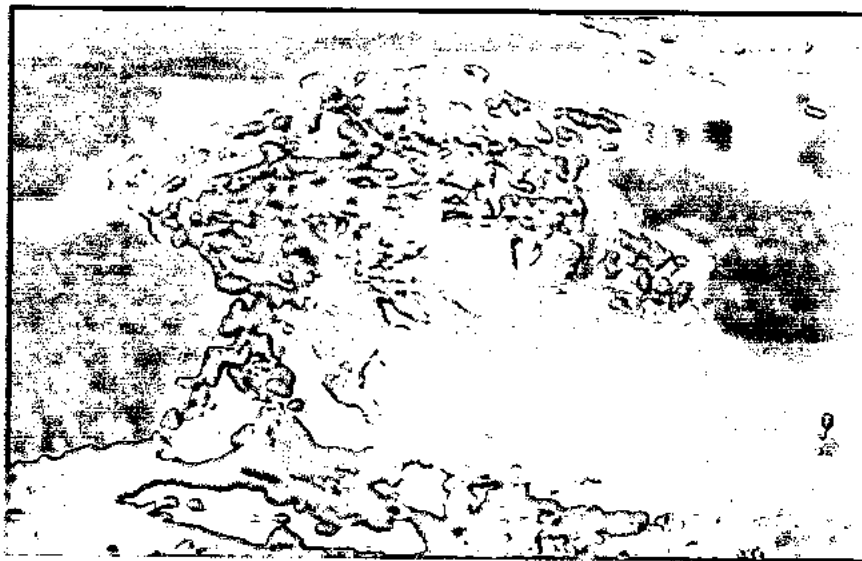


Fig. III- 4 : Coulée boueuse (Source : BRGM).

Le tableau III.1 résume les facteurs de prédisposition, les facteurs aggravants, cinématique de mouvement et l'intensité liée à chaque type de mouvement de terrain.

**Tableau. III.1 : Récapitulation des principaux types de mouvements de terrain par R. Nova(2002)**

Type de mouvement	Facteur de prédisposition	Facteurs aggravants	Cinématique	Intensité	Gravité
<b>Glissement de terrain</b>	Sols-massifs fracturés Formation meuble Géométrie des discontinuités par rapport à la topologie	Eau-Anthropique Séisme(+liquéfaction) Occupation du sol	Très lente à moyenne	Moyen à majeur	Très faible à moyenne
<b>Chute de blocs et éboulement</b>	Massifs rocheux-Conglomérats Discontinuités :tectonique,hétérogénéités Géométrie des discontinuités par rapport à la topologie	Eau-Anthropique Gel /dégel-séisme-Occupation du sol (Végétation).	Très lente à très rapide Discontinuités Brutal	Faible à moyenne	Moyen à majeur.
<b>Coulées boues</b>	Matériaux très remaniés	Eau Séismes (tectoniques ou volcanique).	Très rapide	Forte à majeur	Forte à majeur.
<b>Effondrements</b>	Existence de cavité (extraction ;dissolution etc ...) Proximité surface	Eau Séisme anthropique	Très lente à rapide	Faible à moyen	Moyen à faible

#### 4 - Les différents types de glissement des terrains

Les glissements des terrains se produisent dans des circonstances très variées soudainement ou pendant plusieurs mois, et même parfois plusieurs années.

Ils affectent les pentes naturelles ainsi que les ouvrages artificiels, comme les digues, les remblais et les murs de soutènement. Les glissements sont souvent liés au problème d'écoulement de l'eau et / ou l'érosion au pied des massifs.

L'étude des différents facteurs causants les glissements des terrains a permis de les classer selon leurs origines, comme le suivant :

- Les causes liées à la nature des terrains et leur géologie (stratification, inclinaison) ;
- Les différents modes d'action de l'eau (statique ou dynamique) ;
- Les causes mécaniques extérieures (surcharge et séisme).

Selon la forme et la géométrie de surface (Fig. III-5 et Fig. III-6), les glissements des terrains sont classés comme suit :

**a- glissement circulaire ou rotationnel**

La surface de glissement plus ou moins circulaire ; mouvement caractérisé en général par l'existence d'une zone de départ net et par un bourrelet frontal plus ou moins marqué ; le remaniement interne dépend de la nature des terrains et de l'importance du déplacement. Il se produit en particulier en terrains meubles, dans les roches homogènes à faible cohésion ou très divisées.

❖ **Glissement rotationnel simple**

Ce type de glissement est très fréquent, ou la surface de rupture peut être assimilée à une surface cylindrique pour la majorité des cas.

❖ **Glissement rotationnel complexe**

Il s'agit des glissements multiples, emboîtés les uns dans les autres dus à la suppression de la butée provoquée par le glissement précédent, ce qui entraîne ainsi des glissements successifs remontant vers l'amont.

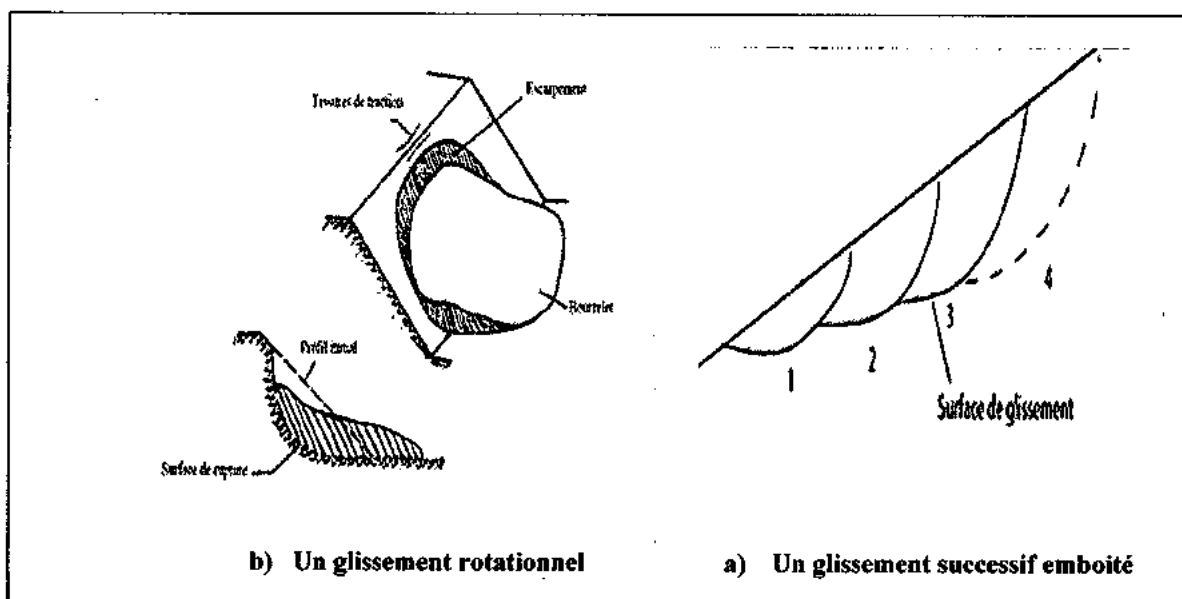


Fig. III-5 : Principaux types de glissement rotationnel ; (G. Philipponnat; et H. Bertrand ; 2003).



### b- Glissement quelconque

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

### c- Glissement plan

Mouvement au long d'une surface sensiblement plane (couche ou surface tectonique). Il se produit surtout en milieu rocheux.

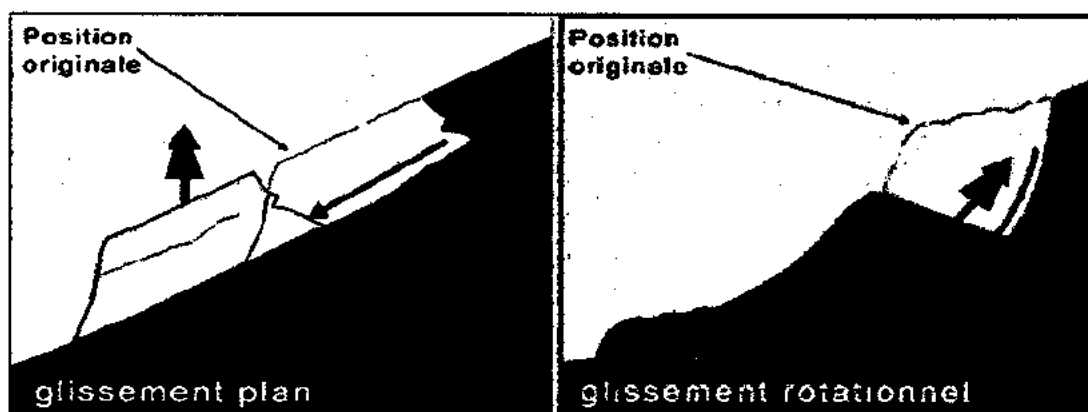


Fig. III-6 : Principaux types de glissement (Source : BRGM).

## 5 - Méthode de calcul de la stabilité des talus

L'étude de la stabilité des Talus consiste à évaluer le rapport des forces résistantes mobilisables aux forces motrices. Lorsque ce rapport est supérieur à certaines valeurs (Généralement 1.5 ~ 2), le talus est dit stable. Cette étude nécessite la connaissance des conditions géologiques, hydrauliques et topographiques du terrain ainsi que les propriétés mécaniques du sol. Les glissements de terrains sont généralement spectaculaires et engendrent des dégâts humains et matériels considérables, (comme celui de l'année 1970, causent le mort de 72 personnes au plateau d'Asie). Les méthodes de calcul (dites méthode de calcul à la rupture) sont basées sur des constatations expérimentales. Quand un glissement se produit, il y a une masse de terre qui se détache du reste du massif suivant une surface de rupture, donc le problème est comment assurer la stabilité de la partie «a» par rapport à la partie «b» Fig.(III-7).

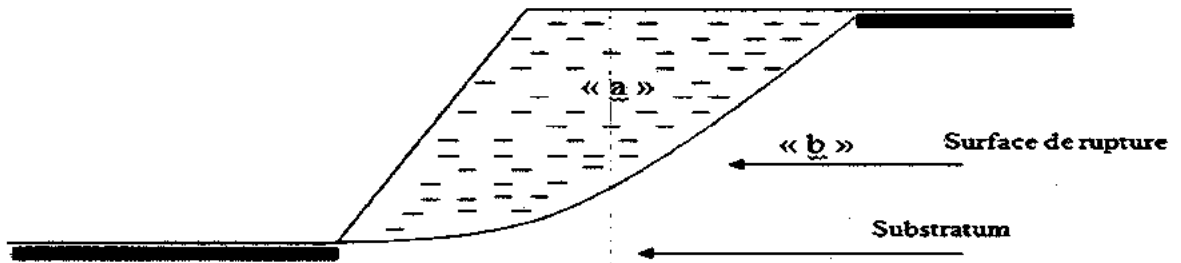


Fig. III-7 : Analyse de stabilité de talus.

Les différentes méthodes de calcul de la stabilité des Talus, consistent à déterminer un coefficient de sécurité. Ce coefficient est le rapport des forces résistantes mobilisables pendant le mouvement aux forces motrices au niveau de plan de rupture dans le sol. Généralement on admet les hypothèses suivantes :

- On considère que le problème est bidimensionnel ;
- On suppose que le massif se comporte comme un matériau rigide plastique et obéit à la loi de Coulomb au moment de rupture ;
- La rupture se produit simultanément dans tous les points de la ligne de glissement.

La mise en état de plasticité ne concerne que la ligne de glissement, le reste du massif est en équilibre limite.

Deux familles de calcul peuvent être réalisées :

#### a- Calcul après glissement (étude à posteriori)

Il s'agit dans ce cas de comprendre et d'analyser le glissement (notamment pour éviter qu'il se reproduise d'autres glissements dans les mêmes conditions). On va chercher à améliorer la situation de manière à avoir une sécurité acceptable. Dans ce cas la géométrie de la surface de rupture est connue (au moins partiellement), et puisqu'il y a eu rupture, cela signifie que les terrains avaient atteint leur état limite à la rupture. Le coefficient de sécurité est de l'ordre de un.

### b- Étude a priori

Dans ce cas, on ne connaît pas, a priori, la géométrie la plus critique, ni la surface la plus défavorable. L'objectif du calcul va être de déterminer la surface de glissement, qui, parmi l'infinité de surface de rupture envisageables, sera la plus critique.

Le calcul va donc consister à tester le plus grand nombre de surfaces possibles et de trouver par « tâtonnements » la surface la plus défavorable. Chaque surface testée fera l'objet d'un calcul de stabilité qui fournira en général la valeur de coefficient de sécurité du talus par rapport à la rupture suivant la surface envisagée. Le coefficient de sécurité de site sera la plus faible des valeurs de  $F_s$  obtenues. La surface correspondant au coefficient de sécurité le plus faible est la surface de rupture la plus probable.

### 6 - Notion Coefficient de sécurité

En général, le rôle de coefficient de sécurité est lié aux calculs de la stabilité de talus, puisqu'on est incapable de préciser les contraintes qui règnent effectivement dans le sol, on suppose, pour les besoins du calcul, que la rupture est critique, et par suite on introduit un coefficient de sécurité compatible avec la bonne tenue du talus. Le choix de coefficient de sécurité est lié à la connaissance de la nature du terrain, car le risque est plus grand dans le cas des terrains hétérogène.

Pour évaluer la stabilité d'une pente, l'ingénieur doit choisir entre plusieurs définitions du coefficient de sécurité, ce coefficient peut être un rapport de forces, de moments, de grandeurs par rapport à une grandeur limite comme le montre le tableau :

Tableau. III.2 : Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité, LAMBE (1973).

Définition	Formule
Rapport de contraintes	$F = \tau_{max} / \tau$
Rapport de forces	$F = E_{resist} / E_{moteur}$
Rapport de moments	$F = M_{resist} / M_{moteur}$
Rapport de grandeurs	Par ex : $H / H_{max}$

Le facteur de sécurité minimal  $F_s$  adopté est assez rarement inférieur à 1.5. Il peut quelquefois être égal à 2, voire à 2.5 pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix (grand risque pour les personnes, site exceptionnel), ou pour des méthodes dont l'incertitude est importante (analyse en contraintes totales avec risque d'erreur sur la valeur de la cohésion non drainée  $C_u$ ).

Pour certains sites peu importants ou pour certains ouvrages courants, et lorsqu'il n'y a pas de risque pour les vies humaines, on peut accepter des valeurs plus faibles pendant un moment très court ou pour des fréquences faibles : 1.2 voire 1.1. Mais pour pouvoir se rapprocher ainsi de 1, c'est-à-dire risque de rupture, il faut être sûr de la validité des hypothèses et des paramètres adoptés, ce qui souvent est difficile en géotechnique.

Le tableau III-3 ci-dessous regroupe les valeurs de  $F_s$  en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entoure.

Tableau. III.3 :L'état de l'ouvrage par rapport au coefficient de sécurité.

$F_s$	État de l'ouvrage
<1	Danger.
1.0-1.25	Sécurité contestable.
1.25-1.4	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants. Sécurité contestable pour la rupture serait catastrophique.
>1.4	Satisfaisante pour les barrages.

### 7 - Approche conventionnelle

Les analyses conventionnelles de stabilité de pente étudient l'équilibre d'une masse de sol liée ci-dessous par une surface potentielle supposée surface de glissement et en haut par la surface de la pente. Les forces et les moments causant l'instabilité de la masse sont comparés à ceux qui tendent à résister le déplacement. La plupart des procédures supposent une coupe bidimensionnelle et des conditions de contrainte planes pour l'analyse.

Plusieurs hypothèses sont faites concernant la position de la surface potentielle de glissement jusqu'à ce que la surface critique (ayant le facteur de sécurité minimum) soit trouvée. Figure III-8 représente une masse potentielle de glissement délimité par une surface de glissement.

- Si la résistance au cisaillement du sol mobilisable le long de la surface de glissement est plus grande que la contrainte de cisaillement induite dans la masse du sol le talus est stable ;
- Dans le cas contraire le talus est dit instable.

Les méthodes globales ne tiennent pas en compte la distribution des contraintes effectives le long de la surface de rupture, la distribution des contraintes effectives normales doit être connue le long de cette surface, celui-ci est souvent analysé par la division de la masse de sol susceptible au glissement en plusieurs tranches et de traiter chaque tranche comme un bloc entier.

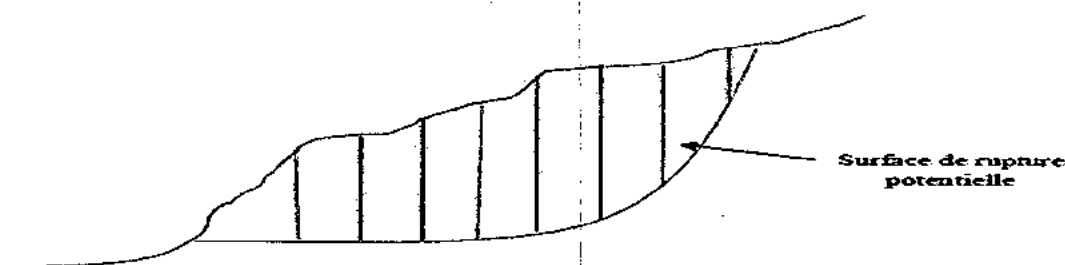


Fig. III-8 : Calcul  $F_s$  par la méthode des tranches

Le principe est de diviser le volume étudié en un certain nombre de tranches (en général verticales). La méthode des tranches est employée par la plupart des codes de calcul automatique, car il peut traiter facilement les pentes avec une géométrie très compliquée et des propriétés de sol variables en tenant en compte l'effet des charges extérieures sur les contours. Dans cette section on présente les différentes méthodes basées sur le principe des tranches.

## 8 - Aperçu sur les différentes méthodes basées sur la méthode des tranches

### a- Méthode des tranches ordinaires

La méthode suppose une surface de glissement circulaire et divise le talus en tranches en négligeant les forces inter-tranches. Cette méthode développée par Fellinius (1927-1936), ce qui n'est satisfait pas les forces d'équilibre pour la masse glissante. Malgré cette simplification, elle reste l'une des procédures les plus populaires dans l'étude de stabilité des talus.

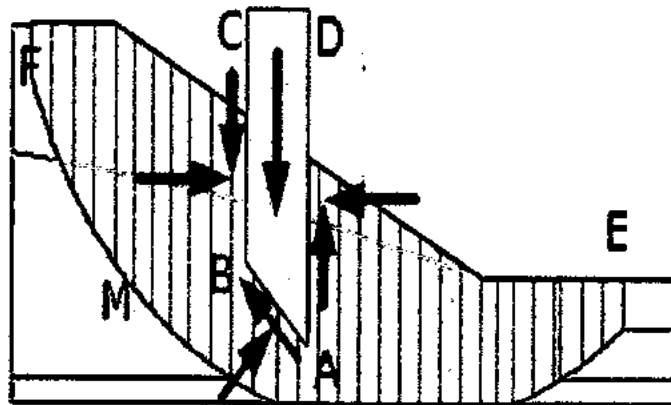


Fig. III-9 : Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellinius (GEO-SLOPE INTERNATIONAL).

### b- Méthode de Bishop simplifiée (1955)

Bishop suppose que les forces de cisaillement sont nulles, ce qui réduit les nombres des inconnus par  $(n-1)$ , le nombre donc devient  $(4n-1)$ , ce résultat à un problème surdéterminé, car l'équilibre des forces horizontales ne sont pas satisfaits pour une tranche.

### c- Méthode de Junbu simplifiée (1954-1957-1973)

Junbu suppose aussi des forces inter tranches de cisaillement égal à zéro, ce qui réduit le nombre des inconnus à  $(4n-1)$ , donnant un problème surdéterminé qui ne satisfait pas complètement l'équilibre des moments, mais Junbu avait présenté un facteur de correction  $f_o$  pour tenir compte de cette insuffisance. Le coefficient de sécurité  $F_f$  est corrigé par un facteur  $f_o$  dépendant de l'allure de la courbe de rupture et des propriétés du sol :  $F_f = f_o \cdot F_f$

**d- Méthode de Lowe et Karafiath (1960)**

Les deux auteurs supposent que l'inclinaison des forces inter-tranches est égale à la moyenne de  $\theta = 1/2(\alpha + \beta)$ , ou  $\theta$  est l'inclinaison des forces inter-tranches sur le côté droit, de même cette supposition résulte à une solution surdéterminée et l'équilibre du moment n'est pas assuré.

**e- Méthode du corps d'ingénieur (1970)**

Cette approche considère l'inclinaison des forces inter-tranches de deux façons :

- Parallèle à la surface libre (c'est à dire  $\theta = \beta$ ).
- Égale à la moyenne des angles d'inclinaison au niveau des points de début à la fin de surface de rupture.

L'approche est similaire à celui de Lowe et Karafiath (1960) et présente un système surdéterminé et l'équilibre de moment n'est pas satisfait pour toutes les tranches.

**f- Méthode de Spencer (1967 – 1973)**

Cette méthode satisfait rigoureusement l'équilibre statique, en supposant que les forces inter-tranches possèdent une inclinaison constante, mais elle est inconnue, ce qui réduit le nombre des inconnus à  $(4n-1)$ , mais cette inclinaison est une inconnue additionnelle, ce qui laisse le nombre des inconnus égale au nombre des équations  $(4n)$ .

**g- Méthode de Bishop rigoureuse (1955)**

Dans cette méthode Bishop utilise  $(n-1)$  forces inter-tranches pour calculer le  $F_s$ , ce qui laisse  $(4n-1)$  inconnus, l'équilibre de moment n'est pas directement satisfait, mais Bishop avait introduit une inconnue supplémentaire, en supposant l'existence d'une distribution unique de la résultante des forces inter-tranche ce qui satisfait rigoureusement les équations d'équilibre.

**h- Méthode de Junbu généralisée (1954 – 1957 – 1973)**

Junbu suppose la position de la ligne d'action, ce qui réduit le nombre des inconnus à  $(4n-1)$ , de même, comme le cas de la méthode de Bishop, Junbo propose que la position actuelle de la ligne d'action est inconnue supplémentaire et l'équilibre est satisfait rigoureusement.

**i- Méthode de Sarma (1973)**

La méthode *Sarma* est basée sur l'équilibre des forces et des moments des tranches individuelles. Les tranches sont créées en divisant la région située au-dessus de la surface de glissement par des plans généralement inclinés (tranches inclinées). Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes.

- Le mouvement de translation est le seul autorisé ;
- Les extensions de joints sont illimitées ;
- Les déformations réelles dans les blocs rocheux sont négligeables ;
- Le critère de rupture de *Mohr-Coulomb* est utilisé sur la surface de glissement polygonale et sur les joints entre les tranches inter tranches ;
- Le facteur de sécurité est supposé le même sur toute la surface de glissement.

La méthode *Sarma* est adaptée à l'analyse de stabilité d'un milieu non homogène, comme une pente rocheuse fracturée, Il est initialement nécessaire de définir les tranches. Il faut d'abord partir des blocs en contact avec la surface de glissement puis définir les tranches à partir de ces blocs, c'est-à-dire regrouper les blocs de bases avec les blocs situés au-dessus. Dans cette situation, nous pouvons imaginer plusieurs états de tranches.

Il est donc nécessaire d'analyser toutes les situations possibles et de choisir la moins stable d'entre elles. Tel que le choix inadéquat de la géométrie des tranches, en particulier de leur inclinaison, peut provoquer des problèmes de forces négatives. C'est un problème particulier pour l'analyse des massifs rocheux car on ne peut pas choisir les tranches comme on le souhaite.

**j- Méthode de Morgenstern et Price (1965)**

- La méthode suppose une surface de glissement non circulaire ;
- elle suppose que les forces entre les tranches sont parallèles entre elles afin de rendre le problème déterminé ;
- elle suppose aussi que la force normale  $N$  agit au centre de la base de chaque tranche.

Cette méthode vérifie l'équilibre horizontal et vertical des forces, l'équilibre des moments en un point quelconque ; et détermine également l'inclinaison des forces entre les tranches, ce qui donne une inconnue supplémentaire. La méthode est précise et elle est applicable à toutes les géométries et types de sol.



**k- Méthode d'équilibre limite générale(G.L.E)**

L'équilibre limite générale se développe à l'entourage de variantes méthodes, et faite par l'analyse circulaire, et non circulaire de surface de glissement. La méthode d'équilibre limite généralisée assume que les forces résultantes inter-tranche  $Z_L$  et  $Z_R$  sont inclinés par  $\theta_L$  et  $\theta_R$  sur le côté gauche et droit de la tranche, et l'équilibre des forces est considéré dans une direction parallèle à la base de tranche.

CHAPITRE IV :

*L'analyse de la  
stabilité des pentes*

## 1- Introduction

Toutes les méthodes d'équilibre limite emploient l'expression de Mohr-Coulomb pour déterminer la résistance au cisaillement le long de la surface de rupture. La contrainte à laquelle le sol cède est définie comme la résistance au cisaillement du sol. Il est bien connu qu'au moment de rupture, la résistance est complètement mobilisée le long de la surface de glissement quand les conditions d'état critique sont atteintes.

Les méthodes d'analyse en équilibre limite (en deux ou trois dimensions), nécessitent des hypothèses pour établir une définition isostatique du problème, il ya plusieurs façons de le faire ; soit en diminuer le nombre des inconnues, ou d'augmenter le nombre d'équations, ou les deux, en même temps.

L'analyse de stabilité de pente à l'aide d'ordinateurs est une tâche facile pour les ingénieurs, lorsque les paramètres du sol sont connus. Toutefois, le choix de la méthode d'analyse de la stabilité des pentes n'est pas toutes a fait évidente. Des efforts doivent être déployés pour connaître mieux les conditions de terrain et de comprendre le mécanisme de rupture, ce qui permet de choisir la méthode adéquate pour l'étude de stabilité des pentes. Par conséquent, le contexte théorique de chaque méthode pour l'étude de stabilité doit être envisagés dans le but d'étudier convenablement un glissement et d'évaluer la fiabilité des résultats.

Dans ce chapitre, on examine le cadre théorique de quelques méthodes d'équilibre limite en deux dimensions, basées sur le concept des tranches et les limites associées à chacune d'elle, ensuite on donne un aperçu sur les méthodes d'analyse de la stabilité des pentes en 3D.

## 2- 1'analyse de stabilité de pentes bidimensionnelles

### 2-1- Introduction

Les méthodes de stabilité des pentes en 2D sont les méthodes les plus couramment utilisées par les ingénieurs en raison de leurs simplicités. Cependant, ces méthodes sont établies sur des hypothèses simplificatrices et par conséquent la précision des résultats d'analyse varie d'une méthode à une autre. Ces méthodes d'équilibre limite, utilisant le concept des tranches, cette technique consiste de deviser la masse du sol à un ensemble de tranches verticales. On étudie l'équilibre statique de chaque tranche individuelle puis l'équilibre global de la masse en rupture est considéré.

### 2-2- Méthode de tranches

Fellinius (1936) avait proposé le concept de diviser la masse de sol susceptible au glissement en tranches à largeur égales. L'étude de la stabilité de pente (l'évaluation de coefficient de sécurité) est réalisé en deux étapes, premièrement on étudier l'équilibre de chaque tranche individuelle puis on essaye de satisfaire l'équilibre de toutes les tranches (la masse globale). Dans tous les cas, le calcul de stabilité s'effectue en contraintes totales à court terme, et/ou en contraintes effectives à long terme. L'équilibre de chaque tranche  $i$  est examiné en effectuant le bilan des forces :

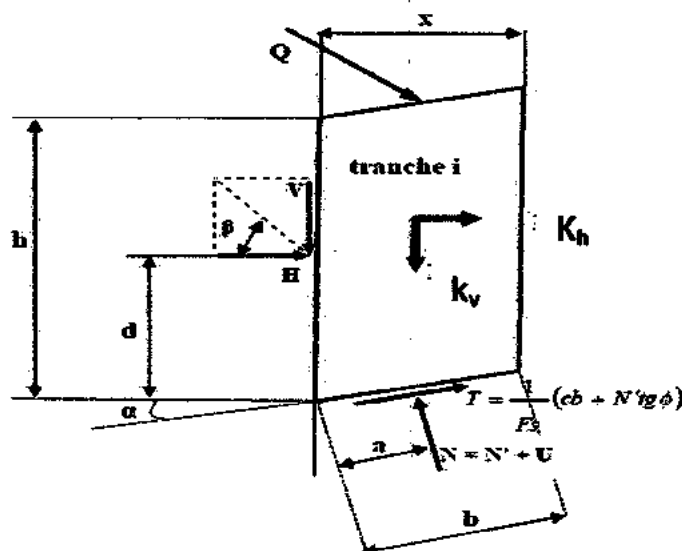


Fig. IV-1 : Bilan des forces sur une tranche.

▪ **Équations pour n tranches**

- M = masse de la tranche.
- $K_v$  = force de poussé verticale.
- $K_h$  = force de poussé horizontale.
- Q = charge extérieure (par exemple ancrage).
- $N'$  = effort effectif normal à la surface de glissement.
- U = sous-pression de l'eau interstitielle.

$$n \begin{cases} \sum \text{forces horizontales} = 0 \\ \sum \text{forces verticales} = 0 \\ \sum \text{moment} = 0 \end{cases}$$


---

3n équations

❖ **Les inconnues associées à l'équilibre des forces :**

- n : forces résultantes N (y compris la pression interstitielle : u.b) normales à la base des tranches ou coin.
- l : facteur de sécurité qui permet à la force de cisaillement T sur la base de chaque tranche d'être exprimée en fonction de N.
- n-1 : forces latérales H (y compris pression interstitielle) sur chaque interface entre les tranches.
- n-i : angles  $\beta$  qui déterminent la relation entre la force de cisaillement et la force normale
- E sur chaque interface entre les tranches. Il y a donc : **3n-1** inconnues pour **2n** équations.

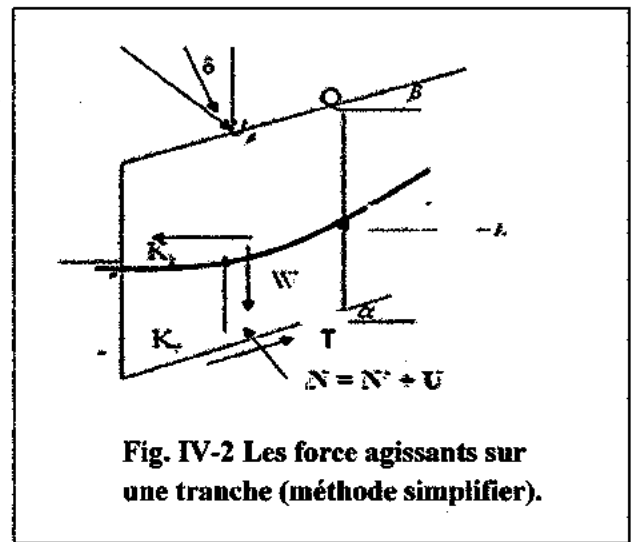
❖ Les inconnues associées à l'équilibre des moments

- n : bras de leviers a de la force résultante N normale à la base des tranches ou coin.
- n-1 : bras de levier d de la force latérale H sur chaque interface entre les tranches. Il y a donc : 2n-1 inconnues pour n équations.

Il y a au totale 5n-2 inconnues pour 3n équations. Toutes les méthodes des tranches adoptent l'hypothèse simplificatrice : a = b/2 qui réduit le nombre d'inconnues à : 4n - 2 pour 3n équations.

2-2-1- Méthodes simplifiées

Les méthodes simplifiées sont basées sur la supposition que les résultantes des forces inter-tranches sont parallèles à leurs bases et s'annulent mutuellement, donc leur effet sur l'analyse de la stabilité de talus est négligé. On note que cette supposition simplificatrice ne satisfait pas l'équilibre des forces inter-tranches lorsque les tranches adjacentes n'ont pas le même angle d'inclinaison de leur base voir (fig. IV-2).



a- La méthode des tranches ordinaires (1936) (Méthode de Fellinius)

La méthode de Fellinius (méthode des tranches ordinaires) c'est la première méthode basée sur ce concept. On effectue l'équilibre des forces perpendiculaire à la base de chaque tranche, une fois que les forces normales sont obtenues, l'équilibre des moments par rapport au centre du cercle de glissement est satisfait pour toutes les tranches permettant ainsi l'évaluation de coefficient de sécurité.

❖ L'équilibre des forces perpendiculaires à la base

$$\sum F_a = N' + U_a + K_n \cdot W \cdot \sin \alpha - W(1 - K_v) \cos \alpha - U_b \cos(\beta - \alpha) - Q \cos(\delta - \alpha) = 0 \dots (IV - 1)$$

$$N' = -U_a - K_n \cdot W \cdot \sin \alpha + W(1 - K_v) \cos \alpha + U_b \cos(\beta - \alpha) + Q \cos(\delta - \alpha) \dots \dots \dots (IV - 2)$$

Avec :

$$T_m = \frac{C + N' \cdot \tan \varphi}{F_s} \dots \dots \dots (IV - 3)$$

$$C = c \cdot la = c \cdot b / \cos$$

L'équilibre des moments par rapport au centre de la surface de rupture est donné par :

$$\sum M/O = 0 \Rightarrow \sum_{i=1}^n [W(1 - K_v) + U_\beta \cos \beta + Q \cos \delta] \cdot R \sin \alpha - \sum_{i=1}^n [U_\beta \sin \beta + Q \sin \theta] \cdot (R \cos \alpha - h) - \sum_{i=1}^n [K_h W (R \cos \alpha - h_c)] = 0 \dots \dots \dots (IV - 4)$$

Ou :

**R** : rayon de la surface circulaire de rupture ;

**h** : hauteur moyenne du tranche ;

**h<sub>c</sub>** : Hauteur verticale entre le centre de la base et le centre de gravité du tranche.

On divise l'équation par R, on aura :

$$\frac{\sum M/O}{R} = \sum_{i=1}^n [W(1 - K_v) + U_\beta \cos \beta + Q \cos \delta] \cdot \sin \alpha - \sum_{i=1}^n [U_\beta \sin \beta + Q \sin \delta] \cdot \left( \cos \alpha - \frac{h}{R} \right) - \sum_{i=1}^n \tau_m + \sum_{i=1}^n \left[ K_h W \left( \cos \alpha - \frac{h_c}{R} \right) \right] \dots \dots \dots (IV - 5)$$

Finalement

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n (C + N \tan \varphi)}{\sum_{i=1}^n A_1 - \sum_{i=1}^n A_2 + \sum_{i=1}^n A_3} \dots \dots \dots (IV - 6)$$

Avec :

$$A_1 = [W(1 - K_v) + U_\beta \cos \beta + Q \cos \delta] \cdot \sin \alpha$$

$$A_2 = [U_\beta \sin \beta + Q \sin \delta] \cdot \left( \cos \alpha - \frac{h}{R} \right)$$

$$A_3 = K_h W \left( \cos \alpha - \frac{h_c}{R} \right)$$

**b- Méthode de Junbu simplifiée (1954-1957-1973)**

On utilise la méthode de Junbu simplifiée pour déterminer la stabilité d'une masse glissante, elle est basée sur l'équilibre des forces verticales d'une tranche définie par sa hauteur  $h$ , et sa largeur  $b$ , et l'angle d'inclinaison de la base  $\alpha$ , ainsi que l'équilibre des forces horizontales pour toute la masse du sol.

$$\sum F_y = (N' + U_\alpha) \cos \alpha + \tau_m \sin \alpha + W(1 - K_v) - U_\beta \cos \beta - Q \cos \delta = 0 \dots \dots \dots (IV - 7)$$

$$N' = - \frac{U_\alpha \cos \alpha - \tau_m \sin \alpha + W(1 - K_v) + U_\beta \cos \beta + Q \cos \delta}{\cos \alpha} \dots \dots \dots (IV - 8)$$

Avec :  $\tau_m = \frac{C + N \tan \varphi}{F}$

Donc :

$$N' = \frac{1}{m_\alpha} \left[ W(1 - K_v) - \frac{C \sin \alpha}{F} - U_\alpha \cos \alpha + U_\beta \cos \beta + Q \cos \delta \right] \dots \dots \dots (IV - 9)$$

$$m_\alpha = \cos \alpha \left( 1 + \frac{\tan \alpha \tan \varphi}{F} \right) \dots \dots \dots (IV - 10)$$

L'équilibre des forces horizontales pour la masse total est :

$$(F_H)_i = (N + U_\alpha) \sin \alpha + W \cdot K_h U_\beta \sin \beta + Q \sin \delta - \tau_m \cos \alpha \dots \dots \dots (IV - 11)$$

Et encore :

$$\sum_{i=1}^n (F_H)_i = \sum_{i=1}^n [(N + U_\alpha) \sin \alpha + W K_h + U_\beta \sin \beta] + \sum_{i=1}^n \left[ Q \cdot \sin \delta - \frac{C + N \tan \varphi}{F} \cos \alpha \right] = 0 \dots \dots (IV - 12)$$

Donc :

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n (N \tan \varphi) \cdot \cos \alpha}{\sum_i A_4 + \sum_{i=1}^n N \sin \alpha} \dots \dots \dots (IV - 13)$$

$$N = \frac{1}{m_\alpha} \left[ W(1 - K_v) - \frac{C \sin \alpha}{F} - U_\alpha \cos \alpha + U_\beta \cos \beta + Q \cos \delta \right] \dots \dots \dots (IV - 14)$$

$$A_4 = U_\alpha \sin \alpha + W K_h + U_\beta \sin \beta + Q \sin \delta$$

La valeur de  $F_s$  du Junbu est calculée par la multiplication de cette valeur au facteur  $f_0$  :



Alors :  $F_{s(\text{Jumbo})} = F_s (\text{calculé}) \times f_0$  avec :

$$f_0 = 1 + b_1 \left( \frac{d}{L} - 1.4 \left( \frac{d}{L} \right)^2 \right) \dots \dots \dots (IV - 15)$$

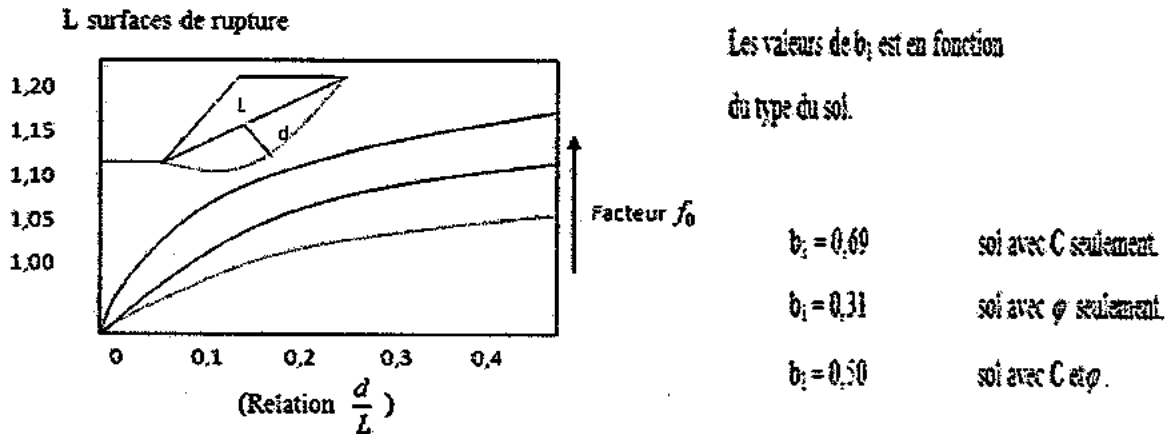


Fig. IV-3- la courbe pour déterminer du facteur  $f_0$  selon Janbu.

c- La méthode de Bishop simplifiée

Cette méthode satisfait l'équilibre des forces verticales permet d'obtenir l'expression des forces effectives normales à la base de la tranche  $N'$ , puis l'équilibre des moments par rapport au centre de rotation de toute la masse du sol donne l'expression de coefficient de sécurité.

❖ L'équilibre des forces

$$\sum F_y = (N' + U_a) \cos \alpha + \tau_m \sin \alpha + W(1 - K_v) - U_\beta \cos \beta - Q \cos \delta = 0 \dots \dots \dots (IV - 16)$$

$$N' = - \frac{U_a \cos \alpha - \tau_m \sin \alpha + W(1 - K_v) + U_\beta \cos \beta + Q \cos \delta}{\cos \alpha} \dots \dots \dots (IV - 17)$$

$$N' = \frac{1}{m_\alpha} \left[ W(1 - K_v) - \frac{C \sin \alpha}{F} - U_a \cos \alpha + U_\beta \cos \beta + Q \cos \delta \right] \dots \dots \dots (IV - 18)$$

$$m_\alpha = \cos \alpha \left[ 1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi}{F} \right] \dots \dots \dots (IV - 19)$$

❖ L'équilibre des moments

$$\sum M/O = \sum_{i=1}^n [W(1 - K_v) + U_\beta \cos \beta + Q \cos \delta] R \sin \alpha - \sum_{i=1}^n [U_\beta \sin \beta + Q \sin \delta] \cdot (R \cos \alpha - h) - \sum_{i=1}^n [\tau_m] R + \sum_{i=1}^n [K_h W (R \cos \alpha - h_c)] = 0 \dots \dots \dots (IV - 20)$$

On divise par le rayon, on aura :

$$\frac{\sum M/O}{R} = \sum_{i=1}^n [W(1 - K_v) + U_\beta \cos \beta + Q \cos \theta] \cdot \sin \alpha - \sum_{i=1}^n [U_\beta \sin \beta + Q \sin \theta] \cdot \left( \cos \alpha - \frac{h}{R} \right) - \sum_{i=1}^n \tau_m + \sum_{i=1}^n \left[ K_h W \left( \cos \alpha - \frac{h_c}{R} \right) \right] \dots \dots \dots (IV - 21)$$

La méthode de Bishop simplifiée, n'est pas applicable dans le cas des surfaces non circulaires.

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n (C + N \tan \varphi)}{\sum_{i=1}^n A_5 - \sum_{i=1}^n A_6 + \sum_{i=1}^n A_7} \dots \dots \dots (IV - 22)$$

Avec :

$$A_5 = [W(1 - K_v) + U_\beta \cos \beta + Q \cos \delta] \cdot \sin \alpha$$

$$A_6 = [U_\beta \sin \beta + Q \sin \delta] \left( \cos \alpha - \frac{h}{R} \right)$$

$$A_7 = K_h W \left( \cos \alpha - \frac{h_0}{R} \right)$$

La méthode de Bishop simplifiée est limitée aux analyses avec des surfaces de cisaillement circulaires.

Étant donné que  $F_s$ , pour les deux méthodes de Jumbo et Bishop simplifiées, se retrouve sur les deux côtés des équations, on se propose une valeur initiale de  $F_s$  puis on procède ensuite par itération jusqu'à ce que le processus converge  $F_{s \text{ Finale}} = F_{s \text{ Initiale}}$ .

### 2-2-2- Méthode rigoureuse

Les méthodes rigoureuses prennent en considération, l'effet des forces inter tranche lors de l'analyse de stabilité des talus. Plusieurs méthodes rigoureuses sont développées, qui satisfont l'équilibre des forces et des moments. Parmi elles on peut citer, la méthode de Junbu généralisée, la méthode de Spencer, la méthode de Morgenstern-Price.

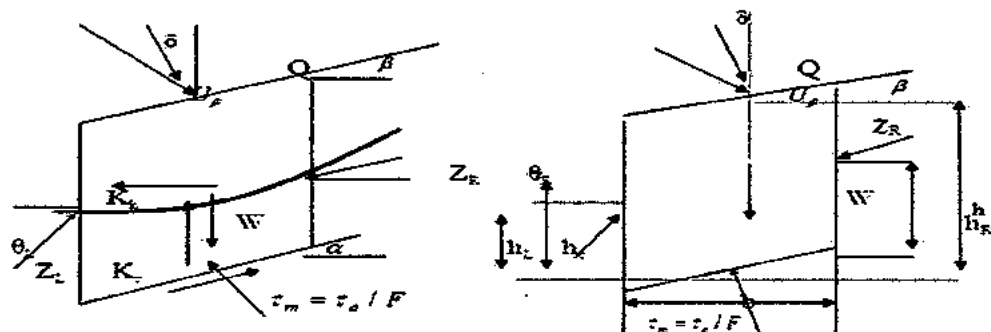


Fig. IV-4 : Les forces agissantes sur un tranche (méthodes rigoureuse).

#### a- La méthode de SPENCER (1967)

La méthode de Spencer suppose que les forces inter tranches soient parallèles, c.-à-d., toutes les forces latérales sont inclinées aux mêmes angles. Cette inclinaison est considérée en tant que un élément de la solution. Il suppose également que les forces normales à la base de la tranche agissent au centre, une supposition qui a très peu d'influence sur la solution finale. La méthode de Spencer satisfait entièrement aux conditions d'équilibre des forces et des moments.

Les forces appliquées sur une tranche sont :

- l'effort normal effectif à la base de la tranche  $N'$ .
- Le poids de la tranche  $W$ .
- La force de cisaillement à la base  $T$ .
- La pression interstitielle  $U = ul$ .
- Les forces inter- tranches  $Z_r$  et  $Z_l$ .

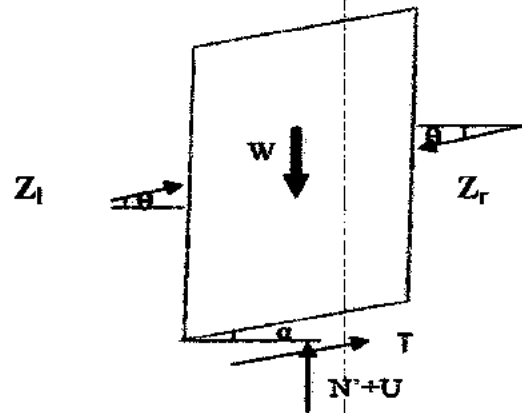


Fig. IV-5 : Forces appliquées sur une tranche par la méthode de SPENCER.

$$\frac{T}{F} = \frac{C'l + N' \tan \varphi'}{F}$$

Soit : Q la résultante des forces inter-tranches parallèles Z.

La sommation des forces normales et tangentielles à la base de chaque tranche nous donne les deux équations d'équilibre qui suivent avec les deux inconnues N' et Q :

$$N' + U - W \cos \alpha + Q \sin(\alpha - \theta) = 0 \dots \dots \dots (IV - 23)$$

$$\frac{C'l}{F} + \frac{N' \tan \varphi'}{F} - W \sin \alpha - Q \cos(\alpha - \theta) = 0 \dots \dots \dots (IV - 24)$$

En résolvant l'équation (IV - 23) pour N' et en remplaçant son expression dans l'équation

(IV - 25) :

$$Q = \frac{\frac{C'l}{F} + \frac{\tan \varphi'}{F} (W \cos \alpha - U) - W \sin \alpha}{\cos(\alpha - \theta) \left( 1 + \frac{\tan \varphi' \cdot \tan(\alpha - \theta)}{F} \right)} \dots \dots \dots (IV - 25)$$

Pour assurer l'équilibre des forces extérieures, la somme vectorielle des forces inter-tranches doit être égale à zéro ce qui réduit cette condition à :

$$\begin{cases} \sum Q \cos \theta = 0 \\ \sum Q \sin \theta = 0 \dots \dots \dots (IV - 26) \end{cases}$$

Si la somme des moments des forces extérieures par rapport à un point quelconque est égale à zéro, alors la somme des moments des forces inter-tranches par rapport à ce point est aussi égale à zéro :

$$\sum Q R \cos(\alpha - \theta) = 0$$

On suppose que la surface de glissement est circulaire de rayon R constant alors

$$\sum R \cos(\alpha - \theta) = 0$$

Comme les efforts inter-tranches sont parallèles entre eux donc  $\theta$  cte :

$$\sum Q = 0 \dots\dots\dots (IV - 27)$$

Pour résoudre les équations (IV - 26) et (IV - 27) :

- 1) On divise une surface de rupture circulaire donnée en tranches égales, pour chaque tranche on définit la hauteur et l'angle de la base avec l'horizontale( $\alpha$ ) ;
- 2) Pour chaque tranche, on choisit plusieurs valeurs de  $\theta$  et on calcule pour chacune d'elle la valeur de F qui satisfait les équations désignées ;
- 3) On note  $F_F$  le coefficient qui satisfait l'équation des forces et  $F_m$  celui qui satisfait l'équation des moments. Le coefficient calculé pour  $F = 0$  est noté  $F_{m0}$  ;
- 4) On représente sur un graphique les courbes correspondants à  $F_F = f(\theta)$  et  $F_m = f(\theta)$  l'intersection des deux courbes nous donne les valeurs de  $F_1$  et de  $\theta_1$  ;
- 5) La valeur de  $F_1$  est alors substituée dans l'équation (IV-26) pour calculer Q on peut ensuite calculer les efforts inter-tranches des tranches suivantes ;
- 6) En utilisant l'équation des moments on trouve les points d'applications des efforts Inter tranches.



❖ L'équilibre des forces (// à la base et ⊥ à la base)

✓ L'équilibre des force // à la base :

Si nous considérons l'équilibre des forces parallèle à la base d'une tranche on peut écrire.

$$S_m + Z_l \cdot \cos(\alpha - \theta_l) - Z_r \cos(\alpha - \theta_r) - W(1 - K_v) \sin(\alpha) - WK_h \cos(\alpha) - U_\beta \sin(\alpha - \beta) - Q \sin(\alpha - \delta) = 0 \dots\dots\dots (IV - 28)$$

Si le critère de Mohr-Coulomb pour la résistance aux cisaillements du sol est adopté, donc :

$$S_m = \frac{S_a}{F_s} = \frac{C}{F_s} + \frac{N \tan \varphi}{F_s} = c_m + N \tan \varphi_m \dots\dots\dots (IV - 29)$$

Remplace  $S_m$  dans l'équation précédente on obtient :

$$N \tan \varphi_m = Z_l \cos(\alpha - \theta_l) - Z_r \cos(\alpha - \theta_r) + W[(1 - K_v) \sin(\alpha) + K_h \cos(\alpha)] - C_m + U_\beta \sin(\alpha - \beta) + Q \sin(\alpha - \delta) = 0 \dots\dots\dots (IV - 30)$$

✓ L'équilibre des forces ⊥ à la base :

Si nous considérons l'équilibre des forces perpendiculaire à la base d'une tranche, on aura :

$$N + U_\alpha - Z_l \sin(\alpha - \theta_l) + Z_r \sin(\alpha - \theta_r) - W \cdot (1 - K_v) \cdot \cos(\alpha) + WK_h \cdot \sin(\alpha) - U_\beta \cdot \cos(\alpha - \beta) - Q \cdot \cos(\alpha - \delta) \dots\dots\dots (IV - 31)$$

Remplaçons  $N$  par son expression (eq. d'éqlib. des forces // à la base), puis arrangeant l'équation pour  $Z_l$  on obtient.

$$Z_d = A_B \begin{cases} Z_r [\cos(\alpha - \theta_r) + \sin(\alpha - \theta_r) \cdot \tan(\varphi_m)] + W \cos(\alpha)(1 - K_v) [\tan(\varphi_m) - \tan(\alpha)] - \\ U_\alpha \tan(\varphi_m) - WK_h [1 + \tan(\varphi_m) \tan(\alpha)] \cos(\alpha) + U_\beta [\cos(\alpha - \beta) \tan(\varphi_m) - \sin(\alpha - \beta)] \\ Q \cdot [\cos(\alpha - \delta) \cdot \tan(\varphi_m) - \sin(\alpha - \delta)] \dots\dots\dots (IV - 32) \end{cases}$$

Avec :

$$A_8 = 1 / [\cos(\alpha - \theta_l) \cdot (1 + \tan(\varphi_m) \tan(\alpha - \theta_l))] \dots \dots \dots (IV - 33)$$

❖ L'équilibre des moments

Le moment de toutes les forces est pris par rapport au milieu de la base de chaque tranche, on obtient l'expression suivante :

$$Z_g \cdot \cos(\theta_g) \cdot \left[ h_l - \frac{b}{2} \tan(\alpha) \right] + Z_l \cdot \frac{b}{2} \cdot \sin(\theta_l) - Z_r \cdot \cos(\theta_d) \left[ h_r + \frac{b}{2} \cdot \tan(\alpha) \right] + Z_r \cdot \frac{b}{2} \cdot \sin(\theta_r) - W \cdot K_d \cdot h_c + U_\beta h \sin(\beta) + Q \cdot h \cdot \sin(\delta) = 0 \dots \dots \dots (IV - 34)$$

Cette équation est arrangée par rapport a  $Z_r$ , on aura :

$$Z_r \cdot \cos(\theta_r) \left[ h_r + \frac{b}{2} \cdot \tan(\alpha) \right] - Z_r \cdot \frac{b}{2} \cdot \sin(\theta_r) = Z_l \cdot \cos(\theta_l) \cdot \left[ h_l - \frac{b}{2} \cdot \tan(\alpha) \right] + Z_l \cdot \frac{b}{2} \cdot \sin(\theta_l) - W \cdot K_h \cdot h_c + U_\beta \cdot h \cdot \sin(\beta) + Q \cdot h \cdot \sin(\delta) \dots \dots \dots (IV - 35)$$

Puisque la ligne d'action des forces inter-tranches est supposée connue, Donc le seul inconnu est l'angle d'inclusion de la force inter-tranche  $\theta_d$  Si nous commençons à partir de la première tranche où  $Z_{gl}$  et  $\theta_{gl}$  sont nulles et les forces inter-tranche sont évaluées pour chaque tranche à condition que  $Z_{dn}$  égale à zéro. Pour résoudre cette dernière équation, il faut l'écrire sous la forme.

$$A \sin(\Psi - \theta_r) = B \dots \dots \dots (IV - 36)$$

$$A \sin(\Psi) \cdot \cos(\theta_r) - A \cos(\Psi) \cdot \sin(\theta_r) = B \dots \dots \dots (IV - 37)$$

Par comparaison avec ( IV - 34 ), le côté droite de cette équation est :

$$B = \frac{Z_l}{Z_r} \cos(\theta_l) \left[ h_r - \frac{b}{2} \tan(\alpha) \right] + Z_g \frac{b}{2} \sin(\theta_g) - \frac{1}{Z_d} [WK_h h_c + U_\beta h \sin(\beta) + Qh \sin(\delta)] \dots \dots \dots (IV - 38)$$

Cherchons une solution pour  $\theta_d$ , on obtient :

$$A \sin(\Psi) = h_d + \frac{b}{2} \tan(\alpha)$$

$$A \cos(\Psi) = \frac{b}{2}$$



$$\Rightarrow \tan(\alpha) = \frac{2h_d}{b} + \tan \alpha \dots \dots \dots (IV - 39)$$

$$A^2 = \left(\frac{b}{2}\right)^2 + \left(h_d + \frac{b}{2} \tan(\alpha)\right)^2 \Rightarrow A = \sqrt{\left(\frac{b}{2}\right)^2 + \left(h_d + \frac{b}{2} \tan \alpha\right)^2} \dots \dots \dots (IV - 40)$$

Et comme :

$$\sin(\psi - \theta_d) = \frac{B}{A} \Rightarrow \psi - \theta_d = \sin^{-1}\left(\frac{B}{A}\right) \dots \dots \dots (IV - 41)$$

$$\theta_d = \tan^{-1}\left(\frac{2h_d}{b} + \tan(\alpha)\right) - \sin^{-1}\left(\frac{B}{A}\right) \dots \dots \dots (IV - 42)$$

$$\theta_d = \psi - \sin^{-1}\left(\frac{B}{A}\right) \dots \dots \dots (IV - 43)$$

**c- La méthode de Morgenstern-Price (1965)**

La méthode de Morgenstern-Price suppose que l'inclinaison de la résultante des forces latérales inter-tranche varie systématiquement à une autre, le long de la surface de glissement. La valeur de l'angle est donné par l'expression suivante :

$$\tan \theta = \frac{X}{E} = \lambda \cdot f(x) \dots \dots \dots (IV - 44)$$

Avec

$\lambda$  : Un scalaire constant à déterminer lors des calculs du facteur de sécurité ;

$f(x)$  : Une fonction supposée dépendante de X ;

X : une distance varie le long de la surface de glissement.

Deux cas spéciaux sont mentionne :

- Si  $f(x) = 0$  , la solution est celle de Bishop simplifiée ;
- Si  $f(x) = constante$  , la solution est celle de Spencer.

Deux facteur de sécurité sont calculées par rapport à l'équilibre de force ( $F_F$ ), et l'autre par rapport à l'équilibre de moment ( $F_m$ ) est prise par rapport à un point commun.

L'équation d'équilibre de moment est prise par rapport à un point commun :

$$F_m = \frac{\sum [c'l + (p - ul) \tan \phi] R}{\sum (Wd - pf)} \dots\dots\dots (IV - 45)$$

Si la surface de glissement est circulaire  $f = 0$ ,  $d = R \sin \alpha$  et  $R = \text{constante}$

$$F_m = \frac{\sum [c'l + (p - ul) \tan \phi]}{\sum W \sin \alpha} \dots\dots\dots (IV - 46)$$

Le coefficient de sécurité par rapport à l'équilibre de force est la suivante

$$F_f = \frac{\sum [c'l + (p - ul) \tan \phi] \cos \alpha}{\sum p \sin \alpha} \dots\dots\dots (IV - 47)$$

Pour la première itération, les forces de cisaillement verticales ( $X_L, X_R$ ) sont mis à zéro, les forces horizontales entre tranche sont calculées à partir de :

$$(E_R - E_L) = p \sin \alpha - \frac{1}{F} [c'l + (p - ul) \tan \phi] \cos \alpha \dots\dots\dots (IV - 48)$$

Ensuite, les forces de cisaillement verticales sont calculées d'abord en supposée une valeur  $\lambda$  et  $f(x)$ . Une fois  $X_L$  et  $X_R$  sont déterminées, la force normale  $P$  sur la base de chaque tranche est ensuite calculée et la valeur de  $\lambda$  Pour lequel  $(F_f) = (F_m)$  peut alors être trouvé de manière itérative

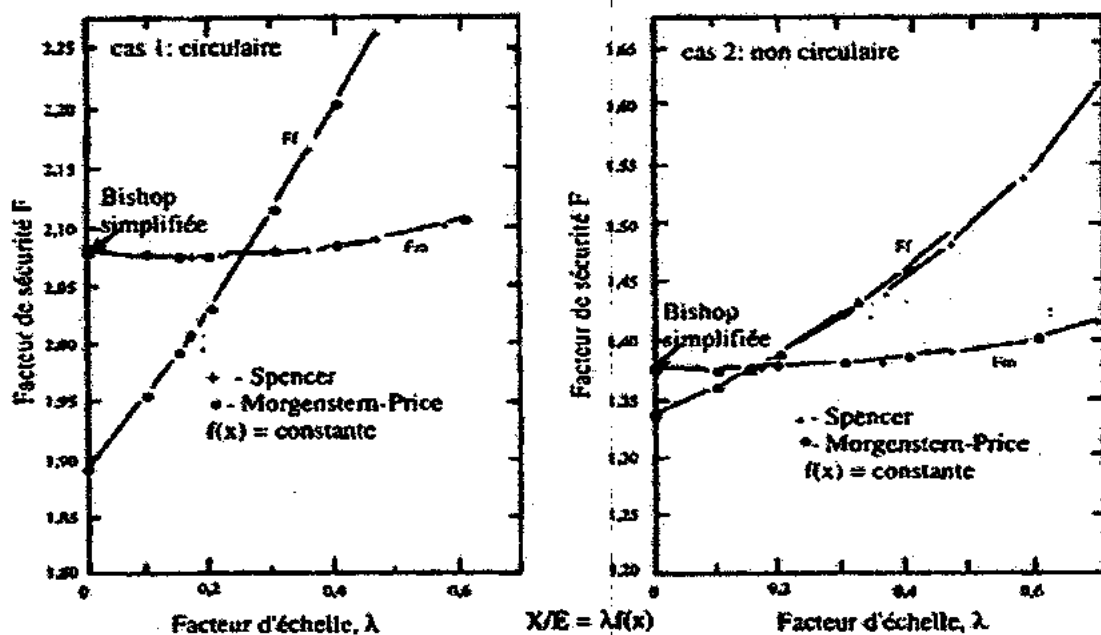


Fig.IV-8 : Variation du facteur de sécurité par rapport au moment et la force d'équilibre pour la méthode de Morgenstern-Price.

### 3- L'analyse tridimensionnelle de la stabilité de talus

#### 3-1- Introduction

Les méthodes d'analyse en trois dimensions tiennent en compte des formes 3-D de la surface de glissement. Un grand nombre de méthodes d'analyse de stabilité de pente en trois dimensions basée sur le concept d'équilibre limite ont été développées depuis les années 1960. Plusieurs méthodes ne sont pas valables que sous certaines conditions. L'analyse en trois dimensions devient importante dans les cas, où :

- la géométrie est complexe, qui est rend difficile à choisir une configuration bidimensionnelle de la section analysé ;
- la géométrie de la surface de glissement de la pente varie sensiblement dans la direction latérale ;
- les propriétés du matériau sont très hétérogènes ou anisotrope ;
- la pente est localement surchargée ;
- la pente avec une force de cisaillement complexe et/ou la pression interstitielle nécessite la combinaison des effets de la géométrie des pentes et de la résistance au cisaillement.

#### 3-2- Aperçu sur les différentes méthodes d'analyse tridimensionnel

##### a- Anagnosti (1969)

Anagnosti (1969) a développé une méthode pour déterminer le facteur de sécurité de la masse de glissement potentiel de formes différentes, ce qui est une extension de la méthode 2-D de Morgenstern-Price (1967), en définissant les équations d'équilibre pour les séries des tranches fines verticales en supposant des conditions d'équilibre limite de glissement à côtés de chaque tranche. L'hypothèse principale de cette méthode est la répartition des forces de cisaillement entre tranches qui satisfait toutes les conditions d'équilibres.

##### b- Hovland (1977)

La méthode Hovland (1977) est une extension de la méthode en 2D de Spencer (1967). Le facteur de sécurité a été calculé en divisant la masse de sol au-dessus de la surface de rupture en un nombre de colonnes de sols verticaux.

En supposant que les coordonnées X et Y sont perpendiculaires et se trouvent dans le plan horizontal, la coordonnée Z est verticale, la coordonnée Y est comme dans la direction de déplacement incliné vers le bas. La superficie de la colonne de sol dans le plan XY est définie par  $\Delta X$  et  $\Delta Y$ , qui sont constants pour toutes les colonnes.

**c- Chen (1981), Chen et Chameau (1983)**

Chen et Chameau (1983) ont réalisé une étude complète des effets tridimensionnels sur la stabilité des pentes pour une grande variété de paramètres du sol. Ils ont proposé des méthodes pour l'analyse du bloc de surfaces en trois dimensions, ainsi que pour la forme des surfaces de rotation.

**d- Baligh et Azzouz (1975)**

Baligh et Azzouz (1975) et Azzouz et Baligh (1983) ont étendu le concept de la méthode d'arc de cercle à deux dimensions, afin d'évaluer les effets d'extrémité de la surface de glissement développées en trois dimensions dans une pente homogène. Ils ont considéré un mouvement de corps rigide d'un cylindre de longueur finie et supporte un cône ou ellipsoïde.

**e- Leshchinsky et al. (1985)**

Leshchinsky et al. (1985) ont proposé une approche mathématique 3-D pour la stabilité des pentes, qui est basée sur l'équilibre limite et d'analyse variationnelle introduite par Kopacsy (1957). Ils ont présenté une formulation qui quantifié la marge de sécurité d'une pente donnée par rapport à sa résistance au cisaillement disponible et d'appliquer le critère de rupture de Coulomb ajusté pour des pentes stables. Cette marge de sécurité est une fonction de trois fonctions inconnues : la surface de glissement, la contrainte normale et la direction de la contrainte de cisaillement sur cette surface.

**f- Leshchinsky et Huang (1992)**

Leshchinsky et Huang (1992) ont présenté une méthode qui repose sur l'approche d'équilibre limite variationnelle. Il s'agit d'une extension de l'analyse en 2-D, dans laquelle toutes les équations d'équilibre limite globales sont explicites et satisfaites. Ceci est obtenu grâce à une procédure mathématique dans lequel la contrainte normale sur la surface de glissement spécifiée est une partie de la solution. Ils ont proposé une méthode numérique qui a été vérifié pour plusieurs problèmes.

**3-3- Méthode d'analyse de Hungr (1987)**

Pour les méthodes d'analyse en 3D, On a choisit de présenter une méthode qui est une extension de l'hypothèse de Bishop simplifiée (1954) en 2D basée sur le concept de tranche, c'est la méthode de Hungr.

Hungr (1987) proposa une méthode en 3-D qui est une extension directe des hypothèses associées à la méthode de Bishop simplifiée 2D (1954) en utilisant un programme de calcul sur microordinateur :

- les forces de cisaillement verticales agissant à la fois sur l'axe longitudinal et sur les faces latérales verticales de chaque colonne qui peut être négligé dans les équations d'équilibre.
- L'équation d'équilibre de force verticale de chaque colonne et l'équation d'équilibre de moment résumé de l'assemblage entier de colonnes qui ont des conditions suffisantes pour déterminer toutes les forces inconnues.

La force normale totale N agissant sur la base d'une colonne (figure VII – 16 ) peut être extraite de l'équation d'équilibre de force verticale :

$$N = \frac{W - cA \sin \alpha_y / F + uA \tan \phi \sin \alpha_y / F}{m_\alpha} \dots \dots \dots (IV - 49)$$

Où, W est le poids total de la colonne, u est la pression interstitiel agissant au centre de base de la colonne, A c'est la surface réelle de la base, c est la cohésion, φ est l'angle de frottement, F est le facteur de sécurité, et

$$m_\alpha = \cos \gamma_z \left( 1 + \frac{\sin \alpha_y \tan \phi}{F \cos \gamma_z} \right) \dots \dots \dots (IV - 50)$$

$$A = \Delta x \Delta y \frac{(1 - \sin^2 \alpha_x \sin^2 \alpha_y)^{1/2}}{\cos \alpha_x \cos \alpha_y} \dots \dots \dots (IV - 51)$$

À partir de l'équation d'équilibre de moment pour un assemblage de j colonnes, par la substitution de N, le coefficient de sécurité peut être écrit comme suit :

$$F = \frac{\sum_{i=1}^j [(W - uA \cos \gamma_z) \tan \phi + cA \cos \gamma_z]}{m_\alpha} \times \left( \sum_{i=1}^j W \sin \alpha_y \right)^{-1} \dots \dots \dots (IV - 52)$$

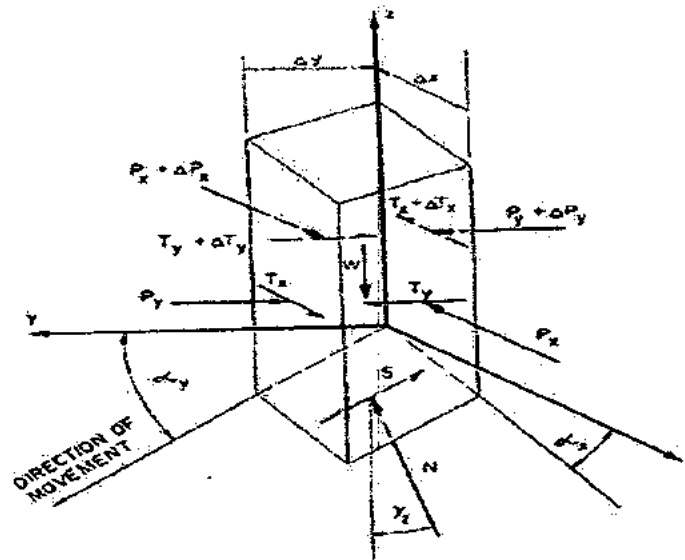


Fig. IV-9:l'influence de forces entre tranches sur les facteurs de sécurité (3D)  
(d'après Fredlund et Krahn, 1977).

Hungr a résolu le problème, présenté par Chen et Chameau(1982) et l'a utilisé comme point de comparaison entre les deux méthodes. Les résultats de Hungr ont montré que, dans tous les cas, le rapport des coefficients de sécurité  $F_3/F_2$  est supérieur à 1,0.

### 3-4- La limite d'analyse des pentes par la méthode d'équilibre limite en 3D

- Pour la surface de glissement 3-D, puisque la géométrie d'une tranche est limitée à deux côtés de glissement et la surface de glissement 3-D n'est pas spécifiée, la sélection de la surface critique, pour plusieurs cas, devient pratiquement impossible ;
- Plusieurs méthodes ne sont pas valables que sous certaines conditions (cohérent, symétrie et homogène) ;
- l'analyse 3-D est demandée quatre fois le nombre des hypothèses statiques dans l'analyse 2-D pour satisfaire toutes les six équations d'équilibre ;
- La comparaison avec quelque théorie d'analyses en 2D révèle que le facteur réel de sécurité augmente de plus de 50% ;
- Chaque méthode d'analyses en 3D elle a son propre programme, pour réaliser l'analyse requise.

### 3-5- Constatation

Duncan (1996) a résumé les études de stabilité des talus en trois dimensions, Sur la base de ces études, il rapporte les conclusions suivantes :

- Pour l'analyse tridimensionnelle, le facteur de sécurité est supérieur au facteur de sécurité pour l'analyse bidimensionnelle;
- Azzouz et Baligh (1978) ont montré que les résultats calculés en utilisant la méthode de Hovland(1977) sont illogiques pour certaines conditions, et que l'extension de la méthode des tranches ordinaires n'est pas une approche adéquate pour l'analyse en 3-D ;
- Hutchinson et Sarma (1985) et Leshchinsky et le boulanger (1986) fait remarquer que les analyses en 2D et 3D doit donner le même coefficient de sécurité pour les pentes de sols pulvérulents homogènes, car la surface de glissement critique est un plan parallèle peut profond à la surface superficielle de talus ;
- Azzouz et al. (1981), et Leshchinsky et Huang (1992) ont noté que, si les effets 3D sont négligées dans les analyses inverse pour calculer les forces de cisaillement, les forces seront trop élevé.

### 4 - La limite de la méthode d'équilibre limite

Les analyses du type équilibre limite ont été utilisées depuis longtemps en géotechnique et sont maintenant utilisées de façon routinière dans la pratique de l'ingénierie géotechnique. Les outils informatiques graphiques modernes ont permis d'obtenir une meilleure compréhension des détails numériques de cette approche. Un examen plus poussé des détails révèle que la méthode d'équilibre limite avec le concept des tranches comporte de sérieuses limitations, le défaut fondamental des méthodes d'équilibre limite, qui ne satisfont que les équations de la statique, est, qu'elles ne prennent pas en compte les relations constitutives entre contraintes-déformations ni la compatibilité entre la déformation et le déplacement.

Ces limitations peuvent être surmontées en utilisant des contraintes calculées par des approches numériques comme la méthode des éléments finis à l'intérieur dans le cadre de la mécanique des milieux continus.

## 5- Simulation numérique par le logiciel : GEO-studio. (2004)

L'analyse de la stabilité des pentes, objet de ce chapitre se fait à l'aide du logiciel, **GEO-Studio (2004)**. Le choix de ce logiciel a été motivé par sa disponibilité et sa souplesse d'utilisation, ainsi que par ses performances du fait qu'il est fondé sur le théorème de l'équilibre limite. Par ailleurs ce logiciel donne des résultats satisfaisants comparés à d'autres logiciels de calculs.

### 5-1- Description générale

Géo-studio 2004 est un logiciel de calcul géotechnique permet de traiter les différents problèmes du sol comme le glissement des terrains, le tassement, la consolidation, les infiltrations des eaux dans le corps de la digue d'un barrage et d'autres problèmes liés à la géotechnique. Plusieurs routines sont intégrées dans la fenêtre générale du logiciel (**SLOPE/W**, **SEEP/W**, **SIGMA/W**, **QUAKE/W**, **TEMP/W**). Pour la stabilité des talus, le programme qui nous s'intéressons est **SLOPE/W**, Permet de calculer le coefficient de sécurité d'un talus naturel ou artificiel par les méthodes d'analyses classiques.

#### ❖ Le programme SLOPE/W :

Slope / W est un programme qui utilise la théorie de l'équilibre limite pour calculer le coefficient de sécurité de talus (sol et rocheux). Sa formulation complète permet d'analyser facilement les problèmes de stabilité des pentes soit simples ou complexes en utilisant une variété de méthodes pour calculer le coefficient de sécurité. Il a la capacité de modéliser tous les types de sols hétérogènes et les conditions variable de pression interstitielle à l'aide d'un grand choix parmi les modèles de sol.

La formulation complète de **Slope /W** permet d'analyser de la stabilité de talus, par les méthodes simplifiée et les méthodes rigoureuse. Les analyses peuvent être effectuées en utilisant les paramètres d'entrée déterministe ou probabiliste. La combinaison de toutes ces caractéristiques signifie que Slope /W peut être utilisé pour analyser presque n'importe quel problème de stabilité de la pente.





CHAPITRE V :

*Modélisation*

*Numérique -MEF*

## 1- Introduction

Depuis une vingtaine d'années, encouragées par l'évolution exponentielle de puissance de calcul des ordinateurs et une diminution énorme des coûts d'accès et de mise en œuvre, les méthodes numériques ont connu un développement très important dans les milieux académiques, centres de recherches et les bureaux d'études. Leur utilisation est aujourd'hui très courante et la conception de grands projets passe forcément par des analyses de ce type afin de vérifier la stabilité des ouvrages en interaction avec leur environnement, de vérifier que les valeurs des déplacements et des contraintes soient admissibles et d'aider au dimensionnement des structures. Il existe plusieurs types de méthodes numériques parmi lesquelles on peut citer :

- La méthode des éléments finis et la méthode des différences finies, qui traitent les milieux comme un milieu continu ;
- La méthode des éléments distincts, qui modélise chaque bloc du massif comme un élément unique.

La méthode des éléments finis (MEF) est devenue éventuellement la plus performante des méthodes numériques vu sa flexibilité et son grand champ d'application où elle est utilisée dans de nombreux secteurs : Génie Civil, Hydraulique Nucléaire, Construction navale ... etc.

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements de la structure réelle en tant qu'objet continu toutes en satisfaisant les conditions aux limites.

## 2- Discrétisation d'un milieu continu

La première étape de la méthode des éléments finis est de diviser le milieu continu en un nombre fini d'éléments, Connectés entre eux par des points appelés les points nodaux, fig. (V.1) :

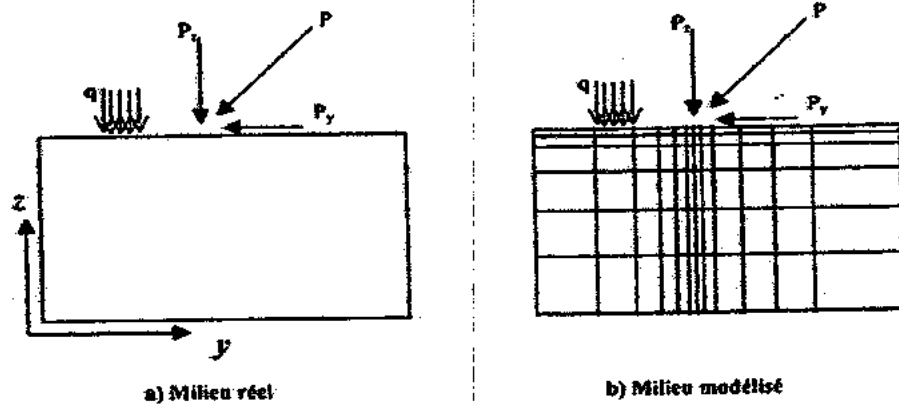


Fig. V-1 : Discrétisation d'un milieu continu.

Le choix d'une sous division convenable doit, si possible, être basée sur l'expérience, on faisant intervenir des différentes dimensions de maillage pour assurer une approximation adéquate et économique dans le temps de calcul. Les différents types d'éléments pour le cas bidimensionnel sont représentés sur la figure (V-2).

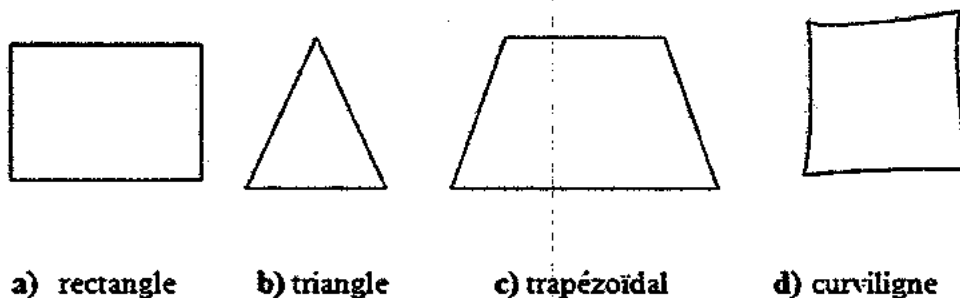


Fig. V-2 : Différents types d'éléments pour le cas bidimensionnel

## 3- Procédures de calcul

Les équations d'équilibre dérivées pour un problème mécanique défini sur un milieu continu sont obtenues par la minimisation de l'énergie potentielle totale du milieu qui est donnée par l'équation suivante :

$$\pi = \frac{1}{2} \int_V \sigma^T \varepsilon dV - \int_V \delta^T G dV - \int_s \delta^T Q ds \dots \dots \dots (V - 1)$$

$\sigma$  et  $\varepsilon$ : représentent les vecteurs de contraintes et déformations ;

$\delta$ : Vecteur de déplacement dans un point ;

$G$  : Vecteur de forces volumiques (poids du sol) ;

$Q$  : Vecteur de forces surfaciques.

Le premier terme représente l'énergie de déformation, le deuxième et le troisième représentent respectivement le travail des forces volumiques et surfaciques.

Dans le cas de la méthode des éléments finis qui est basée sur le principe de la méthode de rigidité dont les inconnues principales sont les déplacements, ce champ de déplacements est représenté par une approximation polynomiale. Pour que les inconnues sont les déplacements nœuds, l'approximation polynomiale est remplacée par une approximation nodale, par conséquence les déplacements au sein d'un élément sont définis à l'aide des déplacements nœuds. Donc, on peut écrire :

$$\delta = N\delta_e \dots \dots \dots (V - 2)$$

Où

$\delta$ : Déplacement d'un point quelconque sur l'élément ;

$\delta_e$ : Vecteur des déplacements nœuds ;

$N$ : Vecteur des fonctions d'interpolation.

Les déformations peut être exprimées en fonction des déplacements nœuds est :

$$\varepsilon = B\delta_e \dots \dots \dots (V - 3)$$

$B$  : est la matrice de déformation composée généralement par les dérivées des fonctions d'interpolation (fonctions de formes).

$$B = \frac{\partial N_i}{\partial x_i} \dots \dots \dots (V - 4)$$

Finalement, les contraintes sont reliées aux déformations par la matrice d'élasticité  $D$  comme suivant :

$$\sigma = D\varepsilon = DB\delta_e \dots \dots \dots (V - 5)$$

Cette équation liant les contraintes aux déplacements nodaux,  $DB$  représente la matrice de contraintes.

Donc si les fonctions d'interpolation sont connues, l'énergie potentielle de chaque élément peut être exprimée comme :

$$\pi_e = \frac{1}{2} \int_{V_e} \delta_e^T B^T DB \delta_e dV - \int_{V_e} \delta_e^T N^T G dV - \int_{S_e} \delta_e^T N^T Q ds \dots\dots\dots (V - 6)$$

Où

$V_e$ : Volume de l'élément ;

$S_e$ : Surface chargée associée à l'élément.

Minimisant l'énergie potentielle de l'élément par rapport aux déplacements nodaux, on obtient :

$$\frac{\partial \pi_e}{\partial \delta_e} = \int_{V_e} B^T DB dV - \int_{V_e} N^T G dV - \int_{S_e} N^T Q ds = 0 \dots\dots\dots (V - 7)$$

Qu'on peut l'écrire sous la forme suivante :

$$\frac{\partial \pi_e}{\partial \delta_e} = K_e \delta_e - F_e = 0 \dots\dots\dots (V - 8)$$

Avec :

$$K_e = \int_{V_e} B^T DB dV \dots\dots\dots (V - 9)$$

Cette matrice est appelée **matrice de rigidité élémentaire**.

La somme des termes de l'équation (V-9), sur tous les éléments du domaine, nous donne un système d'équation linéaire.

$$\{F\}_G = [K]_G [U]_G \dots\dots\dots (V - 10)$$

La résolution de ce système linéaire en tenant compte les conditions aux limites, permet de déterminer les déplacements nodaux à partir desquelles on peut déduire les autres paramètres, tel que les déformations, les contraintes et les déplacements à travers chaque élément.

#### 4- Les Modèles de Comportements

Le comportement des sols est très complexe : il est non linéaire, irréversible, hétérogène, et dépend du chemin de contraintes suivi auparavant. Par conséquent il dépend tout autant de l'histoire géologique que de la méthodologie utilisée pour réaliser un ouvrage. Ainsi que d'une série de paramètres tels que la structure, le temps, la température, la vitesse de chargement, l'état de saturation etc.... de moins importance mais non négligeable.

Il est donc évident qu'une loi mathématique capable de reproduire tous les aspects du comportement d'un sol serait excessivement complexe. En effet, bien que des progrès considérables aient été réalisés dans ce domaine pendant ces dernières années, il n'existe pas actuellement un modèle capable de décrire parfaitement le comportement mécanique des sols.

Les lois de comportement qui décrivent bien le comportement des sols exigent un nombre de paramètres élevé, leurs déterminations, par conséquent, nécessitent des études spécifiques poussées sortant du cadre des projets d'ingénierie. En plus des difficultés qui existent dans l'intégration de ces lois de comportement dans les codes de calcul par éléments finis. Actuellement peu de codes sont opérationnels avec des lois sophistiquées, le coût de ces calculs est généralement important.

##### 4-1- Modèle élastique linéaire isotrope (Loi de HOOK)

Les lois de comportement décrivent les relations entre les contraintes  $\sigma_{ij}$  et les déformations  $\varepsilon_{ij}$  dans un solide. La plus simple est la loi de Hook qui relie linéairement les déformations aux contraintes, cette dernière se caractérise par la linéarité et la réversibilité des déformations. Elle s'exprime par :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{(1 + \nu)}{E} \sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} \sigma_{kk} \delta_{ij} \dots \dots \dots (V - 11)$$

$$\sigma_{ij} = \frac{E}{(1 + \nu)} \varepsilon_{ij} - \frac{\nu \cdot E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \varepsilon_{kk} \delta_{ij} \dots \dots \dots (V - 12)$$

Ou :

$$E = \frac{(3\lambda + \mu)\mu}{(\lambda + \mu)} \dots \dots \dots (V - 13)$$

$$\nu = \frac{\lambda}{2(\lambda + \mu)} \dots \dots \dots (V - 14)$$

$\delta_{ij}$  : est l'indice de Kronecker ;

$E$  : est le module de Young ;

$\nu$  : est le coefficient de poisson décrit par la relation ;

$\lambda$  et  $\mu$  : sont les coefficients de lamé.

#### 4-2- Comportement élastoplastique

Un matériau élastoplastique ou plastique se caractérise par l'apparition de déformations irréversibles au-delà d'un certain seuil de contraintes, dans ces matériaux apparaissent des déformations plastiques. Ces déformations et ces contraintes obéissent à des lois bien précises. Le temps n'intervient pas explicitement dans la relation contrainte-déformation d'un matériau élastoplastique, la réponse à une sollicitation est indépendante de l'âge du matériau.

On définit d'abord un critère de plasticité qui est une fonction des contraintes, éventuellement écrouissables avec les déformations. Ce critère ne peut être dépassé en aucun point. Lorsqu'il est atteint, débutent les déformations irréversibles ou plastiques. Ces déformations sont régies par une loi dite loi d'écoulement. L'essai classique de traction (Fig. V-3) sur une éprouvette d'un matériau ayant un comportement élastoplastique avec écrouissage permet de mettre en évidence le non linéarité et le phénomène d'irréversibilité caractérisant le comportement plastique.

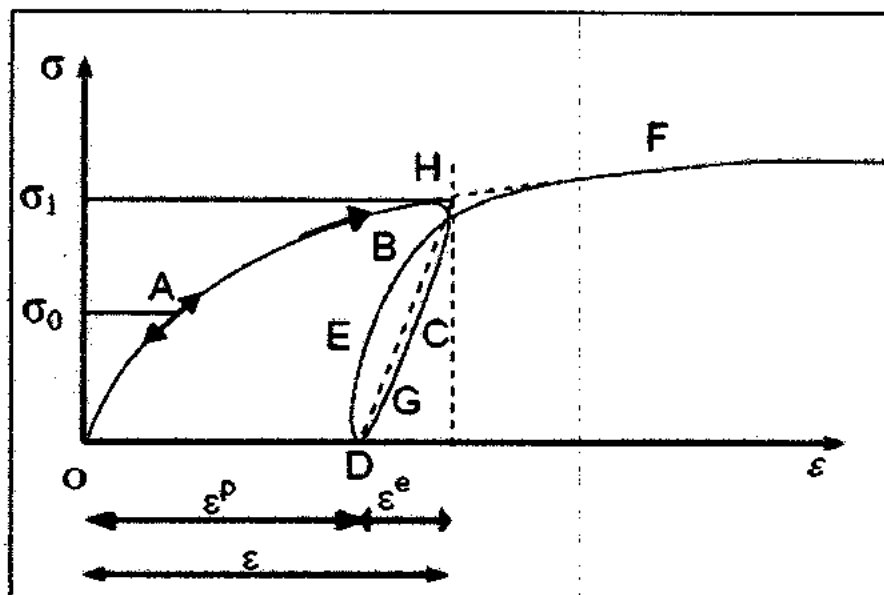


Fig. V-3 : Comportement élastoplastique avec écrouissage.

Le long du chemin OA le comportement est élastique, c'est-à-dire quand on décharge on revient en O. le point A, limite au-delà de laquelle on n'a plus de comportement élastique correspond à une contrainte caractéristique dite seuil de plasticité initial ou limite élastique. Après l'avoir franchi, au point B, par exemple, on décharge, le chemin de déchargement ne sera pas BOA mais BCD. La déformation qui reste  $OD = \varepsilon^p$  est une déformation irréversible, dite plastique. Si on recharge, le chemin sera DEF, F étant le prolongement du chemin du premier chargement.

On peut assimiler en général la courbe BCDEF à la droite DGH et admettre que les déformations sont réversibles le long de cette ligne. Le nouveau seuil de plasticité est alors le point H qui est plus élevé que le point précédent A. Cette évaluation de seuil de plasticité s'appelle écrouissage. Dans ce cas la déformation totale est la somme des déformations élastiques  $\varepsilon^e$  et plastique  $\varepsilon^p$ .

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p$$

- Si le seuil actuel  $\sigma_B$  est constant, le matériau est dit parfaitement plastique.
- Si  $\sigma_B$  est toujours croissant ou décroissant le matériau est dit écrouissable à écrouissage positif ou négatif respectivement.

#### 4-2-1- Notions de bases fondamentales

Les modèles de comportement élastoplastiques sont basés sur trois notions fondamentales :

- La surface de charge ;
- La règle d'écrouissage ;
- La règle d'écoulement.

##### a- Notions de surface de charge

D'une façon générale et pour les cas tridimensionnels, le seuil de plasticité est remplacé par une fonction scalaire  $F$  dite fonction de charge ou surface de plastification :

$$F(\sigma, \kappa) = 0 \dots \dots \dots (V - 15)$$

Avec

$\sigma$ : Tenseur des contraintes. et  $\kappa$ : paramètres d'écrouissage.



Cette fonction décrit dans l'espace des contraintes-déformations une surface dite communément surface d'état limite dont la projection dans le plan des contraintes est une courbe dite courbe d'état limite.

La surface de charge divise l'espace des contraintes en deux parties : L'intérieur de la surface de charge, correspond à un état de déformation réversible (élastiques) et sur la surface de charge elle-même correspond à un état de déformation pouvant se décomposer à une partie réversible comme précédemment et une partie de déformations irréversibles (plastiques).

En résumé, trois états de chargement sont possibles :

- $F < 0$  : intérieur de la surface, domaine élastique ;
- $F = 0$  : Déformations élastiques pouvant être accompagnées éventuellement de déformations plastiques ;
- $F > 0$  : État de contrainte physiquement impossible en élastoplasticité.

Lorsque le point représentatif de l'état de contrainte atteint la surface de charge  $F = 0$ , deux cas de comportement élastoplastique sont possibles :

- La surface de charge n'évolue comportement parfaitement plastique (l'expression de fonction de charge ne contient donc pas de paramètres);
- La surface de charge évolue au cours du chargement comportement élastoplastique écrouissable.

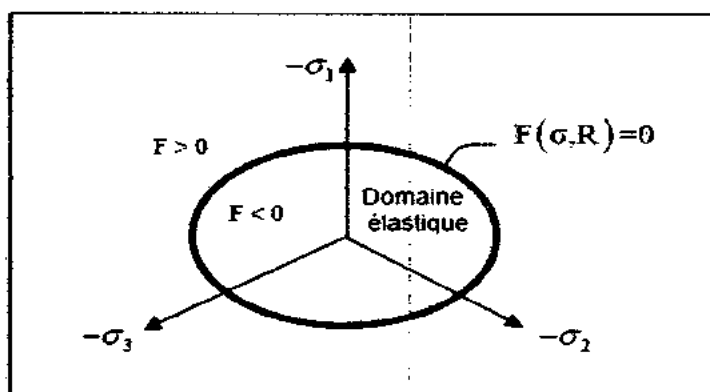


Fig. V-4 : Représentation de Surface de charge dans le plan Octaédrique.

## b- Notions d'érouissage

Un érouissage correspond à une modification du seuil d'élasticité au cours de la sollicitation. Le domaine d'élasticité d'un matériau dépend de son état d'érouissage. Il ne modifie pas l'instant de la rupture ; par contre, il agrandit le domaine d'élasticité et réduit la possibilité de déformations plastiques. La loi d'érouissage précise la modification de la surface de charge au cours de la déformation plastique. On distingue en général trois catégories de lois d'érouissage :

- **Érouissage isotrope**

Lorsque le vecteur représentatif des contraintes dans l'espace des contraintes garde une direction constante) La théorie d'érouissage isotrope de Taylor et Quinney (1931) qui admet que le domaine élastique intérieur au critère de plasticité se transforma par homothétie de centre O pendant l'érouissage. Il correspond au cas où la surface de charge subit une dilatation ou une contraction uniforme. L'érouissage dans ce cas est caractérisé par une variable scalaire (figure V-5a).

- **Érouissage cinématique**

La théorie d'érouissage cinématique de Prager qui propose que le domaine élastique se translate dans l'espace des contraintes. L'érouissage dans ce cas est caractérisé par une variable tensorielle définissant le centre de la surface de charge (fig. V-5 b).

- **Érouissage anisotrope**

Lorsque la surface de charge peut subir, en plus d'une expansion/contraction et d'une translation, une rotation et une déformation.

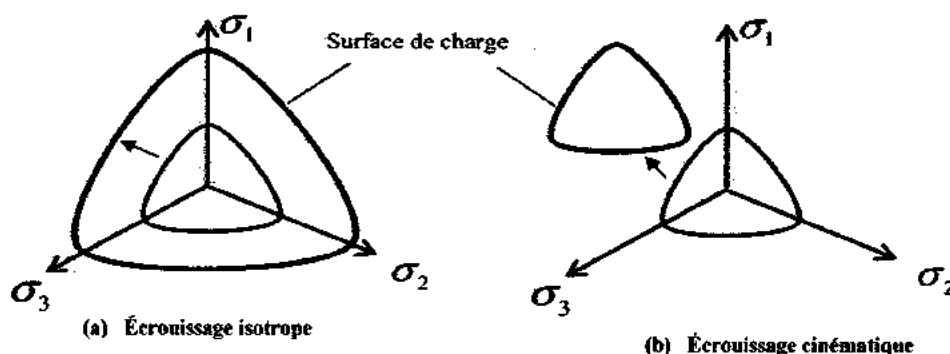


Fig. V-5 : Érouissage isotrope et cinématique.

### c- Notion de loi d'écoulement

La règle d'écoulement plastique exprime l'accroissement de déformation plastique en fonction des états de contrainte ( $\sigma_{ij}$ ) et ( $\partial\sigma_{ij}$ ) et d'écrouissage ( $\kappa$ ) par l'intermédiaire d'un potentiel plastique  $G$ , qui peut être différent de la fonction de charge.

#### c-1 Loi d'écoulement associée

La loi est dite associée, lorsque le potentiel plastique  $G(\sigma_{ij})$  est confondu au surface de charge  $F(\sigma, \kappa)$  soit  $F \equiv G$ . La direction de vecteur de déformation plastique dans l'espace des déformations principales (confondu avec celui des contraintes principales) est ainsi perpendiculaire à la surface de charge, c'est-à-dire au vecteur gradient, normale à cette surface. Cela conduit à une loi d'écoulement de la forme :

$$\varepsilon_{ij}^p = \lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \dots \dots \dots (V - 16)$$

Ou,  $\lambda$  est le multiplicateur plastique (scalaire positif). Les matériaux pour lesquels la loi d'écoulement est dite associée, sont dits standards (cas des métaux).

#### c-2 Loi d'écoulement non associée

Dans le cas des sols et des roches, l'utilisation d'une loi d'écoulement non associée s'avère souvent nécessaire. En effet pour les lois élastoplastiques, considérant un angle de frottement  $\varphi$ , une loi d'écoulement associée induit un angle de dilatance,  $\psi = \varphi$ , qui s'avère souvent trop élevé pour les géo-matériaux. On a alors recours à des lois non associées. Dans ce cas, la direction de vecteur de déformation plastique n'est pas perpendiculaire à la surface représentative de la fonction de charge plastique  $F(\sigma_{ij})$ . Cela permet de considérer des angles de dilatance,  $\psi$  compris entre 0 et  $\varphi$ .

**5- Dérivation de la matrice elasto-plastique  $D^e$**

Appliquons la règle de consistance.

$$dF = \left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\} d\sigma + \left\{ \frac{\partial F}{\partial \kappa} \right\} d\kappa = 0 \dots \dots \dots (V - 17)$$

Avec :  $d\kappa = f(d\varepsilon^p)$ .

$$dF = \left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\} d\sigma + \left\{ \frac{\partial F}{\partial \kappa} \right\} d\varepsilon^p = 0 \dots \dots \dots (V - 18)$$

Remplace  $d\varepsilon^p$  on trouve :

$$dF == \left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\} d\sigma + \left\{ \frac{\partial F}{\partial \kappa} \right\} \lambda \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\} = 0 \quad \text{Donc} \quad \left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\} d\sigma = - \left\{ \frac{\partial F}{\partial \kappa} \right\} \lambda \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\} \dots \dots \dots (V - 19)$$

$$d\varepsilon = d\varepsilon^e + d\varepsilon^p = D^{e-1} d\sigma + \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma} \dots \dots \dots (V - 20)$$

Où  $D^e$  c'est la matrice d'élasticité tangentielle.

Pré multipliant cette équation par  $\left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\} D^e$

$$\left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\} D^e \cdot d\varepsilon = \left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\} d\sigma + \left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\} D^e \cdot \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\} \cdot \lambda \dots \dots \dots (V - 21)$$

On remplace  $\left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\} d\sigma$  on aura :

$$\left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\} D^e \cdot d\varepsilon = - \left\{ \frac{\partial F}{\partial \kappa} \right\} \lambda \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\} + \left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\} D^e \cdot \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\} \cdot \lambda \dots \dots \dots (V - 22)$$

On aura donc :

$$\lambda = \left[ \frac{\left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\} D^e}{- \left\{ \frac{\partial F}{\partial \kappa} \right\} \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\} + \left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\} D^e \cdot \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\}} \right] d\varepsilon \dots \dots \dots (V - 23)$$

Remplaçons  $\lambda$  dans l'équation (V-20) puis pré-multipliant par  $D^e$ , nous obtenons :

$$D^e \cdot d\varepsilon = d\sigma + \left[ \frac{D^e \cdot \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\} \left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\} D^e}{- \left\{ \frac{\partial F}{\partial \kappa} \right\} \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\} + \left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\} D^e \cdot \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\}} \right] d\varepsilon \dots \dots \dots (V - 24)$$

Arrangeons cette dernière équation, nous obtenons la relation élasto-plastique incrémentale entre  $d\sigma$  et  $d\varepsilon$ .

$$d\sigma = \left[ D^e - \frac{D^e \cdot \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\} \left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\} D^e}{-\left\{ \frac{\partial F}{\partial K} \right\} \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\} + \left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\} D^e \cdot \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\}} \right] d\varepsilon \dots \dots \dots (V - 25)$$

Où bien simplement  $d\sigma = D^{ep} \cdot d\varepsilon$  ;  $D^{ep}$  : est nommée la matrice constitutive élastoplastique.

**6- Les critères de rupture**

Plusieurs critères de plasticité sont souvent employés pour décrire le comportement des géomatériaux, on trouve des critères à un seul paramètre, critères à deux paramètres, critères à cinq paramètres et des critères à plusieurs paramètres. Parmi ces critères, le critère de **Mohr-Coulomb**. Ce critère indique que la rupture est gouvernée par la relation suivante :

$$|\tau| = f(\sigma).$$

Cette relation peut être écrite sous la forme :

$$(\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 + \sigma_3) \cdot \sin(\varphi) - 2 \cdot c \cos(\varphi) = 0 \dots \dots \dots (V - 26)$$

Avec

$$\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$$

$c$  : Cohésion     $\varphi$ : l'angle de frottement.

Il s'agit de l'équation d'un plan, son intersection avec l'axe hydrostatique se caractérise par

$$\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = H = -c \cdot \cot \varphi \dots \dots \dots (V - 27)$$

L'expression donnée plus haut n'est valable que pour '1/6' de l'espace des contraintes principales, l'expression générale du critère de **Mohr-Coulomb** peut être écrite sous la forme :

$$f = \left[ \frac{\sigma_1 + H}{\sigma_3 + H} - \operatorname{tg}^2(\pi/4 + \varphi/2) \right] \left[ \frac{\sigma_3 + H}{\sigma_1 + H} - \operatorname{tg}^2(\pi/4 + \varphi/2) \right] \times$$

$$\left[ \frac{\sigma_3 + H}{\sigma_2 + H} - \operatorname{tg}^2(\pi/4 + \varphi/2) \right] \left[ \frac{\sigma_2 + H}{\sigma_3 + H} - \operatorname{tg}^2(\pi/4 + \varphi/2) \right] \times$$

$$\left[ \frac{\sigma_2 + H}{\sigma_1 + H} - \operatorname{tg}^2(\pi/4 + \varphi/2) \right] \left[ \frac{\sigma_1 + H}{\sigma_2 + H} - \operatorname{tg}^2(\pi/4 + \varphi/2) \right] = 0 \dots \dots \dots (V - 28)$$

Il s'agit de l'équation d'une pyramide à base hexagonale non uniforme (Surface de rupture) dont l'axe est l'axe hydrostatique  $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ .

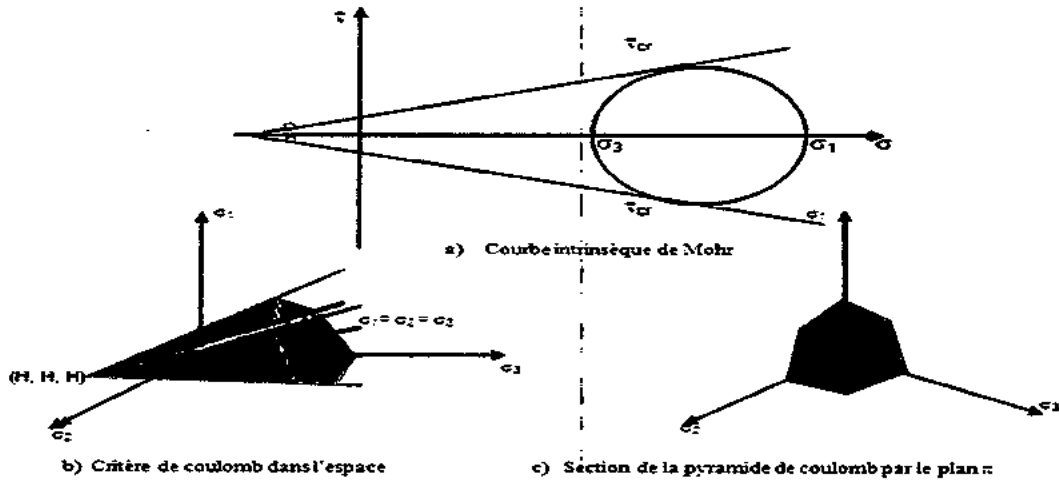


Fig. V-6 : représentation du critère de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes.

On résume dans le tableau (V.1), les différentes lois de comportement élastique parfaitement plastique de Mohr coulomb, Tresca, Von Mises, Drucker-brager et le critère parabolique dans le.

Tableau. V.1 : Loi de comportement élastique parfaitement plastique.

Loi de comportement	Fonction de charge et potentiel plastique	Présentation dans l'espace		Remarque
Mohr-Coulomb (5 paramètres mécaniques : E, v, c, phi, psi)	$F(\sigma_i) = \sigma_1 - \sigma_3 - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \psi - 2c \cos \psi \leq 0$ <p>Où <math>\sigma_1</math> et <math>\sigma_3</math> sont des contraintes principales extrêmes Avec <math>\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3</math> <math>\psi</math> est l'angle de frottement interne <math>c</math> la cohésion de la matière <math>G(\sigma_i) = \sigma_1 - \sigma_3 - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \psi + c = 0</math></p>			Le critère de Mohr-Coulomb ne fait pas intervenir la contrainte intermédiaire principale $\sigma_2$ . L'angle de frottement est le même en compression ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) et en extension ( $\sigma_3 - \sigma_1$ ) (roches).
Tresca (4 paramètres mécaniques : E, v, c, k)	$F(\sigma_i) = \sigma_1 - \sigma_3 - 2k \leq 0$ <p>Avec <math>\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3</math> <math>k</math> est une constante (cohésion dans le cas d'un sol)</p>			La contrainte principale intermédiaire ne joue aucun rôle comme dans le critère de Coulomb.
Von Mises (3 paramètres : E, v, k)	$F(\sigma_i) = J_2(\sigma_i) - k^2 = \frac{1}{2} s_{ij} s_{ij} - k^2 = 0$ <p>Où <math>s_{ij}</math> est le tenseur des contraintes déviatoriques. <math>k</math> est un paramètre de la loi de comportement <math>G = F</math></p>			La règle d'écoulement est associée. Le potentiel est confondu avec la fonction de charge ( $G=F$ ). L'élasticité associée est l'élasticité linéaire isotrope de Hooke.
Drucker-Prager (5 paramètres : E, v, k, alpha, beta)	$F(\sigma_i) = \sqrt{J_2(\sigma_i)} + \alpha I_1(\sigma_i) - k \leq 0$ <p>Où <math>k</math> est la trace du tenseur des contraintes (<math>J_2 = \sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2</math>) <math>k</math> et <math>\beta</math> sont le premier et le deuxième invariant du tenseur des contraintes. <math>\alpha</math> et <math>\beta</math> sont des paramètres de la loi de comportement</p>			Les angles de frottement en compression sont limités à des valeurs faibles dans le cas des sables. Ce critère n'est pas adapté à la modification des sables (roches).
Critère parabolique (4 paramètres : E, v, R_c, R_t)	$F(\sigma_i) = \frac{R_c - R_t}{3} (\sigma_1 - \sigma_3) + \frac{R_c + R_t}{3} (\sigma_1 + \sigma_3) - G = 0$ <p><math>R_c</math> et <math>R_t</math> sont les résistances en compression simple et en traction simple <math>G = F</math></p>			L'élasticité associée est l'élasticité linéaire isotrope de Hooke.

## 7- L'analyse de la stabilité des talus par la MEF

L'Analyse élasto-plastique des problèmes géotechniques à l'aide de la méthode des éléments finis a été largement acceptée dans le domaine de recherche depuis plusieurs années, cependant son utilisation dans la pratique en géotechnique pour l'analyse de la stabilité des talus demeure limitée. La raison pour ce manque d'acceptation n'est pas totalement claire, cependant les promoteurs de la technique des éléments finis dans le domaine académique doivent prendre certaine responsabilité.

Les ingénieurs pratiquants sont souvent sceptiques pour telle complexité en particulier vu la qualité pauvre des données relatives aux propriétés du sol obtenues (souvent à travers une campagne d'investigation habituel). Bien que ce scepticisme soit souvent justifié, il y a certains types de problèmes géotechniques pour lesquels l'approche en éléments finies offre de vrais avantages.

L'analyse par la méthode des éléments finis en élasto-plasticité sont précises, robustes et assez simples pour l'usage de routine par des ingénieurs. Les capacités graphiques permettent aussi une bonne visualisation et meilleure compréhension des mécanismes de rupture.

Dans l'analyse par élément finis des problèmes de stabilité des talus, Il y a plusieurs approches possibles pour définir l'occurrence de la rupture dans le massif du sol, par exemple, limitation des contraintes de cisaillement au niveau de surface de glissement potentiel (Duncan et Dunlop 1969) ou la non convergence de la solution (Zienkiewicz et Taylor 1989).

Quand le processus est incapable de converger pour un nombre maximum des itérations spécifié par l'utilisateur, l'implication est qu'il n'existe aucune distribution de contraintes capable de satisfaire simultanément l'équilibre global de la masse du sol et le critère de rupture. Sous ces conditions, on dit que la rupture prend place dans le talus. La rupture des talus est accompagnée par une augmentation dramatique dans les déplacements nodaux de maillage.

## 8- Présentation des outils numériques utilisés

Dans sa version originale, le code de calcul par éléments finis PLAXIS traite la stabilité des digues en terre. Dans sa version actuelle, il permet de traiter différents types de problèmes géotechniques (fondations, tunnels, ouvrages de soutènement, etc.), les calculs s'effectuant en déformations planes (Analyse bidimensionnelle ou Analyse 2D), ou en conditions axisymétriques.

L'algorithme général de résolution des équations non linéaires du code PLAXIS s'effectue selon un processus itératif permettant de déterminer à chaque pas de calcul les champs de déplacements, de vitesses et d'accélération correspondantes aux chargements appliqués.

Les modèles de calcul implémentés dans le code PLAXIS, couvrent pratiquement l'ensemble des aspects théoriques et expérimentaux du comportement des sols courants sont :

- Le modèle d'élasticité linéaire de (loi de Hooke), pour simuler le comportement des structures rigides massives placées dans le sol ;
- Le modèle de Plasticité parfaite isotrope de type Mohr-Coulomb pour simuler le comportement de la plus part des sols fins ;
- Le modèle d'élastoplasticité de type hyperbolique avec écrouissage en cisaillement pour simuler le comportement des sables et des graves, mais aussi des argiles et des limons ;
- Le modèle élastoplasticité de type Cam Clay, pour simuler le comportement des argiles molles normalement consolidées ;
- Le modèle viscoplasticité pour simuler le comportement des sols mous en fonction du temps (fluage et consolidation).

Dans ce que suit, on décrit uniquement le modèle de Mohr-Coulomb, qui sera adopté pour la modélisation de stabilité des talus. Ce modèle est utilisé comme une première approximation du comportement des sols. Il comporte cinq paramètres :

- le module d'Young  $E$  : défini soit par le module tangent initial  $E_0$ , soit par le module sécant à 50% de la résistance en compression  $E_{50}$  (fig. V-7) ;
- Le coefficient de Poisson  $\nu$  : évalué par l'intermédiaire du coefficient de pression des terres au repos  $K_0 = \nu / (1 - \nu)$  pour un chargement gravitaire, dont les valeurs sont comprises entre 0.3 et 0.4 ;



- La cohésion  $c$  : nulle ( $c=0$ ) pour les sables, mais constante non nulle ( $c \neq 0$ ) ou évoluant avec la profondeur pour les argiles ;
- L'angle de frottement interne  $\phi$  : qui conditionne la résistance au cisaillement des sols ;
- L'angle de dilatance  $\psi$  : nul ( $\psi=0$ ) pour des sols argileux qui ne montrent aucune dilatance, mais non nul ( $\psi \neq 0$ ) pour les sables dont la dilatance dépend de leur densité et de leur angle de frottement. Pour les sables siliceux,  $\psi \approx \phi - 30$ .

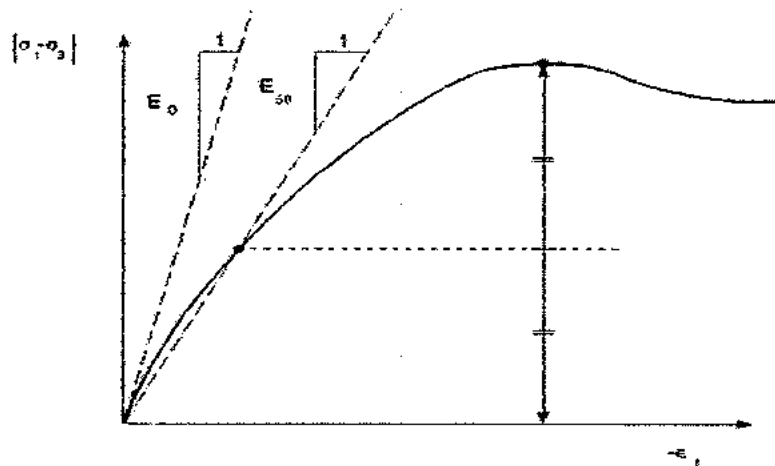


Fig. V-7 : Définition du module d'Young E.

Ces paramètres peuvent être aisément identifiés par les résultats d'essais triaxiaux classiques, voir figure (Fig.V-8).

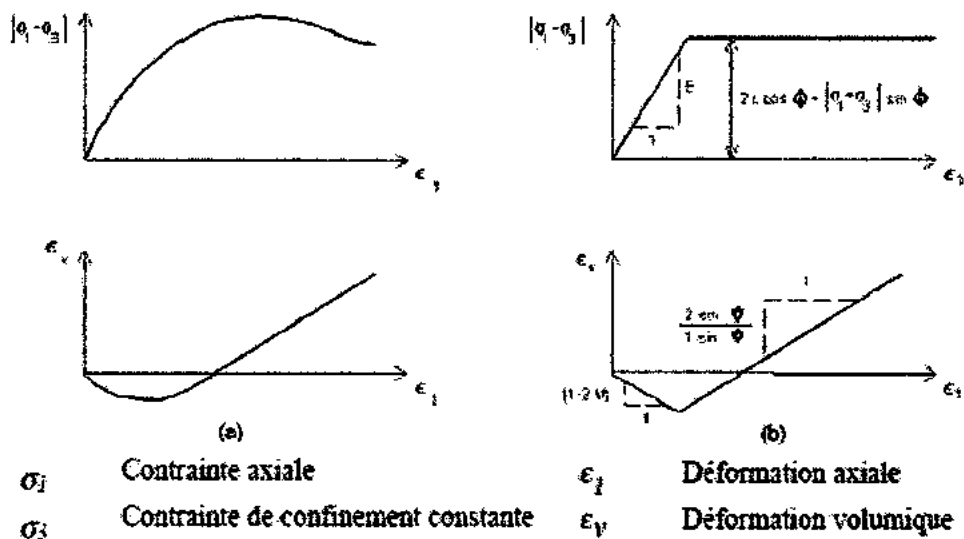


Fig. V-8 : Résultats d'essais triaxiaux drainés et le modèle élastoplastiques de type Mohr-Coulomb.

Pour la prise en compte des interactions squelette - eau interstitielle dans la réponse du sol, le code PLAXIS distingue entre les comportements drainé et non drainé :

- pour le comportement drainé, aucune surpression interstitielle n'est générée. C'est évidemment le cas pour des sols secs et pour des sols totalement drainés du fait de leur forte perméabilité ou à cause d'un faible accroissement du chargement. Cette option peut aussi être utilisée pour simuler le comportement des sols à long terme (fluage et consolidation) ;
- pour le comportement non drainé, les surpressions interstitielles sont complètement générées. L'écoulement de l'eau interstitielle peut parfois être négligé du fait des faibles perméabilités ou à cause d'une vitesse de chargement élevée. Toutes les couches considérées comme non drainées se comporteront ainsi, même si la couche ou une partie de celle-ci se trouve au-dessus de la nappe phréatique.

Dans PLAXIS, une analyse de la sécurité peut être menée en réduisant les caractéristiques mécaniques du sol. Ce procédé s'appelle "Phi-c reduction". Dans cette approche, les quantités de  $\tan \varphi$  et  $c$  du sol sont réduites progressivement jusqu'à l'apparition de la rupture. Le coefficient total appelé coefficient de réduction  $\Sigma Msf$  permet de définir la valeur des caractéristiques du sol à une étape donnée de l'analyse :

$$\sum Msf = \frac{\tan \varphi_{donnée}}{\tan \varphi_{réduit}} = \frac{c_{donnée}}{c_{réduit}}$$

Où les caractéristiques notées "donnée" se réfèrent aux valeurs initiales des propriétés des matériaux et les caractéristiques notées "réduit" se rapportent aux valeurs réduites utilisées au cours de l'analyse. Contrairement aux autres coefficients,  $\Sigma Msf$  vaut 1.0 au début d'un calcul pour utiliser les valeurs non réduites des caractéristiques des matériaux. Le coefficient de sécurité global est déterminé comme suit :

$$F = \frac{\text{résistance disponible}}{\text{résistance à la rupture}} = \text{valeur de } \left( \sum Msf \right) \text{ à la rupture}$$

Cette approche ressemble à la méthode de calcul de coefficients de sécurité adoptée conventionnellement dans les analyses de rupture circulaire (méthodes des tranches).

## 9- Conclusion

La méthode des éléments finies représente une approche alternative puissante pour l'analyse de la stabilité des talus, qu'est précise, flexible et exige moins des hypothèses simplificatrice pour la modélisation d'un problème.

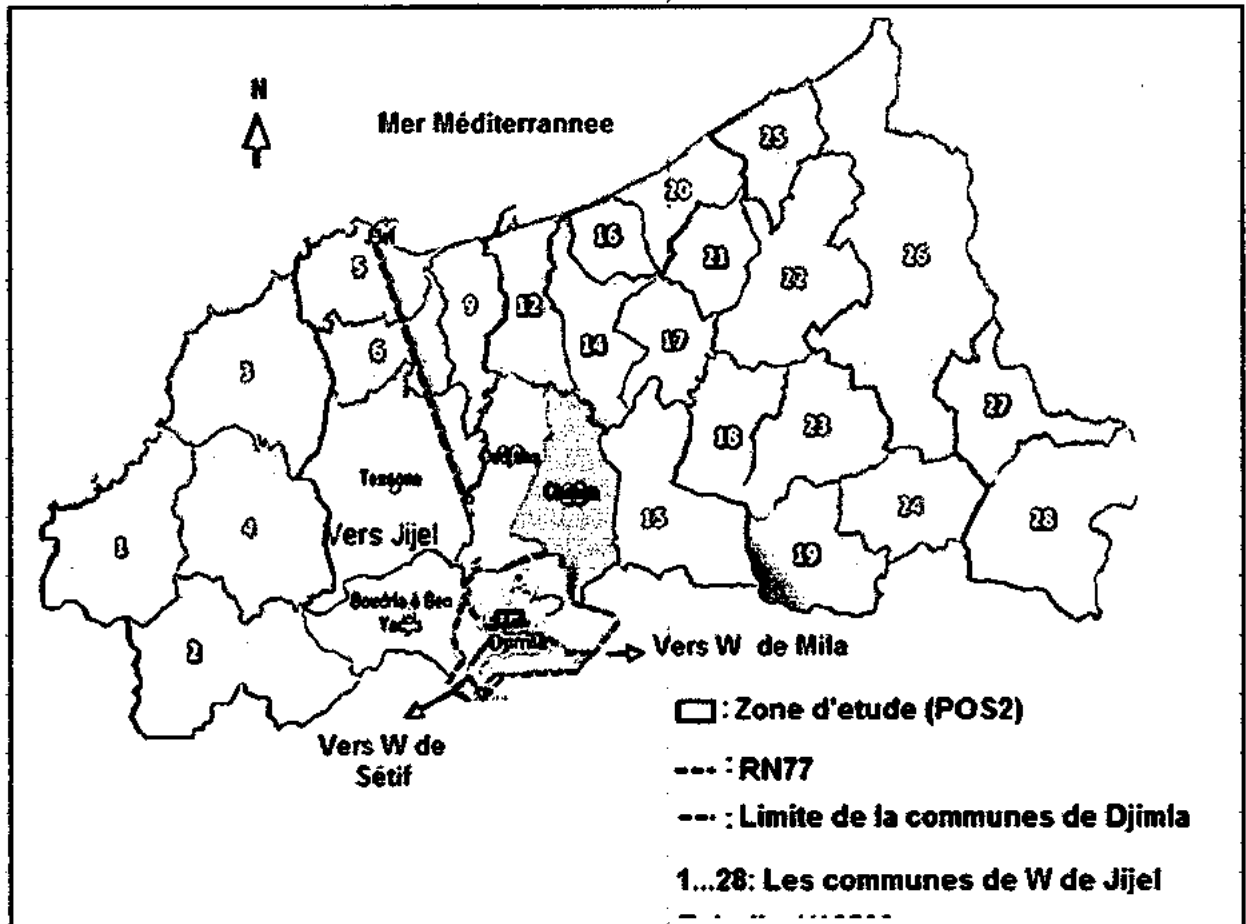
CHAPITRE VI :

*Étude géotechnique  
de site*

**1- Situation géographique**

Des mouvements de terrain sont apparus dans la Ville de Djimla (Wilaya de Jijel). Elle est située au environ de 40 km au Sud-est de la ville de Jijel (Fig.VI-1), et limite par les communes suivants :

- Au Nord par Texenna et Oudjana
- À l'Est par la commune de Chahna
- À l'Ouest par Boudria à Ben Yadjis
- Au Sud par Eulma (wilaya de Sétif)



**Fig.VI-1 : Situation géographique de la ville de Djimla.**

Au niveau de cette région nous aurons pris comme données géotechniques ceux du POS N°02, ce dernier s'étend sur une superficie de 27 hectares, il est situé au Nord-est de la ville de Djimla de part et d'autre de la RN 77. C'est un terrain en forme de versant. Voir (Fig.VI-2), Il est limité par :

- Au Nord par Djebel Sidi Bouazza;
- Au Sud par les anciens bâtis du village ;
- À l'Est par des constructions ;
- À l'Ouest par la RN 77.

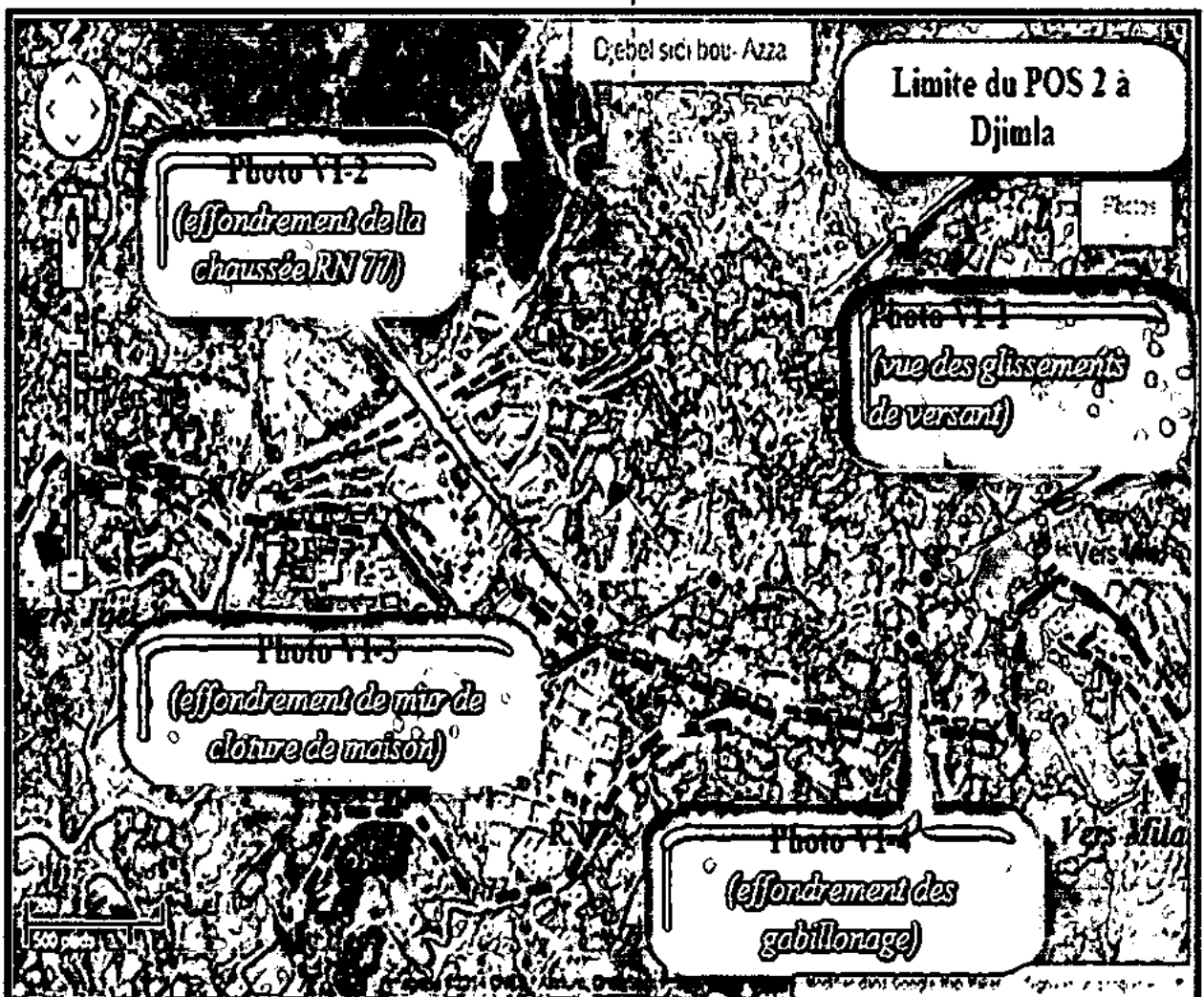


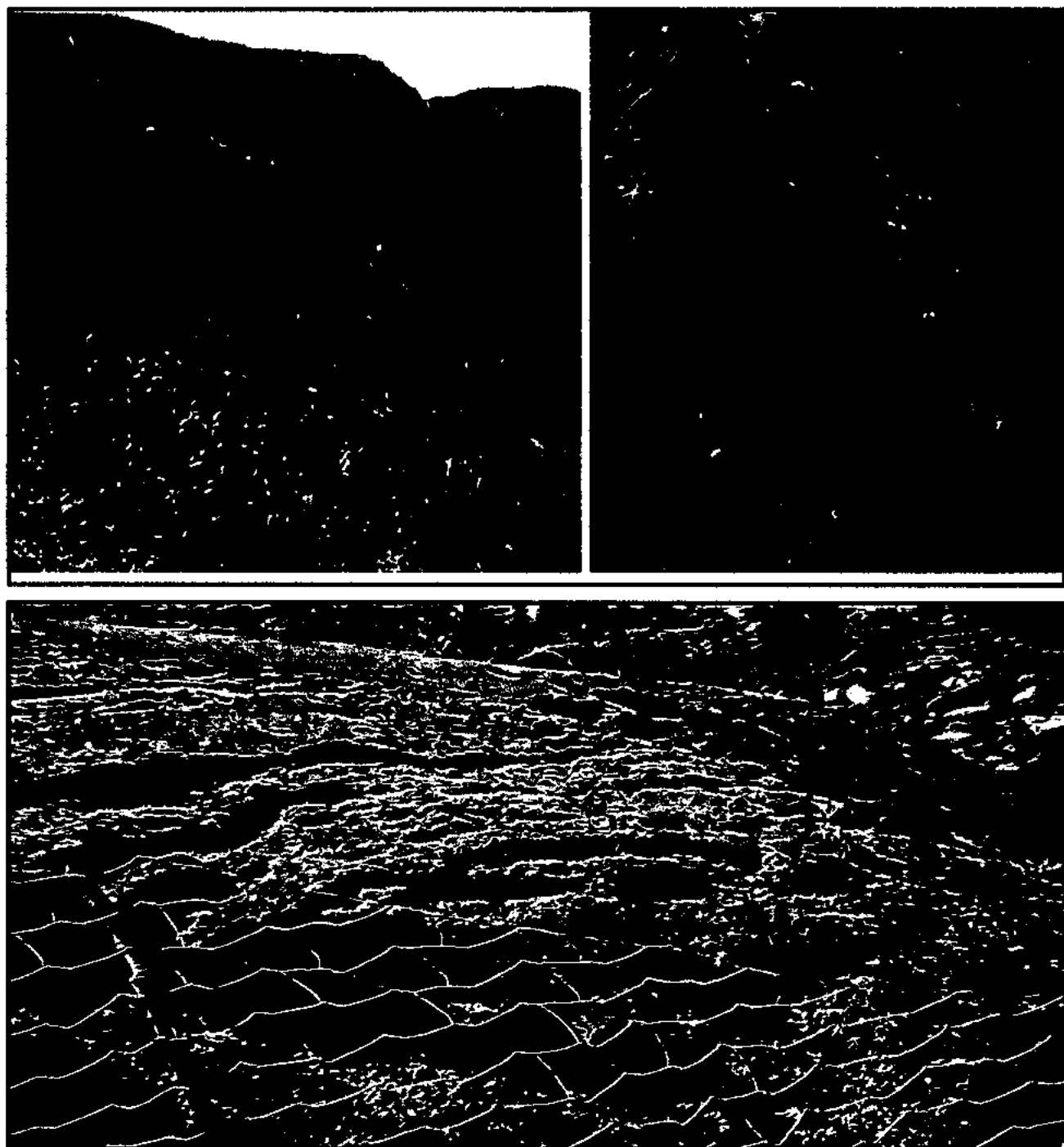
Fig.VI-2 : La localisation des instabilités observées sur site du POS 02 à Djimla.

## 2- Description des instabilités observées

L'enquête sur terrain nous ont permis de relever plusieurs zones instables, particulièrement le glissement de terrain qui se trouve au près de village de Djimla, voir (Photo.VI-1). Parmi les dégradations observées:

### Première plan (talus):

- Les photos montrent l'ampleur du phénomène de glissement (forme du glissement, fissure, affaissement, bourrelets) ; inclinaison des arbres vers le bas de la pente.



**Photo.VI-1 : Vue générale des glissements de terrain (versant) ,SE de POS2.**

Deuxième plan (RN77):

- Des fissures et des affaissements de la chaussée.

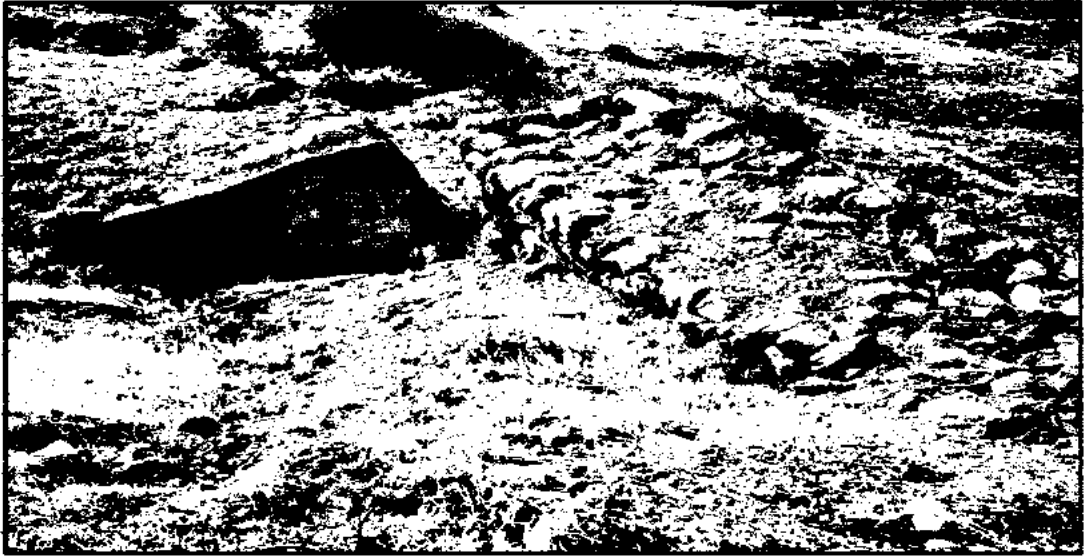


**Photo.VI-2 : Affaissement de la chaussée RN77 .**

Troisième plan (Constructions) :



**Photo.VI-3 : Effondrement du mur de clôture de maison.**



**Photo. VI-4 : Effondrement des gabillonnages.**

### **3- Caractéristiques géologiques de la région de Djimla**

Il convient tous d'abord de signaler que la géologie de la région de Djimla est représentée par les formations de type flysch (flysch numidien) et les formations telliennes (d'âge Lutétien à Préabonien).

### **4- Aspect morpho-structural de la région de Djimla**

. De point de vue topographique, le site de notre étude présente un relief en pente fortement accidenté. FONDASOL a dressé une carte des pentes voir (fig. VI-3). Sur cette carte, trois zones ont été dégagées. Elle s'étale sur une superficie de **27.02 Hectares**, composée de :

- **Zones A : de 00% à 10.00% :** De faible superficie, les terrains de cette zone sont localisés au cœur et sud du POS.
- **Zone B : de 10% à 20% :** est repérée au Sud -est du POS2.avec une faible surface
- **Zone C :>20% :** Cette zone constitue l'essentiel du site.



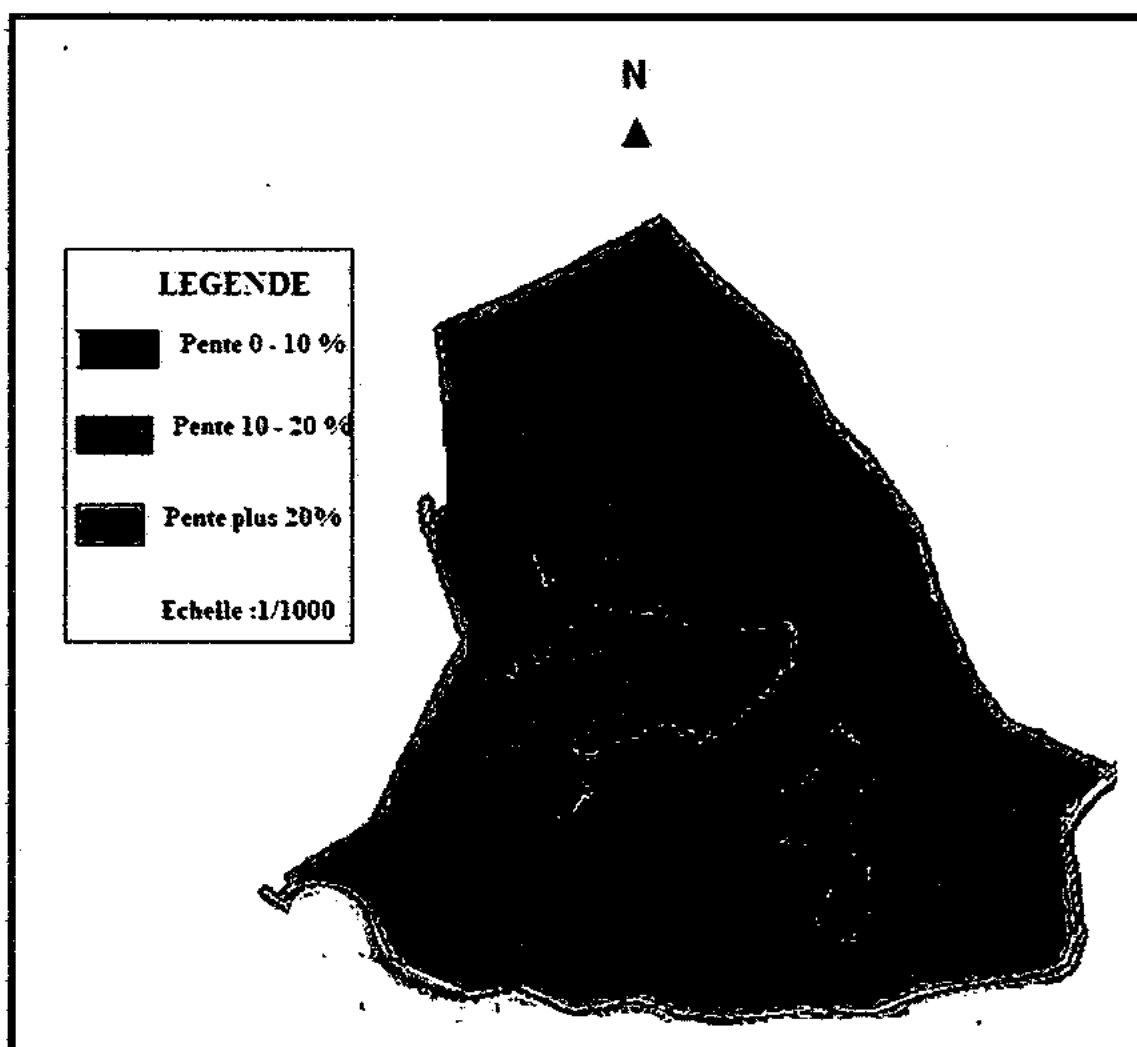


Fig. VI-3 : Carte des pentes POS N°02 Djimla à l'échelle 1/1000 (FONDASOIL 2010).

### 5- Étude expérimentale

L'étude en cours vise à déterminer les propriétés physiques et mécaniques du sol pour la réalisation d'une plane d'occupation du sol (POS2) de Djimla dans la partie Sud-est de Jijel.

Le FONDASOIL, est intervenu pour effectuer une campagne de reconnaissance in-situ, basé sur la réalisation de 11 sondages carottiers et de 22 essais de pénétromètre dynamique et de reconnaissance au laboratoire.

### 5-1- Essais in situ

Les essais in-situ permettent de déterminer les caractéristiques des sols en place. Une campagne de reconnaissance a été réalisée par le bureau d'études FONDASOL(2010), comportant de onze sondages carottier et de vingt deux essais au pénétromètre dynamique voir (Fig.VI-4). Les onze sondages carottés allant de 10 m de profondeur ont été réalisés dans le but de connaître la nature géologique des formations constituant le terrain d'assise et de prélever des échantillons pour les essais de laboratoire.

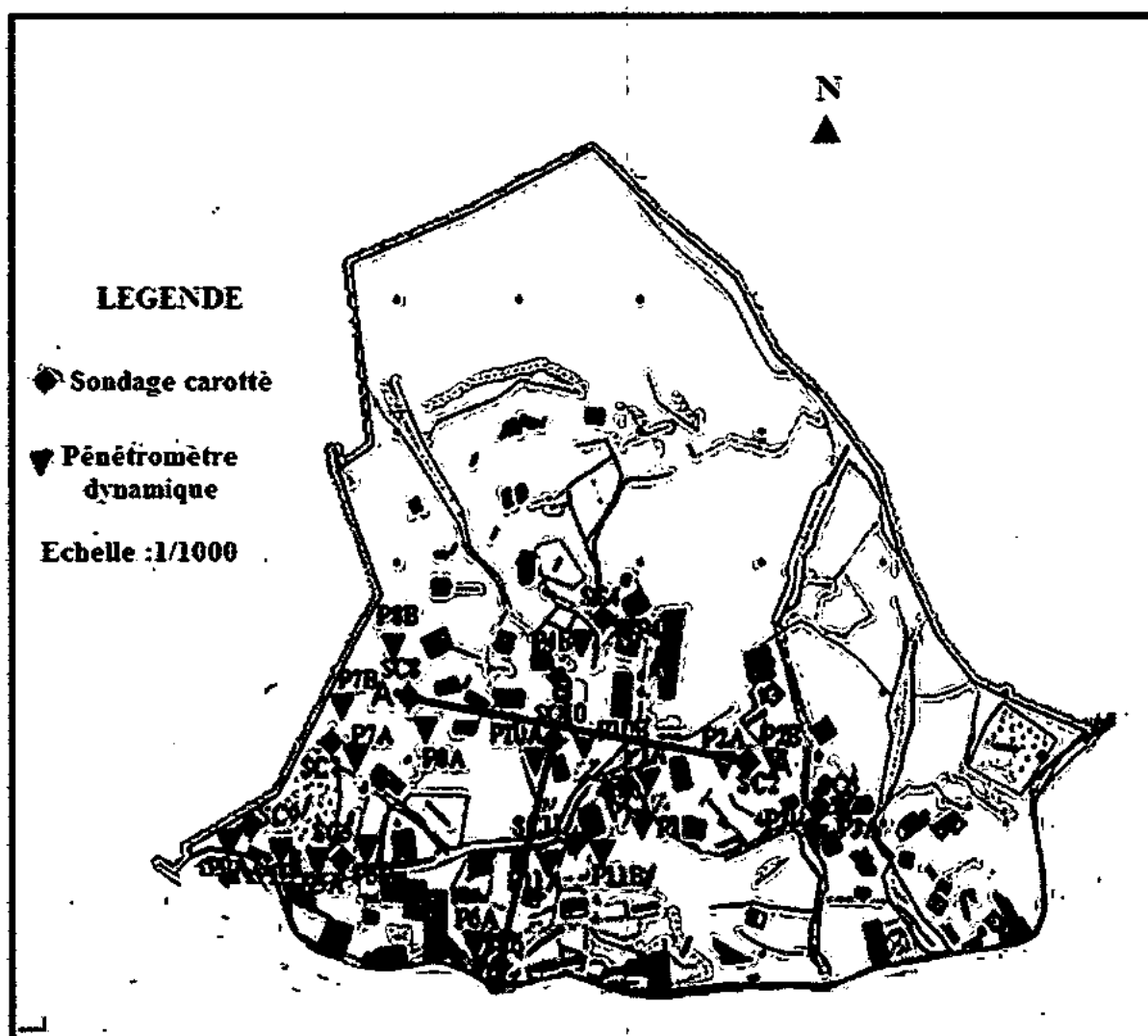


Fig.VI-4: L'implantation des essais in-situ dans le site d'étude (FONDASOIL ; 2010).

### 5-1-1 Sondages carottés

Ce mode d'investigation permet d'obtenir un échantillon continu de sol peu ou pas remanié, et d'effectuer des observations d'ordre géologique (pétrographique, stratigraphique, données structurales, etc.) et des essais de laboratoire destinés à l'identification des sols et à la mesure de leurs caractéristiques mécaniques.

#### a- Description lithologique du site

La description visuelle des échantillons intacts et remaniés de chaque sondage a permis de localiser les couches de sols suivantes :

- Sondage SC1 :** 0-1 m Remblai ;  
1-10 m Argile sableuse, brun jaune à blocs de grés.
- Sondage SC2 :** 0-0.2 m Terre végétale ;  
0.2-10 m Argile sableuse a concrétion de grés, brunâtre.
- Sondage SC3 :** 0-0.2 m Terre végétale ;  
0.2-6 m Argile sableuse brun jaune, rougeâtre, avec blocs de grés ;  
6-6.4 m Bloc gréseux ;  
6.4-10 m grés peu argileux.
- Sondage SC4 :** 0-0.4 m Terre végétale ;  
0.4-0.9 m Bloc gréseux, compact ;  
0.9-2 m Argile sableuse à concrétion de grés ;  
2.0-2.7 m Bloc gréseux, compact  
2.7-10 m Argile sableux à bloc de grés, brun, jaune.
- Sondage SC5 :** 0-1 m Remblais ;  
1-5 m Argile sableuse à concrétion de grés ;  
5-10 m Argile sableuse à blocs de grés.
- Sondage SC6 :** 0-1 m Remblais ;  
1-9.4 m Argile sableuse, brun, jaune ;  
9.4-10 m Marne friable grisâtre d'aspect schisteux.
- Sondage SC7 :** 0-1.5 m Remblais ;  
1.5-10 m Argile sableuse, brun ; jaune.
- Sondage SC8 :** 0-1 m Remblais ;  
1-8 m Argile sableuse, peu graveleuse, brun rougeâtre ;  
8-8.8 m Grés compacte ;  
8.8-10 m Argile sableuse, brun, rougeâtre.
- Sondage SC9 :** 0-1 m Remblais ;  
1-5.5.2 m Argile sableuse, peu graveleuse, brun rougeâtre ;

- 5.2-10 m Argile peu sableux ;
- 8.8-10 m Argile sableuse, brun, rougeâtre.

**Sondage SC10 :** 0-3 m Remblais ;  
3.-3.3 m Argile sableuse, peu graveleuse, brun rougeâtre ;  
3.3-3.6 m Bloc gréseux jaunâtre ;  
3.6-10 m Argile sableuse à bocs de grés, brun, rougeâtre.

**Sondage SC11 :** 0-1 m Remblais ;  
1-4 m Argile sableuse, brun rougeâtre ;  
4-6 m Grés compacte ;  
6-7.8 m Argile sableuse, brun, rougeâtre ;  
7.8-10 m Marne friable, grisâtre, d'aspect schisteux.

#### **b- Interprétation des résultats**

D'après les corrélations entre la lithologie des sondages carottiers on constate que :

Le terrain d'étude est composé de deux couches qui sont, des Argiles sableuses, brun à concrétion ou à bloc de grés et des Marne friable d'aspect schisteux. Elles sont recouvertes par un remblai d'épaisseur variant de 1 à 3 m, cette couche est caractérisée par une diminution d'épaisseur du NNE et SSW du site, et par une terre végétale d'épaisseur 0.2 m disparaître dans la parie NW, Voir les deux coupe de corrélation des sondages corrotiés (fig.VI-5 et fig.VI-6).

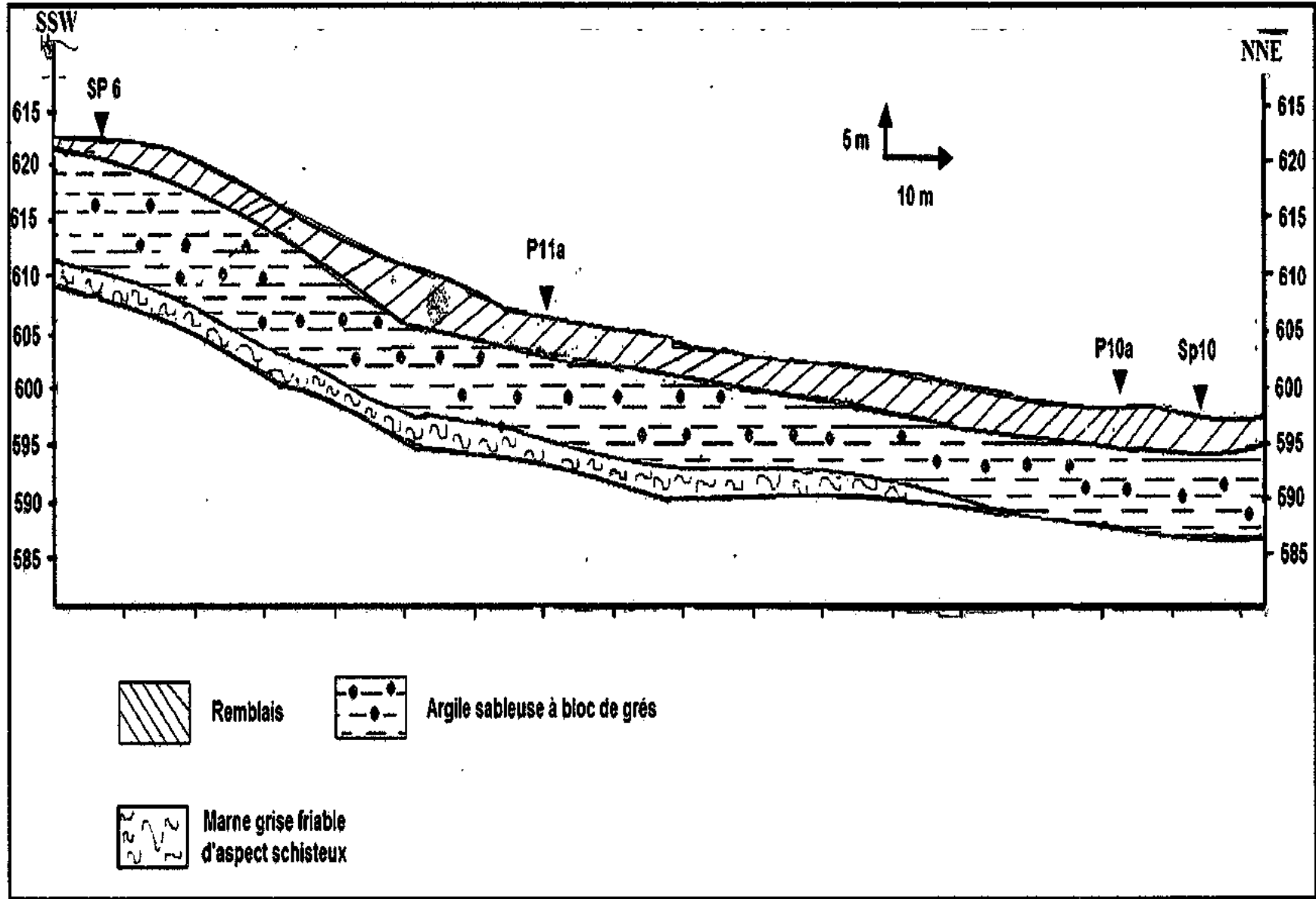


Fig. IV-5; Corrélation des résultats des sondages carottés de la partie SSW-NNE

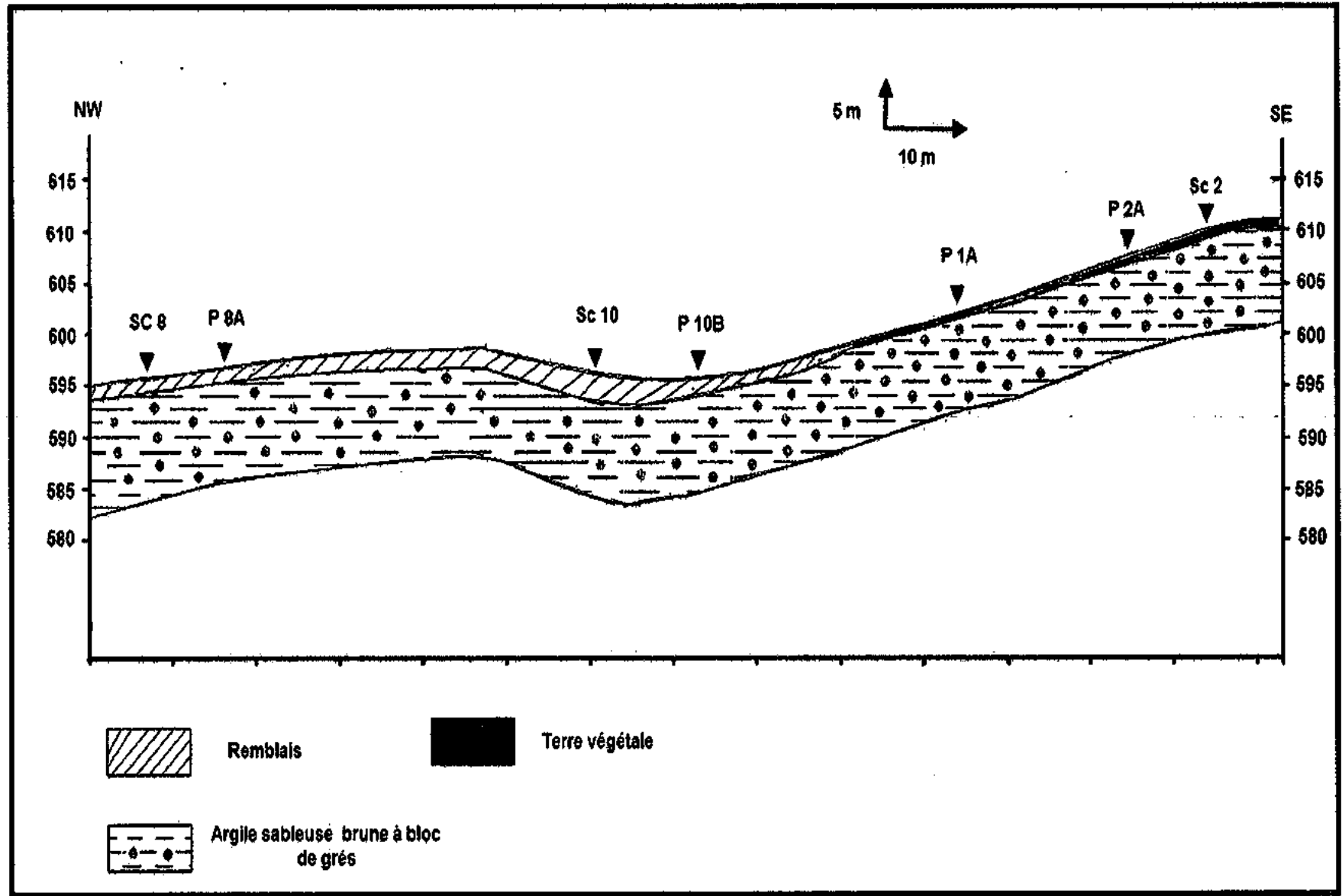


Fig. IV- 6: Corrélation des résultats des sondages carottés de la partie NW-SE

### 5-1-2- Essai de pénétromètre dynamique

Ce type d'essai, consiste à enfoncer dans le sol, par battage un train de tiges à son extrémité d'une pointe débordante. Les résultats sont représentés sous forme graphique, la profondeur est positionnée en ordonnée, la valeur de la résistance dynamique  $q_d$  de pointe en abscisse avec une échelle arithmétique. La résistance dynamique de pointe donnée conventionnellement par la formule suivante :

$$q_d = \frac{m \cdot g \cdot H}{A \cdot e} \cdot \frac{m}{m + m'}$$

Avec  $m$  : masse du mouton (kg),

$g$  : accélération de la pesanteur ( $m/s^2$ ),

$H$  : hauteur de la chute en (m),

$A$  : section droite de la pointe ( $m^2$ ),

$e$  : enfoncement moyenne sous un coup (m),

$m'$  : masse frappée comprenant l'enclume, la tige guide, les tiges et la pointe (kg).

#### a- Présentation des résultats

Vingt deux essais au pénétromètre dynamique de type lourd (PDL) ont été effectués, dans le but de distinguer, différents horizon de sol et de déterminer la position du toit de couche résistante, l'interprétation de l'essai se fait en fonction des données géologique connues.

**Tableau.VI .1: La profondeur de refus en fonction de la formation rencontrée.**

N° de sondage	Profondeur de refus(m)	$R_d$ (bars)	La formation de refus
1A	3.3	1350	Argile sableuse à bloc de grès
1A	4.65	1250	Argile sableuse à bloc de grès
2A	6.6	1050	Argile sableuse à bloc de grès
2B	6	1100	Argile sableuse à bloc de grès
3A	1	1550	Argile sableuse à bloc de grès
3B	2.6	1350	Argile sableuse à bloc de grès
4A	1.7	1550	Argile sableuse à bloc de grès
4B	3.7	1350	Argile sableux à bloc de grès
5A	6.5	1100	Argile sableux à bloc de grès
5B	5.7	1200	Argile sableux a bloc de grès
6A	6.9	1100	Argile sableux à concrétion de grès
6B	5.3	1200	Argile sableux à concrétion de grès
7A	8	950	Argile sableuse à bloc de grès

7B	7.1	1050	Argile sableuse à bloc de grés
8A	6.5	1100	Argile sableuse à bloc de grés
8B	7.7	950	Argile sableuse, bloc de grés
9A	9.3	950	Argile peu sableuse, bloc de grés
9B	8.9	1000	Argile peu sableuse, a bloc de grés
10A	5.5	1200	Argile sableuse à bloc de grés
10B	5.7	1200	Argile sableuse à bloc de grés
11A	5.5	1200	Grés compacte
11B	4.5	1250	Grés compacte

### b- Interprétation des résultats

L'examen des pénétrogrammes obtenus à partir des les essais de pénétromètre dynamique, et la corrélation de ce dernier avec les colonnes lithologique nous permet de remarquer le suivant :

- Les petites anomalies variant de 350 à 550 bars, issue de l'existence des concrétions de grés contenu dans l'argile sableuse.
- Les grandes anomalies variant de 950 à 1550 bars, issue de l'existence des blocs des grés contenu aussi dans l'argile sableuse.

On constate que :

- La résistance dynamique  $R_d$  dans le Remblais variant de 25 à 75 bars ;
- La résistance dynamique  $R_d$  dans Remblai à bloc est de l'ordre 375 bars ;
- La résistance dynamique  $R_d$  dans l'Argile sableux variant de 25 à 275 bars ;
- La résistance dynamique  $R_d$  est varie de 50 à 100 bars dans la terres végétale graveleux et médiocre dans la terre végétale non graveleux ;

## 5-2- Caractéristiques géotechniques des sols

### 5-2-1- Caractéristiques d'identification

Les essais d'identification présentés ci-après ont été effectués à partir d'échantillons récupérés des sondages. Les sols en place présentent comme suit:

- Un poids volumique humide  $\gamma_h$  variant de 1.95 à 2.18 t/m<sup>3</sup>, et un poids volumique sèche  $\gamma_d$  compris entre 1.54 et 1.91, avec une densité moyenne de 1.71t /m<sup>3</sup> traduisant une densité moyenne de sol ;
- Une teneur en eau  $w$  comprise entre 15.41 et 26.42 %, avec un moyen de l'ordre de 20,81% ;



- Un degré de saturation  $S_r$  variant de 90.61 à 100%, indiquent un sol détrompé avec une teneur en eau élevée ;
- L'analyse granulométrique caractérise essentiellement un sol argile sableuse, le pourcentage de particules argileuses est compris entre 54 à 61.94% attestant un sol fin, fraction sableuse fine ;
- La limite de liquidité  $W_L$  varie de 23 à 49 % pour un indice de plasticité  $I_p$  compris entre 10 et 26. Le diagramme de plasticité de Casagrande mentionné dans la figure (fig. VI-7), classe les sols en place comme des argiles peu plastiques (Ap) à plastiques.

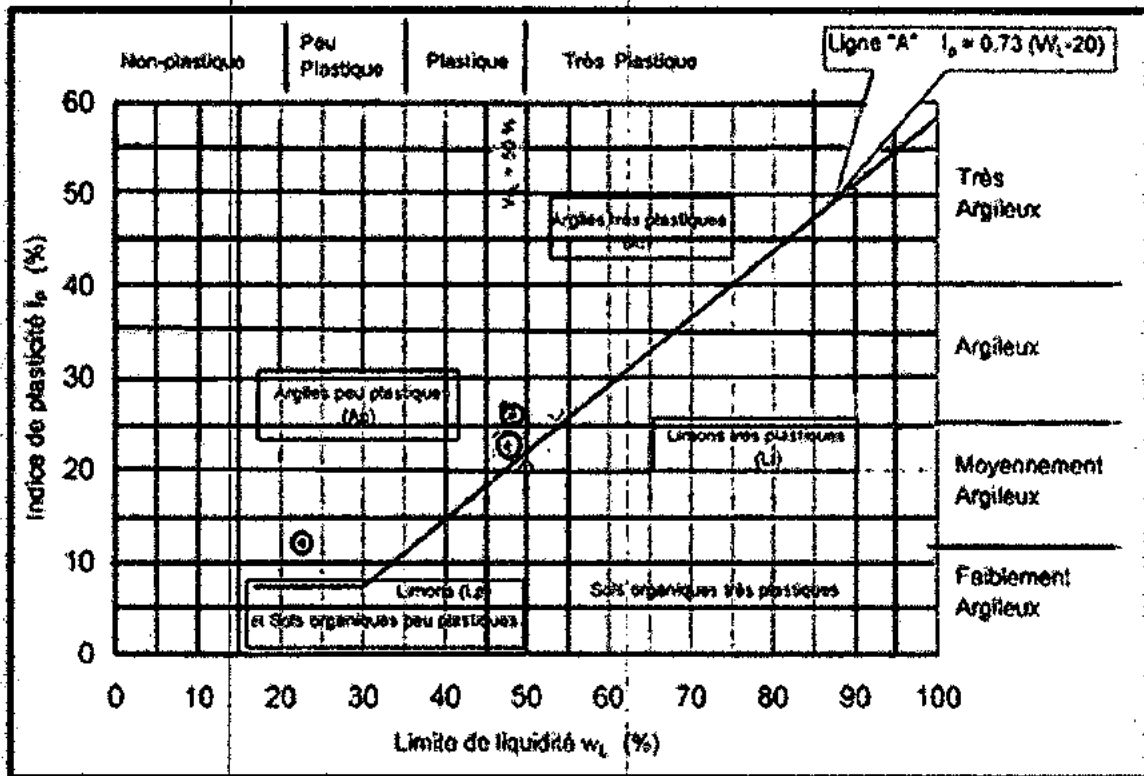


Fig.VI-7 : diagramme de Casagrande.

Tableau.VI.2 : Résultats des essais d'identification.

Sondage	Profondeur	Poids volumique sec $\gamma_d(t/m^3)$	Poids volumique humide $\gamma_h(t/m^3)$	Teneur en eau w(%)	Degrés de saturation sr(%)	Limite d'Atterberg	
						W <sub>L</sub>	I <sub>P</sub>
Sc1	4.6 - 5	1.91	2.18	15.41	90.61	-	-
	8.8 - 9	1.85	2.15	16.12	94.90	-	-
Sc2	1.5 - 1.95	1.70	2.06	20.82	96.75	49	23
	6 - 6.45	1.69	2.01	21.73	97.90	-	-
Sc3	3.5 - 3.8	1.66	2.01	21.84	92.56	-	-
Sc4	3.3 - 3.6	1.62	2.02	24.87	1101	-	-
	6.2 - 6.8	1.77	2.11	19.46	100.66	49	26
Sc5	8.4 - 8.8	1.68	2.05	21.78	97.83	-	-
	8.4 - 8.8	1.81	2.13	17.79	98.26	-	-
Sc6	1.6 - 2	1.79	2.10	17.46	92.97	-	-
Sc7	4.3 - 4.8	1.54	1.95	26.42	95.68	-	-
Sc8	2.5 - 2.8	1.55	1.96	26.03	95.97	-	-
Sc9	3 - 3.5	1.68	2.03	20.77	93.28	23	10
Sc10	4.7 - 5	1.65	2.04	23.27	100.16	-	-
Sc11	2.4 - 2.8	1.78	2.11	18.49	100.16	-	-

5-2-2 Caractéristiques oedométriques

Dix échantillons non remaniés ont fait l'objet d'essais oedométriques, afin d'apprécier la Compressibilité du sol. Les résultats mentionnés dans le tableau. VI-3.

Tableau.VI.3 : Résultats des essais oedométriques (FONDASOIL ; 2010).

Sondage	Sc1		Sc2		Sc3	Sc4	Sc5		Sc7	Sc8	Sc9	Sc10
Profondeur (m)	4.6-5	8.8-9	1.5-1.95	6-6.45	3.5-3.8	3.3-3.6	8.4-8.8	8.4-8.8	4.3-4.8	2.5-2.8	3-3.5	4.70-5
$\sigma_z$ bar	1.05		0.355	1.25	0.733	0.696	1.733		0.887	0.519	0.695	0.989
Pc bar	1.67	-	2.30	1.65	2.70	1.50	2.80	-	1.80	1.40	1.20	2.00
(Cc) %	15.17	-	13.28	18.14	22.47	18.01	13.87	-	26.57	19.93	17.86	28.69
(Cg) %	2.68	-	2.04	1.52	4.81	3.33	1.17	-	10.6	7.71	4.85	7.92

D'après les résultats des essais oedométrique, on peut dire que :

Le Pression de préconsolidation  $P_c$  variant de 1.20 à 2.80 bars, Coefficient de compressibilité Cc variant de 13.28 à 28.69% et le Coefficient de gonflement, Cg variant de 1.17 à 10.60%. On notera un sol **surconsolidé** ( $P_c > \sigma_z$ ), **moyennement compressible**, et **non gonflant**.

### 5-2-3- Caractéristiques chimiques

Six échantillons remaniés ont fait l'objet d'une analyse chimique sommaire. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau VI.4.

Tableau.VI.4 : Caractéristiques chimiques.

Sondage.N°	Sc.01	Sc.04	Sc.07	Sc.10	Sc.11	Sc.11
Profondeur en (m)	2.00 - 3.50	0.00 - 1.00	1.50 - 3.00	4.70 - 5.00	2.40 - 2.80	2.40 - 2.80
Sulfates (SO4)%	-	-	-	1.50	0.20	1.90
Carbonates (CaCO3)%	1.23	1.00	1.64	-	-	-

Cette analyse semble indiquer une faible agressivité par les sulfates, avec un taux de sulfate variant de 0.2 à 1.9%, et un pourcentage de carbonate compris entre 1.00 à 1.64%.

### 5-2-3- Caractéristiques de cisaillement et de rupture

Les caractéristiques de cisaillement  $c_u$  et  $\phi$  à courte terme ont été déterminées à partir des résultats d'essais de cisaillement de type non consolidés non drainés (UU) à la boîte de Casagrande. Les valeurs sont regroupées dans le tableau .VI.5.

Tableau.VI.5 Résultats des essais de cisaillement.

Sondage	Profondeur (m)	( $\phi$ )°	(Cu) bars
Sc1	4.6-5	10	0.85
	8.8-9	22	0.35
Sc2	1.5-1.95	4	1.30
	6-6.45	9	0.87
Sc3	3.5-3.8	18	1.07
Sc4	3.3-3.6	16	0.14
Sc5	3.4-3.95	2	1.28
	8.4-8.8	13	0.48
Sc7	4.3-4.8	14	0.65
Sc8	2.5-2.8	13	0.75
Sc9	3-3.5	4	0.71
Sc10	4.70-5	6	0.94
Sc11	8.8-30	22	0.38

Les sols en place présentent un angle de frottement interne ( $\phi$ ) variant de 2 à 22°, et une Cohésion Cu comprise entre 0.14 et 1.30 bars, notera un sol cohérent, et moyennement à fortement résistant au cisaillement, (NF- P94-011).

### 5-2-3-1- Évaluation le module de Young

Le but d'une étude géotechnique est d'obtenir des paramètres de sol fiables, en particulier pour faire des choix constructifs pertinents. Il est souhaitable dans un premier temps de définir les différents types de modules de déformation E, sachant que le module de déformation est le rapport de la contrainte sur la déformation.

- $E_{max}$  : désignée comme « élastique », Les déformations sont, dans cette zone, très petites. Le module est généralement qualifié de « maximal » ;
- $E_{sec}$  : défini par la pente de la droite reliant l'origine au point actuel et un module « tangent »
- $E_{tan}$  : le module de déformation tangent, diminue avec la déformation, déterminé par la pente de la courbe dans un voisinage du point ;
- $E_{cyc}$  : Le module de déformation cyclique est déterminé par la pente de la droite reliant les deux points d'inversion du sens de la déformation.

Dans la pratique de l'ingénierie géotechnique, les modules sécants ou tangents de déformation G (ou E) sont souvent exprimés en fonction de la déformation  $\epsilon$  (%).

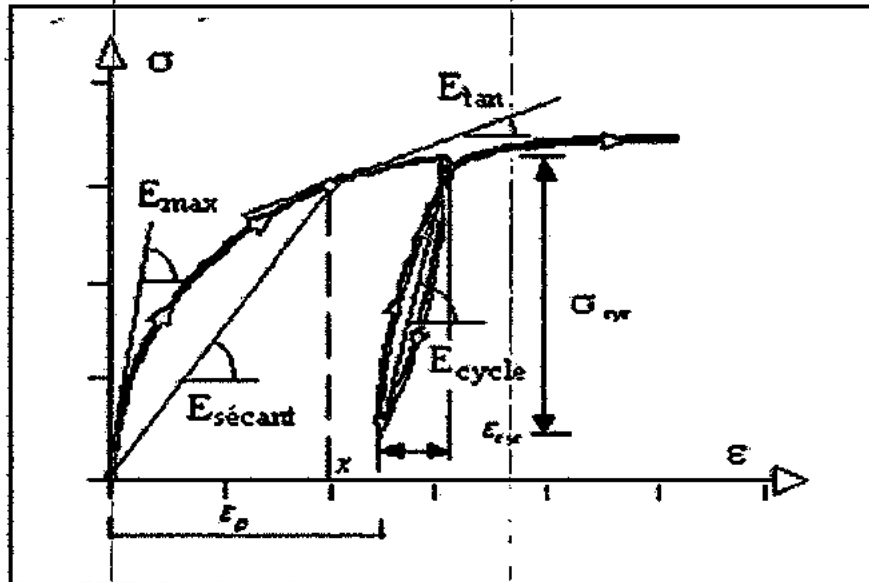


Fig.VI-8 : différents types de modules de déformation E.

Les résultats de calcul de module de Young, à partir des essais oedométrique sont mentionnés dans le tableau , Le module oedométrique est relié à un module élastique  $E'$  par la relation , le coefficient de Poisson  $\nu$  est pris égal à 0.5 ( Argile saturé).

$$E = E_{\text{oed}}[1 - (2\nu^2/1 - \nu)] = E_{\text{oed}} \times 0.06$$

Tableau.VI .6 : Résultats de calcul de module de élasticite.

Sondage	Profondeur (m)	$E_{\text{oed}}$ (bars)	$E$ (bars)
Sc1	4.6-5	458.18	27.49
	8.8-9	879.99	52.79
Sc2	1.5-1.95	828.00	49.68
	6-6.45	540.00	32.40
Sc3	3.5-3.8	925.71	55.54
Sc4	3.3-3.6	400.50	24.03
Sc5	3.4-3.95	694.27	41.56
	8.4-8.8	450.00	27.00
Sc7	4.3-4.8	771.00	42.04
Sc8	2.5-2.8	673.79	40.42
Sc9	3-3.5	360.00	21.60
Sc10	4.70-5	694.44	41.66
Sc11	8.8.30	683.39	41.00

### 5-3- caractéristiques moyennes expérimentales

D'après les résultats de l'étude expérimentale on constate que :

Notre site d'étude est constitué de deux couches de sol, une couche Argile sableuse à concrétion, et à bloc de grés reposant sur une couche d'argile marneuse d'aspects schisteux dont les caractéristiques moyennes expérimentales sont regroupées dans le tableau.VI.7.

Tableau.VI .7 : Caractéristiques géotechnique moyennes du sol.

couche	$\gamma_h$ (t/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )	(Cu) bars	( $\phi$ )°	$E_{oed}$ (bars)	E (bars)
Argile sableuse à concrétion, a bloc de grés	2.06	1.71	0.78	11	633.80	<u>38.03</u>
Argile marneuse, d'aspects schisteux	2.08	1.72	0.38	22	683.37	<u>41.00</u>

### 6- Conclusion

L'examen des résultats des différents types d'essais nous a permis de constaté que :

Notre sol est fin avec fraction sableuse fine, surconsolidé de moyenne compressibilité, et non gonflant.

CHAPITRE VII :

*Modélisation de  
talus et l'étude de  
stabilité*

## 1- Introduction

Ce chapitre est consacré à l'étude de la stabilité des talus par les approches présentées auparavant à savoir les méthodes analytiques basées sur le concept d'équilibre limite et la simulation numérique (MEF). Dans cette étude deux talus naturels situés aux environs de village de Djimla sont considérés. Le calcul de stabilité des talus est accompli à l'aide :

- des méthodes analytiques (méthode d'équilibre limite) utilisant le code Géo-Slope ;
- des méthodes numériques (méthode des éléments finis) utilisant le logiciel PLAXIS 2D et 3D avec le concept "Phi-c réduction".

## 2- 1<sup>er</sup> Exemple

Ce premier exemple concerne l'étude de stabilité d'une pente naturelle, située au bord de la route nationale près de village de Djimla. Après une campagne d'investigation sur le terrain par des sondages, complétés par des essais aux laboratoires (exposés dans le sixième chapitre), on a constaté que le terrain est composé de deux couches sur une grande profondeur, incliné d'une pente moyenne de 40°.

L'étude de stabilité du talus est réalisée à l'aide des trois logiciels Géo-Slope, PLAXIS8.2 et PLAXIS Tunnel.

### 2-1- Calcul par le code Géo-Slope

On a fait le calcul du 1<sup>er</sup> talus naturel de Djimla par les méthodes d'équilibre limite à l'aide de code Géo-Slope, quatre méthodes sont considérées à savoir la méthode des tranches ordinaires, de Bishop simplifiée, de Jumbu simplifiée et Jumbu généralisée.

#### ➤ Les données géotechniques de sol

Les caractéristiques géotechniques de talus sont illustrées dans le tableau.VII.1 .



Tableau. VII.1 : Propriétés du sol du premier talus.

La couche	La couleur	$\gamma(KN/m^3)$	$C(KN/m^2)$	$\varphi(^{\circ})$
1		20.60	78	11
2		20.80	38	22

➤ Le modèle établi par Géo-Slope avant calcul

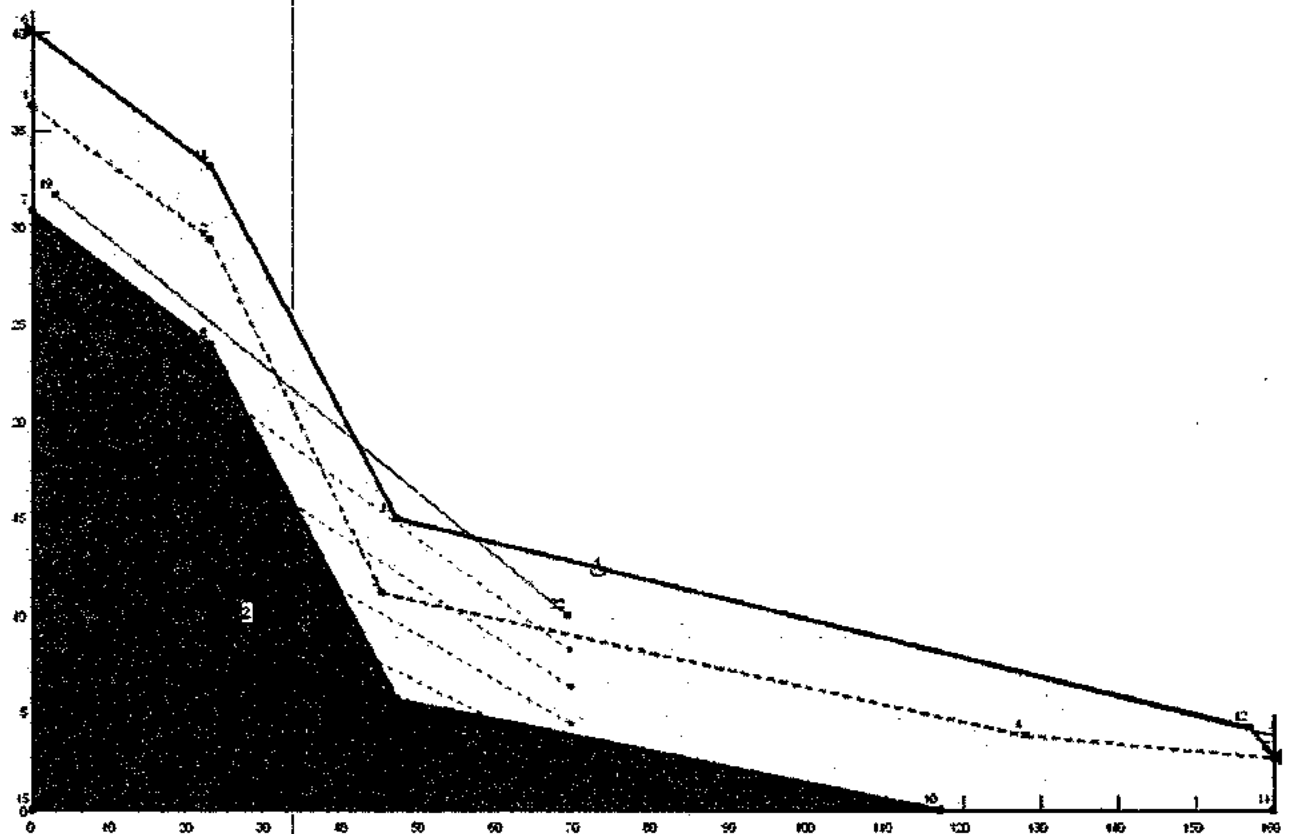


Fig. VII-1 : Modèle géométrique de premier talus par Géo-Slope.

➤ Surfaces de glissement critique

Après lancement du calcul par les quatre méthodes choisies, les figures ci-dessous illustrent les résultats obtenus par chaque méthode, la surface de glissement critique ainsi que le coefficient de sécurité minimum.

⚡ Par la méthode des tranches ordinaire

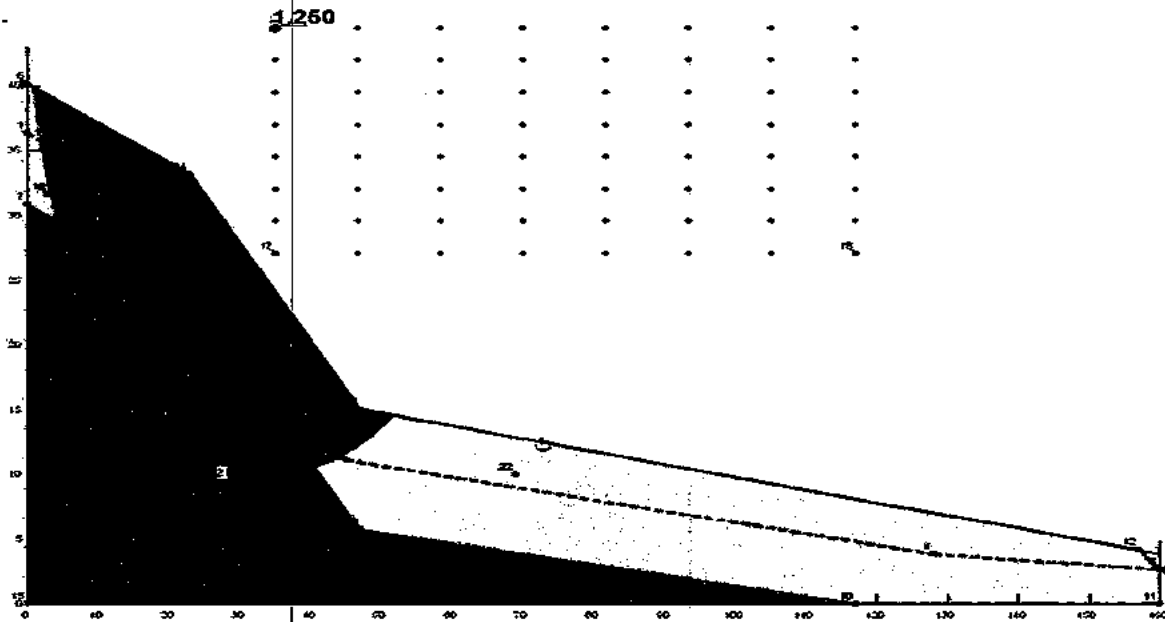


Fig. VII-2 : Surface de glissement, méthode des tranches ordinaires.

⚡ Par la méthode de Bishop Simplifiée

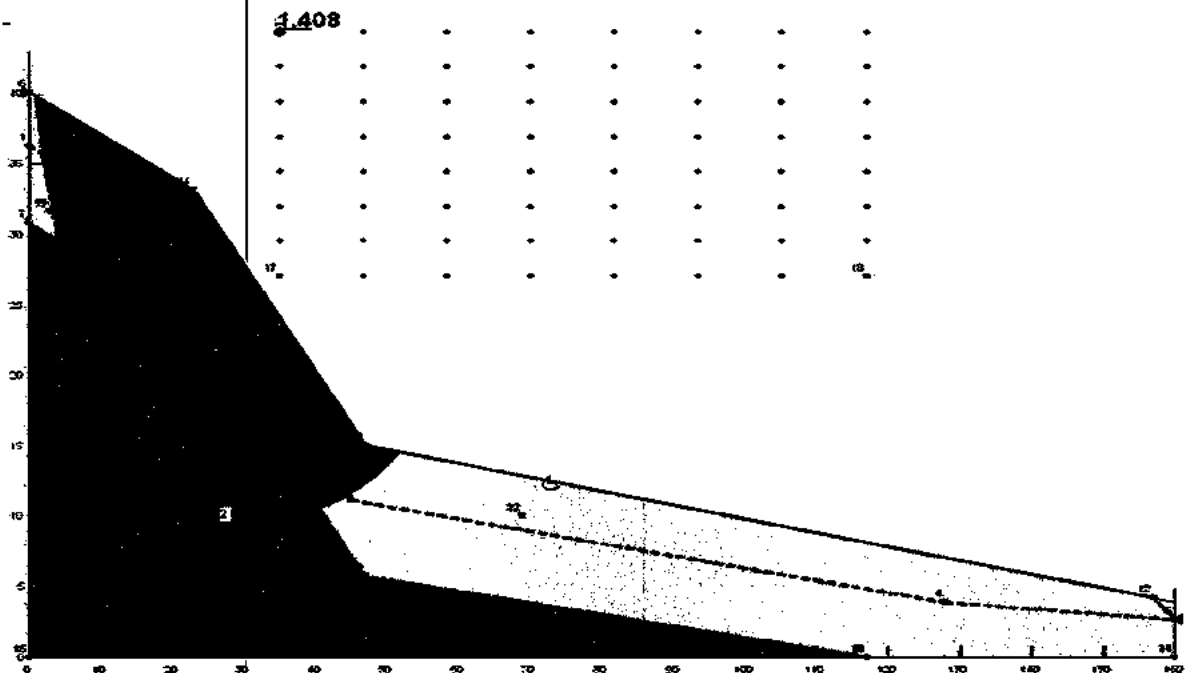


Fig. VII-3 : Surface de glissement, méthode de Bishop simplifiées.

☛ Par la méthode de Janbu simplifiée

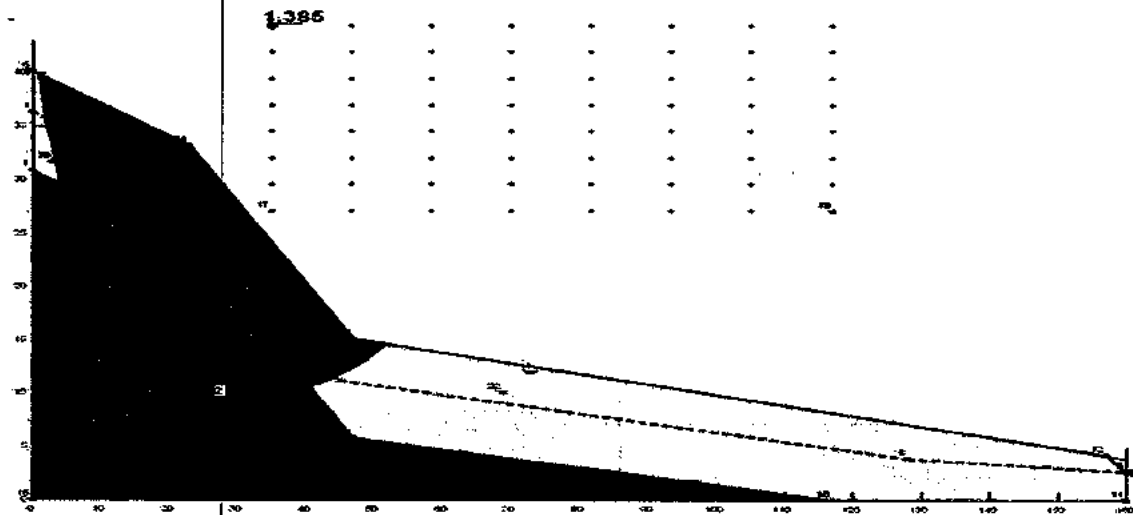


Fig.VII-4 : Surface de glissement, méthode de Janbu simplifiée.

☛ par la méthode de Morgenstern-Price

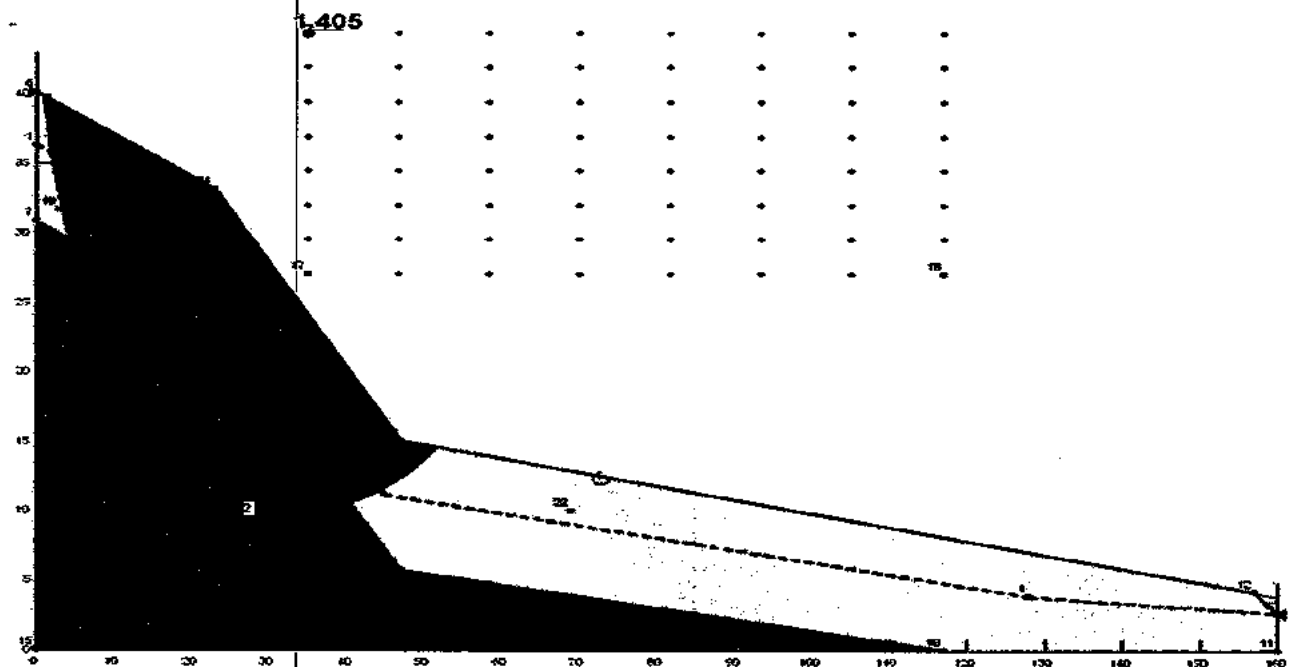


Fig. VII-5 : surface de glissement, la méthode de Morgenstern-Price.

Le tableau ci-dessous résume les valeurs minimales de coefficient de sécurité pour chaque méthode et la différence en pourcentage par rapport à la méthode de Bishop simplifiée.

## 2-1-1- Résumé des résultats pour les quatre méthodes

Tableau. VII.2 : Les valeurs minimales de coefficient de sécurité.

<i>Méthode</i>	<i>Coefficient de sécurité</i>	<i>La variation en pourcentage</i>
<i>Bishop simplifiée</i>	<i>1.408</i>	<i>0.000%</i>
<i>Morgenstern-Price</i>	<i>1.405</i>	<i>0.21%</i>
<i>Janbu</i>	<i>1.385</i>	<i>1.63%</i>
<i>Ordinaire</i>	<i>1.250</i>	<i>11.22%</i>

Les coefficients de sécurité obtenus par les quatre méthodes précédentes sont très proches et comparables, la différence entre les quatre méthodes ne dépasse pas 11.22 %, avec un moyen de 3.26%. Les méthodes traditionnelles indiquent que le talus est stable, avec sécurité presque à la limite et inférieur à 1 ( $1 < F_s < 1.5$ ).

## 2-2- Simulation par le logiciel PLAXIS

Les logiciels PLAXIS 8.2 (2D) et PLAXIS Tunnel (3D) nécessitent des paramètres d'entrée, pour performer les calculs et faire une étude complète et suffisante, afin de donner des résultats raisonnables.

### 2-2-1- Calcul par PLAXIS 8.2 (2D)

#### ➤ Les hypothèses générales considérées

- Les déformations sont considérées planes ;
- Éléments à 15 nœuds pour le sol ;
- Unités : m, kN, s.

#### ➤ La géométrie du modèle

La figure VII.1 représente la coupe en plan du talus dont les dimensions sont 32m de hauteur sur 160m de largeur. La géométrie est aussi définie par 10 point ; pour la 3<sup>ème</sup> dimension, l'épaisseur du talus est égale à 51 m d'après le plan de situation.

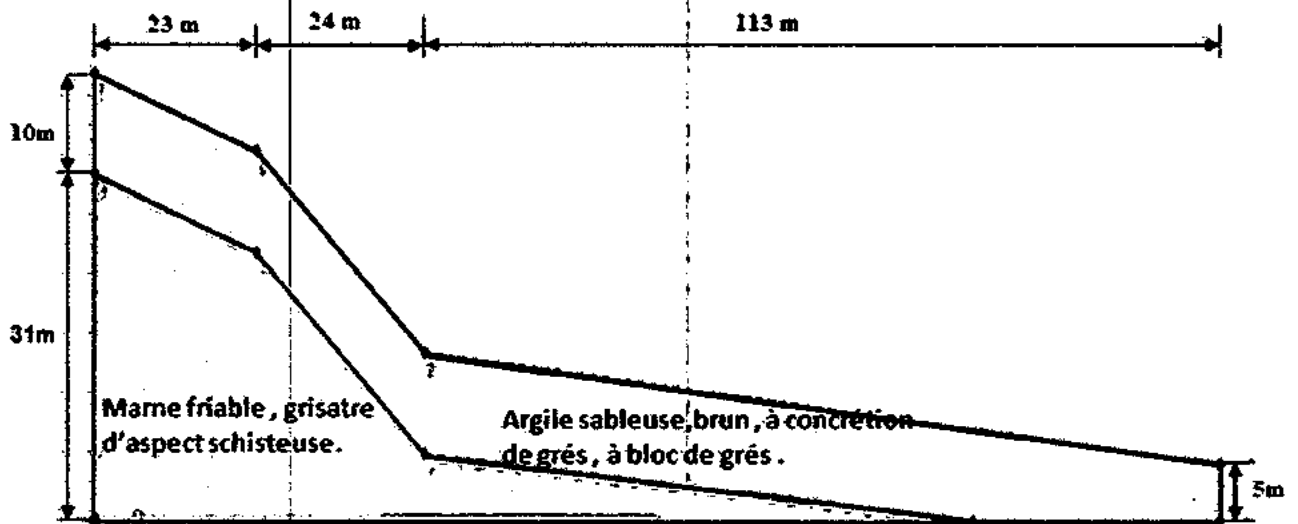


Fig. VII-6 : coupe transversal de 1<sup>er</sup> talus naturel de Djimla.

#### ➤ Les Conditions aux limites

On choisit les conditions aux limites par défaut

- Le modèle est entièrement bloqué à la base ( $u_x = u_y = u_z = 0$ ) ;
- Les 2 plans verticaux correspondants à  $x = 0$  et  $x = 51$  m sont fixés dans le sens des  $x$  ( $u_x = 0$ ) ;

- Les 2 plans verticaux correspondants à  $z = 0$  et à  $z = 160$  m sont fixés dans le sens des  $z$  ( $u_z = 0$ ).

➤ **Caractéristiques physico-mécaniques des sols**

Les propriétés du matériau sont résumées dans le tableau VII.3 :

**Tableau VII.3 : Caractéristiques physico-mécaniques des sols.**

Comportement	Modèle	Mohr-Coulomb	
		Non drainé	
Paramètre		Couche 1	Couche 2
Poids volumique sèche $\gamma_d$ (KN/m <sup>3</sup> )		17.10	17.20
Poids volumiques sature $\gamma_{sat}$ (K/m <sup>3</sup> )		20.60	20.80
Cohésion C (KN/m <sup>2</sup> )		78	38
Angles de frottement $\varphi$ (°)		11	22
Module de Young E (KN/m <sup>2</sup> )		3803.00	4100.00
Coefficient de poisson $\nu$		0.50	0.50
Angles de dilatance $\Psi$ (°)		0	0

➤ **Génération du maillage**

Le modèle de référence se fait par des éléments à 15 nœuds. Le nombre d'éléments est de 62 éléments et le nombre de nœuds est de 565 nœuds. On règle la finesse du maillage (*global Coarseness*) sur « *coarce* ».

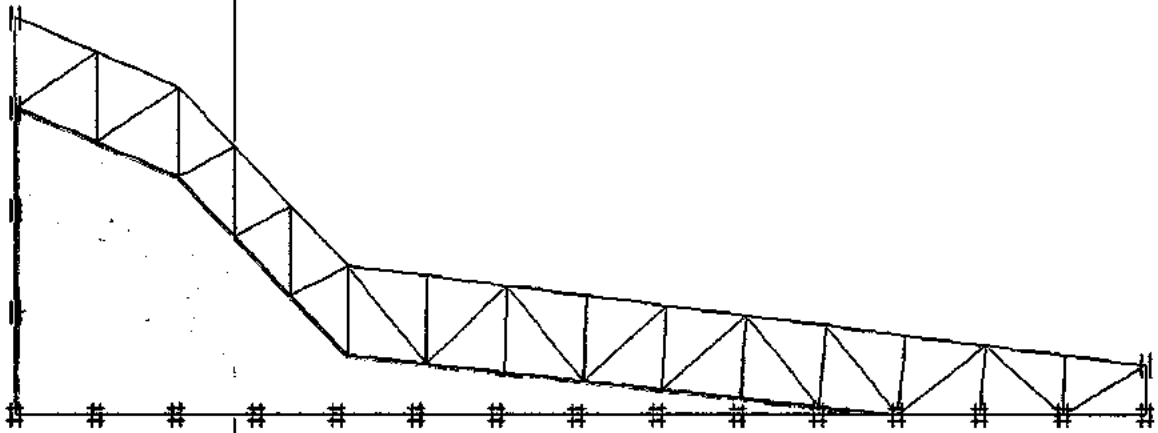
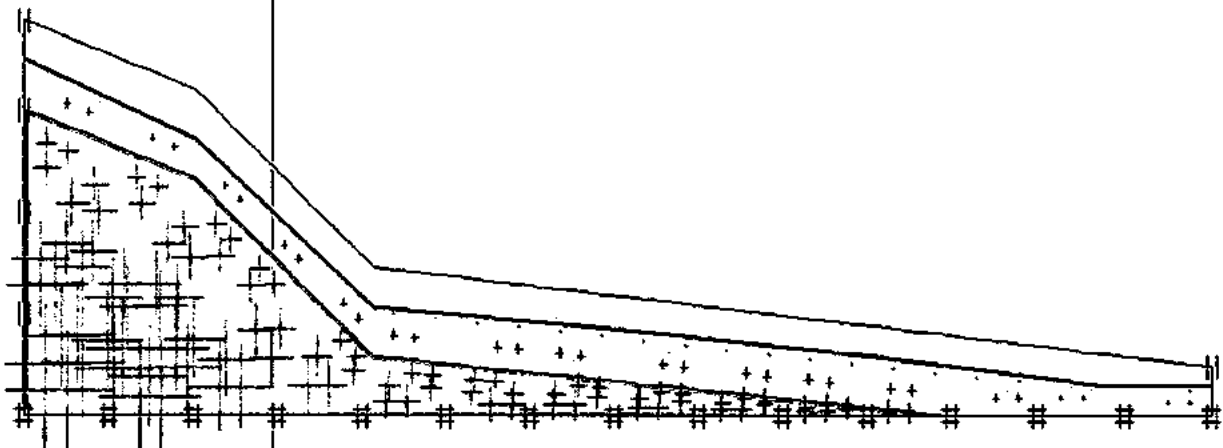


Fig. VII-7 : Maillage du modèle avec plaxis 2D.

➤ **Définition des conditions initiales (comportement non drainé)**

Les conditions initiales comportent la génération des pressions interstitielles ainsi que les contraintes initiales. Comme la surface libre de talus n'est pas horizontale, les contraintes initiales ne peuvent pas être générées en utilisant la procédure  $K_0$ .

Il faut recourir à une étape de chargement préalable pour appliquer la charge gravitaire au niveau des nœuds. La fonction conditions initiales est utilisée pour définir le poids volumique de l'eau.



Active pore pressures  
Extreme active pore pressure -350.99 kN/m<sup>2</sup>  
(pressure = negative)

Fig. VII-8 : Répartition des pressions interstitielles initiales avec Plaxis 2D.

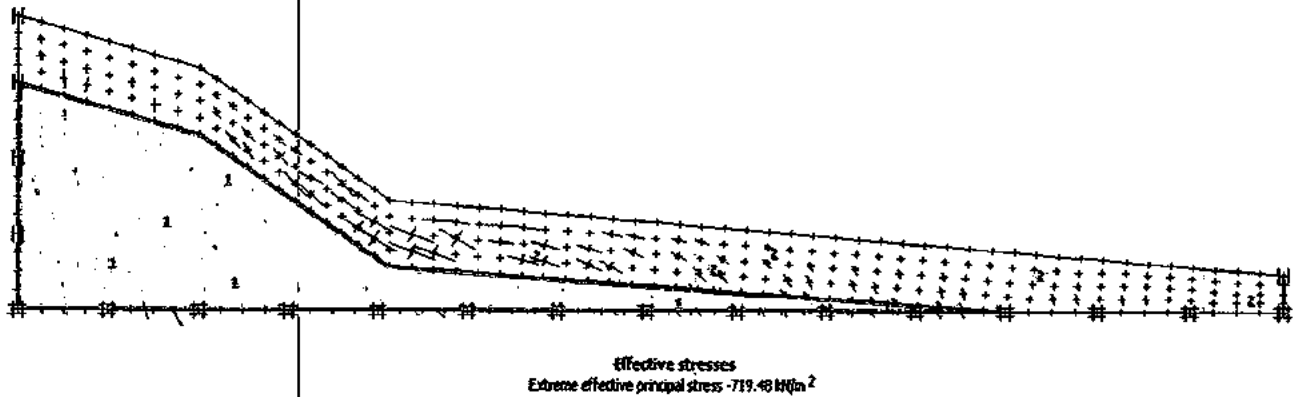


Fig. VII- 9 : Génération des contraintes effectives initiales avec Plaxis (2D).

### ➤ Procédure de calcul

Le calcul est fait avec le model Mohr Coulomb et consistera en trois phases :

- 1) Le calcul de l'état de contraintes effectives initiales sera effectué en plasticités et en appliquant le chargement gravitaires ;
- 2) Un second calcul en plasticités sera effectué en remettant les déplacements engendrés par le chargement gravitaire à zéro ;
- 3) Calcule du coefficient de sécurité par la méthode « phi-c réduction c'est un sous programme implante pour le glissement de terrain », qui consiste à la réduction des paramètres de résistance du sol (Taylor ,1996).

### ➤ Examen des résultats

#### ⚙ Les déplacements

Après avoir lancé les calculs, les résultats peuvent être examinés pour chacune des phases avec la routine Output. Les déplacements totaux, horizontaux et verticaux sont représentés sur les figures VII-10, VII-11 et VII-12 respectivement.

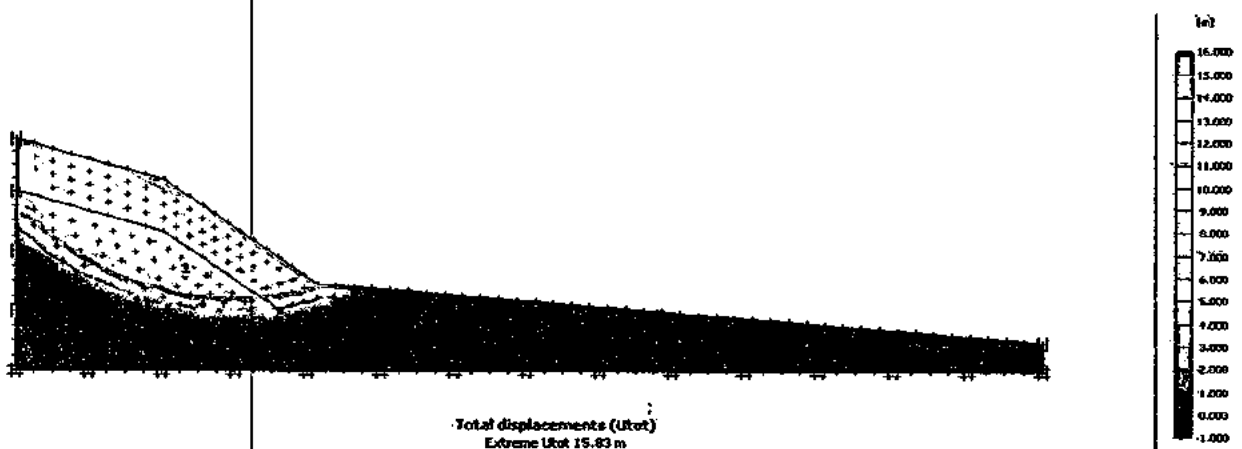


Fig. VII-10 : Les déplacements totaux avec plaxis (2D).



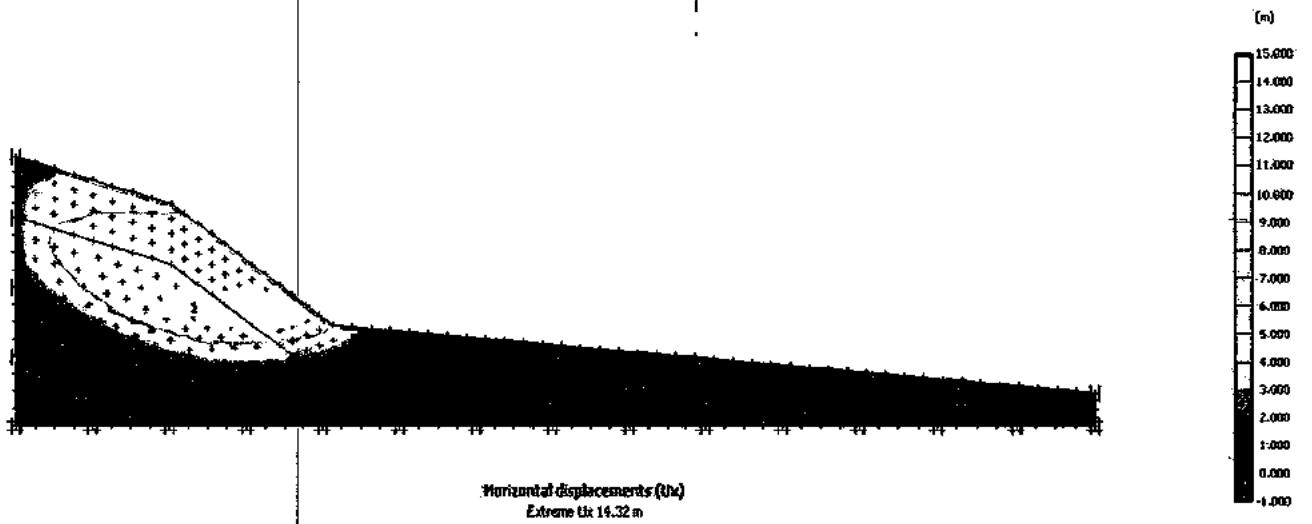


Fig. VII- 11 : Les déplacements horizontaux avec Plaxis (2D).

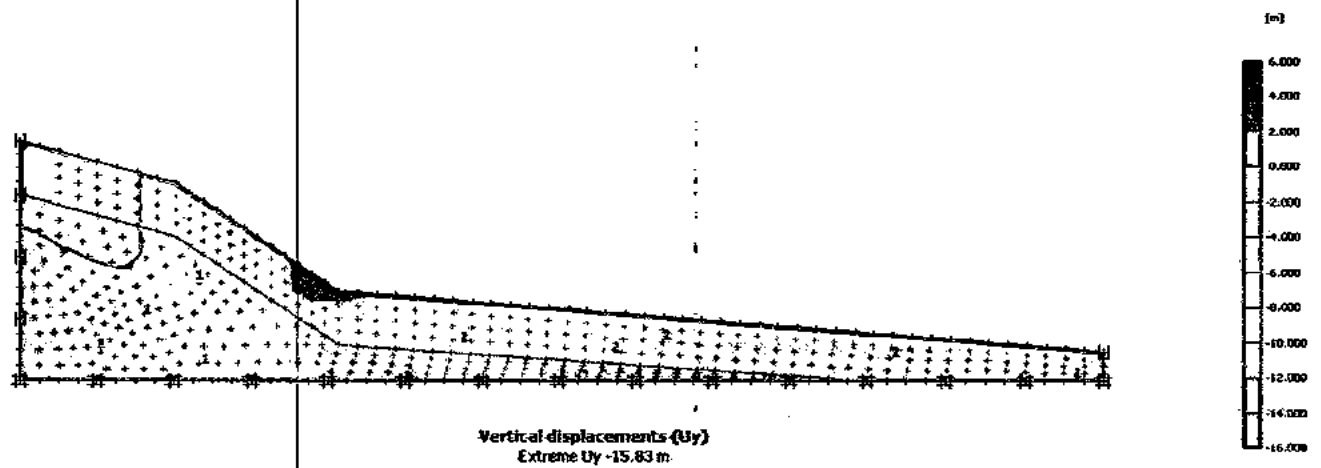


Fig. VII-12 : Les déplacements verticaux avec Plaxis (2D).

**\* coefficient de sécurité**

On remarque que le coefficient de sécurité atteint une valeur de 1.22 ainsi que les déplacements max égale à 15.83 m et qu'il se produit aussi sur la plus grande pente.

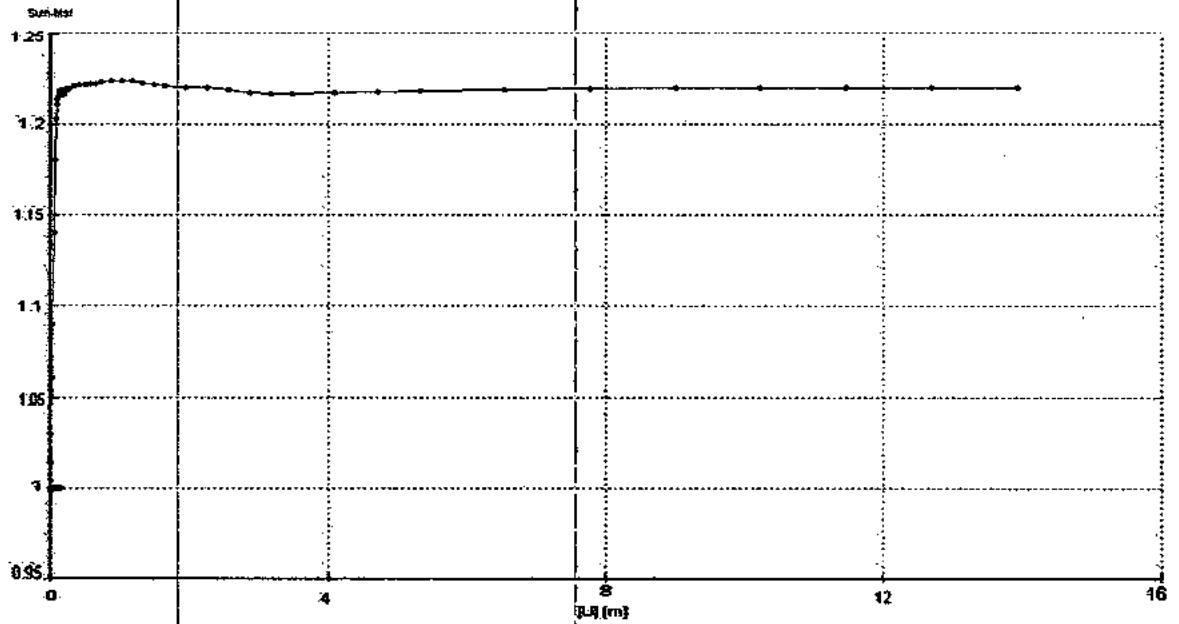


Fig. VII-13 : Coefficient de sécurité en fonction du déplacement du talus.

### 2-2-2- Calcul par PLAXIS Tunnel (3D)

#### ➤ Les hypothèses générales considérées

- Les déformations sont considérées 3D parallèle planes ;
- Éléments à 15 nœuds wedge pour le sol ;
- Unités : m, kN, s.

#### ➤ Génération du maillage

Le modèle de référence se fait par des éléments à 15 nœuds wedge. Le nombre d'éléments est de 123 éléments et le nombre des nœuds est de 534 nœuds. On règle la finesse du maillage (*global Coarseness*) sur « *coarse* ».

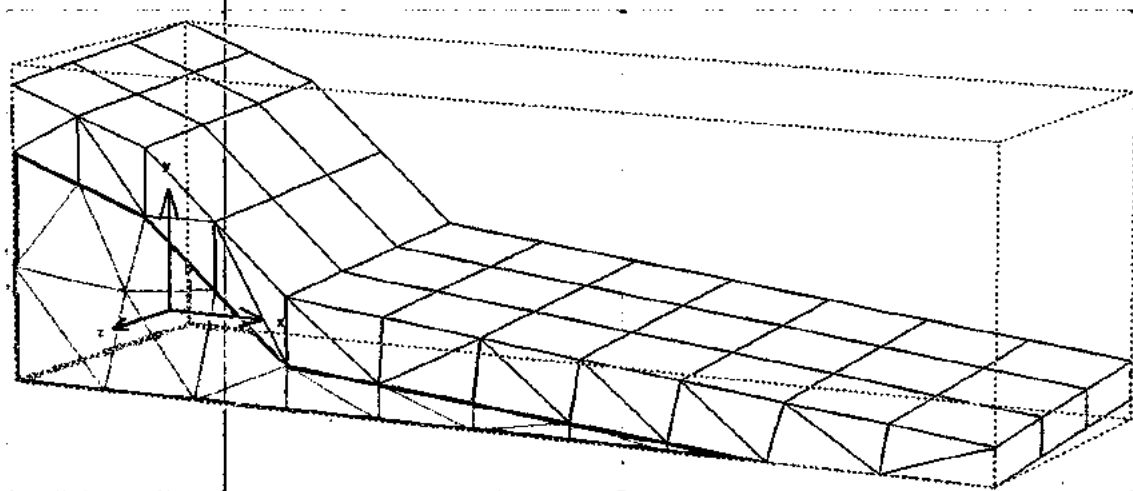


Fig. VII-14: Maillage du premier talus avec plaxis (3D).

### ➤ Définition des conditions initiales

On a déjà présenté la définition des conditions initiales par plaxis (2D), de la même manière on définit les conditions initiales par plaxis (3D) comportent la génération des pressions interstitielles ainsi que les contraintes initiales.

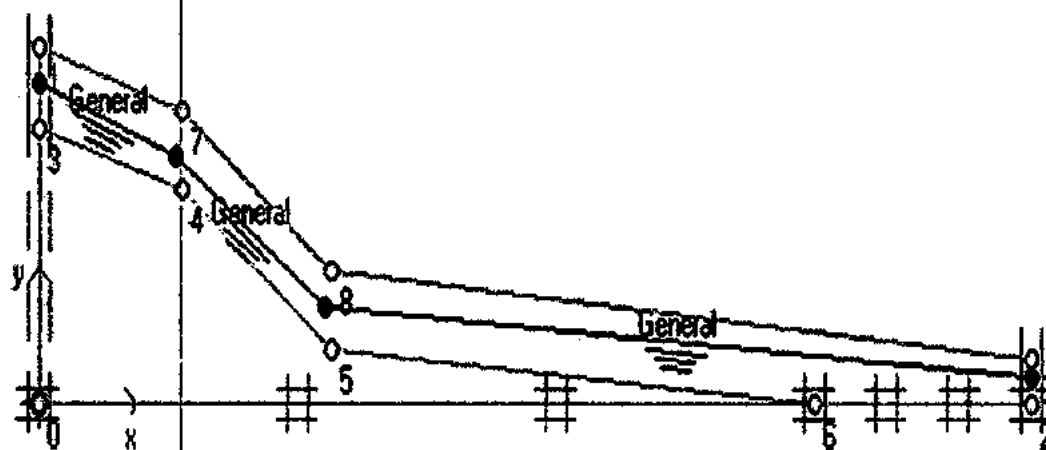


Fig. VII- 15 : Position de la nappe phréatique.

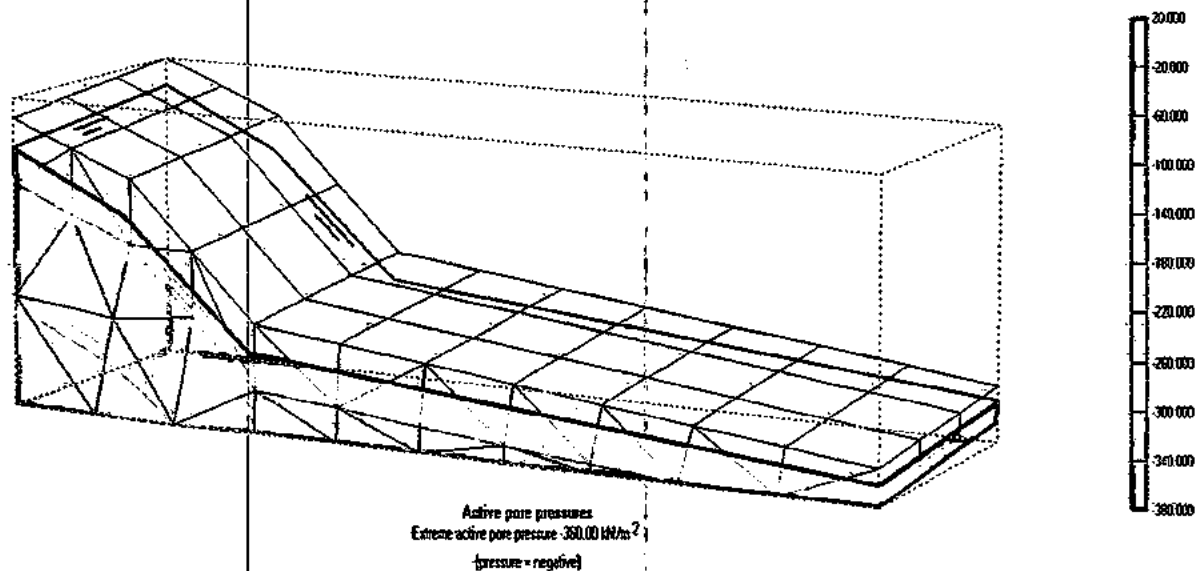


Fig.VII- 16 : Répartition de pressions interstitielles initiales avec plaxis (3D).

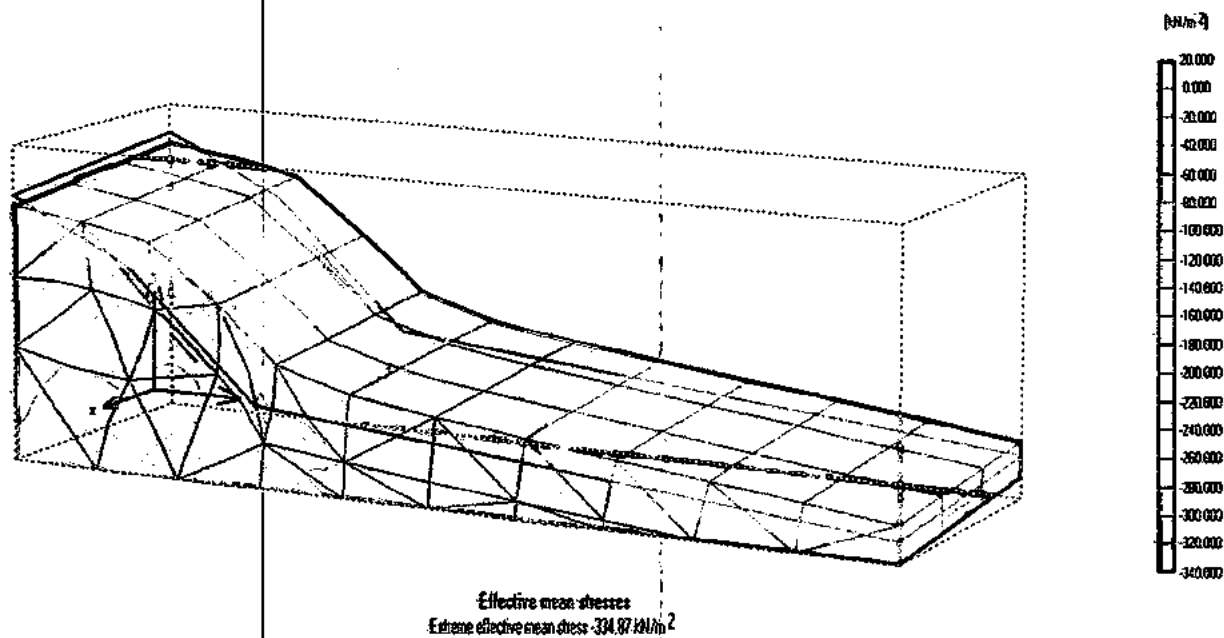


Fig. VII -17: Génération des contraintes effectives initiales avec plaxis (3D).

➤ Procédure de calcul

Le calcul se fait avec les mêmes phases que pour le calcul en deux dimensions (voir procédure de calcul plaxis 2D).

➤ Examen des résultats

⚡ Les déplacements

Après avoir lancé les calculs, les résultats peuvent être examinés pour chacune des phases avec la routine Output. Les déplacements totaux, horizontaux et verticaux sont représentés sur les figures VII-18, VII-19 et VII-20 respectivement.

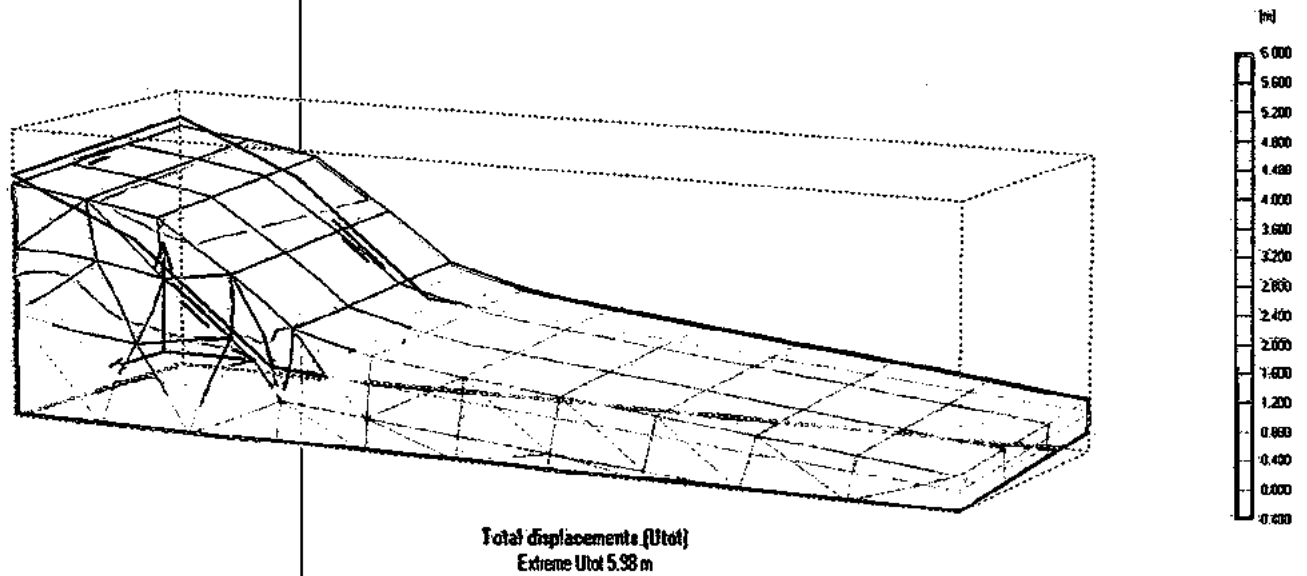


Fig. VII-18 : Les déplacements totaux par plaxis (3D).

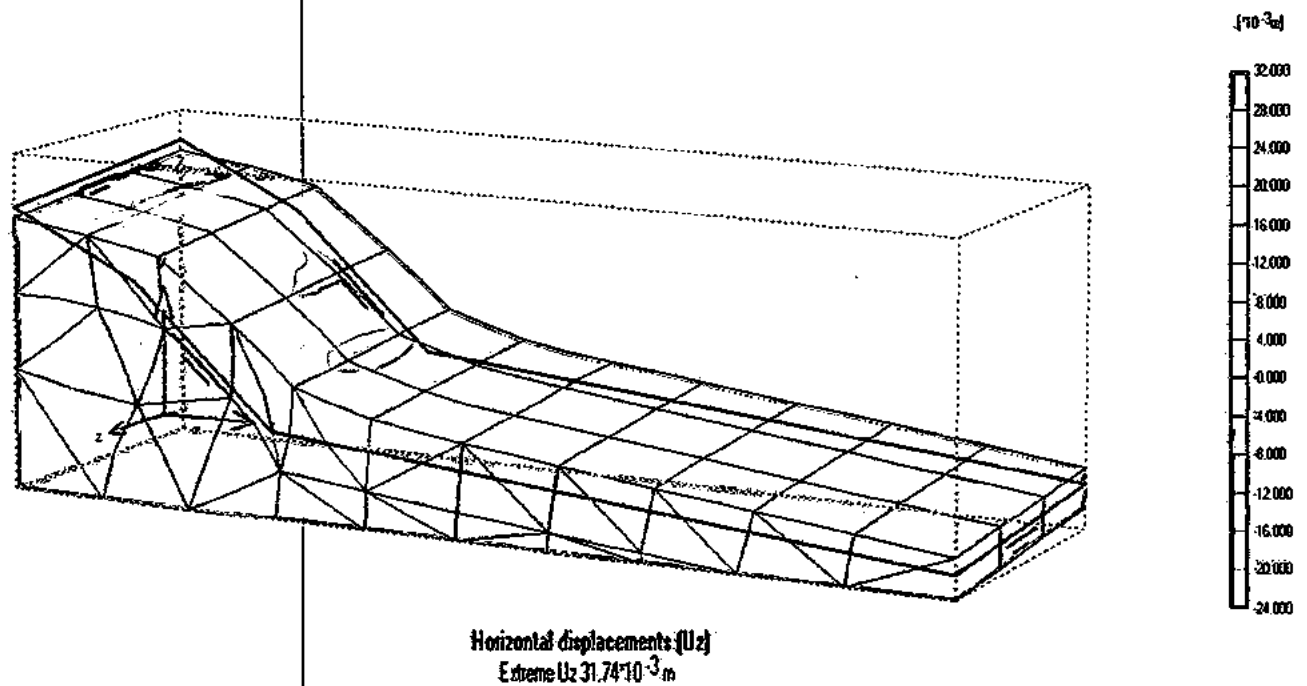


Fig. VII-19 : Les déplacements horizontaux par plaxis (3D).

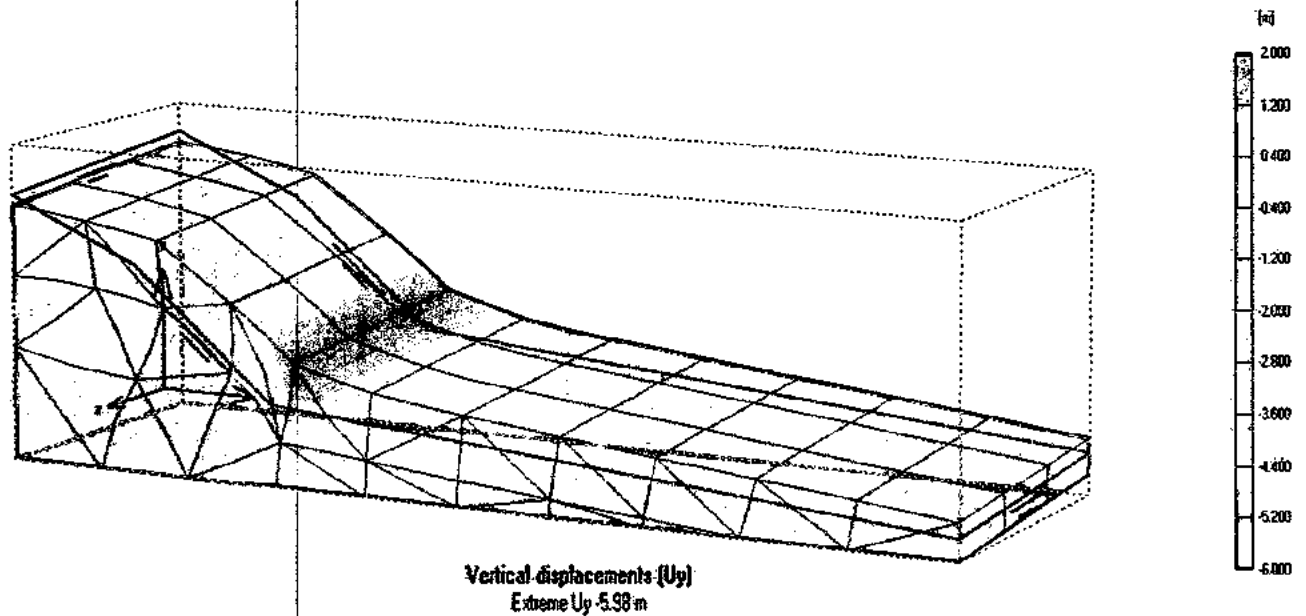


Fig. VII-20 : Les déplacements verticaux par plaxis (3D).

**\* Coefficient de sécurité**

Le coefficient de sécurité est obtenu en examinant la valeur finale du facteur  $\Sigma MSF$  après sélection de la phase de calcul appropriée dans le module *Output*  $\Rightarrow$  *view*  $\Rightarrow$  *Calculation*  $\Rightarrow$  *Info*.

On remarque que le talus est stable, mais avec coefficient de sécurité presque à la limite, proche de 1 sous son poids propre avec un coefficient de sécurité égal à 1.326 et un déplacement max de 5.98 m, de plus les déplacements max se produisent sur le côté avec la plus grande pente.

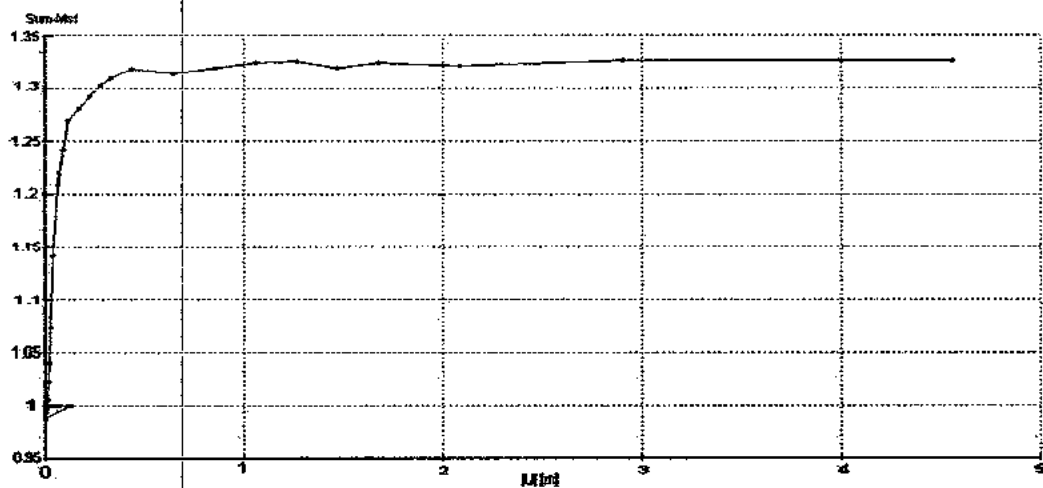


Fig. VII-21 : Coefficient de sécurité en fonction des déplacements du talus.

**Tableau. VII.4 : Récapitulation des résultats de calcul faits avec Plaxis en 2 et en 3 dimensions pour le 1<sup>er</sup> profile.**

Type De calcul	Nombre de maille	Nombre de nœuds	Contraintes effectives moyennes (KN/m <sup>2</sup> )	Pressions Interstitielles (KN/m <sup>2</sup> )	Contraintes Totales moyennes (KN/m <sup>2</sup> )	Déplacements Maximaux (m)		Coefficients de sécurités
						U <sub>x</sub>	U <sub>y</sub>	
Plaxis 3D	123	534	334.87	360	598.91	4.50	5.98	1.326
Plaxis 2D	62	565	322.92	350.99	577.05	14.32	15.83	1.220
$\frac{ F_s(3D) - F_s(2D) }{F_s(3D)} \cdot 100$		7.99%						

On remarque que les déplacements horizontaux obtenus avec le calcul en deux dimensions sont plus importants que ceux obtenus avec le calcul en trois dimensions, le coefficient de sécurité obtenu en 3D est légèrement supérieur à celui obtenu en 2D avec un pourcentage de différence égale à 7.99%.

### 3- Le 2<sup>ème</sup> Exemple

Cette partie concerne l'étude de stabilité d'un deuxième talus naturel, situé à Djimla. On a constaté que le terrain est composé d'une couche d'argile sableux sur une grande profondeur, inclinée d'une pente moyenne de 18°.

#### 3-1- Calcul par le code Géo-Slope

On a suivi les mêmes étapes de modélisation et calcul comme dans le cas de l'exemple précédent.

#### ➤ Les données géotechniques de sol

Les caractéristiques géotechniques de talus sont illustrées dans le tableau suivant :

Tableau. VII.5 : Propriétés du sol du deuxième talus (Géo-Slope).

La couche	La couleur	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	C (KN/m <sup>2</sup> )	$\varphi$ (°)
1		20.60	78	11

➤ Le modèle établi dans Géo-Slope avant le calcul

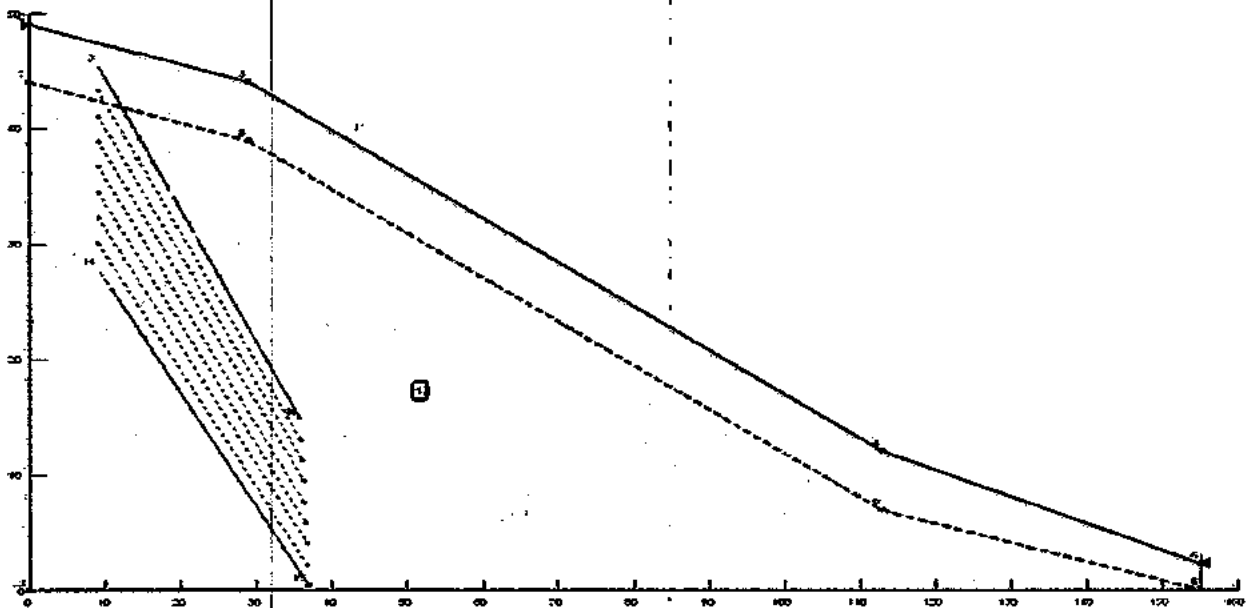


Fig. VII-22 : Modèle géométrique de la deuxième talus par Géo-Slope.

➤ Surface de glissement critique

Les figures ci-dessous représentent la surface de glissement qui donne le coefficient de sécurité le plus petit pour chaque méthode choisie du code Géo-Slope.



☛ Par la méthode des tranches ordinaire

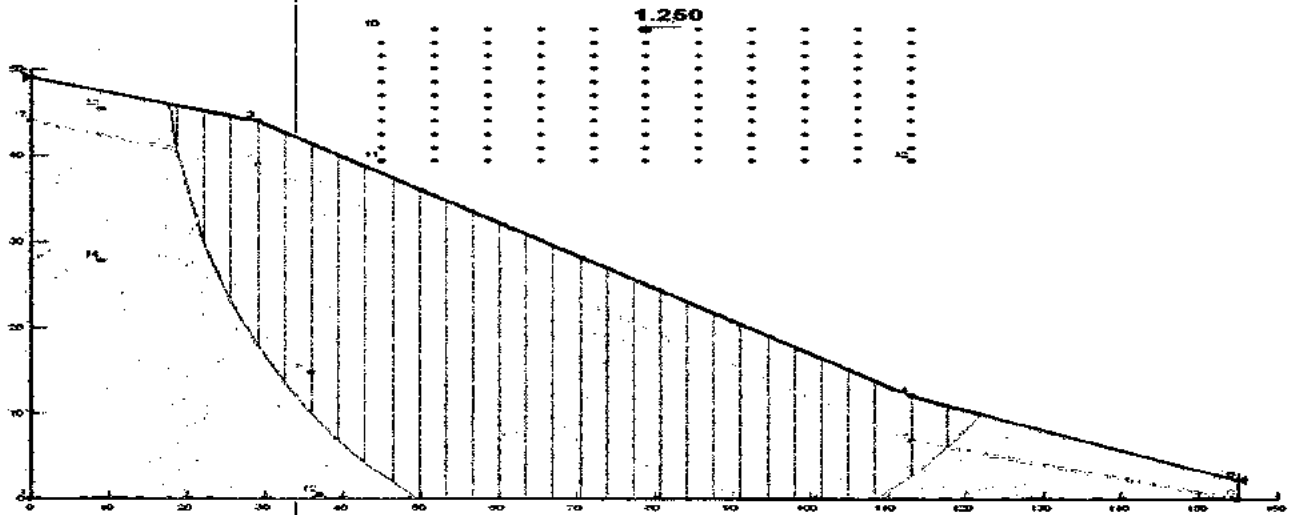


Fig. VII-23 : surface de glissement par Géo-Slope, méthode des tranches ordinaire(deuxième talus).

☛ Par la méthode de Bishop simplifiée

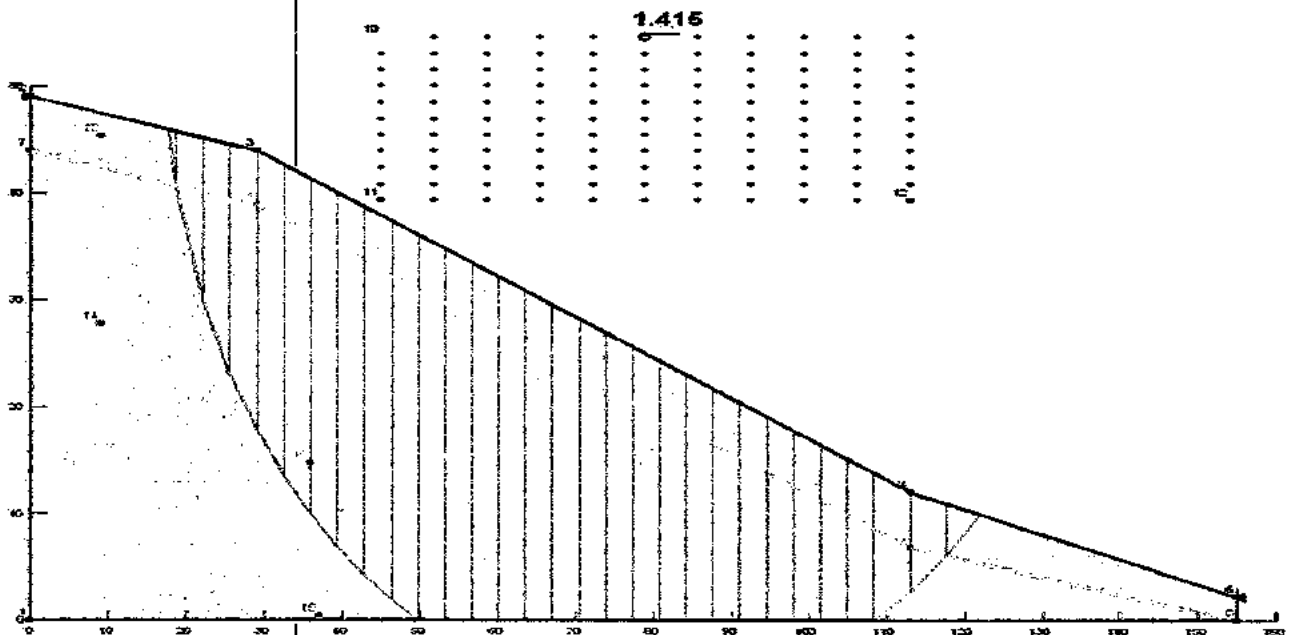
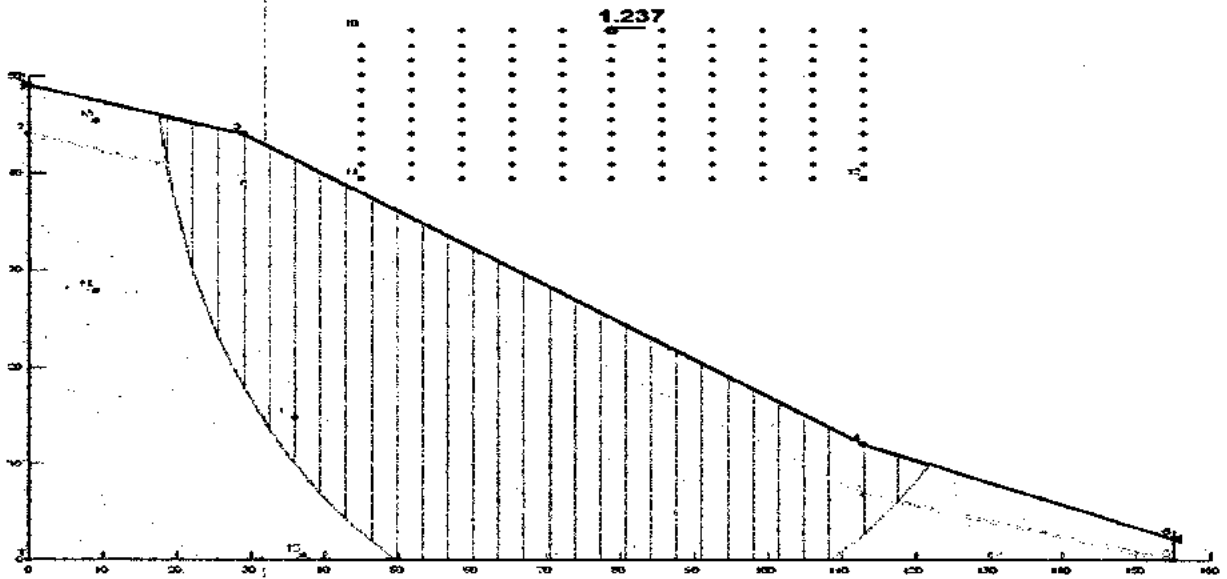


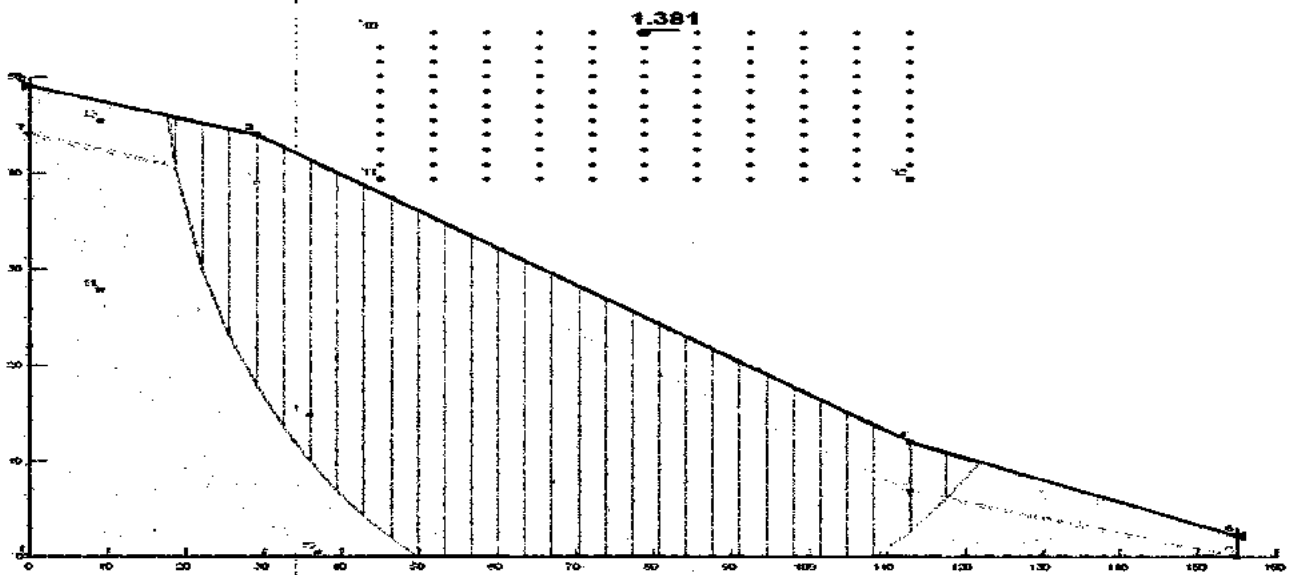
Fig. VII-24 : surface de glissement par Géo-Slope, méthode de Bishop (deuxième talus).

*Par la méthode de Janbu simplifiée*



**Fig. VII-25 : surface de glissement par Géo-Slope, méthode de Janbu (la deuxième talus).**

*Par la méthode de Morgenstern-Price*



**Fig. VII-26 : surface de glissement par Géo-Slope, méthode de Morgenstern-Price (la deuxième talus).**

## 3-1-1- Résumé des résultats pour les quatre méthodes

Tableau. VII.6 : Les valeurs minimales de coefficient de sécurité.

<i>Méthode</i>	<i>Coefficient de sécurité</i>	<i>La variation en pourcentage</i>
<i>Bishop</i>	<i>1.410</i>	<i>0.000%</i>
<i>Janbu</i>	<i>1.230</i>	<i>12.76%</i>
<i>Morgenstern-Price</i>	<i>1.380</i>	<i>2.12%</i>
<i>Ordinaire</i>	<i>1.250</i>	<i>11.34%</i>

On remarque que les coefficients de sécurité obtenue par les quatre méthodes sont comparables, avec une différence max de 12.76%, avec un moyen de l'ordre de 6.56%.

### 3-2- Simulation par le logiciel PLAXIS

#### 3-2-1- Calcul par PLAXIS 8.2 (2D)

##### ➤ Géométrie du modèle

La figure VII-27, représente la coupe en plan du site étudié de Djimla dont les dimensions sont 43m de hauteur sur 155m de largeur. La géométrie est aussi définie par 05 point ; pour la 3<sup>ème</sup> dimension, l'épaisseur du modèle est égale à 85 m d'après le plan de situation.

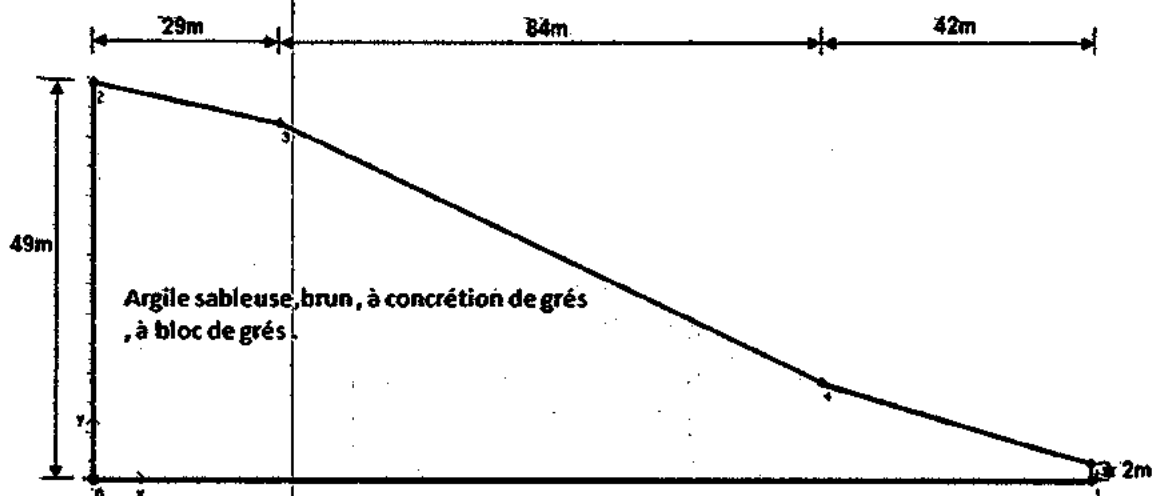


Fig. VII-27 : Modèle géométrique du deuxième talus (plaxis).

##### ➤ Caractéristiques des matériaux

Les propriétés du matériau sont résumées dans le tableau. VII.7 :

Tableau. VII.7 : Propriétés des matériaux de la deuxième talus.

<b>Modèle</b>	Mohr-Coulomb
<b>Comportement</b>	Non drainé
<b>Paramètre</b>	Couche 1
<b>Poids volumique sec <math>\gamma_d</math> (KN/m<sup>3</sup>)</b>	17.10
<b>Poids volumique saturé <math>\gamma_{sat}</math> (KN/m<sup>3</sup>)</b>	20.60
<b>Cohésion C (KN/m<sup>2</sup>)</b>	78
<b>Angles de frottement <math>\varphi</math> (°)</b>	11
<b>Module de Young E (KN/m<sup>2</sup>)</b>	3803
<b>Coefficient de poisson <math>\nu</math></b>	0.50
<b>Angles de dilatance <math>\Psi</math> (°)</b>	0

### ➤ Génération du maillage

Le calcul en deux dimensions est fait avec le modèle géotechnique de Mohr Coulomb, le modèle de référence est en déformations planes, il représente la projection en plan du maillage en 3 dimension il est établi avec des éléments triangulaires à 15 nœuds, ils comprennent 55 éléments et 503 nœuds.

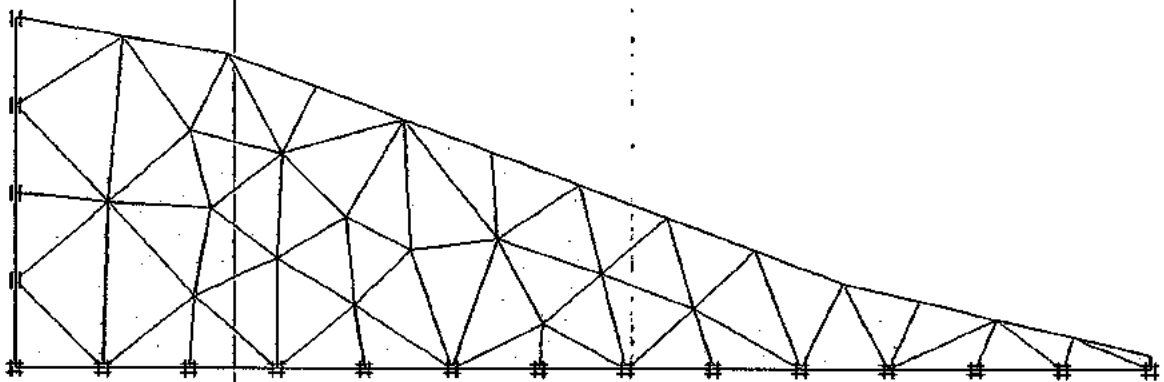


Fig. VII-28 : Maillage du deuxième talus par plaxis (2D).

La génération de la pression interstitielle représentée sur la figure (VII-29) :

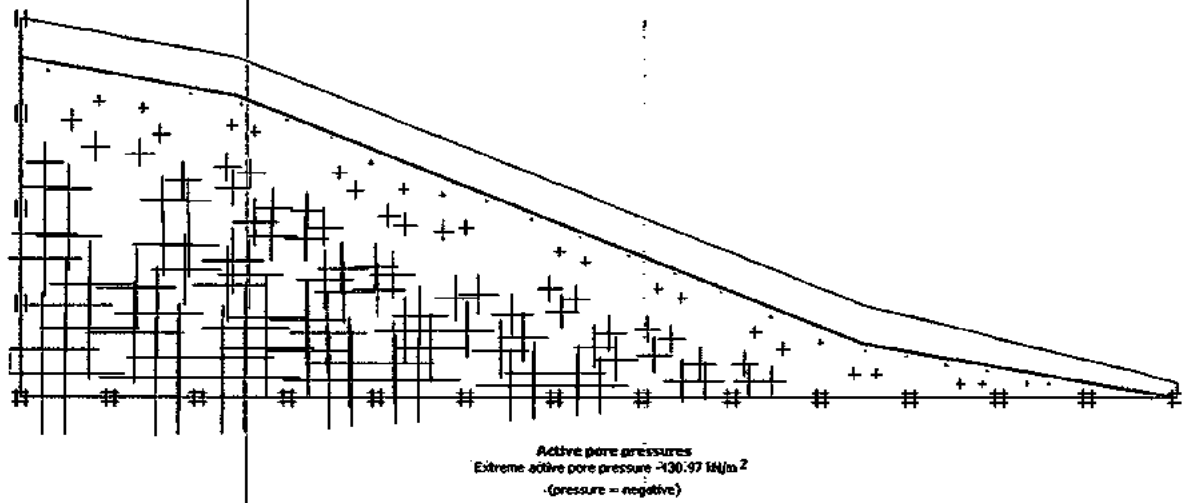


Fig. VII-29 : Génération des pressions interstitielles par plaxis (2D).

➤ Examen des résultats

# Les déplacements

Les déplacements, totaux, horizontaux, et verticaux sont représentés sur les figures VII-30, VII-31 et VII-32 respectivement :

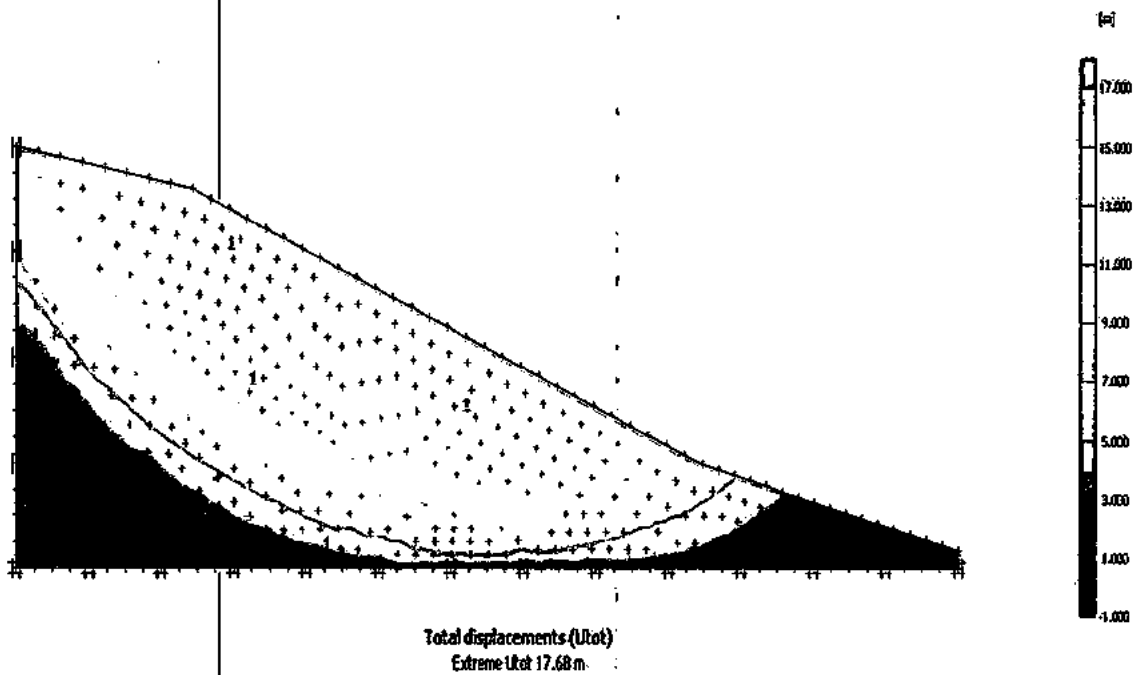


Fig. VII- 30 : Les déplacements totaux plaxis2D.

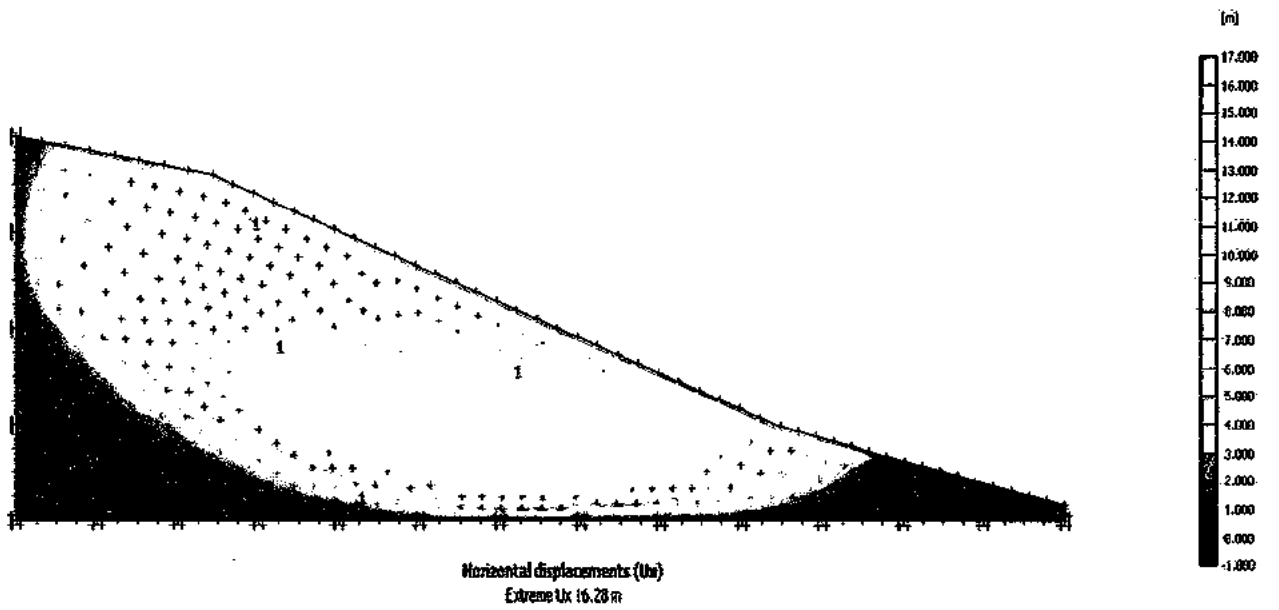


Fig. VII- 31 : Les déplacements horizontaux par Plaxis (2D)

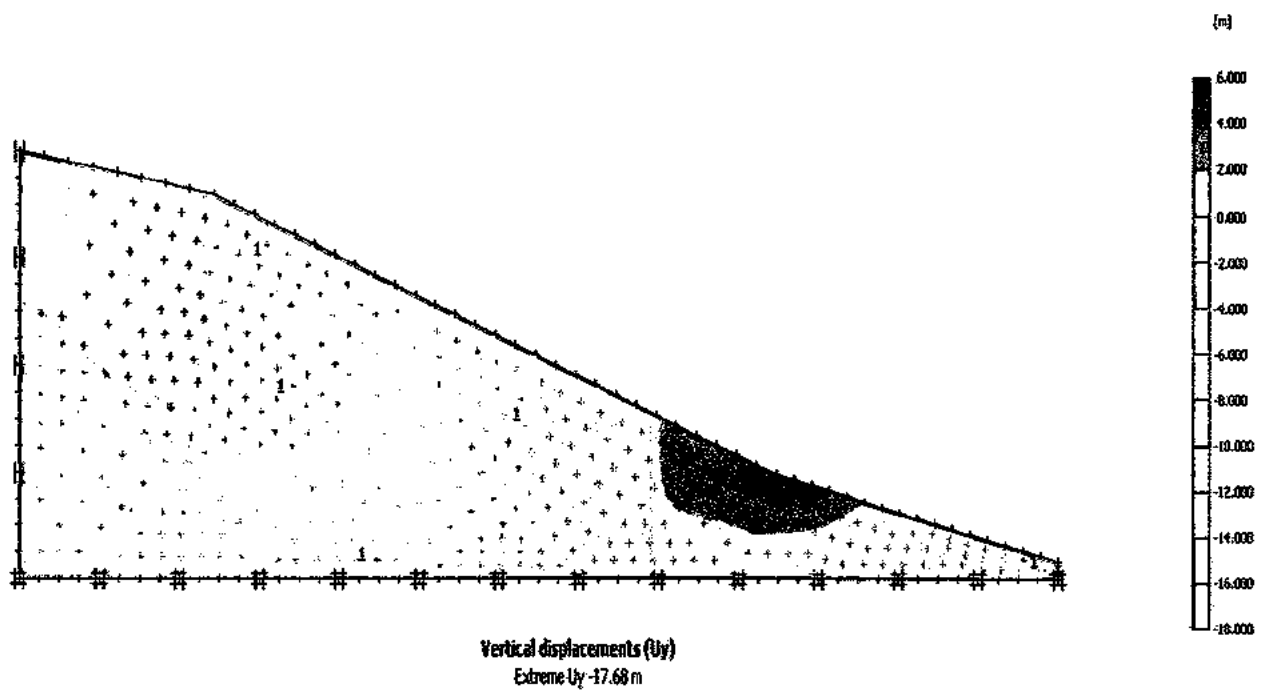


Fig.VII- 32 : Les déplacements verticaux par Plaxis (2D).

### ☛ coefficient de sécurité

D'après les résultats obtenus un coefficient de sécurité,  $F_s = 1.206 > 1.00$  le talus est stable, mais avec coefficient de sécurité à la limite, ainsi que les déplacements max totaux, égale à **17.68 m**, voir le graphe dans la figure (VII-33).

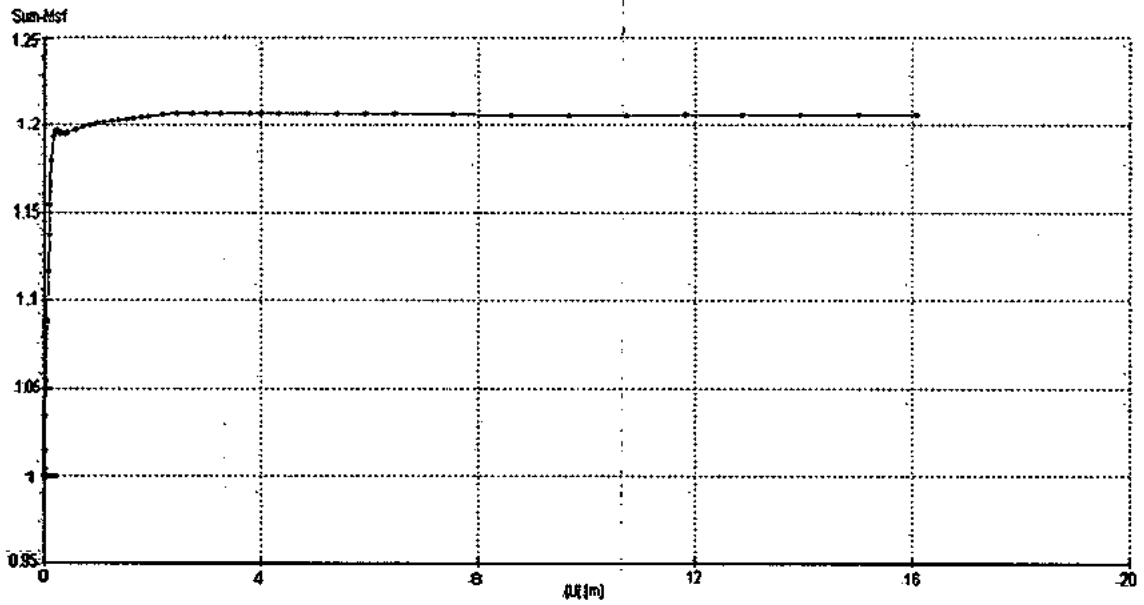


Fig. VII-33 : Coefficient de sécurité en fonction de déplacement.

### 3-2-2- Calcul par Plaxis Tunnel (3D)

#### ➤ Génération du maillage

La génération du maillage en 3D se fait en deux étapes en fin le maillage final est constitué de 128 éléments et 547 nœuds.

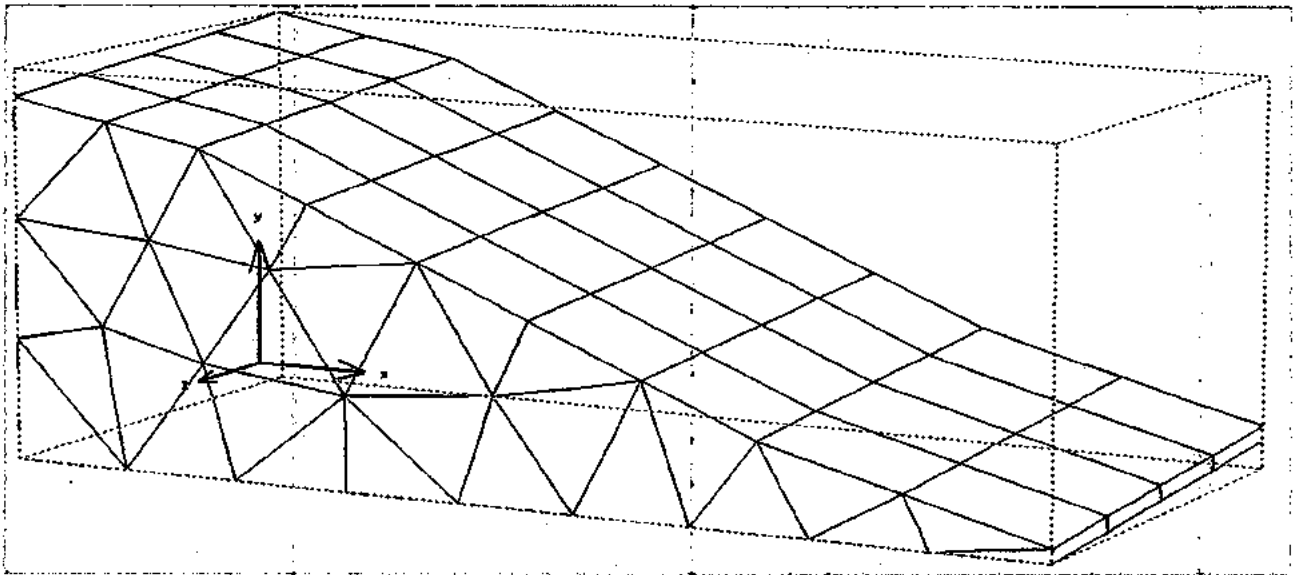


Fig. VII-34 : Maillage de la deuxième talus (plaxis 3D).



➤ Définition des conditions initiales

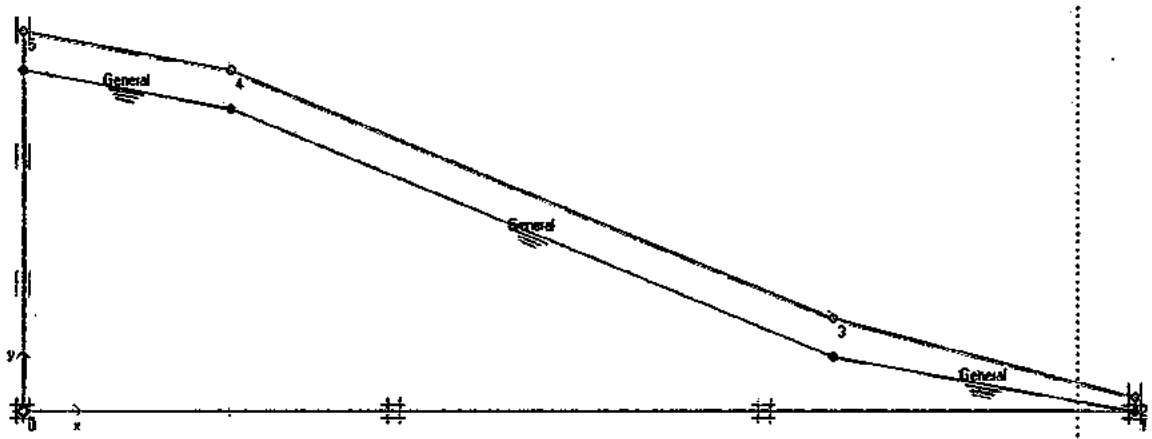


Fig. VII-35 : Position de la nappe phréatique (plaxis 3D).

La génération de la pression interstitielle représentée sur la figure. (VII-36) :

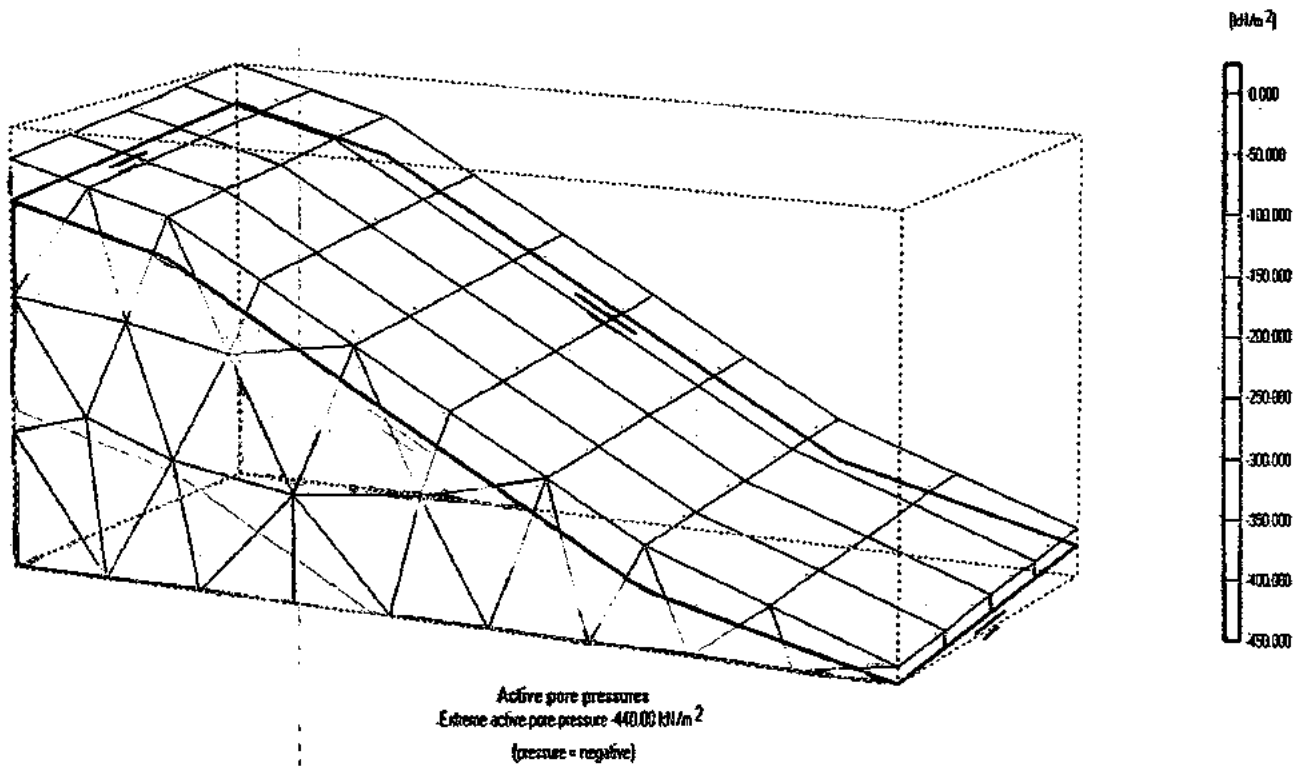


Fig. VII-36 : Génération des pressions interstitielles (plaxis 3D).

➤ Examen des résultats

⚡ Les déplacements

Les déplacements, totaux, horizontaux, et verticaux sont représentés sur les figures. VII-37, VII-38 et VII-39 respectivement :

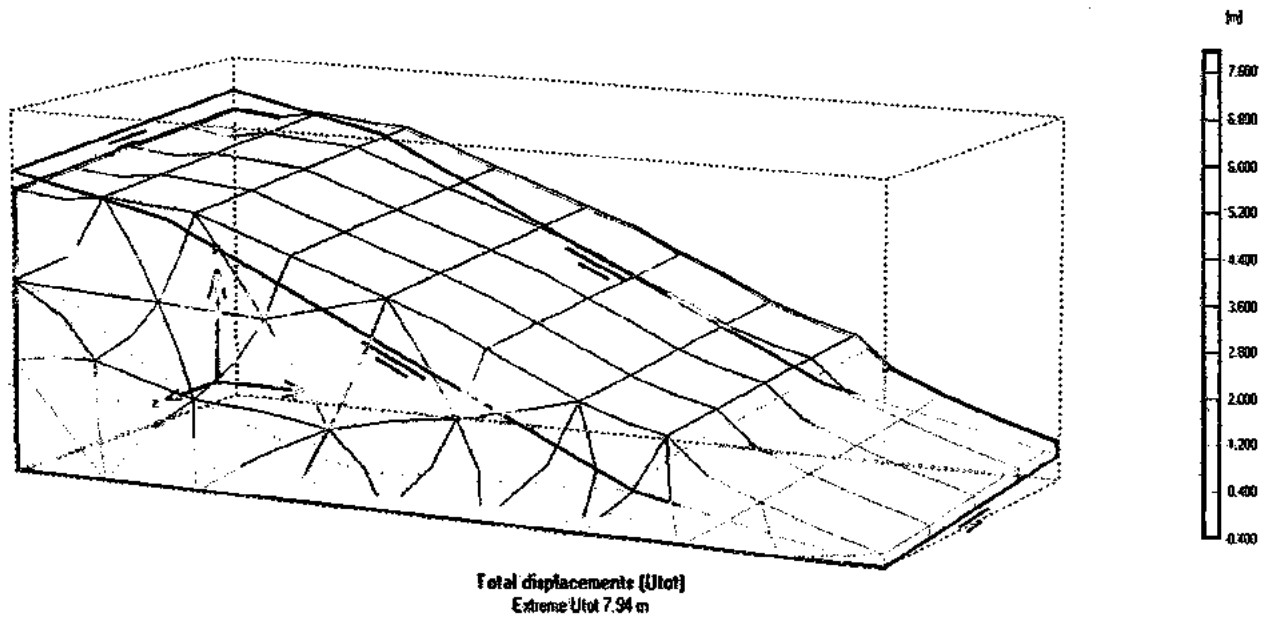


Fig. VII-37 : Les déplacements totaux (plaxis 3D).

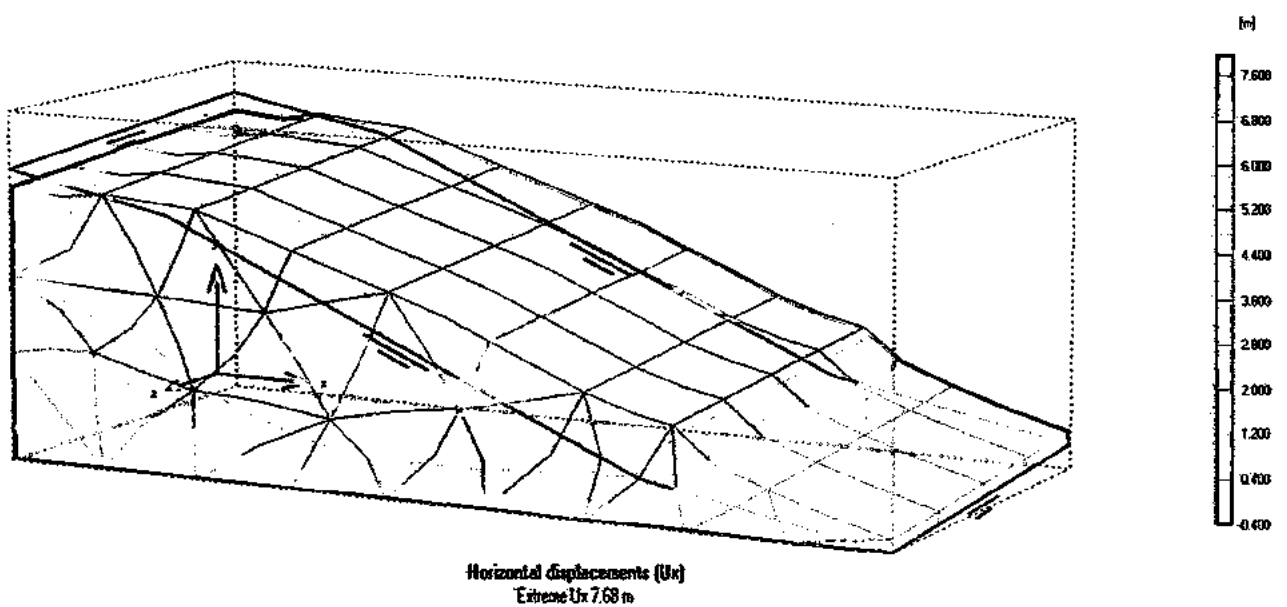
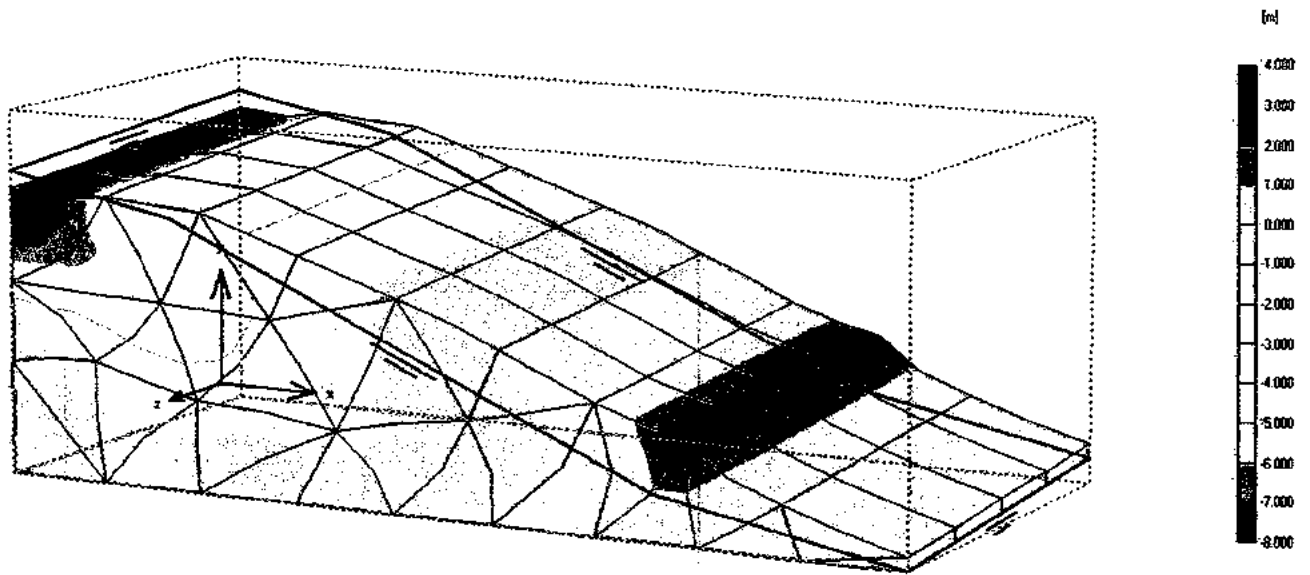


Fig. VII-38 : Les déplacements horizontaux (plaxis 3D).



Vertical displacements (Uy)  
 Extreme Uy 7.74 m

Fig. VII- 39 : Les déplacements verticaux.

**⚙ Coefficient de sécurité**

On remarque que le coefficient de sécurité est atteint une valeur de 1.29 ainsi que les déplacements max totaux, égale à 7.94 m, qu'ils se produisent sur le talus mené de la plus grande pente.

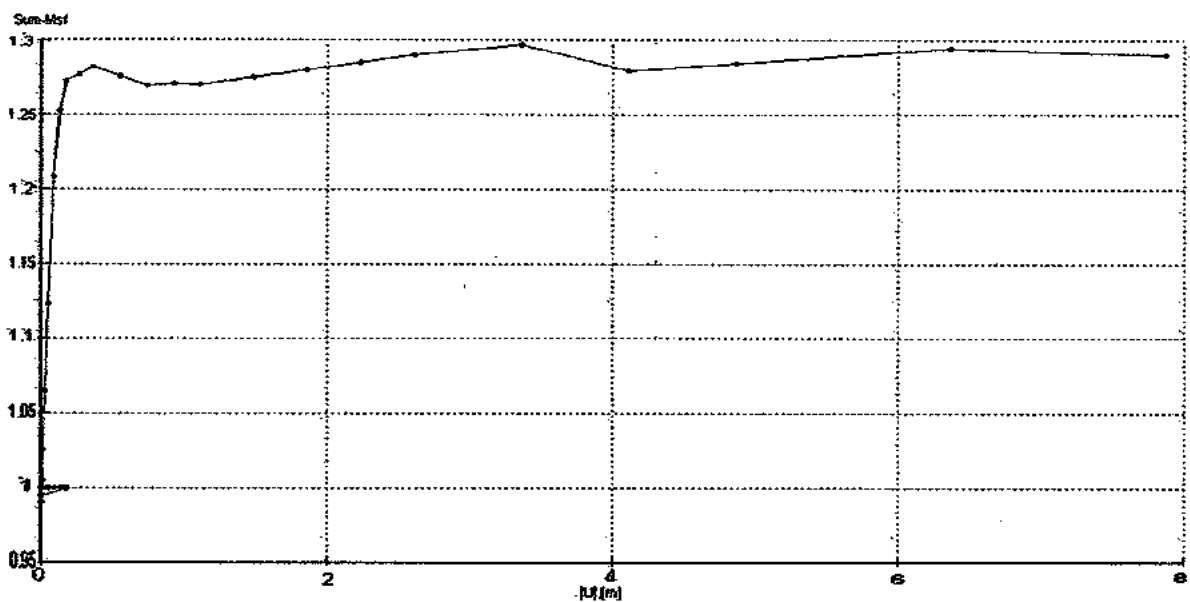


Fig.VII-40 : Coefficient de sécurité (3D) en fonction du déplacement du talus.

**Tableau. VII.8 : Récapitulation des résultats de calcul faits avec Plaxis en 2 et en 3 dimensions pour le 2<sup>ème</sup> profile.**

Type De calcul	Nombre de maille	Nombre de nœuds	Contraintes effectives moyennes (KN/m <sup>2</sup> )	Pressions Interstitielles (KN/m <sup>2</sup> )	Contraintes Totales moyennes (KN/m <sup>2</sup> )	Déplacements Maximaux (m)		Coefficients de sécurité
						U <sub>x</sub>	U <sub>y</sub>	
Plaxis 3D	128	547	689.62	440	1060	7.68	7.74	1.29
Plaxis 2D	55	503	588.65	440	824.30	16.28	17.68	1.206
$\frac{F_S(3D) - F_S(2D)}{F_S(3D)} \cdot 100$			6.51%					

On remarque que les déplacements horizontaux obtenus avec le calcul en deux dimensions sont plus importants que ceux obtenus avec le calcul en trois dimensions, le coefficient de sécurité obtenu en 3D est légèrement supérieur à celui obtenu en 2D avec une différence de l'ordre de 6.51%.

#### 4- Discussion des résultats des calculs obtenus

Le tableau VII.7 regroupe les résultats des calculs pour les deux talus effectués par les méthodes d'équilibre limite (de Fellenius, Bishop, Janbu et Morgenstern-Price) à l'aide de logiciel GÉO-SLOPE et par l'approche numérique utilisant la procédure " *Phi-c reduction*" à l'aide des codes PLAXIS(2D) et PLAXIS(3D).

**Tableau. VII.9 : Valeurs du Coefficient de Sécurité déterminées à l'aide du programme Géo-studio.2004 et du code PLAXIS (2D et 3D).**

Calcul	Logiciel Géo-Slope				Plaxis (2D)	Plaxis (3D)
	Ordinaire	Bishop	Janbu simplifiée	Morgenstern-Price	« méthode Phi-c réduction »	« méthode Phi-c réduction »
1 <sup>er</sup> exemple	1.250	1.408	1.385	1.405	1.220	1.326
2 <sup>ème</sup> exemple	1.250	1.410	1.230	1.380	1.206	1.29

#### 4-1- Discussions les résultats obtenus par les méthodes d'équilibre limite

Une étude comparative de Fredlund et Krahn(1977) dans le but de déterminer le facteur de sécurité pour différentes méthodes d'équilibre limite ; voir tableau. VII.10.

**Tableau. VII.10 : Exemple d'études comparatives de Fredlund et Krahn (1977).**

Problématique de l'exemple	Méthode ordinaires	Méthode de Bishop	Méthode de Jumbu simplifiée	Méthode de Morgenstern-Price
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Pente 2 :1 ; H=15m ; deux couche (<math>\varphi = 20^\circ</math>, C=29 kpa pour 1<sup>er</sup> couche , <math>\varphi = 10^\circ</math>, C= 0 pour 2<sup>ème</sup> couche).</li> <li>- présence d'une nappe phréatique pour les deux matériaux.</li> </ul>	1.17	1.24	1.33	1.25

Les résultats de cacule obtenus par les quatre méthodes considérées dans la présente étude sont en accord avec l'exemple d'étude de Fredlund et Krahn (1977), la différence entre le facteur de sécurité obtenu par la méthode de Bishop simplifiée et celui obtenu par la méthode de Morgenstern-Price ne dépasse pas 0.4% .on aussi démontré que le choix de la fonction f(x) dans la méthode de Morgenstern-Price a une faible influence sur la valeur de facteur de sécurité . On se basant sur ces résultats on peut conclure que:

- Les méthodes rigoureuses, qui satisfont toutes les conditions d'équilibre (forces et moments) telle que celle de Morgenstern-Price, donnent des résultats plus précis ;
- La méthode de Bishop simplifiée qui satisfait uniquement l'équilibre des moments, donne des résultats assez précis ;
- La méthode des tranches ordinaires qui ne satisfait pas toutes les conditions d'équilibre est souvent très imprécise.

Pour cette raison il est préférable d'utiliser une méthode où les conditions d'équilibre sur le moment sont satisfaites (comme celle de Bishop par exemple).

#### 4-2- Discussion des résultats obtenus par les deux approches

Tableau. VII-11 : Comparaison entre la méthode classique et la méthode numérique.

Méthode Variation En pourcentage	Fs(2D)	Fs (3D)
Par rapport à la méthode de Bishop	13.53% pour le premier talus	5.82% pour le premier talus
	14.46% pour le deuxième talus	8.51% pour le deuxième talus
Par rapport à la méthode de Morgenstern-Price	13.16% pour le premier talus	5.62% pour le premier talus
	12.60% pour le deuxième talus	6.97% pour le deuxième talus

D'après le tableau de la variation en pourcentage entre la méthode traditionnelle et la méthode numérique, on remarque que :

- Les coefficients de sécurité en 3D est comparable à celui obtenu par la méthode de Bishop et Morgenstern-Price, avec une variation en pourcentage n'excède pas **8.51%**.
- Le coefficient de sécurité en 2D est légèrement inférieur à celui obtenu par la méthode de Morgenstern-Price et la méthode de Bishop, avec une variation en pourcentage n'excède pas **14.64%**.

## 5- Constatation

La comparaison de ces valeurs nous permet de conclure que :

- Comme il a été déjà constaté, le coefficient de sécurité en 3D est légèrement supérieur à celui obtenu en 2D confirmé pour les deux exemples ; cela paraît logique car l'effet de l'interaction des tranches selon la troisième dimension (Z) influe sur le comportement mécanique du sol ;
- Le coefficient de sécurité par les méthodes classiques (Bishop et Morgenstern-Price) donne des résultats plus proches de ceux obtenus par la méthode "phi-c réduction" utilisant plaxis3D ;
- En général les résultats obtenus par les méthodes classiques (Bishop et Morgenstern-Price) semblent être plus comparables à ceux obtenus avec les méthodes numériques.

En conclusion, en pratiques les calculs de stabilité effectués par les méthodes d'équilibre limite semblent être satisfaisants dans le cas où la configuration du talus est simple, cependant les calculs par éléments finis s'imposent pour les configurations complexes.

## 6- Études paramétriques

Vue l'incertitude associée aux valeurs des paramètres géotechniques introduits dans les codes de calcul pour l'étude de stabilité des talus (ne sont pas déterministes) et pour apprécier l'effet de la variabilité de ces paramètres sur les résultats d'analyse une étude paramétrique est envisagée dans cette section.

On choisi le deuxième modèle pour apprécier l'effet des paramètres de résistances de sol sur le coefficient de sécurité de talus, une étude paramétrique est considérée à l'aide des logiciels PLAXIS (2D) et (3D).

Il est important de montrer l'effet des différents paramètres sur le comportement du sol, avec les mêmes données et on change chaque fois la valeur d'un seul paramètre dans des fourchettes raisonnables, quatre paramètres sont considérés :

- La cohésion  $C$  ;
- L'angle de frottement  $\varphi$  ;

- Le module d'Young  $E$  ;
- Le coefficient de poisson  $\nu$ .

### 6-1- Influence de la cohésion

La cohésion du modèle de référence  $c=15 \text{ kPa}$ . Pour l'étude paramétrique on fait les calculs pour :

- $C+5 \text{ KPa}$  ;
- $C-5 \text{ KPa}$ .

Les résultats des calculs sont illustrés dans le tableau VII.12:

Tableau. VII.12 : La variation du  $F_s$  en fonction de la cohésion.

La cohésion(KPa)	Le coefficient de sécurité (2D)	La variation en pourcentage%	Le coefficient de sécurité (3D)	La variation en pourcentage %
C	1.206	0.00%	1.290	0.00%
C+5	1.255	3.90%	1.350	4.44%
C-5	1.157	4.06%	1.231	4.57%

La variation de la cohésion du sol  $C$  a clairement une influence sur le coefficient de sécurité  $F_s$ . Une variation de celle-ci de  $\mp 5$ , fait varier le coefficient de sécurité d'une valeur comprise entre 3.90 et 4.06 % pour  $F_s$  (2D), et une variation de 4.44 et 4.57% à celui  $F_s$  (3D) ; voir le graphe montre dans la figure (VII-41).

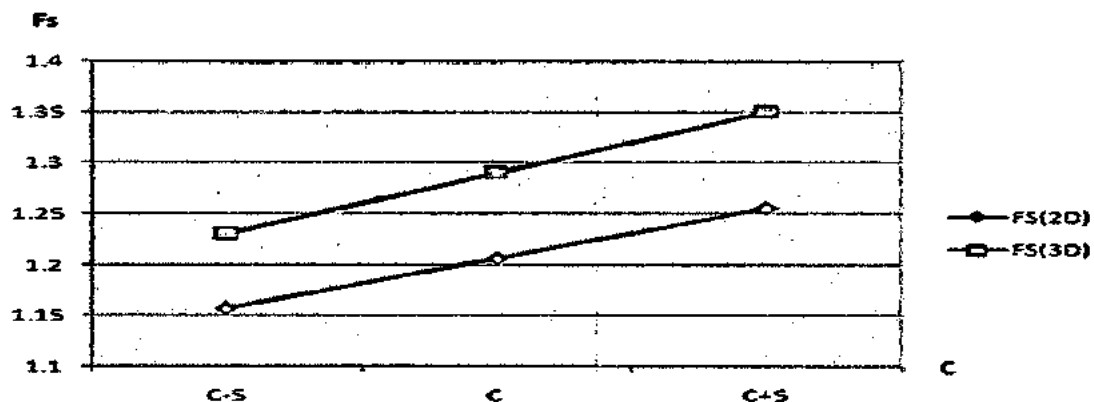


Fig. VII-41 : Influence de la cohésion sur le coefficient de sécurité.



### 6-2- Influence de l'angle de frottement $\varphi$

Dans le modèle de référence l'angle de frottement est  $\varphi=11^\circ$ . Donc Pour l'étude paramétrique, on fait les calculs pour :

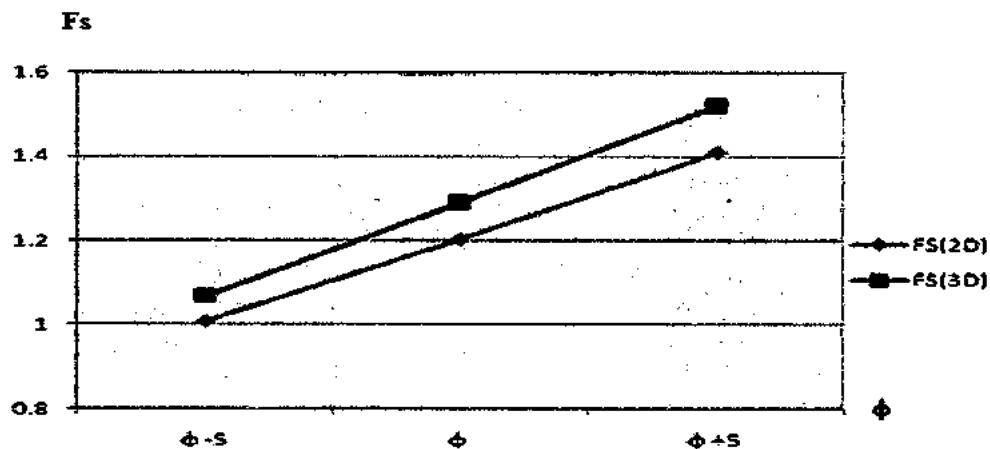
- $\varphi+5^\circ$ ;
- $\varphi-5^\circ$ .

On obtient les résultats présentés dans le tableau. VII.13 :

**Tableau. VII.13 : La variation du  $F_s$  en fonction de l'angle de frottement.**

L'angle de frottement $\varphi$ ( $^\circ$ )	Le coefficient de sécurité (2D)	La variation en pourcentage%	Le coefficient de sécurité (3D)	La variation en pourcentage%
$\varphi$	1.206	0%	1.290	0.00%
$\varphi+5$	1.411	14.52%	1.520	15.13%
$\varphi-5$	1.01	16.25%	1.070	17.05%

Comme pour la cohésion, l'angle de frottement interne  $\varphi$  est favorable à la stabilité du talus. Une variation de celui-ci de  $\mp 5$  fait varier le coefficient de sécurité d'une valeur comprise entre 14.52 et 16.25 % pour  $F_s$  (2D) et entre 15.13 et 17.05% pour  $F_s$  (3D), le graphe montre dans la figure VII-42.



**Fig. VII-42 : Influence de l'angle de frottement sur le coefficient de sécurité.**

### 6-3- Influence de module d'Young $E$

Dans notre cas, on a pris un module d'Young  $E = 6872 \text{ kPa}$  Pour les calculs de l'étude paramétrique on utilise :

- $E + 10\%$ ;
- $E - 10\%$ .

Tableau. VII.14 : La variation du  $F_s$  en fonction du Module d'Young.

Module d'Young (KPa)	Le coefficient de sécurité (2D)	Le coefficient de sécurité (3D)
$E$	1.206	1.290
$E + 10\%$	1.206	1.290
$E - 10\%$	1.206	1.290

Le module de Young  $E$  n'a presque aucune influence sur la valeur du coefficient de sécurité, la variation de  $F_s$  (2D) et (3D) en fonction de module de Young  $E$  montre dans la figure (VII-43).

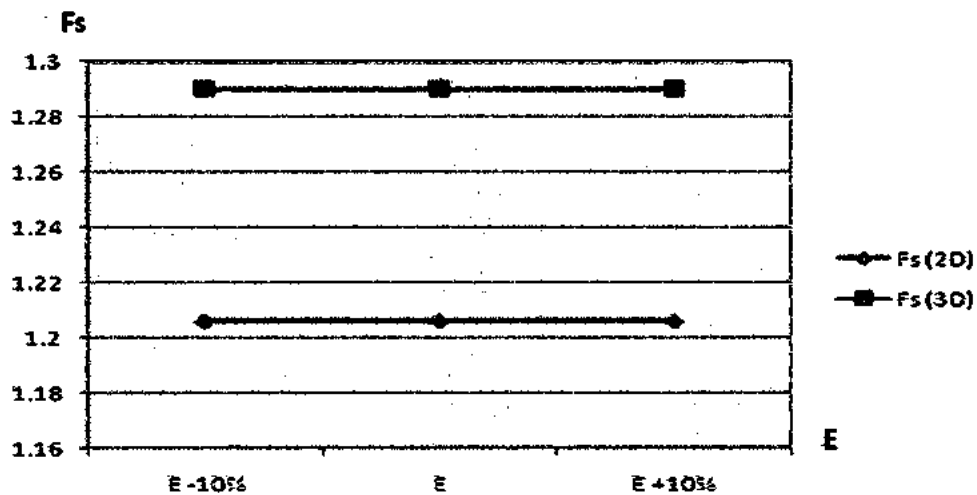


Fig. VII-43 : Influence de module de Young sur le coefficient de sécurité.

#### 6-4- Influence de coefficient de Poisson $\nu$

Dans notre cas on a prend un coefficient de Poisson  $\nu = 0.5$ , pour les calculs de l'étude paramétrique on utilise :

- $\nu = 0.40$  ;
- $\nu = 0.45$ .

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau. VII.15 : L'influence du Coefficient de Poisson( $\nu$ ) sur  $F_s$ .

Coefficient de Poisson ( $\nu$ )	Le coefficient de sécurité (2D)	Le coefficient de sécurité (3D)
0.40	1.206	1.290
0.45	1.206	1.290
0.50	1.206	1.290

D'après les résultats obtenus le coefficient de sécurité est insensible à la variation du coefficient de poisson  $\nu$ , soit pour  $F_s$  (2D) et (3D), la variation des  $F_s$  en fonction de coefficient de Poisson( $\nu$ ) montre dans la figure VII-44.

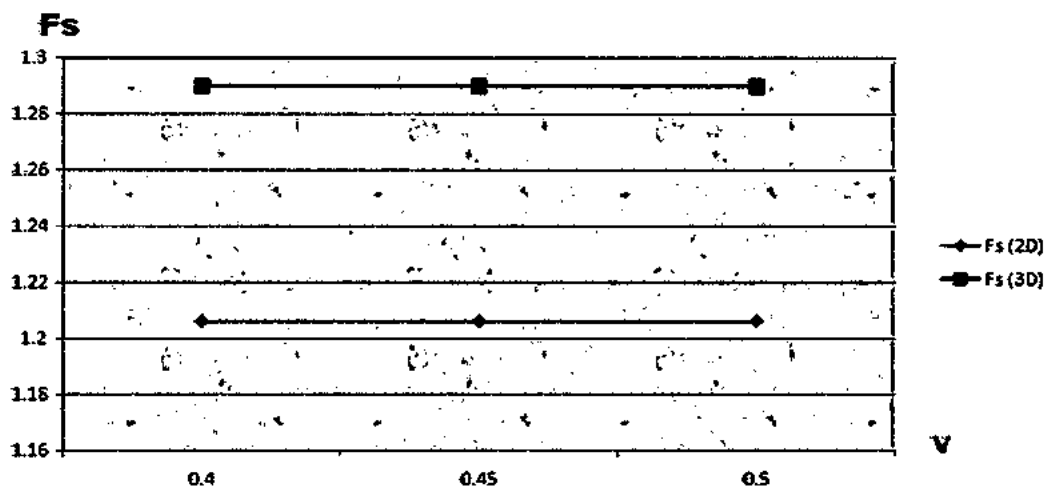


Fig. VII-44 : Influence du coefficient de Poisson sur le coefficient de sécurité.

### 6-5- Influence des fluctuations du niveau de la nappe

Les fluctuations du niveau de la nappe entre les états sec ( $h_w=0$ ) et totalement saturé ( $h_w=H$ ) ont l'effet de diminuer le coefficient de sécurité de 33.75% pour 3D et 34.78% pour 2D, voir la figure au-dessous (fig. VII-45). Si le niveau de la nappe est considérable.

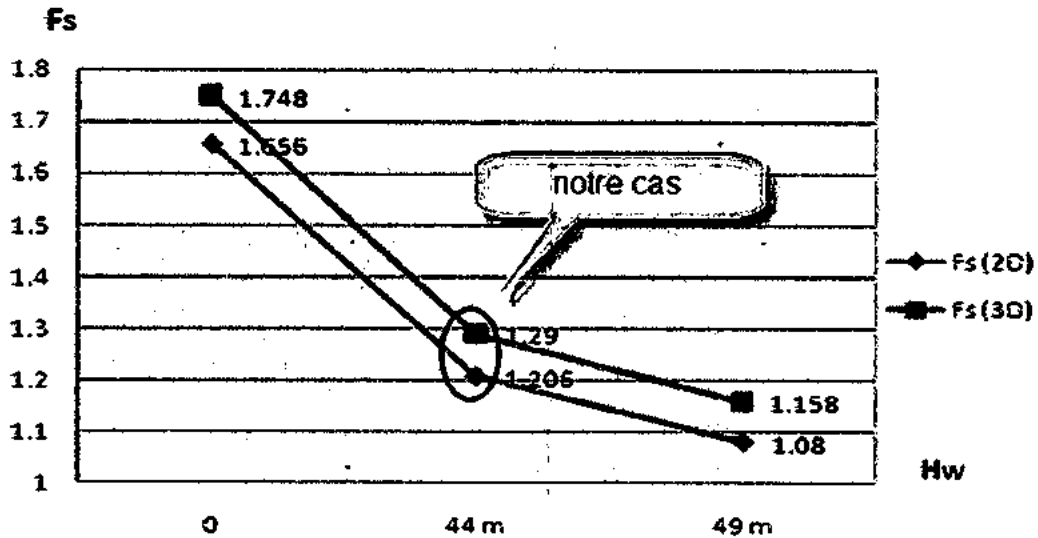


Fig. VII-45 : Influence des fluctuations du niveau de la nappe sur le coefficient de sécurité.

### 7- Confortement des talus

Les différentes techniques de soutènement de type traditionnel pour stabiliser les talus notamment les murs poids, parois moulées, rideaux de palplanches...pieux, utilisées à travers le monde coutent très chères aux collectivités et restent difficilement à maîtriser car ils nécessitent une technicité élevée, c'est pourquoi les ingénieurs ont été contraints d'améliorer ces procédés et optimiser les couts, notamment les méthodes de renforcement au pied de talus, (son rôle non seulement la stabilité de talus mais aussi la possibilité d'aménager un site pour la construction).

L'utilisation de géotextile semble jusqu'à présent une solution rentable et efficace à ce genre de problèmes, bien sûr couplé souvent avec des autres techniques tel que le rabattement de la nappe phréatique, réprofilage et drainage s'il est nécessaire.

Conformément aux résultats d'études de stabilité des talus, des coefficients de sécurité à la limite, dans le but d'améliorer les coefficients de sécurité, on a opté le confortement de talus, par la méthode de chargement au pied pour le 1<sup>er</sup> profil et par chargement au pied couplé avec géotextile et par réprofilage pour le 2<sup>ème</sup> profil.

### 7-1- Confortement du 1er talus

Pour le premier talus on a opté le confortement de talus par la méthode de renforcement au pied, blocage de la masse glissante au pied de talus par remblaiement par couche compacté, on respecte la technique de réalisation de remblais.

Le renforcement est réalisé à l'aide de logiciel Plaxis (2D), il donne des coefficients de sécurités légèrement minimales à la comparaison avec Plaxis (3D).

#### ➤ Géométrie du model

Le modèle est représenté sur la figure suivante :

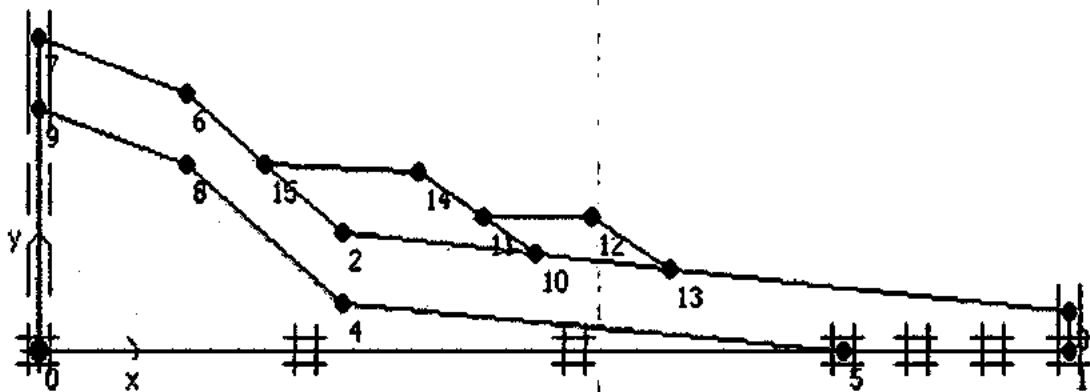


Fig. VII-46 : Modèle géométrique de premier talus après confortement (Plaxis 2D).

#### ➤ Génération du maillage

Le talus est discrétisé par 72 éléments à 15 nœuds, et un nombre des nœuds est de 645 nœuds. On règle la finesse du maillage (*global Coarseness*) sur « *coarse* ».

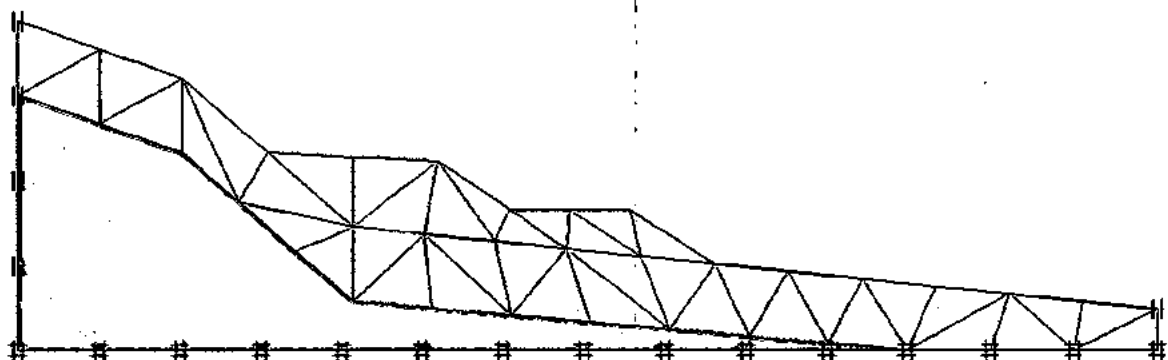


Fig. VII-47 : Maillage du premier talus après confortement(Plaxis2D).

➤ Définition des conditions initiales

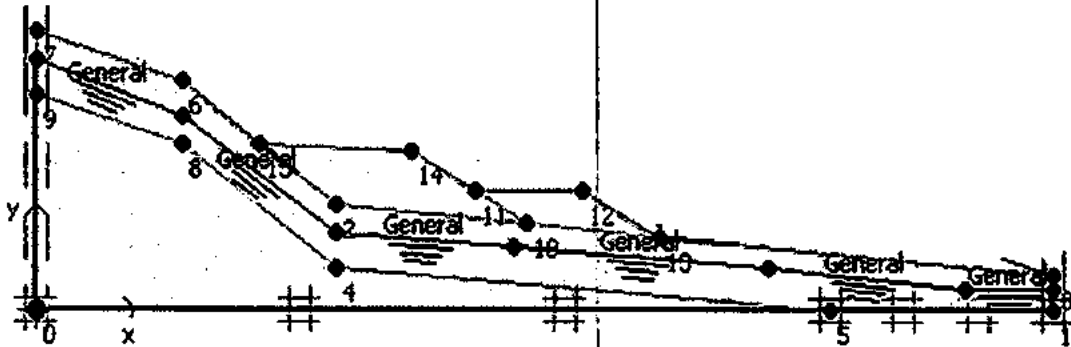


Fig. VII-48 : Définition de la nappe (Plaxis 2D).

➤ Examen des résultats

⚡ Déformation de maillage

La déformation du maillage est représentée sur la figure suivante (Fig. VII-49). On note un déplacement total maximum d'une valeur de 10.98 m.

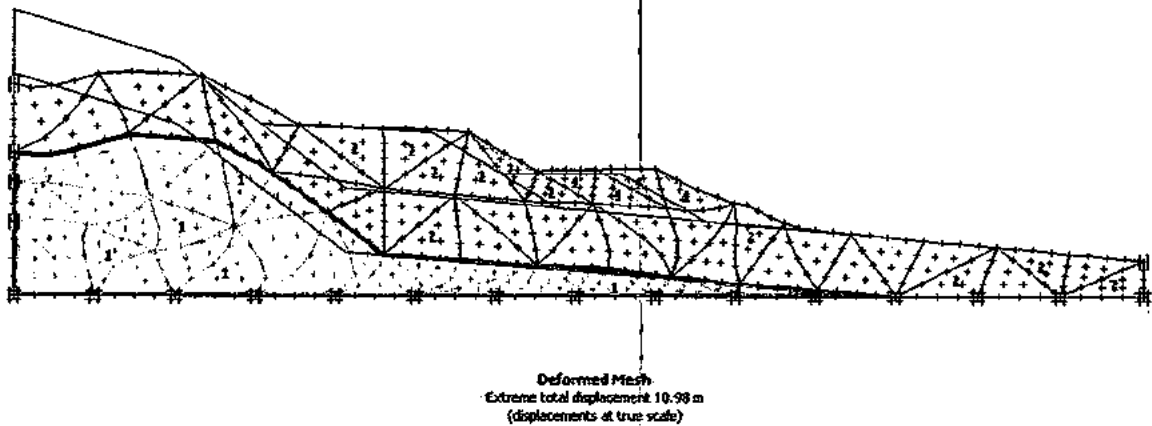


Fig. VII-49 : La déformation de maillage (phase 2), Plaxis 2D.

✚ Coefficient de sécurité

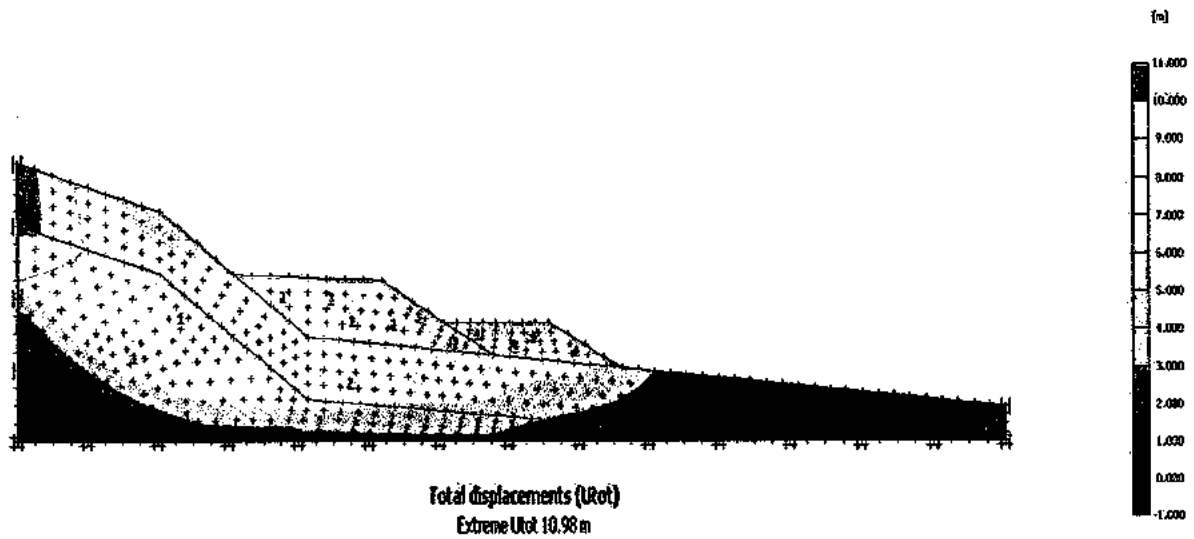


Fig. VII.50 : Incrément des déplacements après calcul du coefficient de sécurité (Plaxis2D).

Après le confortement de talus par la méthode de blocage au pied, l'analyse de la stabilité pour plusieurs emplacements de remblais, la position idéale des remblais est illustrée dans la figure (VII- 49). Cette technique donne une meilleure stabilisation au talus avec un coefficient de sécurité moyen de l'ordre de 1.79, voir le graphe de coefficient de sécurité en fonction de déplacement de talus (fig. VII-51). On note aussi que les déplacements dans le sol sont largement réduits.

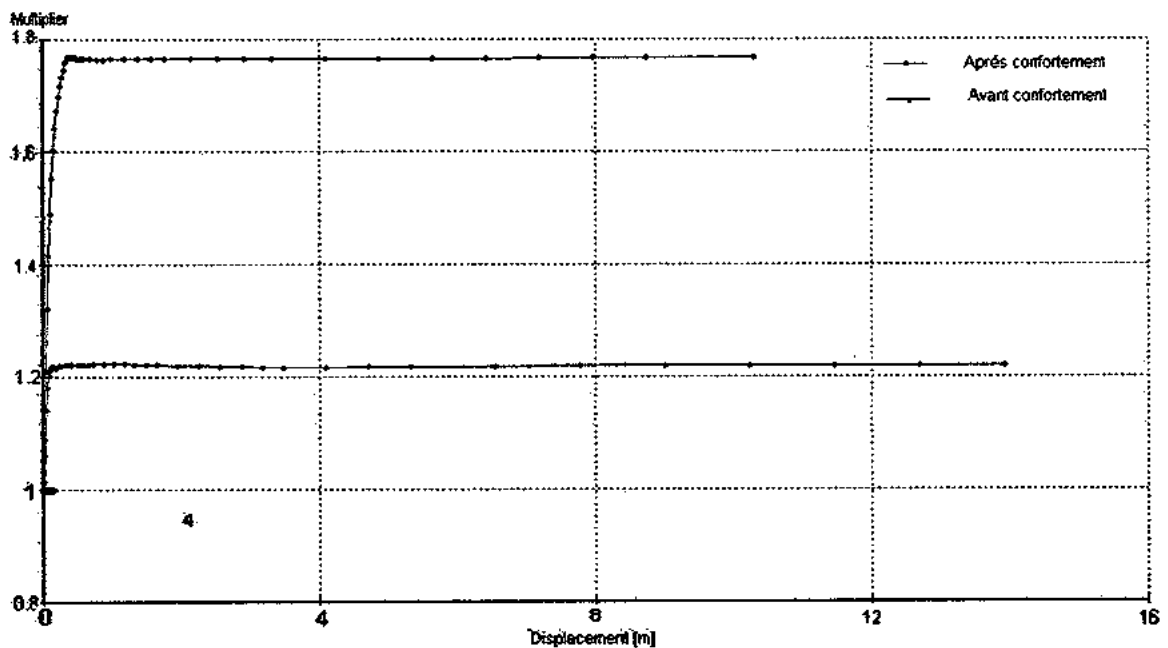


Fig.VII-51 : Coefficient de sécurité (plaxis2D) en fonction du déplacement du talus.

## 7-2- Confortement du deuxième talus

Avant de constater la solution finale du confortement de la deuxième talus on a proposé en premier temps un réprofilage, ensuite blocage en pied puis combinaison des deux techniques); les coefficients de sécurité  $F_s$  obtenus sont respectivement (1.39, 1.43 et 1.48) resté inférieur à 1.5 donc le talus demeure instable ; a cette raison on a opté au confortement par blocage en pied à l'aide d'un remblai renforcé par des nappes de géotextile.

L'étude de comportement de talus conforté est réalisée à l'aide de logiciel Plaxis (2D), pour le deuxième talus, on constate en première étape un réprofilage (allègement en tête + l'exécution de risbermes) de talus, en suite un remblaiement par couche, en ajoutant le sol et les nappes de géo grilles (géotextiles) par étapes.

La construction du talus a été modélisée par la procédure « staged construction », où des couches de sols d'épaisseur 1 m ont été placées au fur et à mesure jusqu'à ce que la hauteur finale de remblais soit atteinte. La première nappe de renforcement est toujours installée une altitude 1 m sur la couche de sol. Ensuite, des nappes de géo grille sont installées selon l'espacement de 1m. Les étapes de modélisation d'un mur renforcé par des géotextiles sont:

- Étape 1 : Modèle de base (l'équilibre sous son poids propre est réalisé ; le module élastique du sol est mis à jour) ;
- Étape 2 : Mise en place d'une couche de remblai ;
- Étape 3 : stage construction (consolidation+ minimum pore pressure) ;
- Étape 4 : Mise en place d'une nappe de géogrille.

Ces étapes seront répétées plusieurs fois jusqu'à ce que la hauteur du remblai soit atteinte, le modèle numérique est présenté dans la figure VII-52.

### ➤ Propriétés mécaniques des géogrilles

Dans le cas d'une modélisation numérique au moyen de Plaxis, une propriété additionnelle est nécessaire, à savoir la rigidité axiale des géogrille. Pour la présente étude, on a opté pour un type de géogrille dont les caractéristiques sont données dans le tableau VII.15.



Tableau. VII.16 : Caractéristiques du géogridle.

Type de géogridle	Élastique
Rigidité axiale	EA=1500 kN/m
Déformation de la géogridle	25%

➤ Géométrie du model

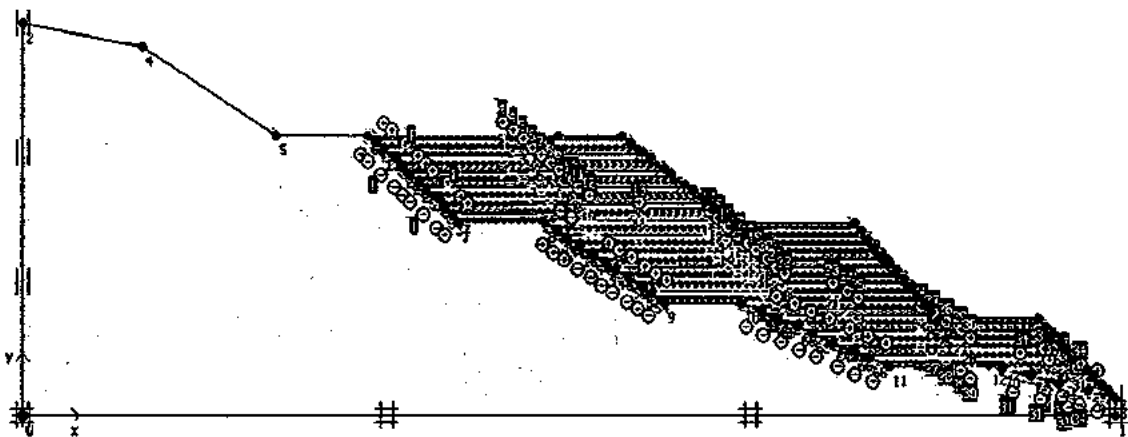


Fig. VII-52 : Modèle géométrique de la deuxième talus après confortement (plaxis 2D).

➤ Génération du maillage

Le talus se fait par des éléments à 15 nœuds. Le nombre d'éléments est de 484 et le nombre des nœuds est de 5659. On règle la finesse du maillage (*global Coarseness*) sur « *coarce* ».

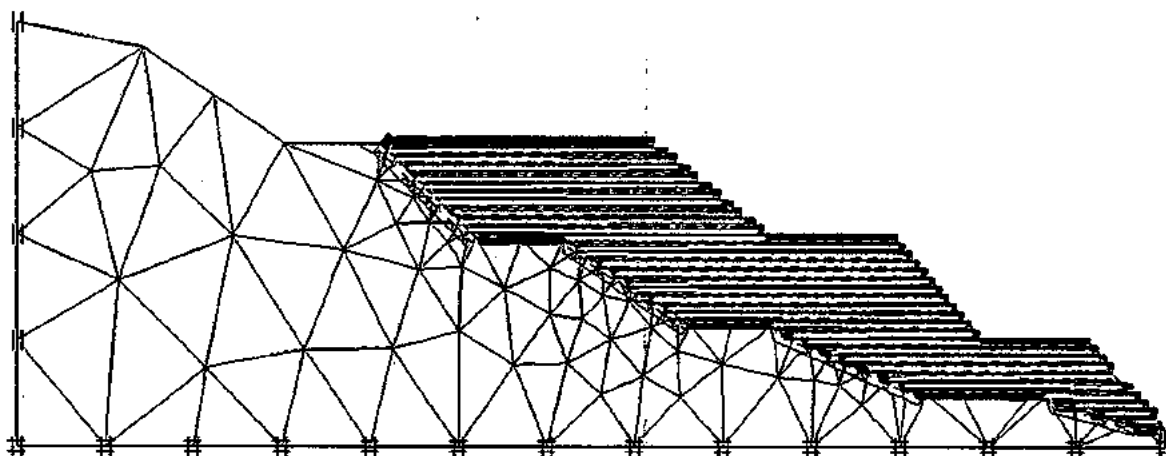


Fig. VII-53 : Maillage de la deuxième talus après confortement (plaxis 2D).

➤ Définition des conditions initiales

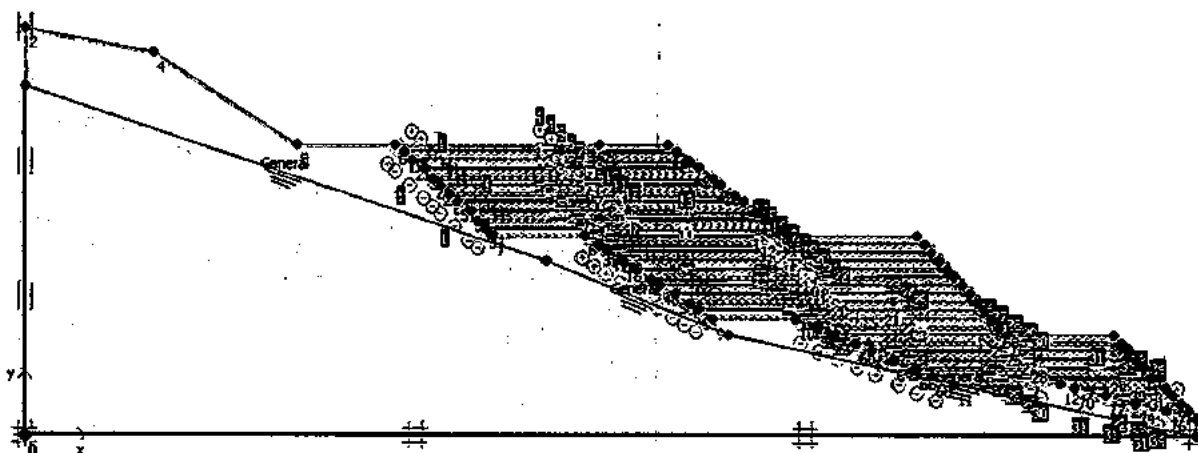
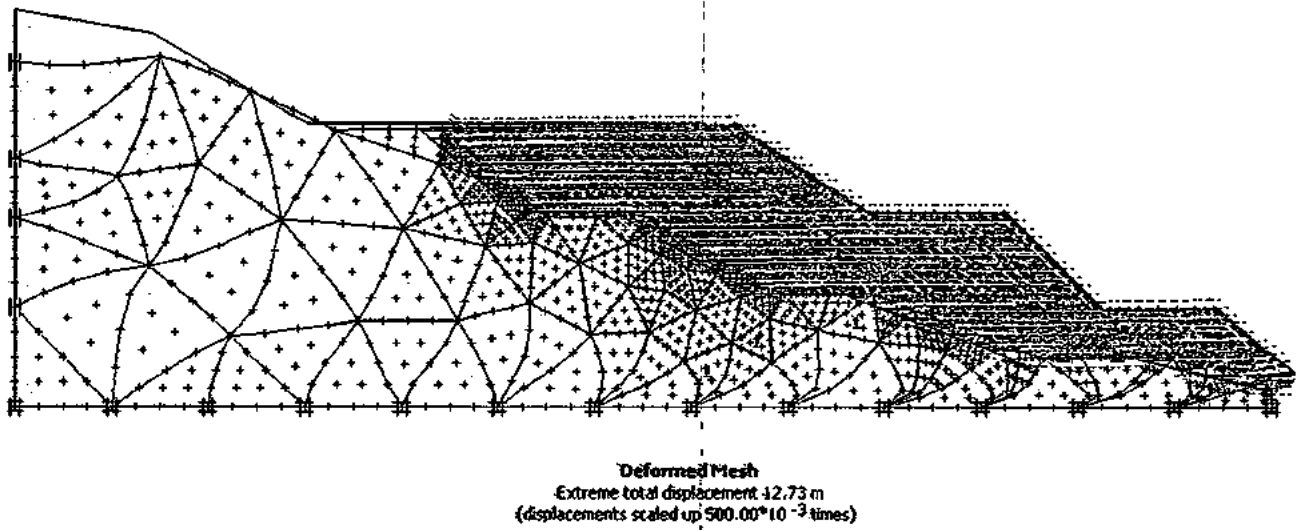


Fig. VII-54 : Définition de la nappe (plaxis2D).

➤ Examen des résultats

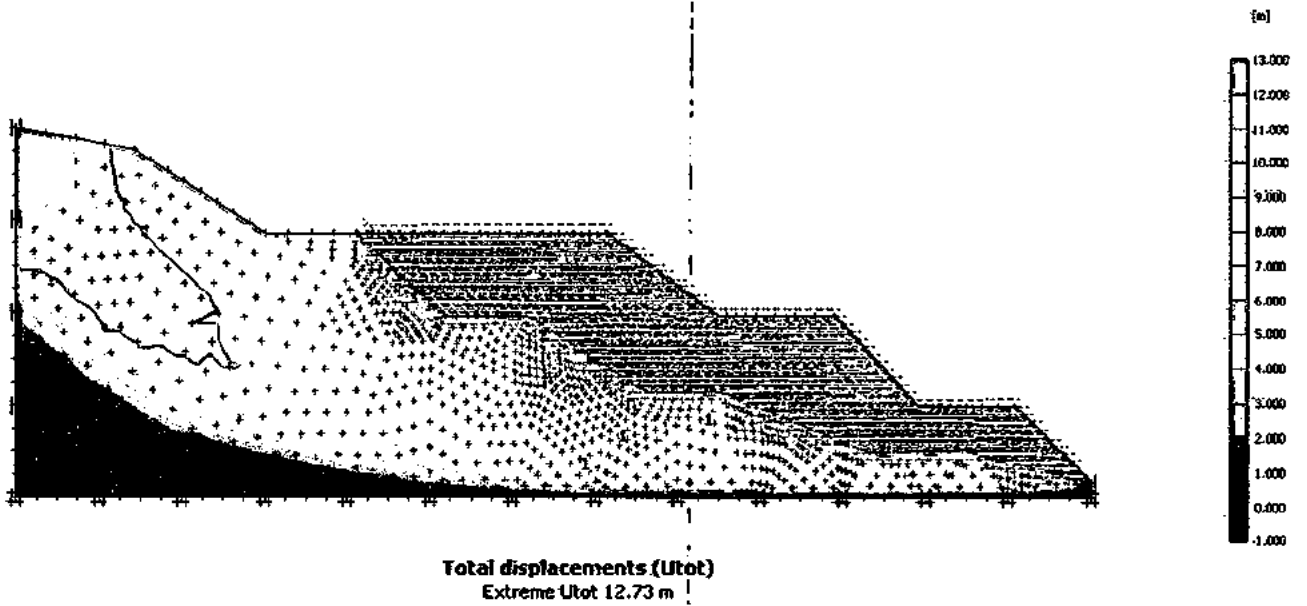
⚙ *Déformation de maillage*

La déformation du maillage est représentée sur la figure suivante. On note un déplacement total maximum d'une valeur de 12.73 m.



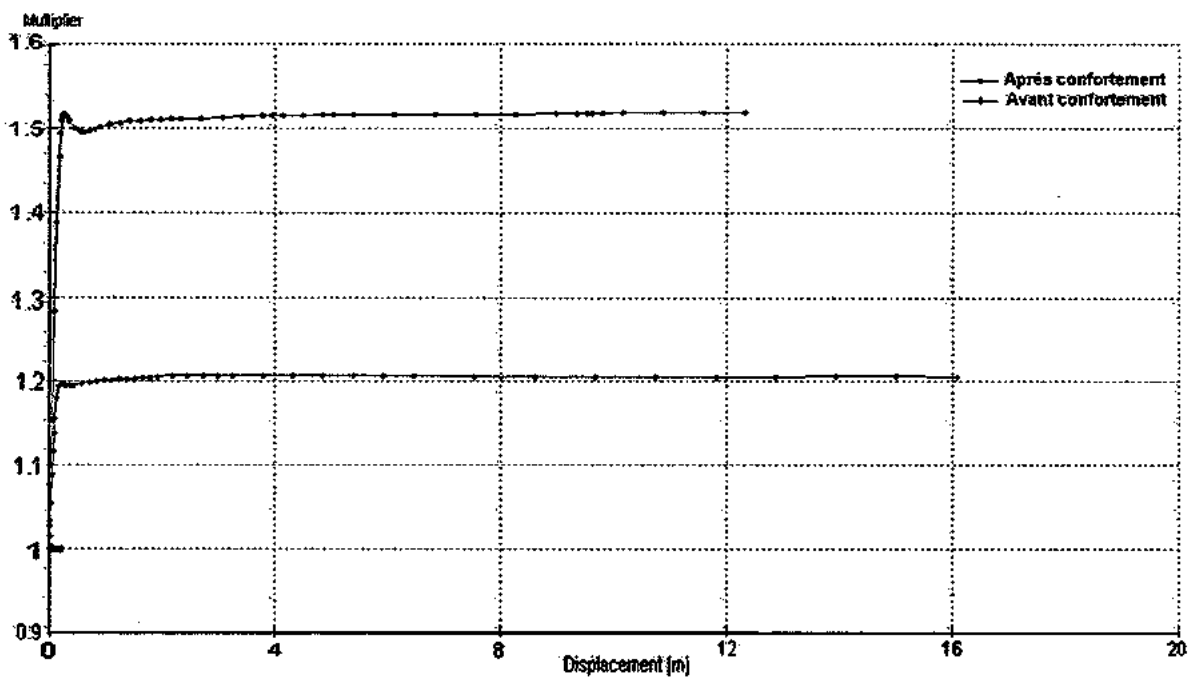
**Fig. VII-55 : La déformation de maillage de la deuxième talus par plaxis 2D après confortement (phase 2).**

**☛ Coefficient de sécurité**



**Fig. VII-56 : déplacements totales après calcul du coefficient de sécurité (plaxis2D) de deuxième après confortement.**

Après le test de plusieurs méthodes de renforcement du talus, on trouve la solution convenable pour stabiliser le talus c'est le réprofilage ; ensuite le blocage en pied par un remblai renforcé par des nappes de géotextile, donne une stabilisation satisfaisantes du talus avec un coefficient de sécurité de ordre de 1.519, voir le graphe dans la figure VII-57. On note que les déplacements totaux dans le sol sont largement réduits à 12.73 m.



**Fig.VII-57 : Coefficient de sécurité (plaxis 2D) en fonction du déplacement du talus (deuxième talus après confortement).**

## 8- Conclusion

D'après les résultats des calculs précédents avec les méthodes analytiques basées sur le concept d'équilibre limite et la simulation numérique (MEF) on a constaté que :

- les deux talus de Djimla sont instables sous l'effet de leurs poids propre ;
- comme il a été déjà constaté, le coefficient de sécurité en 3D est légèrement supérieur à celui obtenu en 2D confirmé par les deux exemples ;
- le coefficient de sécurité par les méthodes classiques donne des résultats comparables à ceux obtenus par la méthode numérique (plaxis2D) ;
- les valeurs du coefficient de sécurité obtenues par les méthodes classiques semblent être plus ou moins comparables à celles obtenues avec les logiciels plaxis (2D) et (3D) ;

- parmi les paramètres influant le coefficient de sécurité, on retiendra surtout les paramètres de cisaillement du sol (cohésion et angle de frottement), ainsi que le niveau de la nappe éventuellement présente.

On ce qui concerne les techniques de confortement des talus ; on a choisi la technique de blocage au pied, qui est reporté comme une solution efficace et rentable. Cette technique a donnée des bon résultats pour le premier talus, ce type de confortement pour le deuxième talus n'était pas efficace ce qui nous a obligé de recours à d'autres technique de confortement tel que le reprofilage combiné avec blocage aux pieds par un remblai renforcé avec des nappes en géotextile. Selon les résultats d'étude de la stabilité, après le confortement, des deux talus réalisés à l'aide de logiciel Plaxis (2D) on constate qu'il est possible d'assurer la stabilité d'un talus.

### 9- Recommandation

Pour garder la stabilité permanant de talus Il est évident qu'il faut dans tous les cas commencer par prévoir un système de drainage :

- **Superficiel** : pour limiter l'infiltration des eaux en profondeur (tranchée, fossé) afin d'imperméabiliser au maximum ces terrains. On peut signaler que les chaabats constituent des zones favorables pour la confection des drains superficiels;
- **Profond** : pour abaisser le niveau de la nappe avant toute construction. Ce dernier doit être d'une profondeur de un (1) mètre au minimum au-dessous des fondations ;
- **Drains subhorizontaux** : Cette méthode est utilisée quand la nappe est trop profonde pour être atteinte par des drains superficiels). Dans le cas de notre étude qui concerne la région de Djimla la nappe est profonde ;
- **Reboisement du talus** : Boiser le talus avec des arbres consommant beaucoup d'eau et ayant un réseau de racines dense (Eucalyptus par exemple).

Pour garder la stabilité en amont de la route nationale RN 77 au sud de village de Djimla :

- Réaliser des tranchées drainantes à l'amont de la route et sur toutes les longueurs des glissements.

# *Conclusion générale*

Les instabilités des pentes naturelles est une préoccupation majeure dans les régions sud de Jijel (Texenna, Djimla et...), où les glissements provoquent des mouvements de masse généralement spectaculaires (déplacement sur une longue distance, escarpements, bourrelets éventuels, etc.), notamment dans les sols meubles et les roches argileuses tendres et parfois catastrophiques (destruction des biens et des ouvrages). Ces instabilités peuvent être déclenchées par des facteurs internes ou externes provoquant le déséquilibre des forces naturelles. Les surpressions interstitielles, chargement en amont, déchargement en aval, etc., parmi les facteurs affectant la stabilité des massifs en pente, associés à d'autres paramètres (nature topographie et géologique, séismes, hydrologie).

Il existe plusieurs approches développées pour l'étude de stabilité de talus, soit analytiques (méthodes d'équilibre limites), ou numériques (MEF). Ces études sont actuellement performées à l'aide des logiciels permettant de traiter des problèmes en deux ou en trois dimensions.

L'étude présentée dans ce mémoire avait pour finalité d'étudier la stabilité de deux talus naturels en (2D) et (3D). Après une succincte présentation relative à la géologie, l'hydro climatologie et l'hydrologie de la région, cette étude a permis dans une première étape de donner des généralités sur les glissements de terrains et leurs classifications, puis les différentes méthodes de calcul en équilibre limite en 2D et 3D basées sur le concept de tranches sont exposées. On termine avec un bref aperçu sur les méthodes numériques (méthode des éléments finis) et le comportement élastoplastique des géométraux. Elle a permis aussi de mettre en œuvre les deux outils numériques utilisés : le code Géo-Slope pour le calcul de la stabilité des talus par une analyse en équilibre limite avec la méthode des tranches et le logiciel de calcul en éléments finis PLAXIS pour l'analyse élastoplastique en 2D et 3D adaptant la technique phi-C- réduction.

L'étape suivante, c'est l'étude géotechnique dont laquelle on a évalué les caractéristiques mécaniques des sols, qui sont employées comme des données pour l'analyse de stabilité. Ensuite les études de stabilité de deux talus naturels situés dans la région de Djimla sont accomplies. Ces études ont permis, en premier lieu, d'apprécier les différents résultats de calcul pour le coefficient de sécurité à l'aide de code Géo-Slope obtenu par différentes méthodes (*Fellenius, Bishop, de Janbu généralisée et Morgenstern-Price*), ainsi que ceux obtenus par les méthodes numériques (*Méthode des éléments finis*), à l'aide des logiciels PLAXIS (2D) et (3D), enfin une comparaison entre les résultats de deux approches est présentée.

L'effet de la variabilité des paramètres de sol (*module d'Young, coefficient de Poisson, cohésion, angle de frottement ; influence des fluctuations du niveau de la nappe*), sur les valeurs de coefficients de sécurité, est évalué à travers une étude paramétrique. Enfin et vu que les calculs de stabilité montrent que les deux talus sont instables, on a opté pour des études de confortement. Pour cela et suite aux résultats d'analyse de stabilité obtenus à l'aide de logiciel PLAXIS (2D), on a suggéré des procédures de blocage au pied et réprofilage pour le premier talus, et pour le deuxième un blocage au pied par un remblai renforcé avec des nappes en géotextile.

Les applications pratiques, ont montré que le coefficient de sécurité 3D, est légèrement supérieur à celui obtenu en 2D confirmé pour les deux exemples. En générale les valeurs de coefficient de sécurité obtenues par les méthodes classiques sont comparables à celles données par la méthode des éléments finis. Les techniques traditionnelles, fondées sur la notion d'équilibre limite, sont les méthodes d'analyse les plus généralement utilisées dans l'étude de stabilité des talus. Cependant, les pouvoirs de calcul numériques en général disponibles à l'ingénieur géotechnique, ont récemment permis aux méthodes fondées sur les calculs d'éléments finis (FEM) de devenir une alternative puissante et efficiente.

Les méthodes de calcul actuellement utilisées en géotechnique (dites méthodes déterministes) se basent sur des lois de comportement du sol ou des valeurs fixes sont attribuées aux paramètres entrant dans les équations du modèle mathématique adopté. Les facteurs de sécurité ainsi calculés sont confrontés à des différentes sources d'incertitudes comme par exemple, les erreurs de mesure inévitables, l'imperfection des modèles mathématiques et la variabilité dans le temps et dans l'espace des principaux paramètres géotechniques.

Donc on recommande pour le traitement des problèmes géotechniques et en particulier le sujet de stabilité des talus de considérer l'approche probabiliste, qui prend en compte le caractère aléatoire des variables figurant dans l'analyse. L'approche probabiliste comprend l'évaluation répétitive des facteurs de sécurité sur la base des valeurs numériques prises par les variables aléatoires, le résultat final d'une analyse probabiliste représente une mesure de fiabilité pour les ouvrages.



## Références bibliographiques

- Baligh, M., and Azzouz, A. S., 1975. "End Effects on Stability of Cohesive Slopes," *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 101, No. GT11, pp. 1105-1117.*
- Brinkgreve, R.B.J., Vermeer, P.A., 2001. *Plaxis 3D Tunnel, Balkema Publishers, Tokyo.*
- Brinkgreve, R.B.J., Engin, E., Swolfs, W.M., 2013. *Plaxis 3D Tunnel Delft University of Technology & Plaxis.b.v. Pays Bas.*
- Boullin, J.P., 1977. *Géologie Alpine de la petite Kabylie dans les régions de Collo et d'El-Milia (Algérie).Thèse Doctorat. Université Pierre et Marie curie, Paris*
- Charvat, M. A., 2013. *Cartographie des zones instables aux niveaux de POS 1et 2 du village de Djimla (wilaya de Jijel). Mémoire d'ingénieur en géologie,université de Jijel.*
- Chen, Z., 1992. *Random trials used in determining global minimum factors of safety of slopes. Canadian Geotech, J., 29, 225-233.*
- Ching, C. H. and Cheng-Chen, T., 2000. *New methode for 3D and asymmetrical slope Stability Analysis. Journal of Geotechnical und Geo-enviromental Engineering.*
- De Marsily, G., 2004. *Cours d'hydrogéologie, universite paris VI.*
- Dhatt, G, Touzot .G. 1984. *Une présentation de la méthode des éléments finis » Maloine.*
- Durant Delga, M., et Fonboté., 1980. *Le cadre structural de la méditerranée occidentale, Aubouin ,Deblemas, Latreille M (Eds), géologie des chaines Alpines issues de la téthys,colloque n°5 26e Congrès géologique international, Paris, Mém. BRGM 115 (1980) 67-85.*
- Durville, J.L., Seve, G., 1996. *Stabilité des pentes : Glissements en terrain meubles. Techniques de l'ingénieur, C254.*
- Duncan, J. M, and Wright, S. G., 1980. *The Accuracy of Equilibrium Methods of Slope Stability Analysis. Engineering Geology, Amsterdam, the Netherlands, Vol. 16, No. 1/2, pp. 5-17.*
- Éric, G., Christian, M., Jacques, M., 2004. *Hydrogéologie, objets , méthodes, application.*
- Fredlund, D.G, and Krahn, J. 1977.*Comparison of slope stability analysis. Canadian Geotechnical Journal, 14: 429-439.*
- Gaagi, A., 2009. *Étude hydrologique et hydrochimique du bassin versant du barrage de babar sur oued El- Arab région Est de l'Algérie. Thèse de magister, université de Batna, laboratoire de recherche en hydraulique appliquée -LARHYA.*
- Géo-Slope 2004. *Programme d'étude de la stabilité des talus par la méthode d'équilibre à la limite GEO-SLOPE International Ltd. Calgary, Alberta, Canada.*

- Griffiths, D.V., and Marquez, R.M., 2007. *Three-dimensional slope stability analysis by elastoplastic finite elements. Geotechnique, 57(6): 537-546.*
- Guanhua, S., Hong, Z., Wei, J., 2011. *A global procedure for evaluating stability of three-dimensional slopes. Springer Science+Business Media B.V.*
- Huang, L., Yamaskik. 1993. *Slope stability analysis using local minimum factor of safety approach. Journal of ASCE, vol.119 (12), 99.1974-1987.*
- Hovland, H. J., 1977. *Three-dimensional slope stability analysis method. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 103, No. 9, pp. 971-986.*
- Hungr, O., 1987. *An extension of Bishop's Simplified Method of slope stability analysis to three dimensions. Geotechnique, London, Vol.37, No.1, pp.113-117.*
- Kherrouba, H., 2008. *Étude géologique et géotechnique des zones instables de la région de Texenna -Djimla, wilaya de Jijel (Algérie), mémoire de magister en géologie, Université de Jijel.*
- Lam, L. and Fredlund, D.G., 1993. *A general limit equilibrium model for three-dimensional slope stability analysis. Can. Geotech. J. 30, 905-919 (1993).*
- Laboratoire d'études et d'essais FONDASOIL de Constantine (2010). *Rapport d'étude Géotechnique – 2ème phase, POS N° 2 et POSN°1 de Djimla-wilaya de Jijel.*
- Nermeen, A., 2006. *Memoire de master de science Slope stability analysis using 2D and 3D methods, University of Akron.*
- Nova, R., 2002. *Fondement de la mécanique des sols, Hermes sciences.*
- Oldrich, U., Salgado, F.M. and Byrne, P. M., 1989. *Evaluation of a three-dimensional method of slope stability analysis. Can. Geotech. J. 26, 679-686.*
- Philipponnat, G. & Bertrand, H., 2003. *Fondations et ouvrages en terre. Ed. Eyrolles. Paris, 548P.*
- PLAXIS, 2002. *Finite Element Code for soil and rock analyses, Professional version Balkema/Rotterdam/Brookfield.*
- Raoult, J.F., 1974. *Géologie du centre de la chaîne Numidique (Nord du Constantinois, Algérie). Thèses. Sc. Paris, mémoire Soc. Géol. Fr. Ns. L III. Paris.*
- Raymond, D., 1976. *Evolution sédimentaire et tectonique du Nord-Ouest de la Grande Kabylie (Algérie) au cours du cycle Alpin. Thèse, Paris, 156P.*
- Rouikha, Y., 2008. *Étude géologique et géomécanique des roches carbonatées de la région Chekfa- Chahna (wilaya de Jijel), mémoire de magistère, université de Jijel.*
- Seddiki, A., 2008. *Étude de la stabilité des pentes sous un séisme. Mémoire de magistère en géotechnique, université de M'Sila.*

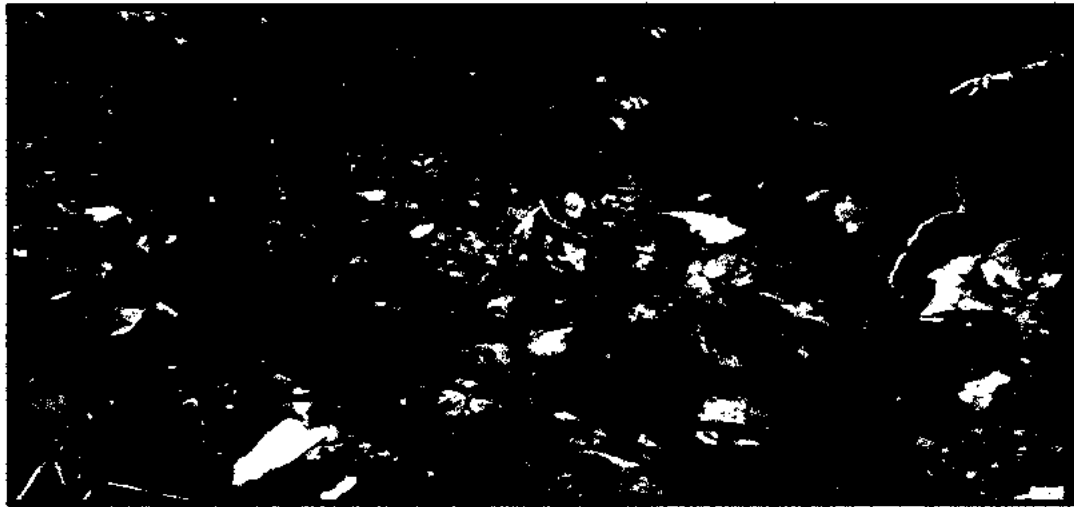
- **Spencer, E., 1967.** *A method of analysis for stability of embankments using parallel inter-slice forces*, *Géotechnique* V17, P11-26.

- **Villa, J.-M., 1980.** *La chaîne alpine d'Algérie orientale et des confins algéro-Tunisiens*. *Thèse doctorat, univ de Pierre et Marie Curie, Paris VI(France), 2vol, 665p. pp 133-140.*

**Sites Internet:**

- *Mouvements de terrains. Géoscience, pour une terre durable, brgm.* [www.brgm.fr](http://www.brgm.fr) .
- <http://www.plaxis.nl>.
- *USGS: landslides.usgs.gov.*
- <http://www.geo-slope.com> .
- *La stabilité des talus. Ressources naturelles du Canada.* [www.mcan.gc.ca](http://www.mcan.gc.ca).

➤ **Les principales formations existant dans la région de Djimla :**



**Photo. Annexe-1 : Les dépôts détritiques du quaternaire .**



**Photo. Annexe-2 : Les formations du flysch numidien.**



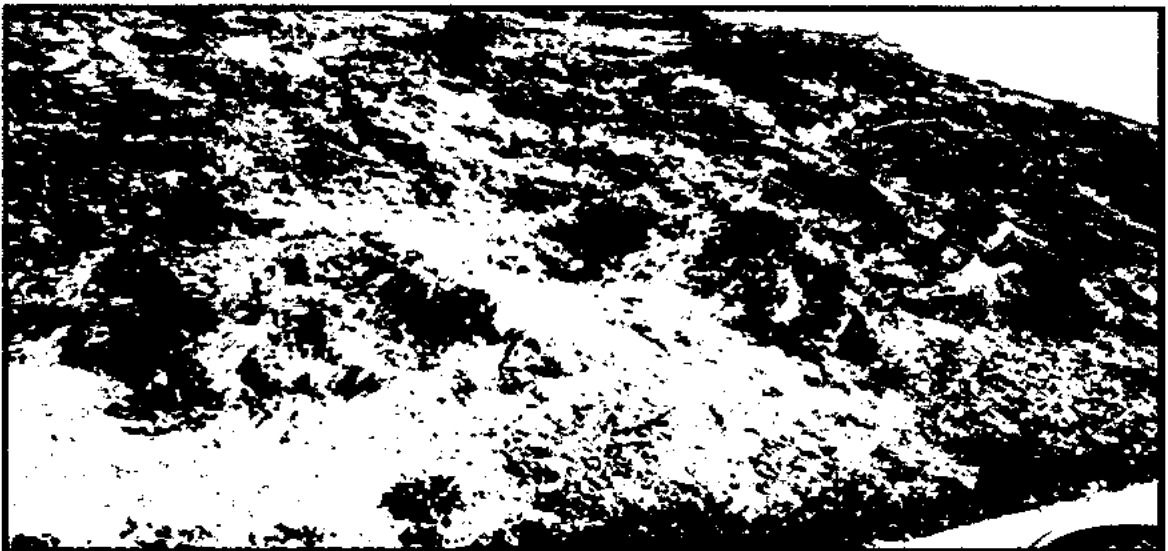
**Photo. Annexe-3 : Les formations des marnes telliennes grise d'âge Lutétien.**



**Photo. Annexe-4 : Les formations du flysch massylien.**



**Photo. Annexe-5 : Les formations du Trias, le long de l'oued de Djimla.**



**Photo Annexe-6 : Les formations cristallophylliennes du socle kabyle.**

➤ Les formations géologique existant dans le site (POS 2) à Djimla

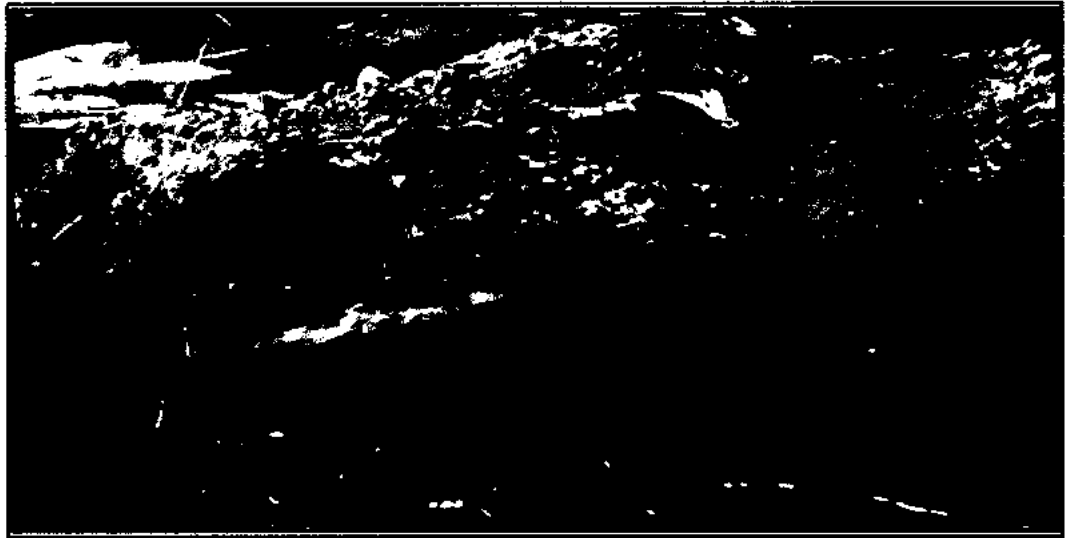


Photo. Annexe-7: Argile sableux brun,jaune à bloc de grés (formations du Quaternaire).



Photo. Annexe- 8 : Marnes grise, bleutée de passées gréseux d'aspect schisteux.

