



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République algérienne démocratique et populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
جامعة الشهيد الشيخ العربي التبسي - تبسة
Université Echahid Chikh Larbi Tebessi – Tébessa
معهد المناجم
Institut des mines
قسم المناجم والجيوتكنولوجيا
Département des mines et de la géotechnologie



MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention d'un diplôme de Master académique

Filière : Génie minier

Option : Géotechnique

Etude de la stabilité d'un talus par différents approches

Cas : « 100 logements AADL EL OUMRI,

Médéa »

Présenté et soutenu par

Rayane ARAB

Devant le jury:

	Grade	Etablissement
Président :	DJELLALI Adel Pr	Université Larbi Tebessi - Tébessa
Encadreur :	MEBROUK Faouzi MAA	Université Larbi Tebessi - Tébessa
Examinatrice :	AMRANI Dounia MAA	Université Larbi Tebessi - Tébessa

Année universitaire 2023/2024

Année universitaire : 2023/2024

Tébessa le :

Lettre de soutenabilité

Noms et prénoms des étudiants :

- 1- ARAB Rayane - -----
2-----
3-----


Niveau : -2^{ème} Année Master -- Option : -- Géotechnique -----

Thème :- Etude de la stabilité d'un talus par différents approches

Cas : « 100 logements AADL EL OUMRI,

Médéa » -----

Nom et prénom de l'encadreur : **MEBROUK Faouzi**-----

Chapitres réalisés	Signature de l'encadreur
Introduction générale	
Chapitre I : Généralités Sur Les Mouvements Des Terrains.	
Chapitre II : Étude géologique, Hydrogéologique et géotechnique de la région.	
Chapitre III : Méthodes classique du calcul de stabilité des pentes.	
Chapitre IV : Modélisation numérique	
Conclusion générale est recommandations	

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

مؤسسة التعليم العالي : جامعة الشهيد الشيخ العربي التبسي - تبسة

تصريح شرفي
خاص بالالتزام بقواعد النزاهة العلمية لانجاز بحث

أنا الممضي أدناه،

السيد (ة): أعراب ريان
الصفة : طالب

الحامل لبطاقة التعريف الوطنية رقم : 407131438 و الصادرة بتاريخ : 2024/06/09
المسجل بمعهد المناجم قسم: المناجم والجيوتكنولوجيا
و المكلف بانجاز أعمال بحث (مذكرة ماستر)، عنوانها :

Etudes de la stabilité d'un talus par different approches
cas: "100 logements AADL EL OUMRI, Médéa"

أصرح بشرفي أنني ألتزم بمراعاة المعايير العلمية والمنهجية و معايير الأخلاقيات المهنية و النزاهة الأكاديمية
المطلوبة في انجاز البحث المذكور أعلاه.

التاريخ : 2024/06/09

إمضاء الممضي (ة)
A. A. A.
الوجه السفلي

09 جوان 2024
مكتبة الإدارة الإقليمية
بمؤسسة التعليم العالي



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

جامعة العربي التبسي - تبسة

مقرر رقم: 09 مؤرخ في 09 جوان 2024

يتضمن الترخيص بمناقشة مذكرة الماستر

ان مدير جامعة العربي التبسي بتبسة.

- بموجب القرار الوزاري رقم 318 و المؤرخ في 05 ماي 2021 المتضمن تعيين السيد "قواسمية عبد الكريم" مديرا لجامعة العربي التبسي - تبسة.

- وبمقتضى المرسوم التنفيذي رقم : 12-363 مؤرخ في 8 اكتوبر 2012. يعدل ويتم المرسوم التنفيذي رقم 09 08 المؤرخ في : 04 جانفي 2009 والمتضمن إنشاء جامعة العربي التبسي بتبسة.

- وبمقتضى المرسوم التنفيذي رقم 08-265 المؤرخ في 17 شعبان عام 1429 الموافق 19 غشت سنة 2008 الذي يحدّد نظام الدراسات للحصول على شهادة الليسانس وشهادة الماستر وشهادة الدكتوراه. لاسيما المادة 9 منه.

- وبموجب القرار رقم 362 المؤرخ في 09 جوان 2014 الذي يحدّد كفايات اعداد ومناقشة مذكرة الماستر. لاسيما المادة 7 منه.

- وبموجب القرار رقم 1380 المؤرخ في 09 أوت 2016 والمتضمن تأهيل مؤسسات التعليم العالي لضمان التكوين لنيل

شهادة الماستر اختصاص جيوتقني بعنوان السنّة الجامعية 2024/2023،

وبموجب المقرر رقم المؤرخ في والمتضمن تعيين لجنة مناقشة مذكرة الماستر.

وبعد الاطلاع على مقرر تعيين لجنة مناقشة مذكرة الماستر المؤرخ في

يقرر ما يأتي:

المادة الأولى: يُرخصُ للطالب(ة) ريان أعراب. المولود (ة) بتاريخ 2001/03/08 بتاوزيات - خنشلة. بمناقشة مذكرة

الماستر والموسومة بـ

Etude de la stabilité d'une pente par différentes approches

Cas : Média/Oumarie

المادة 2: يكلف رئيس قسم المناجم و الجيوتكنولوجيا. بتنفيذ هذا المقرر الذي يسلم نسخة عنه إلى الطالب المعني

بالمناقشة وأعضاء لجنة المناقشة فور توقيعه، وبضمن نشره عبر فضاءات المؤسسة المادية والرقمية.

المادة 3: تُحفظ نسخة عن هذا المقرر ضمن الملفّ البيداغوجي للطالب المعني وينشر في النشرة الرسمية لجامعة

العربي التبسي.

خُزّر ب تبسة، في:

عن المدير، وبتفويض منه

مدير معهد المناجم

مدير معهد المناجم

.....



مقرر رقم 17 المؤرخ في: 09 جوان 2024

يتضمن تعيين لجنة مناقشة مذكرة الماستر

أن مدير جامعة العربي التبسي بتبسة.

بموجب القرار الوزاري رقم 318 و المؤرخ في 05 ماي 2021 المصنف بعين السيد "قواسمية عبد الكريم" مديرا لجامعة العربي التبسي بتبسة.

و يستنبى المرسوم التنفيذي رقم: 12-363 مؤرخ في 8 أكتوبر 2012. يعدل ويتم المرسوم التنفيذي رقم 09-08 المؤرخ في: 04 جاني 2009 و المتضمن إنشاء جامعة العربي التبسي بتبسة.

و بمقتضى المرسوم التنفيذي رقم 08-265 المؤرخ في 17 شعبان عام 1429 الموافق 19 غشت سنة 2008 الذي يحدد نظام الدراسات للحصول على شهادة الليسانس وشهادة الماستر وشهادة الدكتوراه. لاسيما المادة 9 منه.

و بموجب القرار رقم 362 المؤرخ في 09 جوان 2014 الذي يحدد كفاءات إعداد ومناقشة مذكرة الماستر. لاسيما المادتان 10 و 11 منه.

و بموجب القرار رقم 1080 المؤرخ في 13 أكتوبر 2015 والمتضمن تأهيل ماستر الفروع ذات تسجيل وطني بجامعة تبسة.

و بموجب القرار رقم 375 المؤرخ في 15 جوان 2020 المعدل للمحق القرار 1080 المؤرخ في 13 أكتوبر 2015 والمتضمن تأهيل ماستر الفروع ذات

تسجيل وطني بجامعة تبسة. اختصاص جيو تقني

و بعد الاطلاع على محضر المجلس العلمي لمعهد المناجم المؤرخ في

يقرر ما يأتي:

المادة الأولى: تُعين بموجب هذا المقرر لجنة مناقشة مذكرة الماستر المحضرة من طرف الطالبة:

ريان أعراب، المولود (ة) بتاريخ 2001/03/08 بتاويرانت - خنشلة.

والموسومة ب

Etude de la stabilité d'une pente par différentes approches
Cas : Média/Oumarie

والمسجل (ة) بمعهد المناجم

المادة 2: تتشكل اللجنة المشار إليها في المادة الأولى من الأعضاء الآتي ذكرهم:

رقم	الاسم واللقب	الرتبة	مؤسسة الانتماء	الصفة
1	جلالي عادل	أستاذ	جامعة العربي التبسي - تبسة	رئيسا
2	مبروك فوزي	أستاذ مساعد - أ	جامعة العربي التبسي - تبسة	مشرفا
3	عمراني دنيا	أستاذ مساعد أ	جامعة العربي التبسي - تبسة	مناقشا

المادة 3: يكلف رئيس قسم المناجم والجيوتكنولوجيا بتنفيذ هذا المقرر الذي يُسلم نسخة عنه إلى كل من الطالب المعني والمشرف على

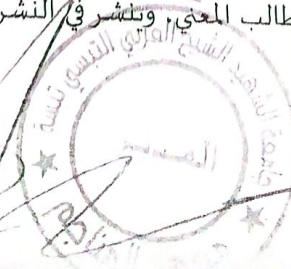
المذكورة وأعضاء لجنة المناقشة فور توقيعه.

المادة 4: تحفظ نسخة عن هذا المقرر في الملف البيداغوجي للطالب المعني، وتُنشر في النشرة الرسمية لجامعة العربي التبسي.

حُرر ب تبسة، في:

عن المدير، ويتفويض منه

مدير معهد المناجم
عولمي روبيير



UNIVERSITÉ LARBI TEBESSI - TEBESSA

INSTITUT des Mines

تبسة في:/...../2020



جامعة العربي التبسي-تبسة

معهد المناجم

رقم:/ج.ع.ت.م/م.م/2020

رفع التحفظات

اسم و لقب الأستاذ المناقش:
عنوان المذكرة:
الطالبة:
1-
2-
التخصص:
القسم:
المناهج:
المواد:
التخصص:
القسم:
المناهج:
المواد:

موافق على وضع المذكرة في المكتبة بعد إجراء التصحيح المطلوب

موافق على وضع المذكرة في المكتبة و هي معفية من التصحيح

إمضاء الأستاذ المناقش

عمر أمي وينا

Amir

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remercîment

Tout d'abord, je remercie **DIEU** de m'avoir donné la force et le courage d'accomplir ce travail et la volonté d'achever mes études.

➤ Je désire remercier particulièrement, mon encadreur :

Monsieur **Mebrouk Faouzi**, docteur à l'institut des mines de l'université Larbi Tebessi –Tébessa. Pour m'avoir proposé ce sujet, de m'avoir dirigé depuis le début jusqu'à la fin de ce travail et pour m'avoir fait bénéficier de ces compétences scientifiques, sa disponibilité et surtout pour ses judicieux conseils.

➤ J'adresse aussi mes sincères reconnaissances à l'ensemble des membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont donné pour soutenir ce travail.

➤ Je remercie beaucoup les cadres et tous les employés qui m'ont bien reçu au sein du Laboratoire nationale de l'habitat et de construction (LNHC unité Oued Smar Alger).

➤ En fin, Je n'oublierai pas tous ces personnes
Qui ont contribué de près ou de loin à l'aboutissement
De ce travail, merci à tous....

Dédicace

Je tiens à exprimer mes plus profondes reconnaissances :

À Mon Dieu

Pour m'avoir donné la force d'éditer ce mémoire.

*Je dédie ce modeste travail à ceux qui sont toujours
Présents dans mon Cœur :*

*À mes très chères parents : **Madjid** et **Hadda***

Pour leurs amours, leurs sacrifices et leurs encouragements.

*À celui que j'aime mon frère : **Mohamed Amin***

*À ma belle et adorable sœur : **Wissal**.*

Je vous souhaite une vie pleine de bonheur et de succès.

Et À toute ma famille.

*À ma belle copine, ma moitié : **Souaad**.*

*À mon collègue, mon fidèle ami : **Salah eddin boughanem**,*

*À mes très chères amies que je vous rencontrés pendant mon parcours
universitaires : et **Hanane** , **Rania** , **Bouthaina** , **wissam**, **nawal**, **samia**,
salwa, **amani** .*

À tous ceux qui sont dans mon cœur...

***Rayane**.*

Résumé :

La stabilité des ouvrages en terre (déblais, remblais, digues) et des pentes naturelles est un problème qui préoccupe les géotechniciens tant praticiens que chercheurs. Les désordres engendrés par la rupture des pentes sont généralement spectaculaires, souvent destructifs et parfois meurtriers.

La présente étude a pour objectif de mieux appréhender le comportement des pentes recevant le projet de construction des 100 logements AADL à l'Ouest de la ville d'Ouamri, wilaya de Médéa, une analyse de stabilité est présentée par différentes approches (méthodes de calcul en équilibre limite, méthodes de calcul à la rupture) en utilisant des calculs a long terme pour trois profils sans bâtiment et des modélisations numériques pour différentes situations en présence des bâtiments.

Les résultats numériques ont été comparés à ceux qui sont obtenus par l'approche équilibre limite et que la stabilité les pentes est satisfaisante pour deux profile et décroît pour le troisième profile et devienne discutable , critique et dangereuse en présence du bâtiment. Finalement, nous pouvons dire que les pentes étudiées nécessitent des travaux de stabilisations (terrassement ; reprofilage,..... etc.) pour assurée la sécurité le bon fonctionnement des terrains et des bâtiments.

Mots clés :

Coefficient de sécurité, Stabilité, Eléments finis, Equilibre limite, Pentes

ملخص:

إن استقرار المنشآت الترابية (القواطع والسدود) والمنحدرات الطبيعية مشكلة تشغل بال المهندسين الجيوتقنيين، سواء الممارسين أو الباحثين. تكون الاضطرابات الناجمة عن فشل المنحدرات مذهلة بشكل عام، وغالباً ما تكون مدمرة ومميتة في بعض الأحيان.

والهدف من هذه الدراسة هو الحصول على فهم أفضل لسلوك المنحدرات المستخدمة في مشروع عدل لبناء 100 سكن غرب بلدية العوامري بولاية المدية. تم تقديم تحليل الاستقرار باستخدام مناهج مختلفة (طرق حساب التوازن الحدّي، وطرق حساب الفشل)، باستخدام حسابات طويلة المدى، لثلاثة مقاطع جانبية بدون مبانٍ ونمذجة عددية لحالات مختلفة حيث توجد مبانٍ .

تمت مقارنة النتائج العددية مع تلك التي تم الحصول عليها باستخدام التوازن الحدي، وأظهرت أن ثبات المنحدر مُرضٍ بالنسبة للمقطعين الجانبيين، وينخفض بالنسبة للمقطع الجانبي الثالث ويصبح مشكوكاً فيه وحرّجاً في حالة وجود مبنى. أخيراً، يمكننا القول أن المنحدرات التي تمت دراستها تتطلب أعمال تهيئة (أعمال الحفر، إعادة التشكيل الخ) لضمان سلامة الأرض والمباني وحسن سير العمل فيها.

الكلمات المفتاحية:

معامل السلامة، الاستقرار، العناصر المحدودة، التوازن الحدّي، المنحدرات

Summary:

The stability of earth structures (cuttings, embankments, dams) and natural slopes is a problem that preoccupies geotechnical engineers, both practitioners and researchers. The disorders caused by slope failure are generally spectacular, often destructive and sometimes fatal.

The aim of this study is to gain a better understanding of the behavior of the slopes receiving the 100 AADL housing projects to the west of the village of Ouamri, in the wilaya of Médéa. A stability analysis is presented using different approaches (limit equilibrium calculation methods, failure calculation methods) using long-term calculations for three profiles without buildings and numerical modeling for different situations where buildings are present.

The numerical results were compared with those obtained using the limit equilibrium approach and showed that the slope stability is satisfactory for two profiles, decreases for the third profile and becomes questionable and critical in the presence of a building. Finally, we can say that the slopes studied require stabilization work (earthworks, reprofiling, etc.) to ensure the safety and proper functioning of the land and buildings.

Key words:

Coefficient of safety, Stability, Finite elements, Limit equilibrium, Slopes

Table des Matières

Résumé :	I
ملخص:	I
Summary:.....	II
Liste des Figures	VII
Liste des Tableaux.....	XII
Introduction Générale	Error! Bookmark not defined.
CHAPITRE I : Généralités Sur Les Mouvements Des Terrains....	Error! Bookmark not defined.
I.1. Introduction :.....	5
I .2. Définition d'une pente	5
I .2.1. Pentes naturelles	5
I .2.2. Pentes artificielles	6
I.3. Mouvements de terrain	6
I .3.1. Définition du mouvement de terrain	6
I.3.2 Classification des mouvements de terrain :	7
I.3.2.1. Les mouvements lents et continus.....	7
I.3.2.2 Les mouvements rapides et discontinus	15
I.4. Principaux facteurs qui influent sur la stabilité des terrains :	20
I.5. Évolution et répartition des glissements de terrain :	21
I.6. Probabilité d'un glissement de Terrain :	22
I.6.1. Force de cohésion :.....	22
I.6.2. Force de frottement :	22
I.6.3. Force gravitaire :	22
I.7. Quelques cas pathologiques observés :	24
I.7.1. En Algérie :.....	24
I.7.2. En Europe :	29
I.7.3. En Asie :	30
I.7.4. Dans le monde.....	32
I. 8. Les méthodes de confortements.....	33
I. 8.1. Stabilisation par terrassement	33
I. 8.2. Dispositifs de drainage	34

I.8.3. Protection superficielle	34
I. 8.4. Stabilisation par renforcement	35
I.9. Conclusion :	35
CHAPITRE II :Étude géologique, hydrogéologique et géotechnique de la région .Error! Bookmark not defined.	
II.1. Introduction :	38
II.2. Situation et morphologie du terrain	38
II.3. La géologie	39
II.3.1. Géologie régionale :	39
II.3.1.1. Géologie du bassin néogène de Médéa :	39
II.3.1.2. Stratigraphie :	41
II.3.2. La Géologie locale :	43
II.4. La géomorphologie :	44
II.5. L'hydrogéologie et l'hydrologie :	46
II.5.1. Hydrogéologie :	46
II.5.2. Hydrologie :	48
II.6. Sismicité :	50
II.6.1. Sismique historique de la wilaya de Médéa	50
II.6.2. Classification sismique de la wilaya de Médéa :	50
II.7. Résultats obtenus et interprétation	51
II.7.1. Essais in situ	51
II. 7.1. 1 Les sondages carottés :	51
II.7.1. 2 Essais pressiométriques :	53
II.7.1. 3 Mesure piézométrique :	55
II.7.1. 4 Essais de pénétration au carottier	56
II.7.1.5 Essais géophysiques	57
II.7.1.5 .1 Positions géographiques des profils :	57
II.7.1.5 .2 Principe de l'essai :	57
II.7.1.5.3. Réalisation d'essai de reconnaissance :	58
II.7.1.5 .3.1 Equipements de mise en œuvre :	58
II.7.1.5 .3.2 Acquisition des données sismiques :	59
II.7.1.5 .3.3 Présentations des profils sismiques :	59
II. 7.1.5 .3.4 Classification du site :	64
II.7.2. Essais au laboratoire :	64
II.7.2 .1. Essais physiques :	64

II.7.2.2 Essais mécaniques.....	67
II.7.2.2.1 Essais de cisaillement rectiligne à la boîte	67
II.7.2.3 Analyses chimiques sol	69
II.8. Classifications des terrains et des sols	71
II.8.1 Classification L.P.C	71
II.8.1.1. Les Sols grenus	71
II.8.1.2. Les sols fins	72
II.8.2. Classification de terrain.....	73
II.8.2.1. Catégories et critères de classification	73
II.9. État actuelle des terrains.....	75
II.10. Conclusion :.....	77
CHAPITRE III : Méthodes classiques de calcul de stabilité des pentes	Error!
Bookmark not defined.	
III.1. Introduction :	80
III.2. Déterminations du Coefficient de sécurité :.....	80
III.3. Les méthodes d'analyses de stabilité des pentes :	81
III.4. Facteur de sécurité locale :	82
III.5 - Méthodes d'analyses globales :.....	83
III.5.1 - Méthode de Taylor ou méthode de cercle de frottement :.....	83
III.5.2 - Méthode de l'équilibre des forces:	85
III.5.2.1 - La méthode de coin :.....	85
III.5.2.2. Méthode de l'équilibre des forces et des moments :.....	87
III.5.2.2.1. Méthodes faisant des hypothèses sur la ligne de poussée :	87
III.5.3. Méthodes des tranches :	89
III.5.3.1. La méthode de FELLINUS :	90
III.5.3.2 - Méthode de Bishop (1955) :	92
III.5.3.3 - La méthode de bishop simplifiée :	94
III.6. Évaluation et limitations des méthodes :	96
III.7. Types de rupture (nature de glissement) :	96
III.7.1. Détermination du type de glissement et le cercle critique :(pour C' et Φ')	99
III.7.2. Guide pour la localisation du cercle critique :.....	99
III.7.3. Application pour le cas étudié :	100
III.7.3.1. Détermination de la forme géométrique du type :	100
III.7.3.1.1 Profil 01 : $\varphi=16^\circ$; $\beta 17^\circ$	101
III.7.3.1.2 Profile 02 : $\varphi=16^\circ$; $\beta 30^\circ$	104

III.7.3.1.3 Profilé 03 : $\varphi=16^\circ$; $\beta 30^\circ$	107
III.8 Interprétation :	111
III.9 - Conclusion :	111
CHAPITRE IV : Modélisation numérique	Error! Bookmark not defined.
IV. 1 Introduction	113
IV.2 Introduction au programme PLAXIS	113
IV.3 Les modèles incorporé dans le plaxis	115
IV.3.2 Le modèle de Mohr -Coulomb (MCM)	115
IV.3.3 Modèle de durcissement par écrouissage isotropique ‘Hardening -Soil model’ (HSM).....	116
IV.3.4 Modèle des sols doux ou ‘Soft –Soil -Creep model’ (SSCM).....	117
IV. 4. Généralités sur Géostudio :	117
IV. 4. 1. Le fonctionnement du logiciel :	118
IV.5 Le modèle numérique du calcul de stabilité par PLAXIS 2D V8.2.....	120
IV.5 .1 - Définition des données	120
IV.5 .2 La géométrie de modèle du :	120
IV.5 .3 - Les conditions aux limites:	121
IV.5 .4 - Caractéristiques des matériaux.....	121
IV.5 .5 - Génération du Maillage	121
IV.5 .6 - Conditions initiales.....	122
IV.5.7 - Procédure des calculs	123
IV.5.8 - Les résultats de la modélisation	124
IV.5.8 .1 - Profil 01 :	124
IV.5.8 .2 Profils 02 :	127
IV.5.8 .3 Profils 3 :	129
IV.6 Interprétation :	131
IV.7.1. Les résultats des calculs par GEOSTUDIO :	133
IV.7.1.1 Profil 1 :	133
IV.7.1.2 Profile02 :	135
IV.7.1.3 Profile03 :	137
IV.7.2. Interprétation :	139
IV. 8. Prise en compte de la structure :	139
IV. 9. Interprétation des résultats	148
IV.10. Conclusion	148
Conclusion générale et recommandation.....	150

Liste des Figures

Chapitre I

Figure I .1 : Pentés naturelles.	5
Figure I .2 : Pente artificielle	6
Figure I .3 : Classification des mouvements de terrain (schéma réalisé d’après la Classification de Martin [2006]	7
Figure I .4 : Affaissement.....	8
Figure I .5 : Schéma explicatif des phénomènes: Tassement à MEXICO	9
Figure I .6 : Schéma explicatif du phénomène : Glissement de terrain	9
Figure I .7 : Glissement plan.	10
Figure I .8 : Glissement rotationnel.	11
Figure I .9 : Glissement circulaire : A - à flanc de talus, B -au pied du talus et C- en profondeur.	11
Figure I .10 : Glissement quelconque.	12
Figure I .11 : Phénomène de retrait de gonflement.2 : Schéma explicatif des phénomènes : Retrait –Gonflement	13
Figure I .12 : Le phénomène de fluage.....	14
Figure I .13 : Phénomène de la Solifluxion.....	14
Figure I .14 : Schéma explicatif des phénomènes effondrements des cavités souterraines.	15
Figure I .15 : Schéma explicatif des phénomènes : les éboulements, chutes de blocs et de pierres	16
Figure I .16 : Phénomène de fauchage.	16
Figure I .17 : Renversement.	17
Figure I .18 : Type d’écroulement.	18
Figure I .19 : Schéma d’une coulée	19
Figure I .20 : Schéma explicatif des phénomènes : L’érosion littorale.....	20
Figure I .21 : Fissures longitudinales dans la route affectée par le glissement	25
Figure I .22 : Cinématique du glissement.....	26
Figure I .23 : Construction de l’ouvrage par couches	26

Figure I .24 : Affaissement de plus de 50 cm du glissement en bas du talus (Les Abattoirs Ténès)	27
Figure I .25 : Glissement de Mila (7 Août 2020).....	28
Figure I .26 : Effondrement de Casbah (5juin 2020).....	28
Figure I .27 : les modifications géomorphologiques de la surface du glissement de la Clapier	29
Figure I .28 : L'éboulement des Ruines de Séchilienne	30
Figure I .29 : Une coulée de boue a frappé le nord de l'Indonésie	31
Figure I .30 : Le village de Guinsuagon enseveli sous la boue	31
Figure I .31 : Effondrement de terrain à Naples (8 janvier 2021).	32
Figure I .32 : Éboulement au Nord-Est d'Italie (5 janvier 2021).	32
Figure I .33 : Glissement terrains en Colombie (10 novembre 2020).....	33

Chapitre II

Figure II .1 : Photo aérienne du site par Google Earth.	38
Figure II .1 : Carte (86) géologique de Médéa, Échelle : 1/50 000.	43
Figure II .3 : Stabilité des versants dans la ville de Médéa et ses alentours	45
Figure II .4 : Géologie et hydrogéologie du plateau de Médéa.....	47
Figure II .5 : Oued Chélif (Commune Ksar El Boukhari).....	48
Figure II .6 : Oued Isser (Commune Tablat).....	49
Figure II .7 : Carte de zonage sismique de l'Algérie du Nord établie après le séisme du 21 mai 2003. (Source CGS).....	51
Figure II .8 : Prélèvements carottier	53
Figure II .9 : le pressiomètre G-AM (type Menard)	53
Figure II .10 :Appareillage pressiométrique	54
Figure II .11 :schéma d'installation du tube piézométrique.....	56
Figure II .12 :Essais de pénétromètre au carottier.....	57
Figure II .13 :position des profils sismique sur site.....	58
Figure II .14 :Modèle de terrain obtenu par le profil sismique1	59
Figure II .15 :Modèle de vitesses des ondes S du profil sismique 1	60
Figure II .16 :Modèle de terrain obtenu par le profil sismique 2	60
Figure II .17 :Modèle de vitesses des ondes S du profil sismique 2.....	61
Figure II .18 :Modèle de terrain obtenu par le profil sismique 3	61
Figure II .19 :Modèle de vitesses des ondes S du profil sismique 3.....	62

Figure II .20 :Essai d'analyses granulométriques.....	65
Figure II .21 :Exemple de Courbe granulométrique	66
Figure II .22 :Limites d'Atterberg.....	66
Figure II .23 :Appareillage de l'essai de cisaillement	68
Figure II .24 :schéma de boîte de cisaillement	69
Figure II .25 :Carbonates CaCO ₃	70
Figure II .26 :Classification des sols grenus (selon L.C.P.C).	72
Figure II .27 :Classification des sols fins ; Diagramme de plasticité (selon L.C.P.C). ..	73
Figure II .28 :Des fissures de traction en tête.....	75
Figure II .29 :Taille et forme des blocs	75
Figure II .30 :État des terrains après terrassements	76
Figure II .31 :Allègement en tête.....	76

Chapitre III

Figure III .1 : surface de rupture.....	81
Figure III .2 : Abaque du coefficient de stabilité de Taylor.....	84
Figure III .3 : Illustration des forces appliquée dans la méthode des coins.	85
Figure III .4 : Illustrations des forces appliquées	86
Figure III .5 : Méthode de Jumbu- la représentation des forces sur une tranche..	87
Figure III .6 : la représentation des forces sur une tranche	88
Figure III .7 : Découpage d'un talus en tranches et les forces agissantes sur une tranche la représentation des forces sur une tranche	89
Figure III .8 : la méthode de FELLINUS.....	90
Figure III .9 : Représentation des efforts appliquée	91
Figure III .10 : Représentation des forces inter-tranchent sur une tranche	93
Figure III .11 : La représentation des forces sur une tranche dans la méthode de Bishop	95
Figure III .12 : Cercle du pied	97
Figure III .13 : Cercle du flanc de talus	97
Figure III .14 : cercle ami- pente	98
Figure III .15 : l'abaque pour la détermination du cercle de rupture passant par le pied de talus	98
Figure III .16 : l'abaque pour $C = \gamma h = f(\varphi)$	99
Figure III .17 : Cercle du pied pour le talus doux	100

Figure III .18 : l'abaque représentatif du cercle de rupture passant par le pied	101
Figure III .19 : localisation du cercle de glissement du pied pour la pente douce	102
Figure III .20 : l'abaque représentatif du cercle de rupture passant par le pied	105
Figure III .21 : localisation du cercle de glissement du pied pour le talus doux.....	105
Figure III .22 : l'abaque représentatif du cercle de rupture passant par le pied	108
Figure III .23 : localisation du cercle de glissement du pied pour le talus doux.....	108

Chapitre IV :

Figure IV .1 :Organigramme du code plaxis	115
Figure IV .2 :Courbe intrinsèque du modèle de Mohr- Coulomb	116
Figure IV .3 :Les menus disponibles sur logiciel SLOPE/W.....	120
Figure IV .4 :La géométrie de modèle.	121
Figure IV .5 :le maillage du modèle sans structure.	122
Figure IV .6 :les conditions hydrauliques et la distribution des contraintes effectives.	122
Figure IV .7 :la distribution des contraintes totales.	123
Figure IV .8 :les procédures de calculs	124
Figure IV .9 :Les déformations de cisaillement.....	125
Figure IV .10 :la valeur de FS	125
Figure IV .11 :Les mailles déformées	126
Figure IV .12 :Les déformations de cisaillement.....	126
Figure IV .13 :la valeur de FS	127
Figure IV .14 :Les déformations de cisaillement.....	127
Figure IV .15 :la valeur de FS	128
Figure IV .16 :Les déformations de cisaillement.....	128
Figure IV .17 :la valeur de FS	129
Figure IV .18 :Les déformations de cisaillement.....	129
Figure IV .19 :la valeur de FS	130
Figure IV .20 :Les déformations de cisaillement.....	130
Figure IV .21 :la valeur de FS	131
Figure IV .22 :Le modèle géométrique adopté.....	132
Figure IV .23 :a position des cercles de glissements.	132
Figure IV .24 :les positions des cercles de glissements les plus critiques.	133
Figure IV .25 :les positions des cercles de glissements les plus critiques.	134

Figure IV .26 :les positions des cercles de glissements les plus critiques.	135
Figure IV .27 :les positions des cercles de glissements les plus critiques.	136
Figure IV .28 :les positions des cercles de glissements les plus critiques.	137
Figure IV .29 :les positions des cercles de glissements les plus critiques.	138
Figure IV .30 :La géométrie de modèle avec les structures.	140
Figure IV .31 :La déformation de maillage et des structures.	140
Figure IV .32 :Les déplacements horizontaux des structures.....	141
Figure IV .33 :La déformation de maillage et des structures	142
Figure IV .34 :Les déplacements horizontaux des structures.....	143
Figure IV .35 :Les déplacements horizontaux des structures.....	144
Figure IV .36 :Les déplacements horizontaux des structures.....	145
Figure IV .37 :Les déplacements horizontaux des structures.....	146
Figure IV .38 :Les déplacements horizontaux des structures.....	147

Liste des Tableaux

Chapitre I

Tableau I .1 : Classification du glissement selon la profondeur de la surface de rupture.	12
Tableau I .2 : Classification de l'activité en fonction de la vitesse moyenne	13
Tableau I .3 : Exemples d'écroulements à travers le monde	18
Tableau I .4 : Exemples sur les vitesses moyennes des coulées	19

Chapitre II

Tableau II .1 : principaux séismes de la région de Médéa	50
Tableau II .2 : Les coupes de ces sondages ont mis en évidence la succession des couches suivantes :	52
Tableau II .3 : Les valeurs du module pressiométrique « E » et de la pression limite « P1 » ainsi que celle du rapport « E/ P1 » et « α ».	54
Tableau II .4 : Trois (03) essais pressiométriques ont été effectués aux étiages du secteur en torture	55
Tableau II .5 : Le niveau d'eau relevé	56
Tableau II .6 : Positions des profils sismiques au niveau du site	57
Tableau II .7 : L'interprétation des données a permis de différencier généralement l'existence de trois terrains présentant	62
Tableau II .8 : L'interprétation des données a permis de différencier généralement l'existence de trois terrains présentant	63
Tableau II .9 : L'interprétation des données a permis de différencier généralement l'existence de trois terrains présentant	63
Tableau II .10 : Les résultats obtenus pour l'ensemble des échantillons	65
Tableau II .11 : Les résultats obtenus pour l'ensemble des échantillons	67
Tableau II .12 : Les résultats des essais d'identification physique	67
Tableau II .13 : Les échantillons de sol, qui ont fait l'objet d'essai de cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande.....	69
Tableau II .14 : Résultats des analyses chimiques du sol exprimé en % poids	70
Tableau II .15 : Classification des sites	74

Chapitre III

Tableau III .1 : Valeur de FS en fonction de l'état de l'ouvrage.	83
Tableau III .2 : Nombre de stabilité de TAYLOR..	85

Tableau III .3 : les résultats de calcul par la méthode de Fellenius	102
Tableau III .4 : les résultats de calcul par la méthode de Fellenius	103
Tableau III .5 : les résultats de calcul par la méthode de Bishop.....	104
Tableau III .6 : les résultats de calcul par la méthode de Bishop.....	104
Tableau III .7 : les résultats de calcul par la méthode de Fellenius	106
Tableau III .8 : les résultats de calcul par la méthode de Fellenius	106
Tableau III .9 : les résultats de calcul par la méthode de Bishop.....	107
Tableau III .10 : les résultats de calcul par la méthode de Bishop.....	107
Tableau III .11 : les résultats de calcul par la méthode de Fellenius.....	109
Tableau III .12 : les résultats de calcul par la méthode de Fellenius.....	109
Tableau III .13 : les résultats de calcul par la méthode de Bishop.....	110
Tableau III .14 : les résultats de calcul par la méthode de Bishop.....	110

Chapitre IV

Tableau IV .1 : Les propriétés des sondages de sols	121
Tableau IV .2 : Les coefficients de sécurité	133
Tableau IV .3 : Les coefficients de sécurité	134
Tableau IV .4 : Les coefficients de sécurité	135
Tableau IV .5 : Les coefficients de sécurité	136
Tableau IV .6 : Les coefficients de sécurité	137
Tableau IV .7 : Les coefficients de sécurité	138
Tableau IV .8 : Les coefficients de sécurité	141
Tableau IV .9 : Les coefficients de sécurité	143
Tableau IV .10 : Les coefficients de sécurité	144
Tableau IV .11 : Les coefficients de sécurité	145
Tableau IV .12 : Les coefficients de sécurité	146
Tableau IV .13 : Les coefficients de sécurité	147

*Introduction
générale.*



Introduction générale

Introduction générale

La stabilité des pentes naturelles est un problème qui préoccupe les géotechniciens tant praticiens que chercheurs. Les désordres engendrés par la rupture des pentes sont généralement spectaculaires, souvent destructifs et parfois meurtriers. De nombreuses méthodes de calcul de stabilité ont été proposées. Celles-ci se différencient par les hypothèses admises par leurs auteurs et par la facilité de leur mise en œuvre, mais elles s'accordent toutes à définir un coefficient de sécurité global de la pente.

L'étude d'une pente comporte, outre la reconnaissance du site et le choix des caractéristiques mécaniques des sols, un calcul de stabilité pour déterminer d'une part la courbe de rupture le long de laquelle le risque de glissement est le plus élevé, d'autre part la valeur correspondante du coefficient de sécurité. Comme on le sait, les mouvements de terrain sont très variés, par leur nature et par leur dimension. Leur répartition spatiale est guidée par la topographie et par la géologie. Les problèmes de stabilité des pentes rencontrent fréquemment dans les constructions des routes et bâtiments, des canaux, des digues, des barrages et pentes naturelles.

Ce travail est basé sur l'étude de la stabilité des pentes des terrains réservés à recevoir le projet de construction des 100 logements AADL à l'Ouest d'Ouamri, wilaya de Médéa, d'où on utilisant les différentes méthodes d'évaluation de la stabilité à savoir analytiques et numériques ; à l'aide des méthodes classiques par équilibre limite (Fellenius et Bishop) et la comparaison des résultats par le code de calcul en élément fini et (PLAXIS 2D V8.2 ; Geostudios) et de proposées les méthodes et les moyens les plus adéquats de confortements ou de stabilisation.

Pour atteindre les objectifs visés, ce travail est divisé en quatre chapitres avec une introduction générale et une conclusion avec des recommandations.

Le premier chapitre présente des généralités sur les mouvements de terrain ; leurs types et les facteurs qui influent sur l'instabilité d'un versant, avec quelques exemples à travers le monde et en Algérie et les méthodes de calcul de stabilité avec les différentes méthodes de renforcement.

Le deuxième chapitre est consacré à l'étude géologique régionale et locale, présentation hydrogéologique, hydrologique, la sismicité de la région et une

Introduction générale

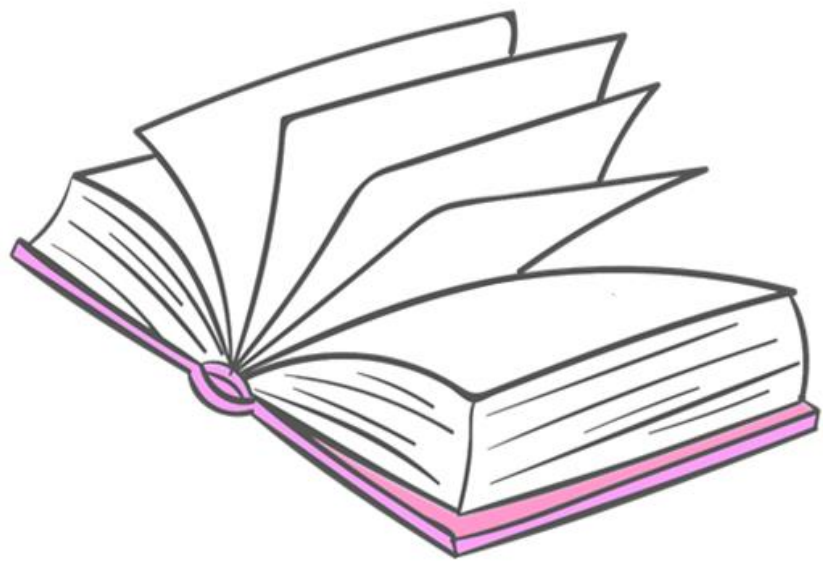
reconnaissance géotechnique et géophysique détaillée du site in-situ et au laboratoire et l'analyse et l'interprétation des résultats obtenus,

Dans le troisième chapitre, nous présentons les méthodes classiques d'étude de la stabilité des pentes avec quelques notions sur le coefficient de sécurité FS, munie d'une application numérique en utilisant les méthodes analytiques (méthode des tranches) selon plusieurs configurations à l'aide des deux fameuses méthodes classiques de Bishop et Fellenius.

Dans le quatrième chapitre on a introduira une approche nous permettant de donner un modèle d'étude de la stabilité en utilisant la méthode des éléments finis par le code PALXIS V.8.2 et l'application des méthodes analytiques on utilise les programmes GEOSLOPE, afin de comparer les résultats de calcul manuel et au logiciel et de vérifier les résultats trouvés.

Finalement, une conclusion générale est présentée avec des recommandations.

*Chapitre I:
Généralités Sur
Les
Mouvements
Des Terrains.*



I.1. Introduction :

L'homme ne cesse de chercher de nouveaux lieux et terrains en vue de l'établissement de nouvelles agglomérations, avec l'ensemble des équipements nécessaires à l'intérêt public (urbanisation, infrastructures routières, les réseaux de transport d'énergie, exploitation du sol...). Ceci exige une planification bien adaptée à la nature et aux particularités des espaces conquis. Ainsi, à cause de la morphologie du terrain, il apparaît souvent des talus ce qui conduit à augmenter le risque de s'exposer d'avantage aux aléas naturels tels que les mouvements de terrain. [1]

I.2. Définition d'une pente

Une pente est l'inclinaison d'un terrain. Elle se mesure en degrés ou en pourcentage et ne doit pas être confondue avec le dénivelé, évalué en mètres ou le pendage qui s'applique aux couches du sou-sol. La pente peut être une contrainte naturelle pour l'installation humaine: elle peut être le théâtre d'éboulements, d'avalanches ou de glissement de terrain [2].

I.2.1. Pentes naturelles

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 terrain en trois grandes familles :

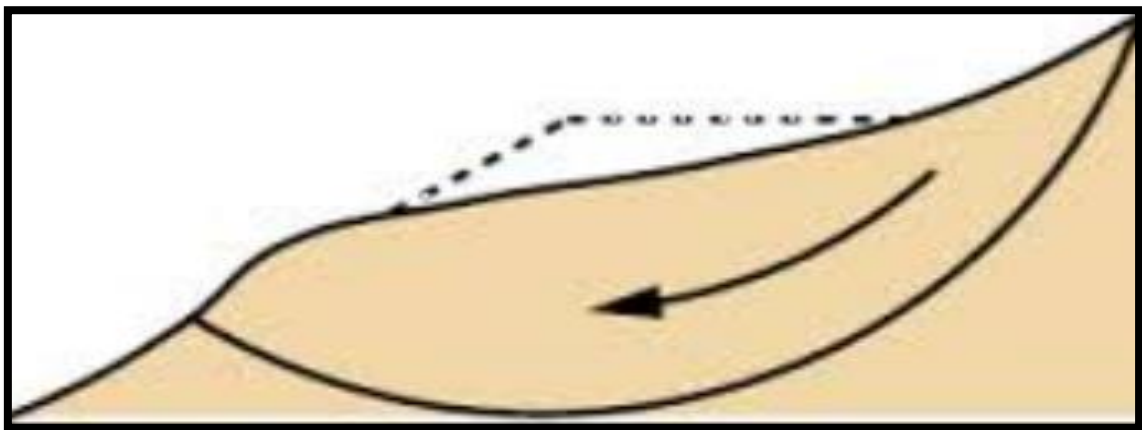


Figure I.1 : Pentes naturelles. [2]

Les glissements qui se caractérisent par l'apparition de surfaces de cisaillement relativement bien définies à l'intérieur du milieu. La forme des surfaces de rupture

CHAPITRE I : Généralités Sur Les Mouvements Des Terrains

observées permet de classer ces glissements en trois catégories : plane, circulaire et quelconque.

- Les écoulements et les coulées boueuses qui se caractérisent par une déformation et un écoulement de type viscoplastique ou fluide.
- Les éboulements (par perte de la cohésion, fluage).
- La majorité du glissement observé se rattache assez correctement à l'une des familles précédentes, la première étant la plus répandue. [2]

I .2.2. Pentas artificielles

Les pentes artificielles sont essentiellement affectées par des glissements et parfois par des phénomènes du fluage. On peut les classer en fonction des types d'ouvrages :

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

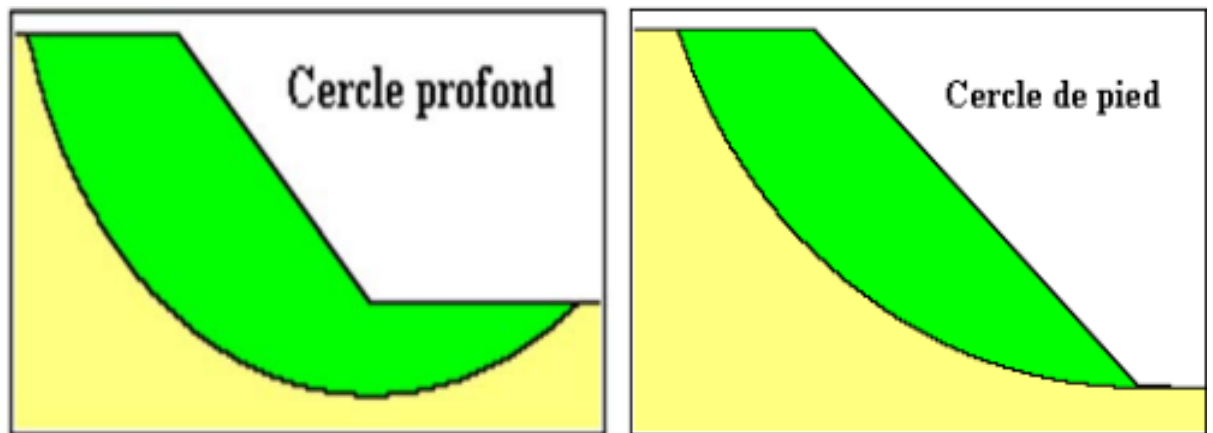


Figure I.2 : Pente artificielle [2]

I.3. Mouvements de terrain

I .3.1. Définition du mouvement de terrain

Les mouvements de terrain sont des déplacements (avec ou sans rupture) vers l'aval de masses rocheuses compactes ou désagrégées et/ou de terrain meuble (sols y compris) et d'eau, sous l'effet de la gravité. Ils peuvent se produire sous forme de

CHAPITRE I : Généralités Sur Les Mouvements Des Terrains

processus brutaux (chute de pierres et de blocs, les éboulements et écroulement, glissement soudain, coulée boueuse, effondrement) ou lents et progressifs (fluage, glissement lent permanent). La figure suivante montre bien le phénomène. [2] [3] [4] [6]

I.3.2 Classification des mouvements de terrain :

Selon l'assemblée internationale de géologie du concepteur (Nemcoka, Pasek, Rybar, 1972), on distingue les types suivants

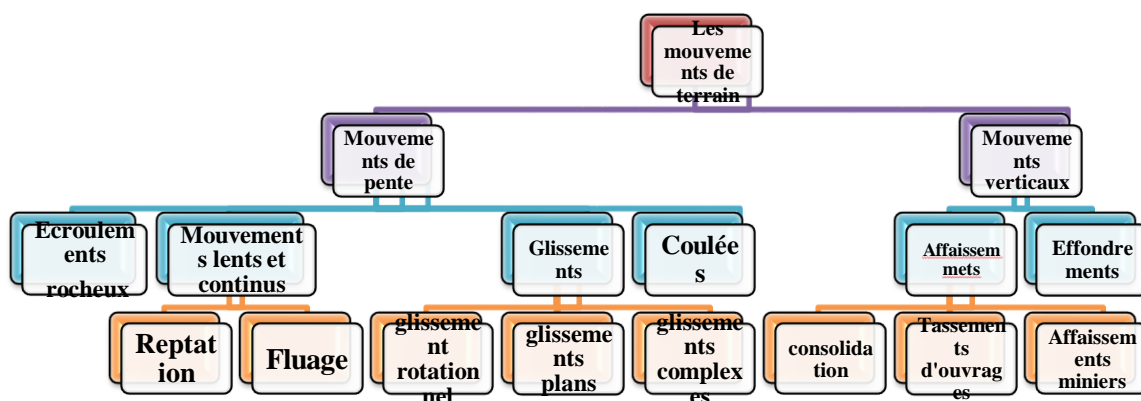


Figure I.3 : Classification des mouvements de terrain (schéma réalisé d'après la Classification de Martin [2006])

Le mouvement de terrain a pour caractéristique d'être difficilement prévisible et constitue un danger pour la vie humaine en raison de son intensité, de la soudaineté et du caractère dynamique de son déclenchement. Selon la vitesse de déplacement, deux ensembles peuvent être distingués : **les mouvements lents et les mouvements rapides.**

Seuls les mouvements rapides sont directement dangereux pour l'homme. Leurs conséquences sont d'autant plus graves que les masses déplacées sont importantes. Les conséquences des mouvements lents sont essentiellement socioéconomiques ou d'intérêt public. [6]

I.3.2.1. Les mouvements lents et continus

Par l'homme. Ils regroupent : l'affaissement, le tassement, le glissement, la solifluxion, le fluage, le retrait-gonflement et le fauchage. Ils touchent principalement les

CHAPITRE I : Généralités Sur Les Mouvements Des Terrains

biens, à travers la fissuration des constructions. Ces désordres peuvent se révéler si graves pour la sécurité des occupants et par conséquent la démolition des bâtiments s'impose. [2].

❖ L'affaissement

L'affaissement c'est une dépression topographique en forme de cuvette à grand rayon de courbure dû au fléchissement lent et progressif du terrain de couverture avec ou sans fractures ouvertes. Dans certains cas, il peut être le signe annonciateur d'effondrement des bâtiments,

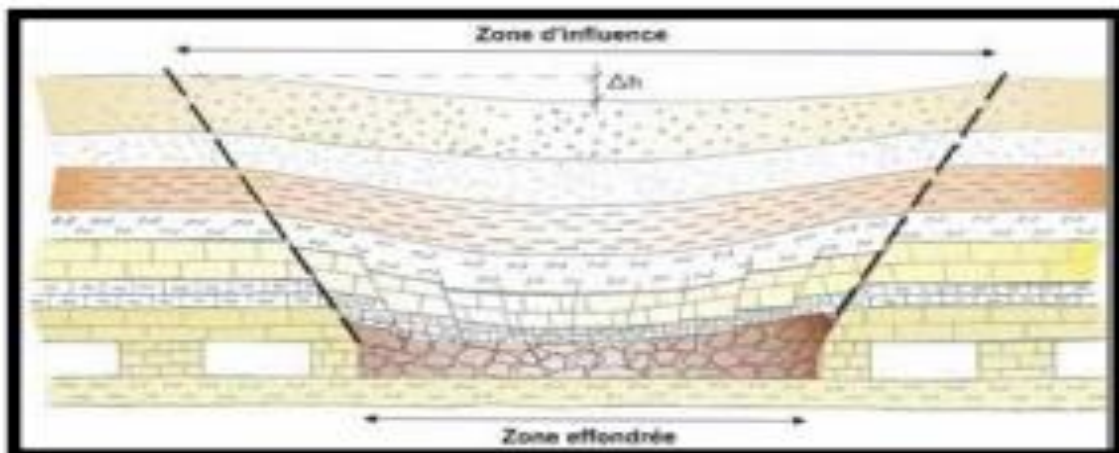


Figure I.4 : Affaissement

Cet affaissement crée un tassement différentiel sur les fondations qui se traduit par des fissures plus ou moins importantes et ouvertes, parfois traversantes, allant de la dégradation du ravalement à la ruine des murs porteurs, en passant par le blocage des portes et fenêtres. [2]

❖ Le tassement

Le tassement c'est une diminution de volume de certains sols (vases, tourbes, argiles...etc.), sous l'effet des charges appliquées et de l'assèchement. Ce phénomène peut être de grande extension et affecte des agglomérations entières (Mexico, construite sur des alluvions, s'est tassée de sept mètres depuis le début du siècle par exploitation excessive de la nappe). [2]

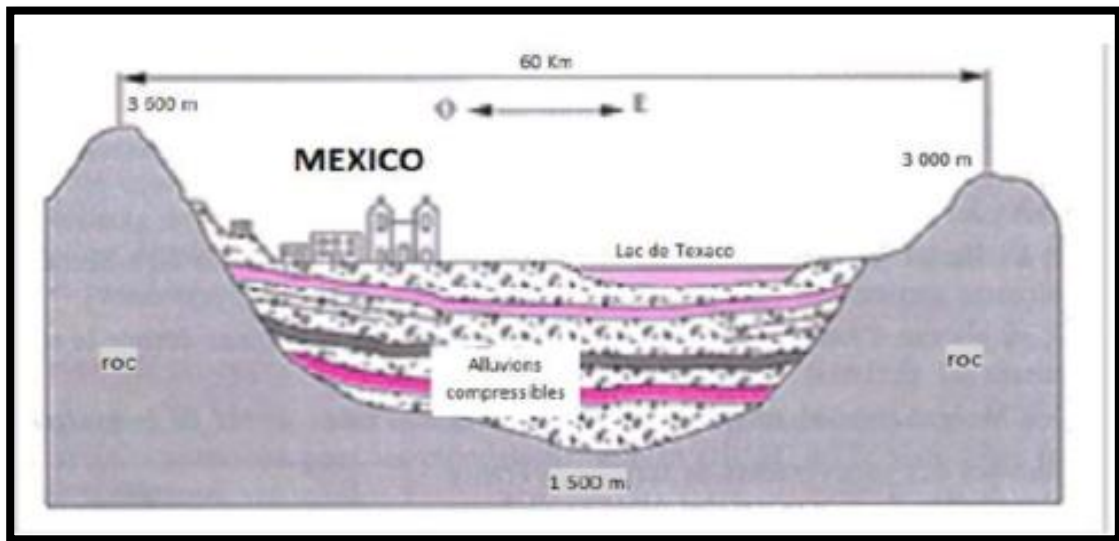


Figure I.5 : Schéma explicatif des phénomènes: Tassement à MEXICO [2]

❖ Le glissement de terrain

Il s'agit du déplacement lent d'une masse de terrain cohérente le long d'une surface de rupture. Cette surface a une profondeur qui varie de l'ordre du mètre à quelques dizaines de mètres dans des cas exceptionnels. Les volumes de terrain mis en jeu sont considérables, les vitesses d'avancement du terrain peuvent varier jusqu'à atteindre quelques décimètres par an. Se produisent généralement en situation de forte saturation des sols en eau. [2]

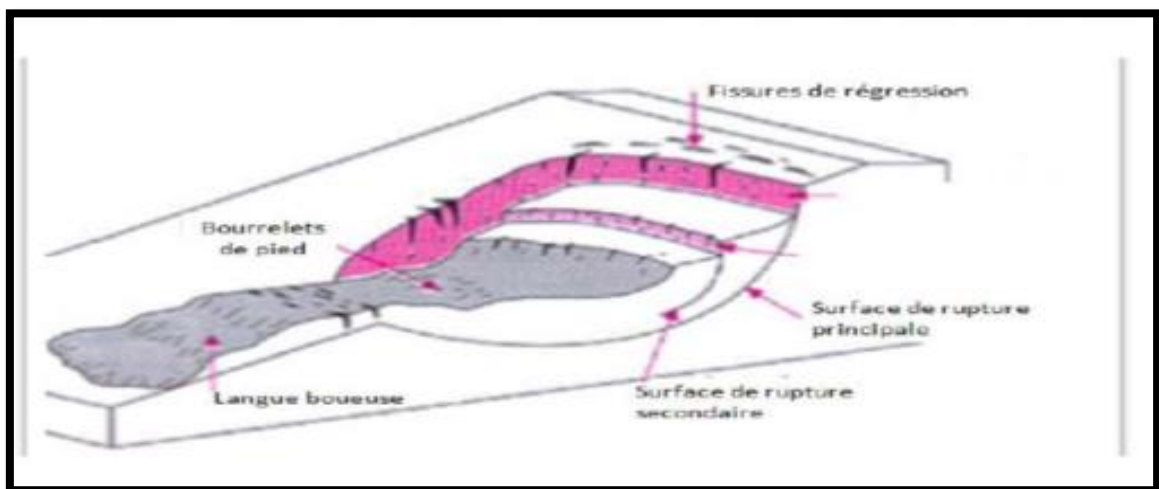


Figure I.6 : Schéma explicatif du phénomène : Glissement de terrain [2]

➤ Les types de glissement de terrain:

- Glissement plan ou (translatifs)
- Glissement rotationnel (Circulaire)
- Glissement quelconque (complexes) [5-6]

• Glissement plan :

Il se produit suivant un plan, le plus souvent au niveau d'une zone de discontinuité entre deux matériaux de nature différente par exemple limite entre une altérité et son substrat (figure 14). La ligne de rupture suit une couche mince de mauvaises caractéristiques sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau. Une telle couche est appelée « couche savon » [5-7]

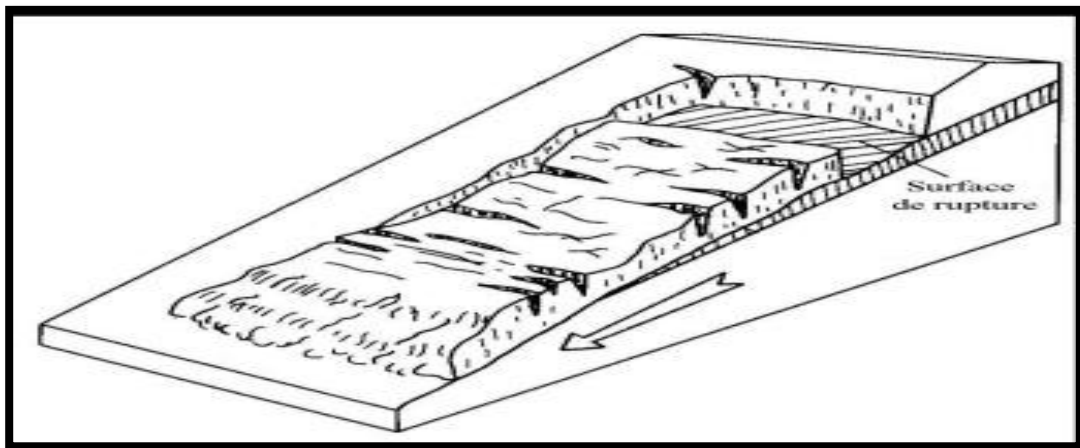


Figure I.7 : Glissement plan. [7]

• Glissement rotationnel :

Ce type de glissement est très fréquent. Le terrain glisse le long d'une surface concave ayant la forme d'une cuillère (Figure 8). La partie supérieure affaissée se scinde en blocs surmontés d'escarpement de faille. La partie inférieure évolue en une coulée plus ou moins développée. [7]

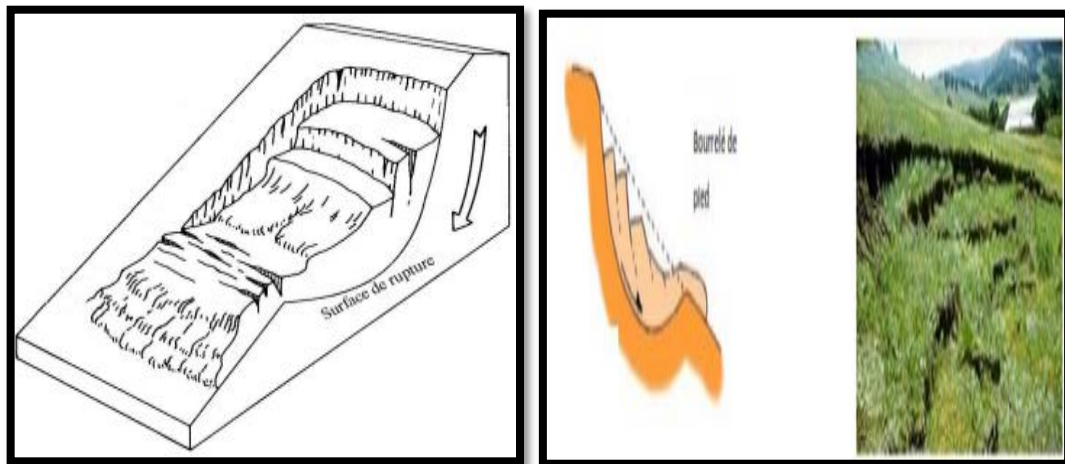


Figure I.8 : Glissement rotationnel. [2-7]

Les ruptures selon des plans de cisaillement circulaires sont causées par un mouvement de rotation de la masse instable du sol. Elles peuvent se produire en trois endroits dans le dépôt, à flanc de talus, au pied du talus et au-delà du pied du talus (voir Figure I.9). Dans chacun des cas, le centre du cercle de rupture peut occuper un nombre infini de positions. [2]

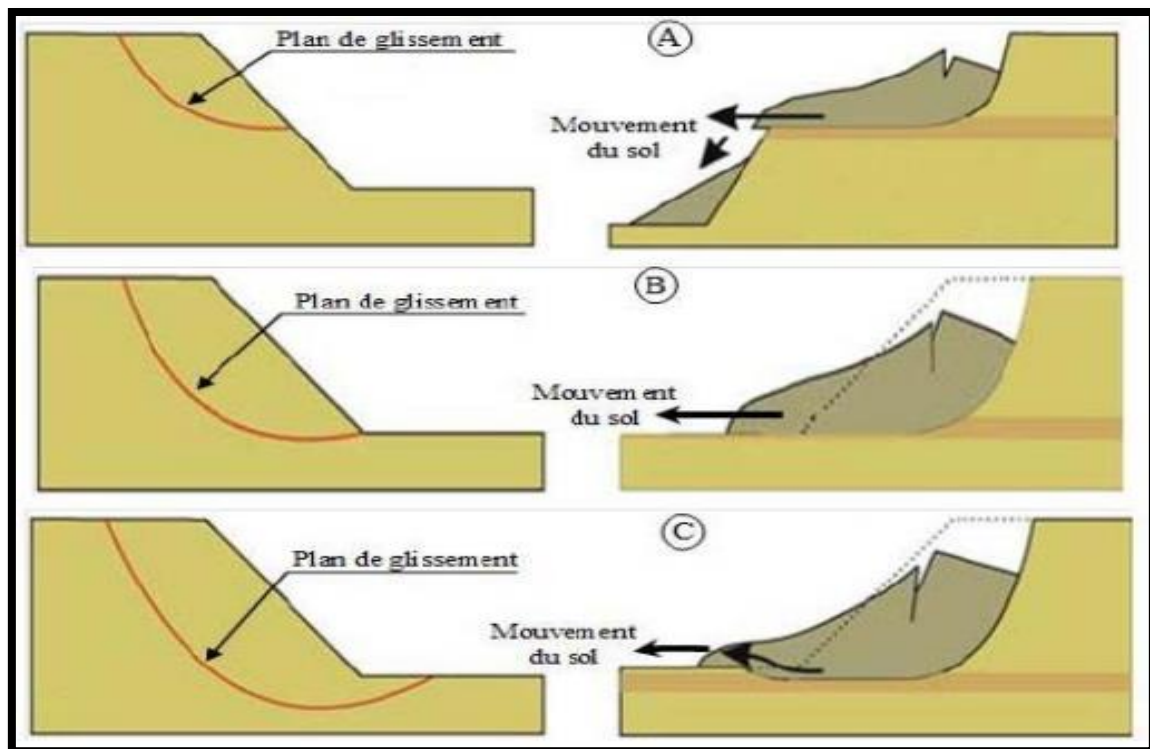


Figure I.9 : Glissement circulaire : A - à flanc de talus, B - au pied du talus et C - en profondeur. [2]

CHAPITRE I : Généralités Sur Les Mouvements Des Terrains

- **Glissement quelconque :**

Il s'agit de glissements multiples « emboîtés » les uns dans les autres. L'apparition du premier glissement, en bas de la pente, conduit à une perte de butée pour les terres situées au-dessus, et ainsi provoque des glissements successifs remontant vers l'amont.[8]

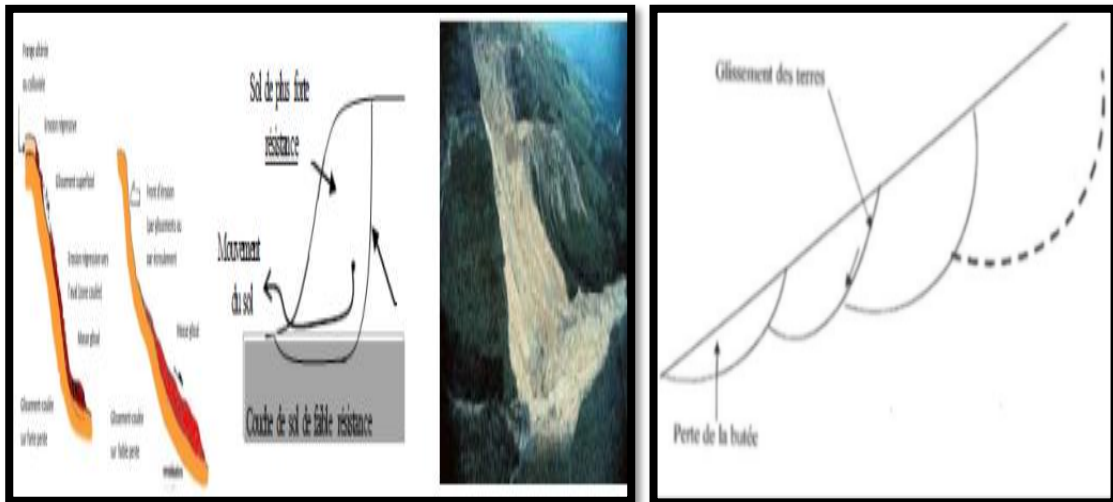


Figure I.10 : Glissement quelconque. [2-8]

- ✚ **Classification du glissement de terrain :**

Selon la profondeur estimée de la surface de glissement, et la vitesse, les glissements de terrain qui dépendent des propriétés des sols sont regroupés en :

- **Classification selon la profondeur de la surface de rupture :**

Tableau I.1 : Classification du glissement selon la profondeur de la surface de rupture. [9]

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

CHAPITRE I : Généralités Sur Les Mouvements Des Terrains

➤ Classification de l'activité du glissement selon la vitesse moyenne :

Tableau I.2 : Classification de l'activité en fonction de la vitesse moyenne [9]

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

❖ Le retrait-gonflement

Ils sont liés aux changements d'humidité des sols très argileux, qui sont capables de fixer l'eau disponible, mais aussi de la perdre en se rétractant en cas de sécheresse; ce phénomène accentué par la présence d'arbres à proximité peut provoquer des dégâts importants sur les constructions. Plusieurs dizaines de milliers de constructions ont ainsi été endommagées au cours de la sécheresse qui a affecté la France de 1989 à 1992. [2]

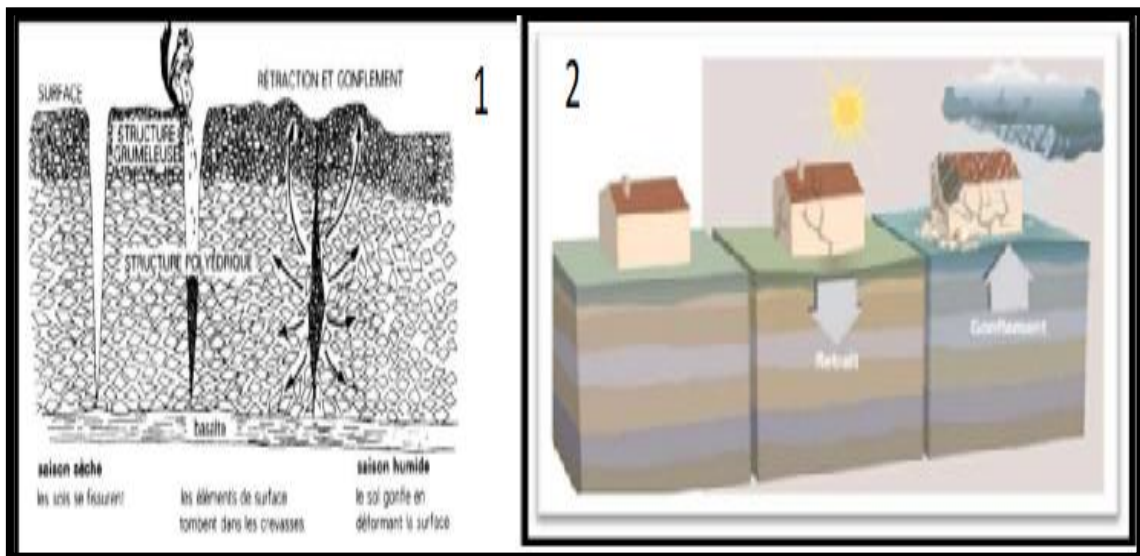


Figure I.11 : Phénomène de retrait de gonflement. [5].2 : Schéma explicatif des phénomènes : Retrait –Gonflement [2]

❖ Fluage :

Le fluage est caractérisé par des mouvements lents et continus, mais à des vitesses faibles. Dans le cas du fluage, il est difficile de mettre en évidence une surface de rupture. Le mouvement se produit généralement sans modification des efforts appliqués

CHAPITRE I : Généralités Sur Les Mouvements Des Terrains

(contrairement aux glissements) : en fait, le matériau est sollicité à un état proche de la rupture. Ce type de mouvement peut : soit se stabiliser, soit évoluer vers une rupture. [2]

La figure ci-après (**figure I.12**) montre le mécanisme du phénomène de fluage.

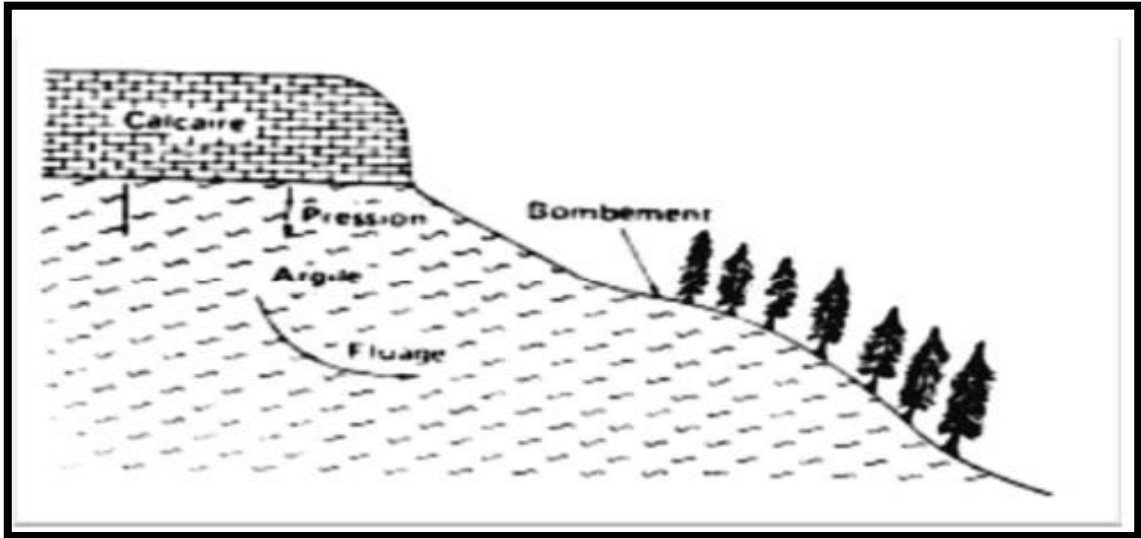


Figure I.12 : Le phénomène de fluage. [2]

❖ Solifluxion

La solifluxion est un phénomène d'écoulement des sols en surface sur des pentes très faibles. Elle correspond à un mouvement de masse superficiel qui est déclenché lorsque la charge en eau dépasse le seuil de plasticité du matériau. Le sol peut alors fluier dans la pente sur un plan de décollement saturé d'eau. [2]

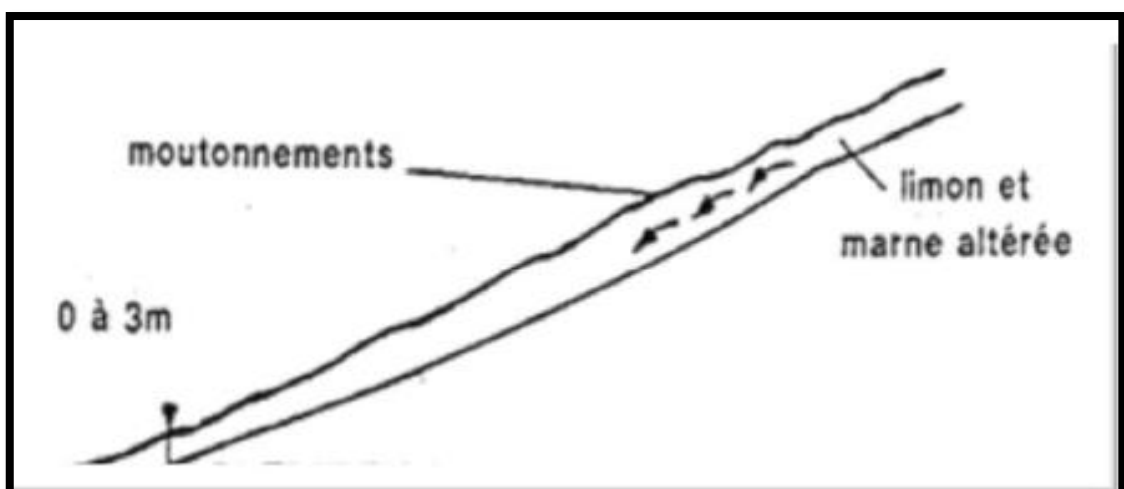


Figure I.13 : Phénomène de la Solifluxion. [2]

I.3.2.2 Les mouvements rapides et discontinus

Ils se propagent de manière brutale et soudaine. Ils regroupent l'effondrement, les chutes de pierres et de blocs, l'éboulement et les coulées boueuses. Les mouvements rapides touchent majoritairement les personnes, avec des conséquences souvent dramatiques. Ces mouvements ont des incidences sur les infrastructures (bâtiments, voies de communication...etc.), allant de la dégradation à la ruine totale. [2]

❖ Les effondrements de cavités souterraines

Ils résultent de la rupture des appuis ou du toit d'une cavité souterraine, rupture qui se propage jusqu'en surface de manière plus au moins brutale, et qui détermine l'ouverture d'une excavation grossièrement cylindrique. [2]

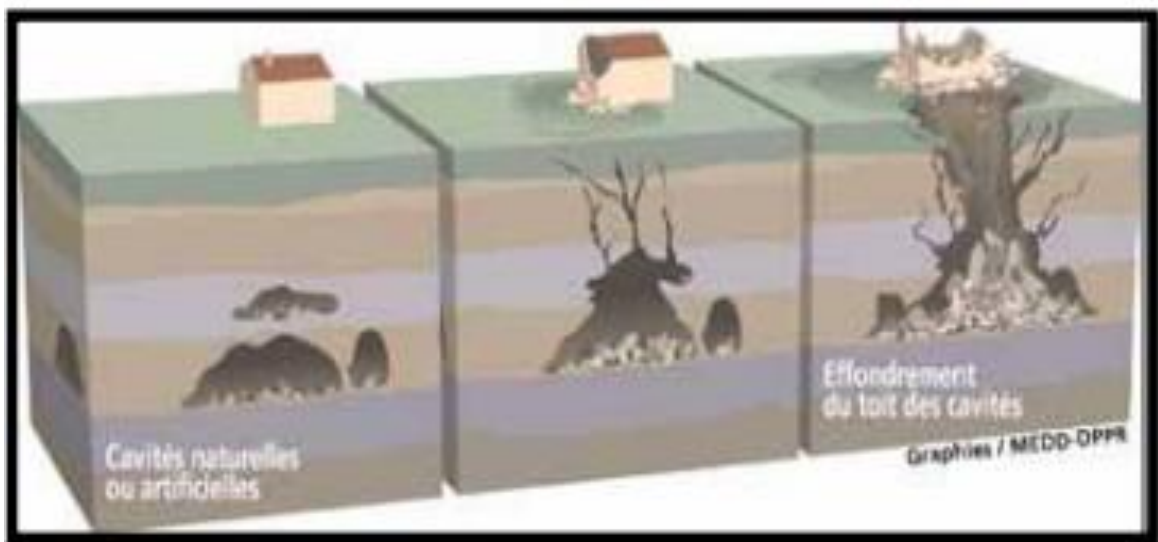


Figure I.14 : Schéma explicatif des phénomènes d'effondrements des cavités souterraines. [2]

❖ L'éboulement, chutes de blocs et de pierres

L'évolution des falaises et des versants rocheux engendre des chutes de pierres (**volume < 1 dm³**), des chutes de blocs (**volume > 1 dm³**), ou des écroulements en masse (volume pouvant atteindre plusieurs millions de m³). [2]



Figure I.15 : Schéma explicatif des phénomènes : les éboulements, chutes de blocs et de pierres [2]

❖ Le fauchage :

Il s'agit d'un processus de basculement d'une unité sur un pivot situé en dessous ou sur une unité inférieure, sous l'action de la gravité et de forces exercées par des blocs adjacents ou des pressions de fluides. C'est une déformation superficielle traduite en mouvement lent qui affecte des roches stratifiées redressées à la verticale, et entraîne un basculement vers l'aval des couches sur une épaisseur très variable. Des ruptures brutales se produisent et les matériaux se désagrègent et passent à l'état de rochers disloqués puis d'ébouils. Le phénomène de fauchage résulte suite à une action conjuguée entre une disposition structurale et une composition lithologique particulière. [10]

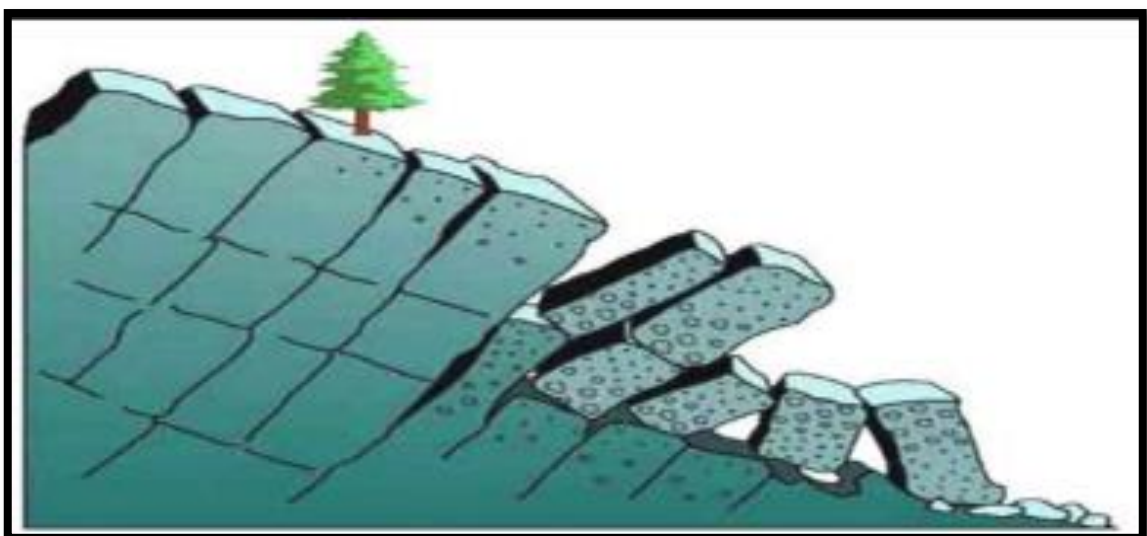


Figure I.16 : Phénomène de fauchage. [10]

❖ Le renversement :

Le renversement est la rotation vers l'avant de la pente d'une masse de sol ou de roche sur un point ou un axe au-dessous du centre de gravité de la masse déplacée. La masse rocheuse peut rester en place dans cette position pendant une longue période où elle peut tomber vers le bas de la pente en raison d'affaiblissement supplémentaire de la roche. Cela dépendra du type et de la géométrie de la masse rocheuse. [11]



Figure I.17 : Renversement. [11]

❖ Les écroulements :

Lors d'un écroulement, un grand volume du massif rocheux (un à plusieurs millions de m³) se détache soudainement, sans que le mode de rupture correspondant ne soit déterminant. Le mécanisme initial peut par exemple s'expliquer par le développement d'une surface de glissement inclinée.

Le mécanisme de mouvement de l'écroulement est déterminé par la topographie, de même que par l'interaction marquée entre les composants de la masse écroulée et par leur fragmentation intense.

Les caractéristiques particulières de ce phénomène sont des vitesses de chute élevées (de plus de 40 m/s) et de très grandes distances de transport (pouvant souvent atteindre plusieurs kilomètres). Compte tenu des grands volumes concernés, les écroulements peuvent modifier le paysage de façon durable.

CHAPITRE I : Généralités Sur Les Mouvements Des Terrains

Les énormes masses écroulées forment souvent des barrages naturels dans les vallées de montagne, obstruant les cours d'eau et créant des retenues; en cas de rupture catastrophique du barrage, elles entraînent un danger d'inondation pour les régions en aval. [12]

Voici quelques exemples.

Tableau I.3 : Exemples d'écroulements à travers le monde [3]

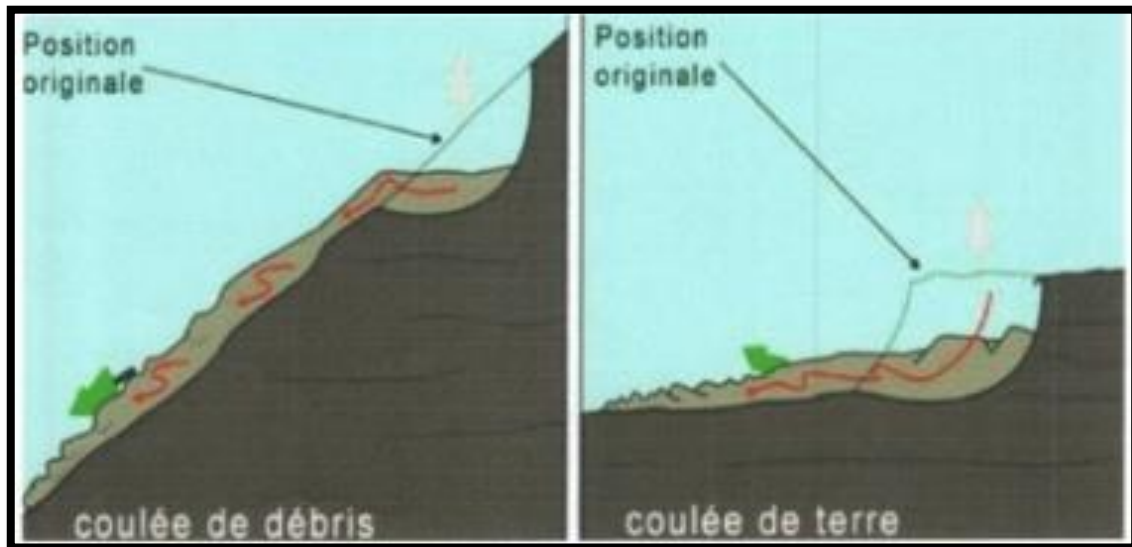
Sawtooth Ride	Montana (Usa)	600 millions de m³
Mont Granier	Savoie (France)	1500 millions de m ³
Elm	Suisse	9 millions de m ³



Figure I.18 : Type d'écroulement. [12]

❖ Les coulées de boues et laves torrentielles

Il s'agit d'un mouvement rapide d'une masse de matériaux remaniés à forte teneur en eau et de consistance plus ou moins visqueuse. Ces coulées de boues prennent fréquemment naissance dans la partie aval d'un glissement de terrain. [2]



. **Figure I.19** : Schéma d'une coulée [2]

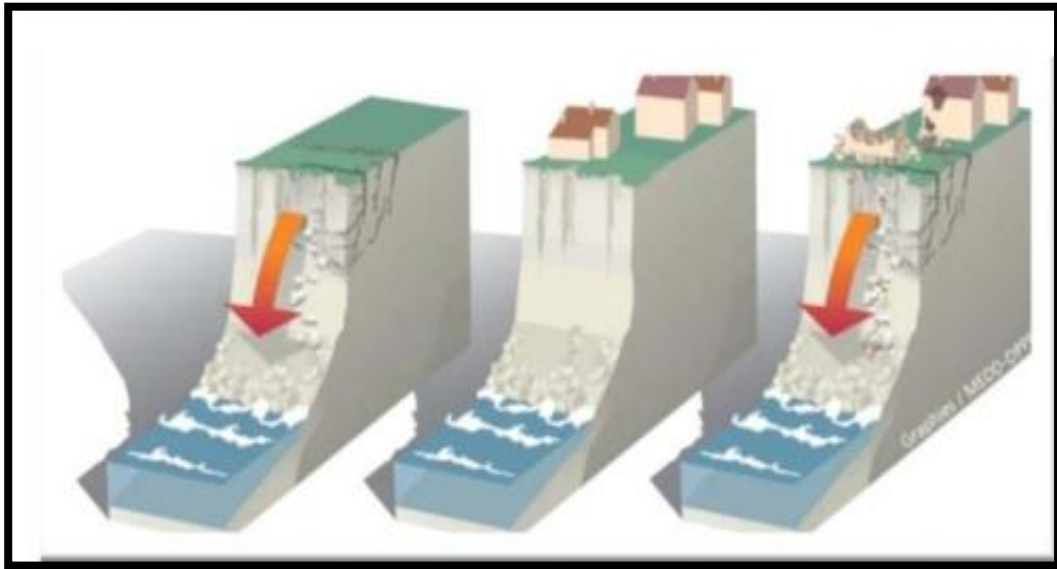
Les coulées se caractérisent par des formes allongées (L/D grand) sur des pentes même faibles ; certaines atteignent plusieurs kilomètres de long. Skempton (1969) en donne quelques exemples dans le tableau suivant :

Tableau I.4 : Exemples sur les vitesses moyennes des coulées [3]

Site	Pente	Période d'observation	Vitesse moyenne
Beltinge	7°	3ans	8 m/an
Stone barrow Down	9°	2.5 ans	18 m/an
Mont Chauzu	8.5°	20 ans	25 m/an

❖ Érosion littorale

Les zones littorales sont soumises à un recul quasi généralisé : glissements ou effondrements dans le cas de côtes à falaises, érosions dans le cas de côtes basses sableuses. [2]



. **Figure I.20** : Schéma explicatif des phénomènes : L'érosion littorale [2]

I.4. Principaux facteurs qui influent sur la stabilité des terrains :

De nombreux facteurs influent sur la stabilité des pentes, et sur le mécanisme de leur déformation. Chacun des facteurs prédétermine la stabilité des pentes en fonction de la nature des liaisons structurales des sols et des roches.

L'analyse des processus de déformation dans les pentes naturelles doit tenir compte de l'influence des facteurs naturels et techniques. On peut subdiviser les facteurs naturels en quatre groupes :

- Géologiques
 - Lithologie des formations.
 - Situation tectonique.
 - Spécificités structurales et texturales des terrains.
 - Propriétés mécaniques des terrains
- Hydrogéologiques
 - Eaux superficielles qui traversent le terrain ou se situent à proximité.
 - Eaux souterraines dans les terrains.
 - Présence d'eau dans les contacts entre les roches ou dans les discontinuités tectoniques.
- Géotechniques
 - Résistance des sols et des roches aux cisaillements.

CHAPITRE I : Généralités Sur Les Mouvements Des Terrains

- Cohésion des sols et des roches.
- Angle de frottement interne.
- Géographiques et climatiques
 - Relief du site.
 - Régime des précipitations.
 - Régime des températures.
 - Conditions spécifiques du gel-dégel.
- Géométrique

Les facteurs modifiant la géométrie du terrain, sont principalement décrit par la hauteur H du talus et son angle β d'inclinaison par rapport à un plan horizontal, notamment les travaux terrassement (déblaiement remblaiement).
- Activités humaines :

Celles-ci peuvent avoir une forte influence sur la stabilité d'une pente :

 - Construction d'infrastructures ou bâtiments : augmenté le poids qui repose sur la pente et, partant, la force de la stabilité peut également être frottement réduit si des constructions sont érigées au bas du versant avec une excavation dans le pied du glissement (suppression de butée).
 - Arrosage et irrigation : modifie la teneur en eau du sol. [3][5][14]

1.5. Évolution et répartition des glissements de terrain :

Dans la majorité des cas, les glissements ne se déplacent pas partout les mêmes propriétés (nature des matériaux, pente, localisation des déformations et des écoulements, etc.), ce qui induit deux effets :

1. d'une part, toutes les zones ne sont pas soumises aux mêmes contraintes, ou pas à la même intensité,
2. d'autre part, lorsqu'une contrainte (la pression interstitielle par exemple) s'exerce de manière uniforme sur l'ensemble du site, elle va être plus ou moins bien supportée par les différents secteurs.

La répartition spatiale des glissements de terrain est guidée par la topographie et la géologie, c'est-à-dire par l'environnement physique. Ils concernent non seulement les régions montagneuses et côtières, mais aussi les bassins à forte densité de vides souterrains. Les sols argileux sont très sensibles aux variations de teneur en eau. Leur

CHAPITRE I : Généralités Sur Les Mouvements Des Terrains

occurrence est très marquée par les variations climatiques (périodes de fortes pluies, fonte des neiges, sécheresses). L'extension des glissements de terrain est variable, allant du simple glissement de talus très localisé au mouvement de grande ampleur pouvant concerner l'ensemble d'un versant. Les profondeurs des surfaces de glissement varient ainsi de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres de profondeur. On parle de glissements superficiels dont les signes visibles en surface sont souvent spectaculaires (fissures dans les murs des habitations, bourrelets dans les champs, poteaux penchés...) et de glissement profond qui présentent moins d'indices observables et qui sont donc plus difficilement détectables. [3]

I.6. Probabilité d'un glissement de Terrain :

L'analyse d'une série de paramètres fondamentaux permet de définir, dans une large mesure, la probabilité d'occurrence d'un glissement ainsi que sa localisation. La force de cohésion et la composition du terrain sont des facteurs décisifs dans la probabilité d'occurrence d'un glissement. [3]

I.6.1. Force de cohésion :

Force qui repose sur l'attraction des particules du sol entre elle et de l'attraction entre ces particules et l'eau stockée dans le sol. Si le sol est, par exemple, composé exclusivement de matériel granulaire, la cohésion entre les différentes particules du sol est minime, voire nulle. Dans ce cas, seule la force de frottement peut s'opposer à un éventuel glissement de terrain. [3]

I.6.2. Force de frottement :

Force qui freine une couche de terrain meuble ou de roche par frottement contre la couche sous-jacente. La force de frottement est faible si, par exemple, les terrains meublent ou les roches comportent des discontinuités remplies de particules fines. Dans ce cas, la probabilité de voir une couche glisser sur l'autre vers l'aval est très élevée. [3]

I.6.3. Force gravitaire :

Force qui entraîne la matière vers le centre de la terre, dépend de la pente du terrain. Les autres facteurs jouant un rôle décisif dans la probabilité d'occurrence d'un glissement sont :

CHAPITRE I : Généralités Sur Les Mouvements Des Terrains

a. Déclivité :

Les glissements de terrain peuvent se produire sur des pentes modérées à raides, d'une déclivité de 10 à 40 degrés généralement.

b. Hydrologie :

Un terrain offrira plus ou moins de résistance au glissement en fonction de sa sensibilité à l'eau, celle-ci dépendant directement de la composition de matériaux constituant le versant. Les mouvements de masse se produisent avant tout lorsqu'un important volume d'eau pénètre dans le sol sur une période prolongée. En montagne, cela n'arrive que lorsque les températures se situent au-dessus de zéro degré puisque, dans le cas contraire, les précipitations sont stockées sous forme de neige ou de glace.

c. Érosion :

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

d. Végétation :

Les racines des arbres et des arbustes peuvent contribuer à améliorer la cohésion du sol. Une pente peut être fortement désertifiée en cas de disparition soudaine de la végétation suite à un incendie de forêt, au défrichage du terrain, à une tempête ou à la sécheresse.

e. Activités humaines :

Celles-ci peuvent avoir une forte influence sur la stabilité d'une pente.

En voici quelques exemples :

- ❖ Construction d'infrastructures ou bâtiments : augmente le poids qui repose sur la pente et, partant, la force de la stabilité peut également être frottement réduit si des constructions sont érigées au bas du versant avec une excavation dans le pied du glissement (suppression de butée).
- ❖ Arrosage et irrigation : modifie la teneur en eau du sol.

f. Défrichement :

Il entraîne le dépérissement des racines des arbres, qui ne peuvent plus jouer leur rôle stabilisateur.

g. Écoulements d'eau :

Les conditions d'écoulement dans une pente peuvent être modifiées notamment par le compactage ou l'imperméabilisation du sol. Les canalisations présentes dans le terrain peuvent aussi constituer des chemins d'écoulement préférentiel avec concentration locale des eaux.

h. Pentes artificielles :

Les conditions de stabilité être fortement altérées si la structure interne d'une pente est modifiée. Les pentes artificielles présentent souvent des caractéristiques moins favorables du point de vue de leur stabilité que les pentes naturelles (compactage, cohésion, drainage des eaux, etc.)

i : Déclenchement :

Un mécanisme déclencheur est nécessaire pour qu'une masse se mette en mouvement. Les principaux mécanismes déclencheurs sont les tremblements de terre, éruptions volcaniques, activités humaines. Elles peuvent menacer l'équilibre des forces dans la pente. [3]

I.7. Quelques cas pathologiques observés :

Nous allons représenter dans ce chapitre quelques cas pathologiques dus aux glissements des terrains cités dans la littérature, et qui représentent plusieurs cas de glissement de terrain soit en Algérie, en Europe ou en Asie. [13]

I.7.1. En Algérie :

On peut citer plusieurs cas de glissement de terrain survenus en Algérie, plus particulièrement celui de Bejaia et des Abattoirs à Ténès (Chleff).

CHAPITRE I : Généralités Sur Les Mouvements Des Terrains

➤ Le 1er cas : Bejaia

Comme le montre la photo N° I.1, le terrain concerné par le glissement de terrain présente une forte pente supérieure à 60° et qui est sujette à un glissement certain, compte tenu de la forte pluviométrie affectant la région de Bejaia.

Il a concerné une route avec un profil mixte déblai-remblai dans une zone montagneuse. La zone s'étend sur une longueur de 80 m. Les investigations géotechniques ont mis en évidence depuis la surface, des éboulis gréseux, des bancs gréseux et des alternances de marnes schisteuses et de grès.



Figure I.21 : Fissures longitudinales dans la route affectée par le glissement [13].

La figure suivante présente un schéma global du glissement survenu à Bejaia où des infiltrations d'eau du côté amont et l'absence totale de drainage ont favorisé l'évolution du glissement. Les couches supérieures ont glissé sur la couche de marne d'épaisseur limitée et la couche de grès altérés.

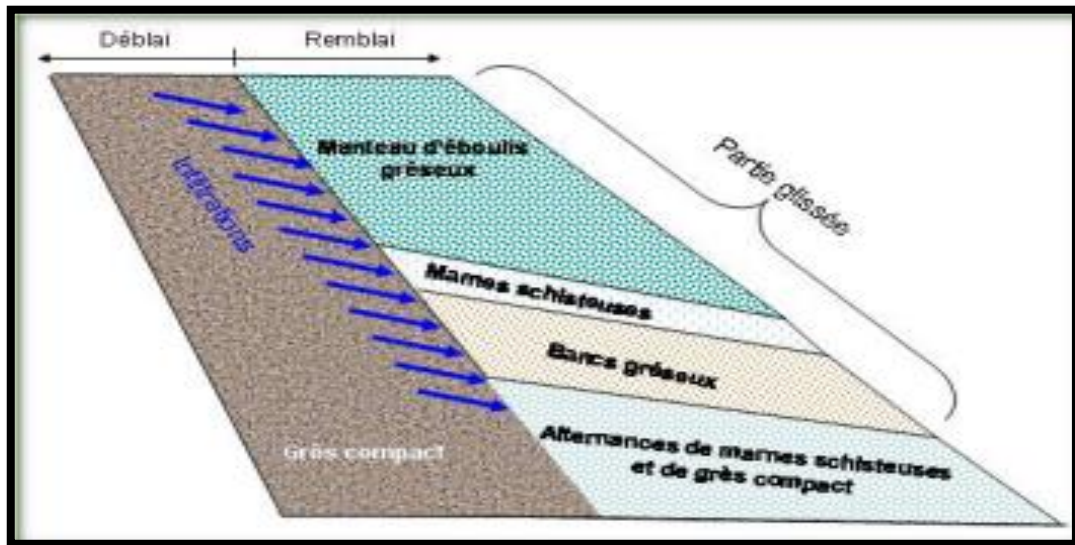


Figure I.22 : Cinématique du glissement [13]

Plusieurs propositions techniques de traitement du glissement et de la reconstruction de la chaussée ont été présentées. La solution retenue est celle d'un massif renforcé par géotextiles avec un parement à face enveloppée en couche végétale.



Figure I.23 : Construction de l'ouvrage par couches [13].

Les géosynthétiques de renforcement et de drainage ont été utilisés avec succès pour traiter le glissement et reconstruire la chaussée.

CHAPITRE I : Généralités Sur Les Mouvements Des Terrains

➤ Le 2e cas : Routes des Abattoirs Ténès (Chleff) :

Le glissement des abattoirs Ténès, se trouvant sur un talus de 10 m environ de hauteur (d'après des informations recueillies par la DTP de Chleff agissant comme maître de l'ouvrage). Ce glissement a été provoqué dans les années 80 sous l'effet des infiltrations souterraines ayant fait déplacer la masse de remblai composée d'alluvions récentes.

L'étude a été réalisée par le laboratoire des travaux publics du centre (Antenne de Chleff), où une solution a été dégagée consistante à recharger le pied du talus tout en proposant des murs de soutènement reposant sur des pieux ancrés à plus de 25 m de profondeur.

Cette solution a été en quelque sorte très onéreuse pour le maître de l'ouvrage à l'époque et le projet n'a pas été entamé pour sa réalisation.

Dans ce but depuis 1982 à 2006 de graves préjudices ont été observés sur le terrain (voir photo N° 7), dont la partie se trouvant en haut du talus a été complètement déplacée et touchant même les fondations des bâtiments se trouvant à côté de l'emprise.

De ce fait, compte tenu des dégâts observés sur les lieux, les parties concernées ont pris au sérieux ce problème pathologique et ont refait une deuxième fois l'étude par le laboratoire citée ci-dessus et ce pour aboutir aux solutions du mur de soutènement et dont les travaux ont repris incessamment.



Figure I.24 : Affaissement de plus de 50 cm du glissement en bas du talus (Les Abattoirs Ténès) [13]

CHAPITRE I : Généralités Sur Les Mouvements Des Terrains

- Les Glissements de terrain induits par les tremblements de terre : à Mila, Est-Algérien quartier El-Kherba à cause de séisme de magnitude de 4,9 degrés.



Figure I.25 : Glissement de Mila (7 Août 2020). [14]

- Effondrement d'un immeuble sis au 15 rue père et fils Boudérias à la Casbah d'Alger.



Figure I.26 : Effondrement de Casbah (5juin 2020). [14]

I.7.2. En Europe :

➤ Le 1er cas : La Clapiere (France)

On cite le glissement de terrain survenu au sud de la France dans une région dénommée la Clapiere en rive gauche de la vallée de la Tinée, au cœur du massif cristallin du Mercantour et à seulement 50 kilomètres de Nice. Donc, la constitution géologique du terrain est composée de gneiss plus ou moins altéré.

La comparaison des photographies prises entre 1952 et 2002 permet de suivre les modifications géomorphologiques de la surface du glissement (voir photos N° 8). dont nous montrons ci-dessous des photos prises de 1976 à 2002.

La photo N° 8 présente une série photographique des années (1976) (1984) (1987) (1992) (1997) et (2002) ci-dessous, montre l'évolution des différentes instabilités du site de la région concernée. [13]

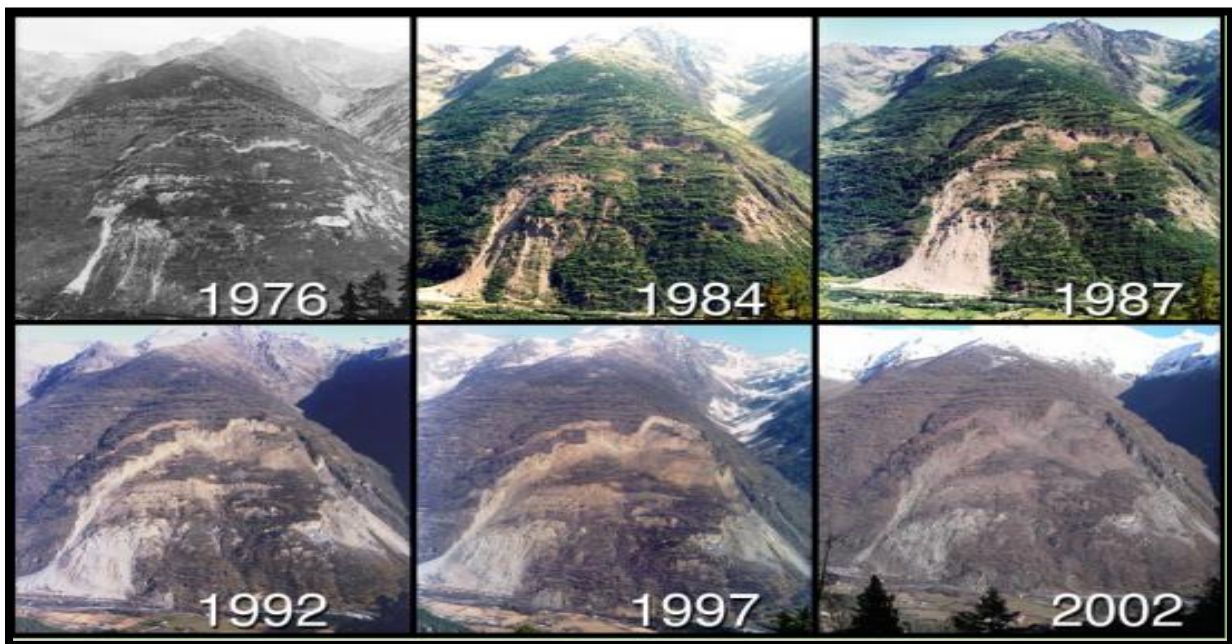


Figure I.27 : les modifications géomorphologiques de la surface du glissement de la Clapiere [13]

➤ Le 2^{em} cas: Ruine de Séchilienne en Isère (France) :

Ce cas concerne un glissement de terrain survenu à l'Ouest de la France, plus exactement dans une région appelée Ruines de Séchilienne comme le montre la photo N° 5 ci-après.

CHAPITRE I : Généralités Sur Les Mouvements Des Terrains

Le risque d'éboulement des Ruines de Séchilienne, dans l'Isère, est connu de longue date et suivi avec une attention particulière de l'État depuis 1985. Il affecte le versant sud du Mont Sec, en rive droite de la Romanche à une quinzaine de kilomètres en amont de Grenoble.

L'éboulement est susceptible de couper la Route Nationale 91, située en fond de vallée, et surtout de barrer la vallée sur une hauteur importante.



Figure I.28 : L'éboulement des Ruines de Séchilienne [13]

I.7.3. En Asie :

➤ Le 1^{er} cas : l'Indonésie

La photo N° 10 ci-dessous montre un cas pathologique très concret de catastrophes survenues lors d'un glissement de terrain en Indonésie (île de Java).

Au moins 30 personnes sont mortes dans un glissement de terrain provoqué par de fortes pluies. Quelques maisons ont été recouvertes par une coulée de boue, alors que des résidants se trouvaient à l'intérieur. Les glissements de terrain sont fréquents en Indonésie à ce temps-ci de l'année (Hiver). Plus de 150 Indonésiens sont décédés, début janvier, dans des glissements de terrain sur l'île de Java.



Figure I.29 : Une coulée de boue a frappé le nord de l'Indonésie [13]

➤ Le 2^{em} cas : Philippines

Comme le montre la photo N° 11 ci-dessous, le glissement de terrain a eu lieu dans une région très peuplée et dont la catastrophe a été causée par une forte pluviométrie dépassant une dizaine de jours et provoquant des coulées boueuses. Le glissement de terrain a touché le village de Guinsaugon, dans le sud de l'île de Leyte. Selon la Société nationale philippine de la Croix-Rouge, il y a 200 morts et 1 500 personnes disparues. Sur les 300 maisons du village, il n'en reste plus que 3 qui sont encore debout. L'école primaire a aussi disparu sous la boue.



Figure I.30 : Le village de Guinsaugon enseveli sous la boue [13]

I.7.4. Dans le monde

- Effondrement du parking de l'hôpital de Naples après une implosion en Italie.

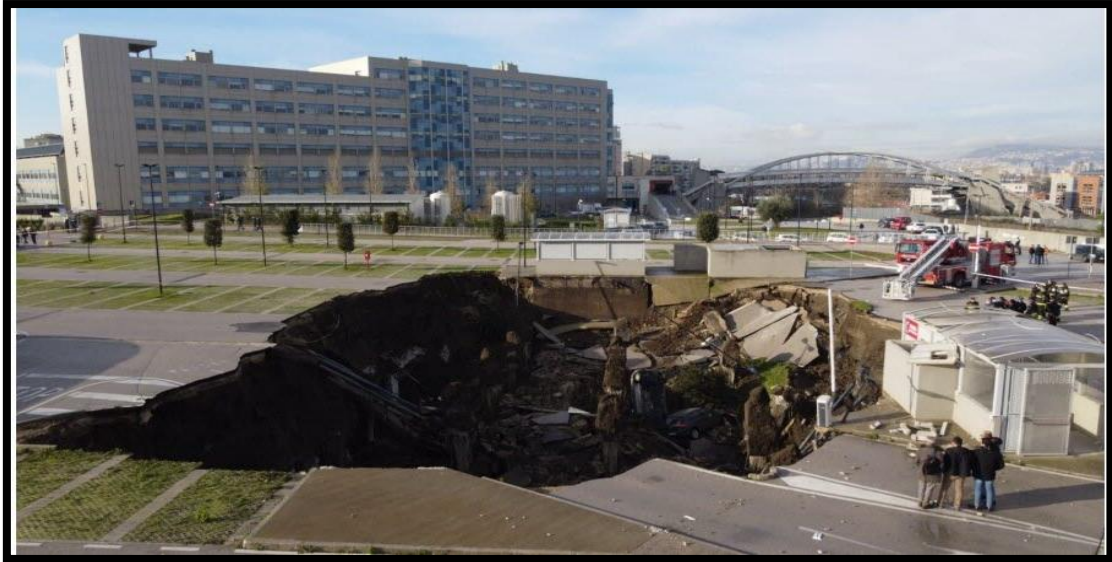


Figure I.31 : Effondrement de terrain à Naples (8 janvier 2021). [14]

- Éboulement rocheux détruit partiellement un hôtel dans le Nord-Est de l'Italie.



Figure I.32 : Éboulement au Nord-Est d'Italie (5 janvier 2021). [14]

- Glissements de terrain et inondations dans le tiers Nord de la Colombie et le Nord-Ouest du Venezuela : 34 morts.



Figure I.33 : Glissement terrains en Colombie (10 novembre 2020). [14]

I. 8. Les méthodes de confortements

Dans la majorité des cas, l'étude d'un glissement de terrain conduit à définir une solution confortative et à exécuter des travaux de stabilisation. Cette solution doit tenir compte de la faisabilité des travaux liée à :

- L'investissement consenti ;
- L'accessibilité du site ;
- La période de l'année choisie pour l'exécution des travaux ;
- La cinématique du glissement.

Les techniques de stabilisation peuvent être regroupées en quatre grandes familles :

I. 8.1. Stabilisation par terrassement

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

- Les conditions sur l'équilibre des masses (allègement en tête et butée en pied) ;
- Les actions sur la géométrie de la pente (purge et reprofilage) ;

- Les substitutions partielles ou totales de la masse glissée (bêches, contreforts, masques, éperons). [15]

I. 8.2. Dispositifs de drainage

Les techniques de drainage ont pour but de réduire les pressions interstitielles, au niveau de la surface de rupture. Les différentes techniques qui peuvent être mises en œuvre relèvent de deux options fondamentales : éviter l'alimentation en eau du site et expulser l'eau présente dans le massif instable. Pour cela, on utilise : les drainages de surface et les ouvrages de collecte des eaux, les tranchées drainantes, les drains sub horizontaux, les masques et éperons drainants, les drains verticaux, les galeries et autres ouvrages profonds. Ces techniques peuvent être utilisées seules, associées, ou en complément à d'autres techniques de stabilisation. On cite les différents types de drainage :

- Collecte et canalisation des eaux de surface ;
- Tranchées drainantes ;
- Masques et éperons drainants ;
- Drains verticaux ;
- Drains Sub horizontaux. [15]

I.8.3. Protection superficielle

C'est une protection active dont le but est de limiter l'érosion superficielle (liée au gel-dégel et aux eaux de ruissellement) de la matrice meuble des talus, responsables du déchaussement de pierres ou de petits blocs lors de fortes précipitations.

La technique consiste à réinstaller un couvert végétal sur une pente mise à nu par l'érosion ou par des travaux de terrassement, ce qui permet à la végétation de fixer le talus par son emprise au sol (racines, couvert aérien) et limite ainsi le départ de sols et de pierres. En parallèle, des dispositifs peuvent être installés pour stabiliser les terrains et assurer la prise de la végétation.

La technique de protection superficielle nécessite au préalable :

- L'étude de stabilité de talus ;
- La détermination des zones sensibles à purger ;
- L'étude hydrogéologique et la prise en compte des écoulements superficiels ;
- L'étude pédologique, écologique et la détermination des espèces végétales les plus adaptées ainsi que la technique de semis à employer. [16]

I. 8.4. Stabilisation par renforcement

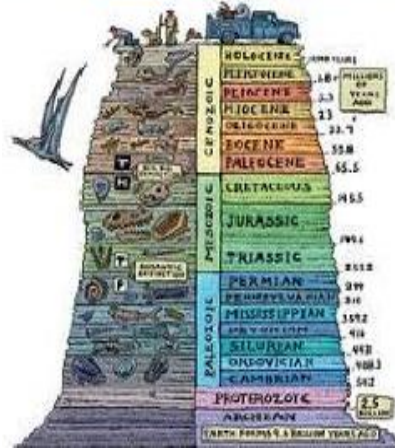
Ce principe de renforcement des sols repose sur l'introduction dans le sol des inclusions, destinées à améliorer les caractéristiques mécaniques du sol, les renforcements par des éléments résistants sont classés en deux catégories: Les renforcements rigides et les renforcements souples. [17]

I.9. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons étudié les différents types de glissements de terrain en effectuant une classification de leurs modes de rupture.

Nous avons détaillé les différentes phases d'un glissement de terrain et les causes pouvant argumenter ou déclencher une instabilité. Ces causes sont dues principalement à la géologie, la géomorphologie et l'hydrographie du secteur, qui sont des facteurs de diplomatie de l'endroit ou des facteurs passifs, ou à des activités variables et anthropiques.

*Chapitre
II:
Étude
géologique,
Hydrogéologique
et géotechnique
de la région.*



CHAPITRE II : Géologique, hydrogéologique et géotechnique de la région

II.1. Introduction :

Pour parvenir à une bonne compréhension du phénomène étudié, il est essentiel de récolter autant d'informations que possible, surtout en ce qui concerne la morphologie, la géologie et l'hydrogéologie, afin d'assurer une reconnaissance géotechnique fiable du terrain en question.

À cette fin, ce chapitre abordera la reconnaissance de la région d'étude.

II.2. Situation et morphologie du terrain

Le terrain réservé à recevoir le projet en question se trouve à l'Ouest de la ville d'Ouamri, wilaya de Médéa (voir l'image Google Earth).

Ses limites sont matérialisées comme suit :

Au Nord: terrain nu;

Au Sud: une piste;

A l'Est : terrain nu ;

A l'Ouest: une piste.

Le site est caractérisé par une morphologie accidentée.

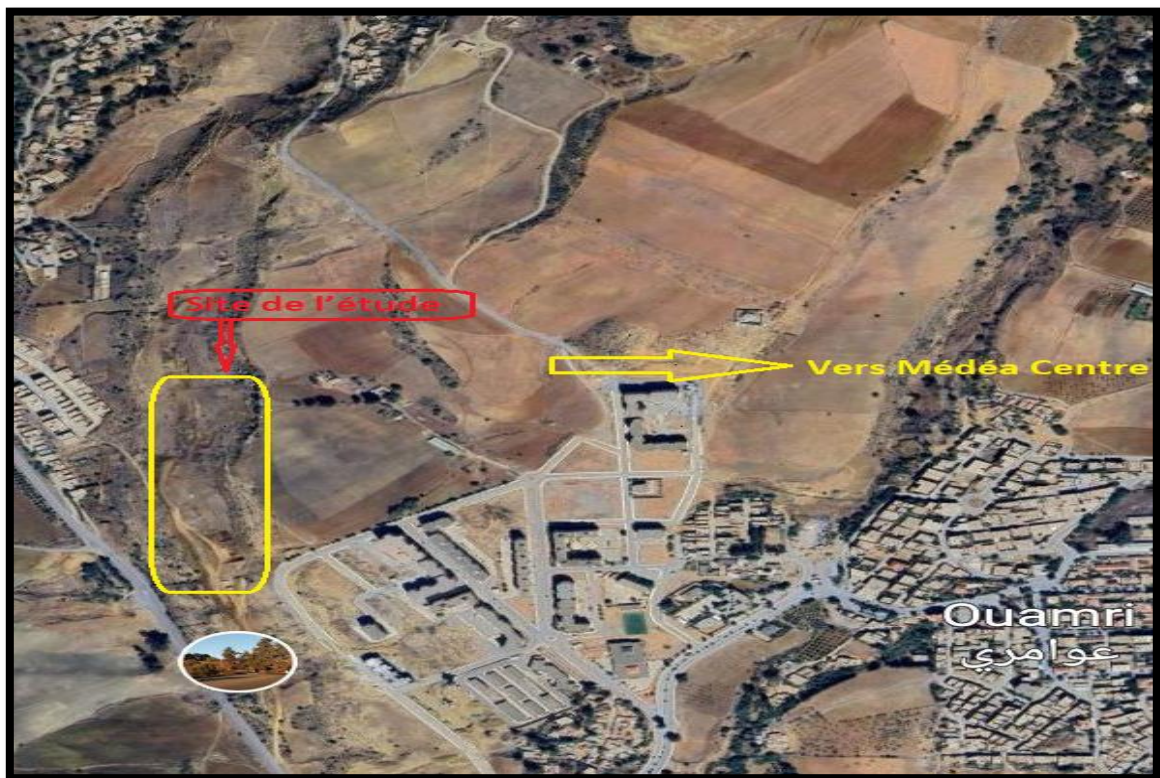


Figure II.1 : Photo aérienne du site par Google Earth.

II.3. La géologie

II.3.1. Géologie régionale :

II.3.1.1. Géologie du bassin néogène de Médéa :

La région de Médéa est composée de terrains Néogènes post-nappe, encadrée par d'importants massifs montagneux de formations plus anciennes, où le Crétacé prédomine ; on retrouve l'Atlas de Blida au Nord et le massif de Berrouaghia au Sud. Ce dernier marque la terminaison Occidentale de la chaîne des Bibans. D'Est en Ouest, les terrains post-nappe de Médéa s'étendent jusqu'aux plaines de Ben Slimane et du Cheliff, formant des bassins Néogènes intra montagneux relativement peu élevés comparés aux massifs en périphérie.

Les principales structures entourant le bassin de Médéa sont [3] :

- L'Atlas de Blida.
- Le massif de Berrouaghia fait partie de la chaîne de Bibans.

a) Massif de Berrouaghia :

Dans cette région, on peut distinguer deux types de formations géologiques :

Les formations autochtones qui affleurent au niveau du massif de Berrouaghia et sont principalement constituées par une formation datant du Crétacé moyen.

- Albo-Aptien : calcaire marneux et argile.
- Cénomaniens : marno-calcaire.

Ces terrains forment le substratum Néogène de Médéa.

Les nappes telliennes, quant à elles, comprennent les unités géographiquement les plus proches du bassin de Médéa :

La nappe du Miocène conglomératique, composée de :

- Miocène marin marno-gréseux ;
- Miocène continental à galets de nature variée ;
- Sénonien marneux.

La nappe Albo-lutétienne, dominée par des dépôts marno-calcaires, est recouverte par des formations Néogènes de Médéa.

CHAPITRE II : Géologique, hydrogéologique et géotechnique de la région

b) L'atlas de Blida :

Les recherches les plus récentes ont été menées par J.L BLES (1972) et V.BIARDEAU (1975). Ils mettent en évidence des terrains Autochtones et Allochtones d'âge Méso-cénozoïque.

- Les terrains Autochtones se composent, de bas en haut, des formations suivantes :
 - Les calcaires à niveaux de silex caractéristiques du Jurassique ;
 - Les schistes datant du Crétacé inférieur ;
 - Les argiles gréseuses et les calcaires marneux du Crétacé moyen ;
 - Les marnes du Crétacé supérieur, l'argile noire et le calcaire à silex du Paléocène.
- Les terrains allochtones présentent des nappes avec les caractéristiques suivantes sur les bordures Sud de l'Atlas de Blida et de Djebel Mouzaïa :
 - Une unité d'Yprésien (Éocène moyen) avec du calcaire à silex ;
 - Une unité du Crétacé inférieur avec du Trias à la base.
 - Une formation géologique des matériaux du Crétacé inférieur au Crétacé supérieur.

c) Le substratum du bassin :

Les formations Antimiocènes affleurent dans le bassin de Médéa, soit par l'intermédiaire d'une bosse anticlinale, soit par le biais de failles à fort rejet. Le Néogène du bassin de Médéa repose en grande partie sur un substratum dont les formations ont un faciès similaire à celui de l'Autochtone, comparable à celui de l'Atlas de Blida ou des Bibans, comme on peut l'observer dans la région d'Ouzera, la vallée de l'Oued El Harch et l'anticlinal de Benchicao à l'Est de Médéa. À certaines zones, ce Néogène postnappe peut recouvrir des formations Allochtones au Nord-Ouest et au Sud-Est de Médéa.

II.3.1.2. Stratigraphie :

a) Le trias :

Composé principalement de gypse mélangé à des dolomies et des cargneules, il constitue le substrat le plus ancien de la région et se trouve en surface sous la forme de diapirs. Les intrusions les plus importantes sont :

Le djebel Zerga, près de Boughzoul,

Le bled Harmela à Tletat Douair,

Le Mallegrassoum d'Ain Boucif et le gisement de El-Aziza.

Cependant, on trouve également du gypse sous forme de bandes plus ou moins longues à travers tout le territoire de la wilaya. Ce type de formation, très sensible à l'érosion, est également responsable de la salinité des eaux et des sols.

b) Le Crétacé Inferieur :

Cette zone est située au Nord de la wilaya et comprend l'Atlas Blidéen ainsi que la continuation de la chaîne des Bibans. Elle est principalement composée de trois types de roches : les marnes, les argiles et, dans une moindre mesure, les calcaires, les schistes et les quartzites. Les marnes et les argiles sont des roches tendres qui s'érodent facilement, que ce soit par des incisions linéaires (ravinement) ou par des mouvements de terrain (solifluxion, coulées boueuses). Les zones les plus vulnérables sont :

Les montagnes de Tablat,

Les montagnes Haddada près de Souaghi,

Le mont M'Chelfak au Sud de Guelb El Kebir.

Dans les régions boisées telles que Baata, El Aissaouia et El Hamdania, la végétation dense atténue plus ou moins les risques de glissements de terrain.

c) L'unité Epi-tellienne :

Cette unité géologique s'étend du Crétacé à l'Éocène et fait suite à l'unité précédente. Elle est caractérisée par un faciès principalement marneux (marnes à boules

CHAPITRE II : Géologique, hydrogéologique et géotechnique de la région

jaunes) avec parfois des calcaires à silex. En raison de la prédominance de roches tendres et facilement érodables, le relief de cette région est collinaire avec des sommets arrondis. Cette zone s'étend sur une grande partie de la wilaya, englobant les collines de Berrouaghia et de Seghouane, ainsi que les monts d'OuledHellal.

d) Les unités gréseuses :

Les formations gréseuses sont largement visibles à travers la wilaya de Médéa, couvrant de vastes étendues. Elles forment la structure principale des chaînes de montagnes orientales et méridionales, ainsi que du plateau de Médéa. Ces unités gréseuses se caractérisent par une variété de faciès.

Les grès de la région de Médéa se déclinent en différentes formations, notamment :

- Les grès numidiens : présents dans la partie Nord-Est de la wilaya, en association avec des argiles, principalement à Meghraoua.

- **Les grès de Boghari** : datant de l'Oligocène, composés de grès et de marne, s'étendant de Ksar El Boukhari à l'Ouest jusqu'à Ain Boucif et Cheniguel à l'Est. Ces formations donnent naissance à des crêtes dénudées, telles que le Kef Lakhdar El Gharbi et le Kef Lakhdar Chargui. L'érosion différentielle entre les grès et les marnes entraîne des effondrements et des éboulis dans la région.

- **Les grès du Miocène supérieur de Médéa** : d'âge post-nappe, forment le plateau de Médéa. Cette couche gréseuse repose sur une épaisseur d'argile de 100 à 150 mètres, ce qui explique la présence abondante de sources dans cette zone. Ces grès sont friables et se décomposent en sable. Les argiles sous-jacentes sont très sensibles à l'érosion, ce qui entraîne des ravins profonds formant des bad-lands et des glissements de terrain fréquents dans la région.

e) les formations quaternaires :

Les formations récentes comprennent des dépôts détritiques principalement composés d'éléments fins remaniés tels que des argiles, des limons, des sables et des graviers. Ils constituent la couverture superficielle des plaines, des glacis et des terrasses. Les glacis présents dans la région sud sont principalement recouverts de croûtes. [3]



Figure II.2 : Carte (86) géologique de Médéa, Échelle : 1/50 000. [19]

II.3.2. La Géologie locale :

Médéa est située sur un plateau élevé, avec une altitude variant entre 900 et 950 mètres, entouré de falaises abruptes qui surplombent des pentes moyennes de 10 à 20 %.

Le plateau de Médéa est principalement constitué de grès et de sables épais, atteignant plusieurs dizaines de mètres le long de ses bordures. Ces formations rocheuses appartiennent au cycle sédimentaire du Miocène terminal, connu sous le nom de cycle M4 selon la classification de **Roman en 1974**.

Les pentes inférieures sont principalement composées de marnes grises appartenant au cycle M3, datant du miocène moyen (Langhien-serravalien).

CHAPITRE II : Géologique, hydrogéologique et géotechnique de la région

D'un point de vue stratigraphique, la zone d'étude appartient au Crétacé inférieur et constitue la partie nord de la wilaya de Médéa, correspondant à l'Atlas Blidéen et au prolongement de la chaîne des Bibans. Elle se caractérise principalement par trois types de roches :

Les marnes, les argiles, et localement en moindre proportion des calcaires, des schistes et des quartzites. Les marnes et les argiles sont des roches tendres qui s'érodent facilement par des incisions linéaires (ravinement) ou par des mouvements de masse tels que la solifluxion et les coulées boueuses.

Les zones les plus vulnérables sont :

- Les monts de Tablat,
- Les djebels Haddada, près de Souaghi
- Le djebel M'Chelfak, au sud de Guelb El Kebir.

Dans les zones forestières telles que Bata, isauya et Hamdaniya, la végétation couvre à densité relative atténuée plus ou moins le risque de glissade.

D'un point de vue structural, la plateforme gréseuse (cycle M4) correspond au synclinal perché, Grand rayon de courbure, direction NW-SE, reposant en discordance sur marnes grises (Boucle M3).

Le substrat rocheux de ces strates néogènes est représenté par le Crétacé allochtone ; Marne, affleurant principalement au Sud et au Sud-Est de Médéa. [18]

II.4. La géomorphologie :

Une grande partie du versant Nord a été profondément bouleversée dans le passé par des mouvements de sol qui se manifestent encore aujourd'hui d'une façon épisodique (les signes de mouvement ont apparu dans l'année 1994).

L'examen de la carte des pentes réalisée sur un fond topographique à l'échelle 1/1000 montre que le site reflète une distribution variable des pentes, d'un endroit à un autre avec des pentes variables de 8 % à 35 %.



Figure II.2 : Stabilité des versants dans la ville de Médéa et ses alentours. [18]

Du point de vue morphologique, le passage du plateau gréseux vers les versants marneux est souligné par des ruptures de pentes assez abruptes où des colluvions épaisses à gros blocs gréseux s'y développent. Les versants sont incisés par un réseau hydrographique dense (ravines et thalwegs profonds) qui draine aussi bien les eaux de surface que de nombreuses sources provenant du plateau gréseux aquifère à sa base. L'occupation limitrophe du plateau gréseux par le tissu urbain de Médéa pousse les nouvelles constructions vers les versants marneux voisins dont la faible stabilité se manifeste par de nombreuses dégradations du bâti.

Les exemples sont nombreux. La route Nationale n°1, qui compte parmi les ouvrages les plus anciens situés à l'extérieur du plateau, manifeste depuis longtemps, des déformations et glissements de terrain dès qu'elle traverse les terrains marneux (montée sur Médéa entre le village de Rézarza et Médéa). Le lycée Bérrouissi et de nombreuses constructions individuelles sont également fissurés.

II.5. L'hydrogéologie et l'hydrologie :

II.5.1. Hydrogéologie :

II.5.1.1 Hydrogéologie régionale :

Les principales ressources en eaux souterraines de la wilaya de Médéa appartiennent aux entités hydrogéologiques suivantes :

❖ Le plateau de Médéa :

Situé au Nord de la ville de Médéa, il s'étend sur une superficie d'environ 15 km². Il est formé de territoires d'âge Miocène (Helvétien) reposant sur du Crétacé (Cénomanién-Sénonien). Ce plateau est un synclinal orienté NW-SE, divisé en trois compartiments standard des failles NE-SW d'un rejet de 25 mètres.

Les arrangements géologiques concernés relatent à des :

- Arrangements superficielles sableuses, provenant de la décomposition des grès sous-jacents.
- Grès continentaux puis marins (Helvétien supérieur) de 30 à 100m d'épaisseur.
- Argile bleuâtre de l'Helvétien moyen.
- Au sud du lever, entre Médéa et Damiette une couche d'argile et de sable sépare les grès en deux niveaux.

D'après Achi (1973), la nappe est contenue dans des grès très poreux à la base et encore plus perméables vers le sommet, elle est exclusivement alimentée par la pluviométrie. La recharge directe de l'aquifère est très importante compte tenu de la forte porosité des grès et du niveau de fissuration important au sommet, la ressource potentielle de cet aquifère est de 1hm³ /an.

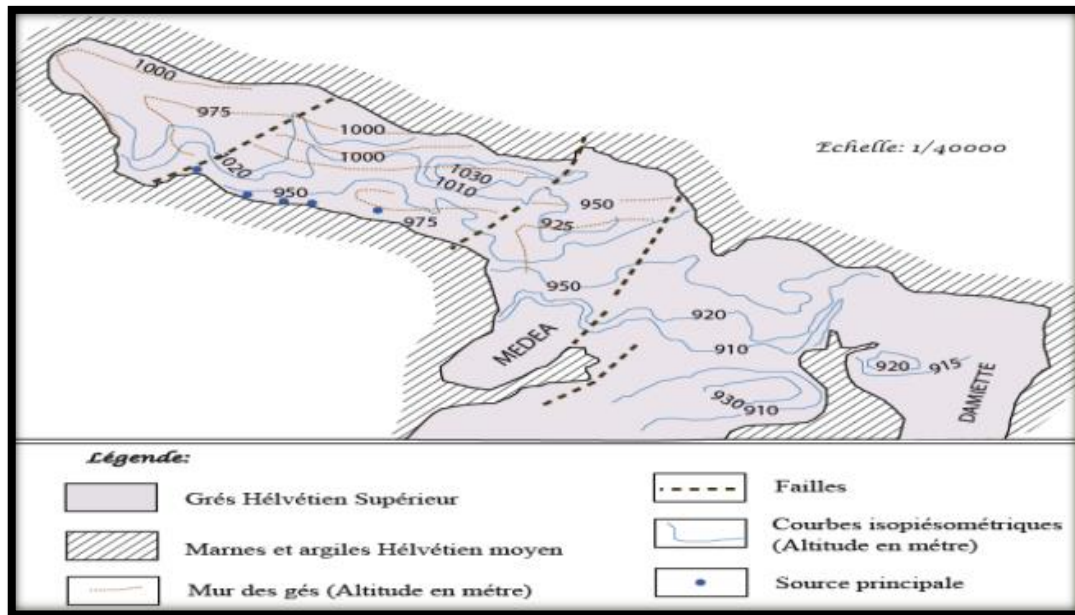


Figure II.3 : Géologie et hydrogéologie du plateau de Médéa. [21]

II.5.1.2 Hydrogéologie locale :

Sur le développement hydrogéologique proprement dit, de nombreux indices témoignent de la réalité d'eau souterraine comme un milieu argileux banalement évident pendant lequel sa faible sensibilité. Il s'agit par ailleurs, des venues d'eau constatées à l'étiage des fondations des Ateliers techniques et chez un obstacle drainant de 5 à 6 m de modération. Les terrains qui favorisent cette pénétration sont électivement les marnes superficielles (MB), et encore brin, les marnes grises des sous jacents (MR) qui détiennent des échelons d'avantage remanié.

Il existe de ce fait de véritables plans aquifères superposés qui se distinguent des nappes alluviales classiques, par à celles faibles bonté. Ces aquifères sont peu lard, temporaires (moment couvert), et susceptibles de se recréer à férocement des eaux qui tombent sur leur propre impluvium. L'aubaine climatique de la tribu de Médéa le permet, sachant que les précipitations moyennes annuelles sont outrageusement élevées (600 mm/an), ajoutées aux chutes nivales non négligeables.

La confiscation des ondes souterraines dans le boyau mécanique des marnes saturées est à l'armant :

- ✓ mineure à eux caractéristiques de rejet, tel que traduit par les faibles résistances de drille, des marnes superficielles (MB) ;

CHAPITRE II : Géologique, hydrogéologique et géotechnique de la région

✓ peut retenir par survenue de résultat, les terrains ramollis, là-dedans des évolutions des masses qui sont les mieux préjudiciables aux labours, sauf destiner qu'un exceptionnellement pointu niveau sensible, uniquement homme de en deçà pressions, peuvent aviver a un antre d'affaissement. [22]

II.5.2. Hydrologie :

II.5.2.1 Hydrologie régionale :

La wilaya de Médéa est drainée par un réseau relativement dense, elle est caractérisée par deux types des cours d'eau :

Des cours d'eaux exoréiques, qui se jettent en mer méditerranée, tels que l'Oued Chélif, l'oued Chiffa, l'Oued Mazafran et l'Oued Isser.

Des cours d'eaux endoréiques, se situant dans le Sud de la wilaya, ils ont comme niveau de base le Chott el Hodna. Le plus important cours d'eau étant l'Oued Sbisseb, affluent de l'Oued Laham.



Figure II.4 : Oued Chélif (Commune Ksar El Boukhari). [23]

Comme intégraux les oueds d'Algérie, ceux de Médéa sont à régime inopiné, pendant le temps pluvieux, ils sont classiquement en graveleuse, et débordent sur leurs

CHAPITRE II : Géologique, hydrogéologique et géotechnique de la région

lits majeurs, derrière que pendant le siècle ajusté, ils se réduisent à de minces filets d'eau.



Figure II.5 : Oued Isser (Commune Tablat) [23]

II.5.2.2 Hydrologie locale

Sur le plan hydrologique d'abord, les pentes naturelles du versant de Ouamri sont suffisantes (10 à 20 %), pour drainer les eaux de pluie, quelle que soit l'intensité des averses. Seuls quelques replats topographiques et les assiettes de terrassement à l'intérieur du chantier favorisent la stagnation locale. [22]

II.6. Sismicité :

L'Algérie boréal, qui correspond à l'Atlas tellien, a une constitution géologique où persiste l'canal sismique conclusion de contraintes qui s'exercent sur le derme structuré au collège des siècles géologiques, Alpains, Néogène et Quaternaire.

L'Algérie du Nord est le résultat de la confluence pour les porte-étendards africain et eurasien (Mc Kenzie, 1972). Elle s'exécutant, d'un spicilège, par des plissements et par des fracturations, qui affectent les paliers du Miocène post nappes, du Pliocène et du Quaternaire. [29]

CHAPITRE II : Géologique, hydrogéologique et géotechnique de la région

II.6.1. Sismique historique de la wilaya de Médéa

Tableau II.1 : principaux séismes de la région de Médéa [23]

Date	Épicentre	Latitude	Longitude	Magnitude	Intensité
02/09/ 1989	BEN CHICAO	36,140	2,780	3,3	-
09 /12/ 1988	MEDEA	36,201	2,702	3,6	-
22/02/1971	MEDEA	36,150	2,450	-	IV
03/03/1966	EST MEDEA	36,150	3,000	-	V
18/05/1964	BERROUAGHIA	36,080	2,550	-	III
03/03/1958	MEDEA	36,180	2,480	-	VII
26/01/1957	BEN CHICAO	36,240	2,500	-	IV
11/10/1956	TABLAT	36,300	3,300	-	III
09/06/1956	BEN CHICAO	36,240	2,500	-	IV
03/12/1955	BEN CHICAO	36,240	2,500	-	IV
28/01/1974	EL OMARIA	36,160	3,030	-	IV

II.6.2. Classification sismique de la wilaya de Médéa :

Une série lay-out sismique de l'Algérie a été réalisée :

- Zone 0 : sismicité négligeable ;
- Zone I : sismicité faible ;
- Zone II.a, II.b : sismicité moyenne ;
- Zone III : sismicité élevée.

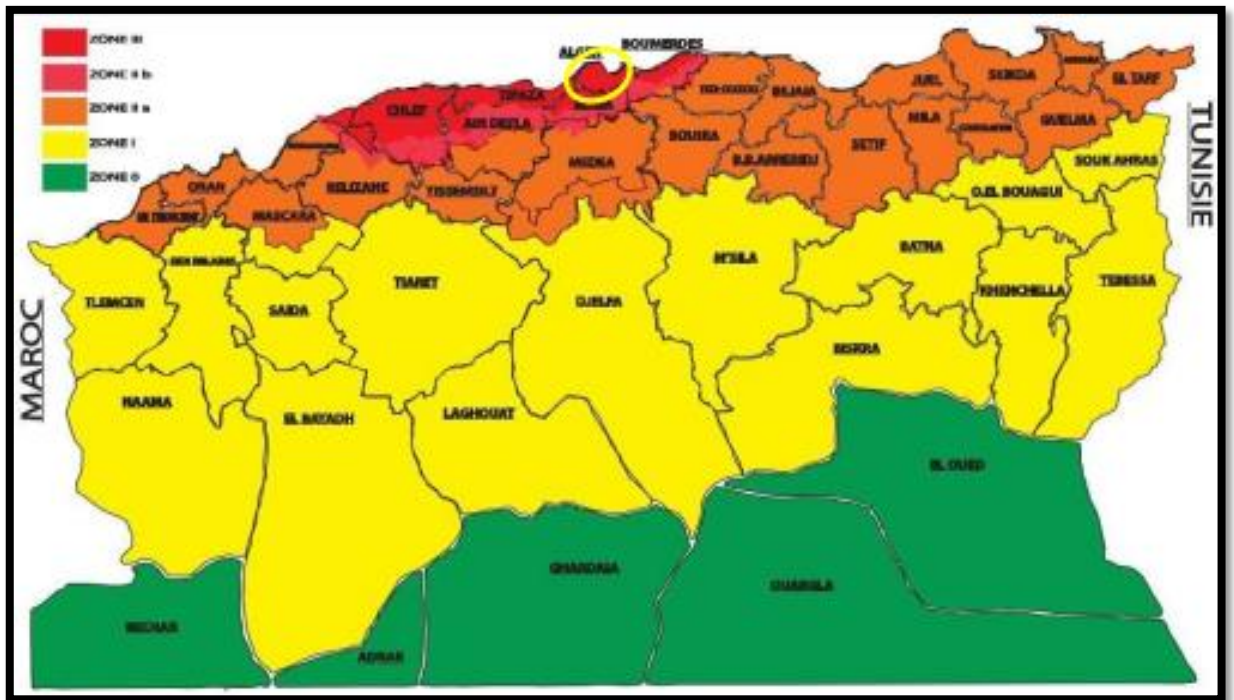


Figure II.6 : Carte de zonage sismique de l'Algérie du Nord établie après le séisme du 21 mai 2003. (Source CGS) [29]

La conception et la réalisation du projet devront tenir compte de la sismicité de la région et se référer à la réglementation.

La région d'étude fait partie du groupe de commune B de la wilaya de Médéa, classée dans une zone de **moyenne sismicité (Zone II-a)**, d'après le Centre National de Recherche en Génie Parasismique C.G.S, dans le Règlement Parasismique Algérien RPA 99 (version 2003). [29]

II.7. Résultats obtenus et interprétation

II.7.1. Essais in situ

II. 7.1. 1 Les sondages carottés :

Quatre (04) sondages carottés et trois (03) sondages à la tarière dotés d'essais pressiométriques ont été réalisés dans le but de connaître la nature lithologique des différentes couches constituant le sous-sol. [29]

CHAPITRE II : Géologique, hydrogéologique et géotechnique de la région

Tableau II.2 : Les coupes de ces sondages ont mis en évidence la succession des couches suivantes :

Référence essai	Profondeur	Formation
SC01	0.00-0.30	Terre végétale.
	0.30-3.50	Sable fin limoneux argileux avec des débris de grès.
	3.50-18.00	Grès broyé.
SC02	0.00-0.40	Terre végétale.
	0.40-1.50	Sable fin limoneux argileux marron.
	1.50-5.00	Sable limoneux argileux beige avec des débris de grès et de concrétions de calcaire.
	3.50-18.00	Grès broyé.
SC03	0.00-0.40	Terre végétale.
	0.40-3.00	Sable fin limoneux argileux marron.
	3.00-5.60	Sable limoneux argileux beige avec des débris de grès et de concrétions de calcaire.
	5.60-18.00	Grès broyé.
SC04	0.00-0.30	Terre végétale.
	0.30-3.00	Sable fin limoneux argileux avec des débris de grès et concrétions de calcaire.
	3.00-18.00	Grès broyé.



Figure II.7 : Prélèvements carottier

II.7.1. 2 Essais pressiométriques :

Trois caractéristiques du sol sont déterminées de l'essai :

- L'ascendant pressiométrique « E » qui définit l'acte pseudonyme extensible du sol;
- Pression de fluage « Pf » qui définit le jalonnement dans le tuyau pseudonyme souple et la couche élastique ;
- La repoussée frontière « Pl » qui définit la négation du sol à la fracture. [29]

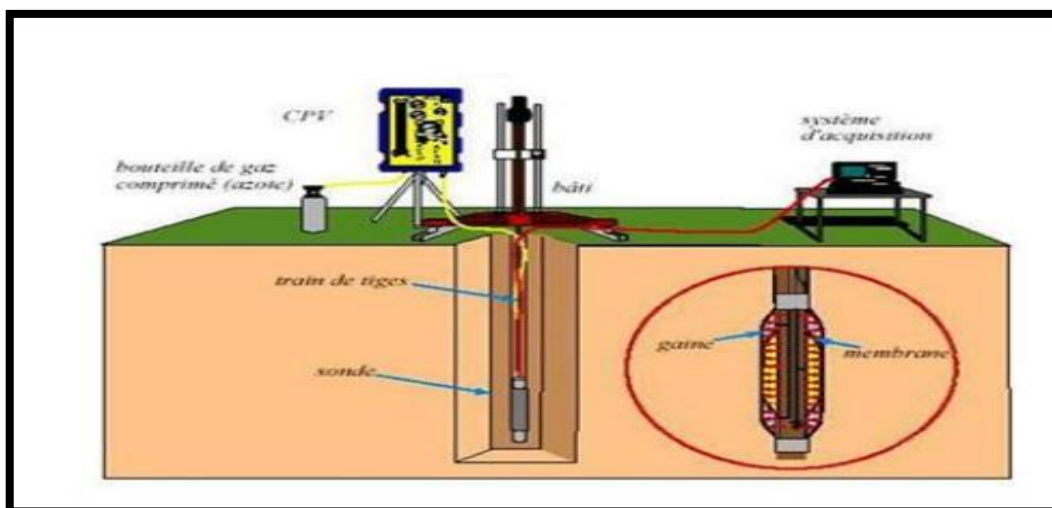


Figure II.8 : le pressiomètre G-AM (type Menard)

Trois caractéristiques du sol sont déterminées de l'essai :

- Le module pressiométrique « E » qui définit le comportement pseudo élastique du sol;

CHAPITRE II : Géologique, hydrogéologique et géotechnique de la région

- Pression de fluage « Pf » qui définit la limite entre le comportement pseudo élastique et la phase plastique ;
- La pr
- Pression limite « Pl » qui définit la résistance du sol à la rupture.



Figure II.9 : Appareillage pressiométrique

✚ Caractéristiques pressiométriques et interprétation des résultats

Tableau II.3 : Les valeurs du module préssiométrique « E » et de la pression limite « Pl » ainsi que celle du rapport « E/ Pl » et « α ».

Sondage N°	Nature du sol	E (Bar)	Pl (Bar)	Em /Pl	α	État de Consolidation
SP01	Sable limoneux	80.50	6.21	12.96	1/2	Très serré
	Grès broyé	96.75-255.48	7.90-14.90	13.49	1/2	Très serré
SP02	Sable limoneux	66.18-71.60	4.14-6.39	13.18	1/2	Très serré
	Sable avec des débris de grès	79.02-150.41	7.61-11.55	11.71	1/3	Normalement serré
	Grès broyé	155.86-234.36	11.99-16.54	12.91	1/2	Très serré
SP03	Sable limoneux	68.81-98.10	5.21-8.56	12.69	1/2	Très serré
	Grès broyé	81.38-222.25	8.08-16.89	13.42	1/2	Très serré

CHAPITRE II : Géologique, hydrogéologique et géotechnique de la région

Résultats obtenus :

Tableau II.4 : Trois (03) essais pressiométriques ont été effectués aux étiages du secteur en torture, les résultats obtenus sont présentés à cause suit

Référence essai	Profondeur	Formation
SP 01	0.00-0.30	Terre végétale.
	0.30 – 1.50	Sable fin limoneux argileux marron.
	1.50-16.00	Grès broyé avec des passages sableux.
SP 02	0.00-0.30	Terre végétale.
	0.30 – 2.50	Sable fin limoneux marron.
	2.50-8.00	Sable fin limoneux argileux avec des débris de grès et concrétions de calcaire.
	8.00-16.00	Grès broyé.
SP 03	0.00-0.30	Terre végétale.
	0.30-5.00	Sable fin limoneux argileux avec des débris de grès et concrétions de calcaire.
	5.00-16.00	Grès broyé.

II.7.1. 3 Mesure piézométrique :

Le piézomètre est formé par de simples tubes en PVC, qui permettent depuis la surface d'accéder à l'eau d'une nappe phréatique. Ils permettent d'en relever le niveau piézométrique à l'aide d'une sonde électrique.

Ils sont aussi utilisés afin de réaliser des prélèvements d'eau de la nappe (ou d'un cours d'eau...) dans le but d'en analyser les composants.

Le principe est de réaliser un sondage carotté à une profondeur donnée, puis enfoncer le tube en PVC (munie par des trous dans son extrémité inférieure) à la même profondeur.

Les parois de contact entre le tube et le sol foré sont colmatées par un matériau drainant (sable). En surface le tube est fermé par un bouchant afin de le préserver.

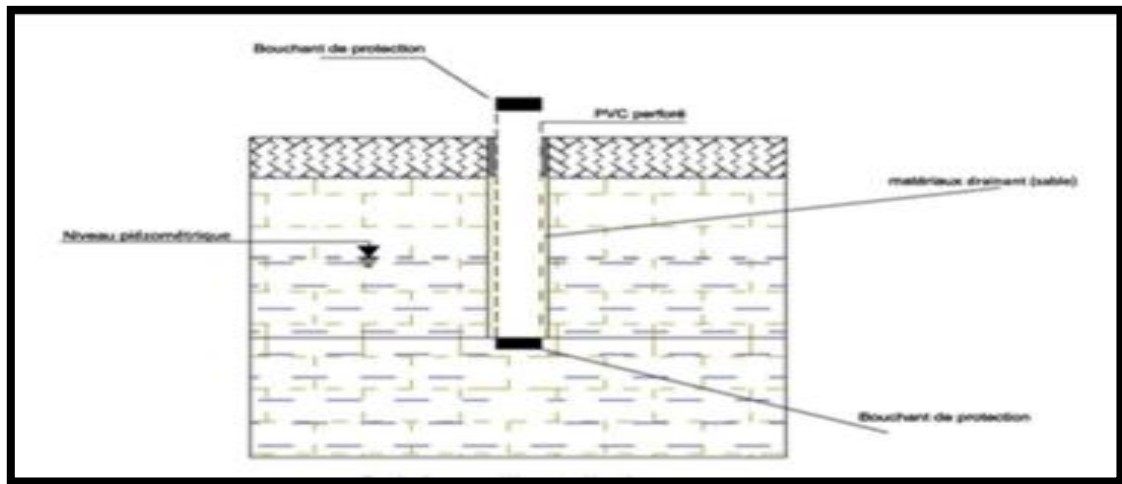


Figure II.10 : schéma d'installation du tube piézométrique

Tableau II.5 : Le niveau d'eau relevé est donné comme suit :

N° Sondage	Date	Niveau d'eau relevé
SC01	13/07/2023	/
SC04		

Le niveau d'eau peut connaître des fluctuations selon la saison et la pluviométrie.

II.7.1. 4 Essais de pénétration au carottier

L'essai de pénétration au carottier s'applique aux sols fins et grenus dont la dimension moyenne des éléments ne dépasse pas 20 mm, il consiste à déterminer la résistance à la pénétration dynamique d'un carottier normalisé battu en fond d'un forage préalable. En fonction de la profondeur, on donne le nombre de coups de mouton N nécessaire pour enfoncer le carottier de 30 cm. Ce nombre N caractérise la résistance à la pénétration.

L'essai permet donc, d'estimer le taux de travail admissible du sol et d'évaluer le risque de liquéfaction des sables en présence des trois facteurs favorisant le phénomène de liquéfaction à savoir :

- Des sables lâches à moyennement denses,
- Présence d'une nappe phréatique,
- Sollicitations dynamiques. [29]



Figure II.11 : Essais de pénétromètre au carottier.

II.7.1.5 Essais géophysiques

Le but de ces essais est de désabuser les vitesses successives de propagations des ondes des gésines des sous-jacentes par conséquent que leurs épaisseurs et de structurer l'assis prospecté. [29]

II.7.1.5 .1 Positions géographiques des profils :

Tableau II.6 : Positions des profils sismiques au niveau du site

N° du profil sismique	Coordonnées UTM du début du profil sismique	Coordonnées UTM de la fin du profil sismique
Profil 1	X= 459809 m E ; Y= 4010009 m N	X= 459834 m E ; Y=4009948 m N
Profil 2	X=459796 m E ; Y= 4010115 m N	X= 459787 m E ; Y=4010052 m N
Profil 3	X=459792 m E ; Y= 4010213 m N	X= 459810 m E ; Y=4010151 m N

II.7.1.5 .2 Principe de l'essai :

Les déformations se propagent en dessous forme d'ondes réfractées sur les surfaces d'interruption et enregistrées au géophones. Les dates d'expansion permettent de recenser les vitesses de propagation des radios dans le de sous-sol. [29]



Figure II.12 : position des profils sismique sur site

- **Masw (méthode active) :**

Les méthodes sismiques par radio de gîte utilisent le démantèlement des radiographies de Rayleigh grâce à de résoudre l'uniformisation des vitesses des Afrique de cisaillement à cause le sol.

La coutume MASW (Multi-Channel Analysais of Surface Wave, Park et al ., 1999) est un procédé serviable qui utilise un liquide (amoncellement, explosif)à cause encourager une lame de combat, démantèlement des radiographies de hautes fréquences et donc d'obtenir des informations en soue . [29]

II.7.1.5.3. Réalisation d'essai de reconnaissance :

II.7.1.5 .3.1 Equipements de mise en œuvre :

On a idéal les essais d'aveu géophysique par sismique spectre au soutien d'un harnachement

compétitif constitué des éléments suivants :

- Un TERRALOC PRO2 48 CHANNEL, à canaux multiples.
- 12 géophones libertés connectées à un passement sismique résultat 4.5 HZ (parmi MASW).
- 12 géophones lignes connectés à une guipure sismique modèle 10 HZ.

CHAPITRE II : Géologique, hydrogéologique et géotechnique de la région

- Une source d'assiduité sismique Masse de 10 kg et plusieurs océans parmi le ragot des véhicules, vents, etc. ... [29]

II.7.1.5 .3.2 Acquisition des données sismiques :

Nous avons achevé doubles (02) profils sismiques pour une importance égale à 55 mètres et un pas tautologique de 5mètres, après nous avons entier 3 tirs :

- Un écervelé (TD), onde = -5m.
- Un tir aux truanderies de la stature tir centré (TC), onde=27.5 m.
- Un tir reverse (TR), flot =60 m.

II.7.1.5 .3.3 Présentations des profils sismiques :

L'anodin de ces profils, est la concision des contrastes des vitesses de tonnerre des Afrique de contrainte (V_p) et des vitesses d'hérédité des radios de cisaillement (V_s) et la classification de la localité. [29]

Profil 1 :

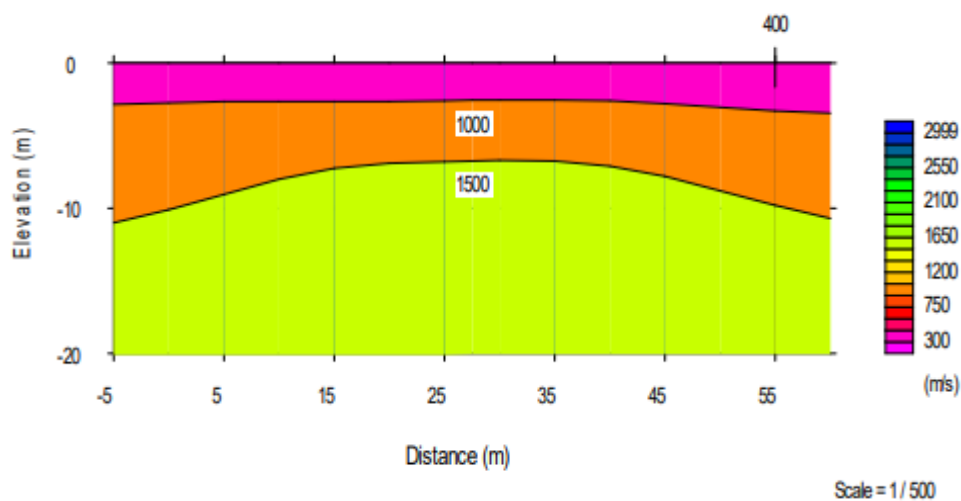


Figure II.13 : Modèle de terrain obtenu par le profil sismique1

Les vitesses des ondes de cisaillement déterminées au moyen de l'essai sismique réalisé sur site avec la méthode MASW:

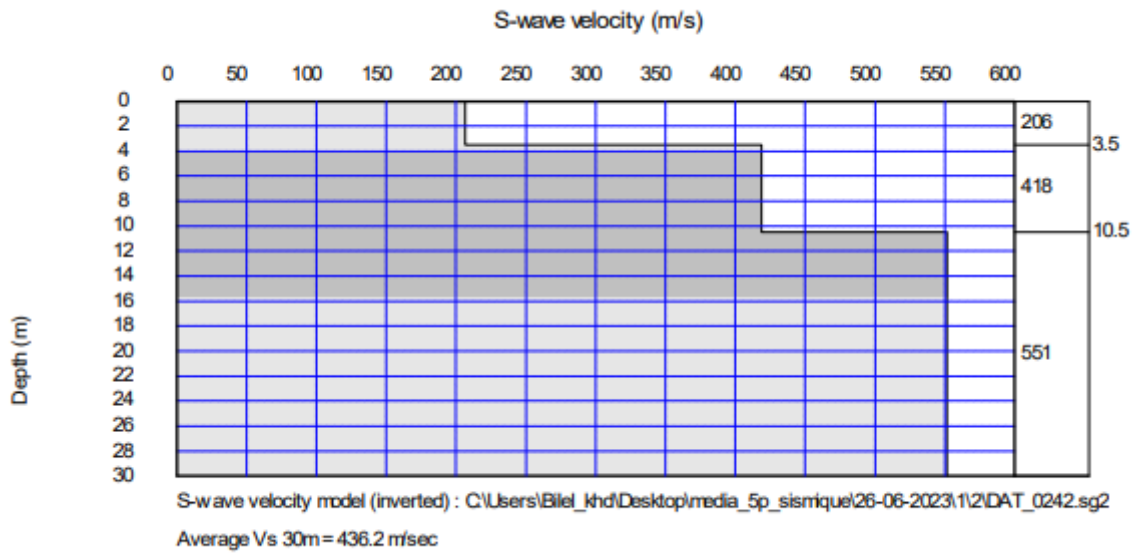


Figure II.14 : Modèle de vitesses des ondes S du profil sismique 1

Profil 2 :

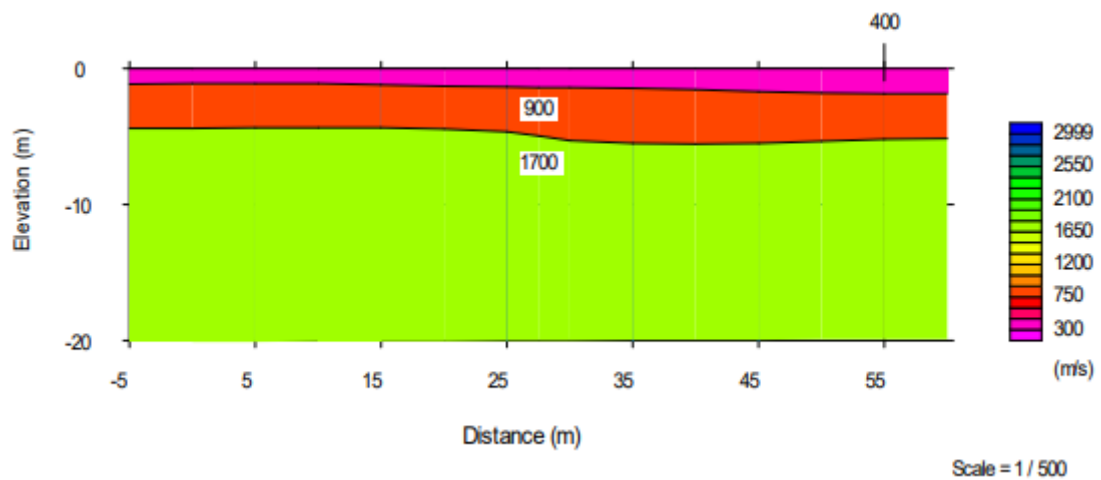


Figure II.15 : Modèle de terrain obtenu par le profil sismique 2

Les vitesses des ondes de cisaillement déterminées au moyen de l'essai sismique réalisé sur site avec la méthode MASW:

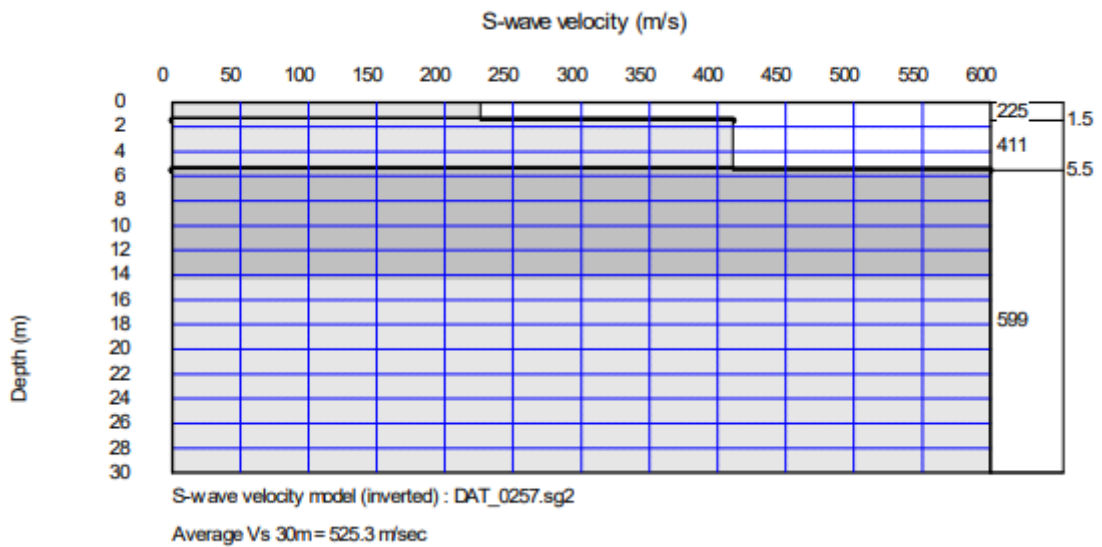


Figure II.16 : Modèle de vitesses des ondes S du profil sismique 2

Profil 3 :

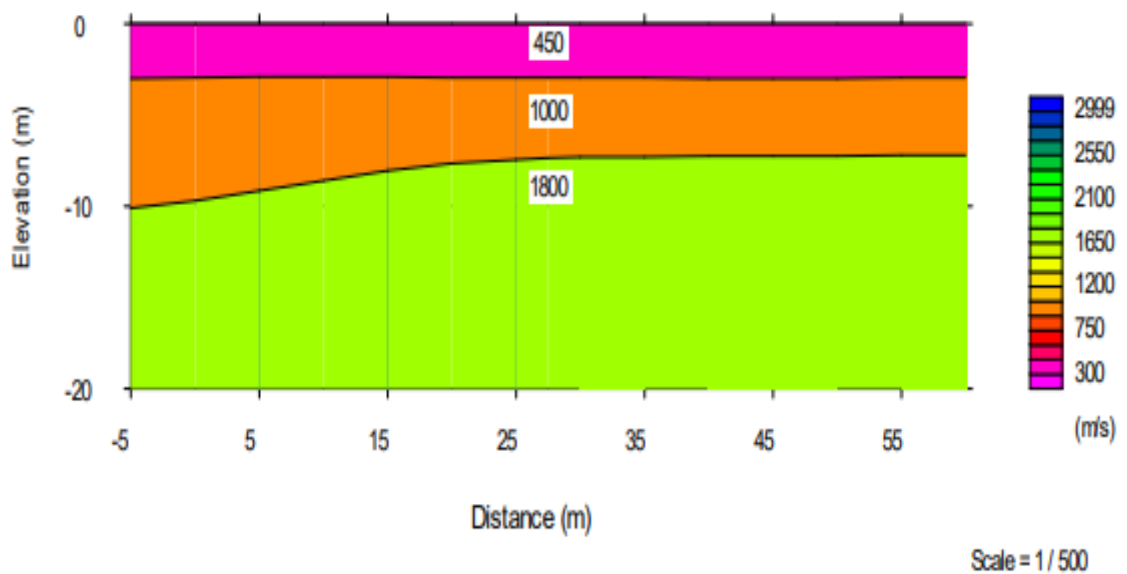


Figure II.17 : Modèle de terrain obtenu par le profil sismique 3

Les vitesses des ondes de cisaillement déterminées au moyen de l'essai sismique réalisé sur site avec la méthode MASW:

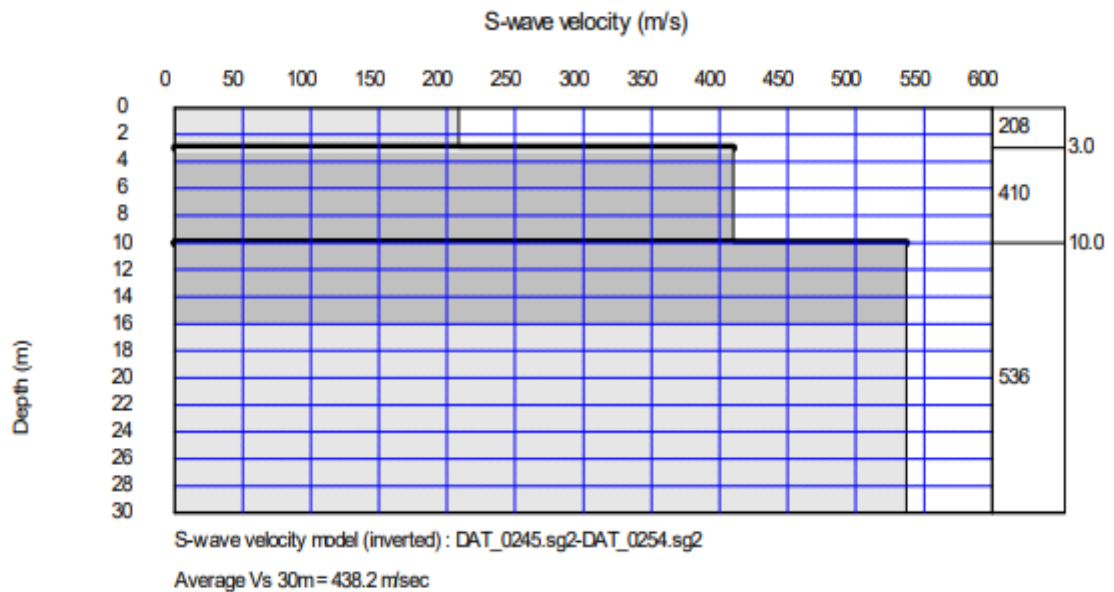


Figure II.18 : Modèle de vitesses des ondes S du profil sismique 3

➤ **Synthèse des résultats :**

Profil sismique 1 :

Tableau II.7 : L'interprétation des données a permis de différencier généralement l'existence de trois terrains présentant les vitesses suivantes et les épaisseurs suivantes : [29]

Vitesse de propagation des ondes de compression V_p (m/s)	Vitesse de propagation des ondes de cisaillement V_s (m/s)	Profondeurs de (m)	Épaisseurs (m)
$V_{p1} = 400$	$V_{s1} = 206$	0 – 3.5	3.5
$V_{p2} = 1000$	$V_{s2} = 418$	3.5 – 10.5	7.0
$V_{p3} = 1500$	$V_{s3} = 551$	10.5 –

V_{s30} moyenne : 436.2m/s.

CHAPITRE II : Géologique, hydrogéologique et géotechnique de la région

Profil sismique 2 :

Tableau II.8 : L'interprétation des données a permis de différencier généralement l'existence de trois terrains présentant les vitesses suivantes et les épaisseurs suivantes :

Vitesses de propagation des ondes de compression Vp (m/s)	Vitesses de propagation des ondes de cisaillement Vs (m/s)	Profondeurs (m)	Épaisseurs (m)
Vp1= 400	Vs1= 225	0 – 1.5	1.5
Vp2=900	Vs2= 411	1.5– 5.5	4.0
Vp3= 1700	Vs3= 599	5.5 –

Vs30 moyenne : 525.3 m/s.

Profil sismique 3 :

Tableau II.9 : L'interprétation des données a permis de différencier généralement l'existence de trois terrains présentant les vitesses suivantes et les épaisseurs suivantes [29]

Vitesses de propagation des ondes de compression Vp (m/s)	Vitesses de propagation des ondes de cisaillement Vs (m/s)	Profondeurs (m)	Épaisseurs (m)
Vp1= 450	Vs1= 208	0 – 3.0	3.0
Vp2=1000	Vs2= 410	3.0– 10.0	7.0
Vp3= 1800	Vs3= 536	10.0 –

Vs30 moyenne : 438.2 m/s.

II. 7.1.5 .3.4 Classification du site :

L'ensemble de ces résultats montre que la sismique réfraction a permis de classer le sol selon les règles parasismiques Algérienne (RPA 1999 versions 2003) en catégorie S2 (Ferme). [29]

II.7.2. Essais au laboratoire :

II.7.2 .1. Essais physiques :

a- Granulométrie :

Elle se fait par tamisage par voie sèche après lavage pour les sols dont les éléments sont supérieurs à $80\mu\text{ m}$ (NF P94-056) et par sédimentation pour les éléments inférieurs ou égaux à $80\mu\text{ m}$

(NF P94-057).

L'analyse granulométrique du sol jusqu'au diamètre de $80\mu\text{ m}$ se fait en utilisant une série de tamis (NF P 94-056).

La granularité est exprimée par une courbe granulométrique qui donne la répartition de la dimension moyenne des grains, exprimée sous forme de pourcentage du poids total du matériau.

Elle est tracée en diagramme semi-logarithmique avec :

- en abscisse, le logarithme de la dimension des ouvertures des tamis en valeurs croissantes ;
- en ordonnée, le pourcentage, en poids du matériau total, de la fraction du sol dont les grains ont un diamètre moyen inférieur à celui de l'abscisse correspondante (passant).

L'analyse granulométrique du sol pour les particules de sol inférieures ou égales à $80\mu\text{ m}$ se fait par sédimentation (NF P94-057).



Figure II.19 : Essai d'analyses granulométriques

- ✓ Les analyses granulométriques faites sur ces échantillons récupérés des sondages carottés montrent un sol fin dont le pourcentage des passants à 80 μ est supérieur à 50 %, et qui varie entre 64 et 79%, selon la classification L.C.P.C.

Tableau II.10 : Les résultats obtenus pour l'ensemble des échantillons analysés sont comme suit : [29]

Analyse granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)
10.00	100.00	64.00	75.82
5.00	99.90	45.70	73.30
2.00	99.10	32.60	70.77
1.00	97.87	20.90	65.71
0.40	92.74	15.10	60.66
0.20	79.90	10.80	55.60
0.10	79.74	7.70	53.08
0.08	79.48	5.60	45.49
		3.30	37.91
		1.40	30.33

- Les résultats sont présentés sous forme graphique

CHAPITRE II : Géologique, hydrogéologique et géotechnique de la région

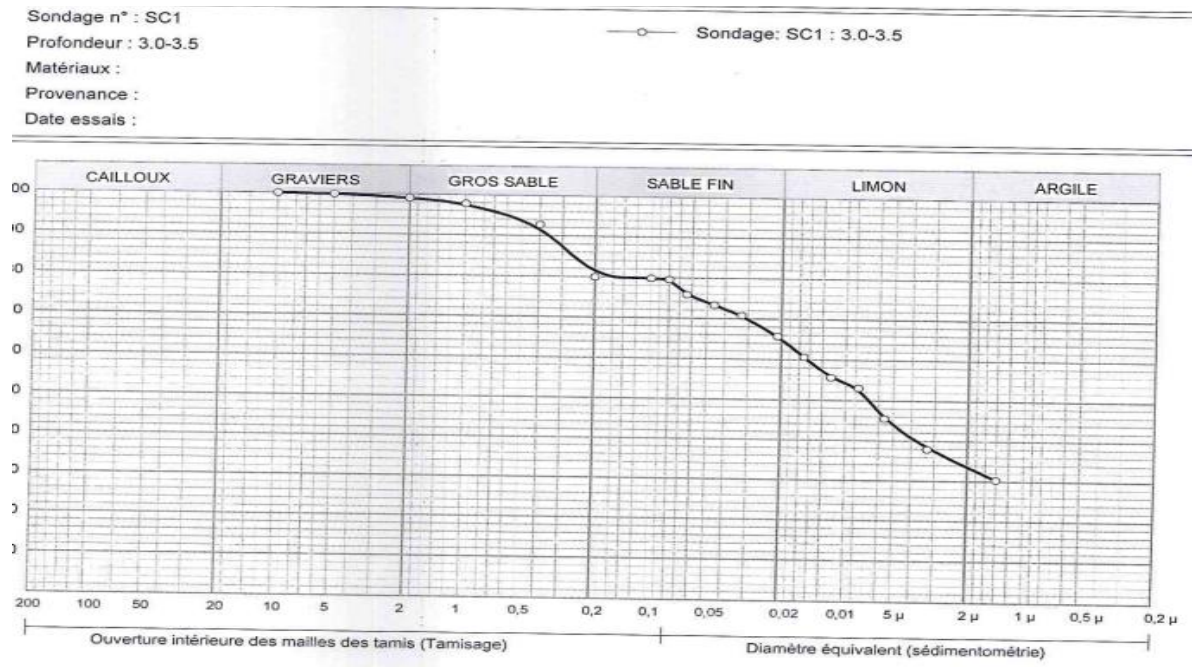


Figure II.20 : Exemple de Courbe granulométrique

b- Limites d'Atterberg :

La consistance d'un sol fin varie avec sa teneur en eau, la limite de liquidité w_L (teneur en eau pondérale) sépare l'état liquide de l'état plastique, la limite de plasticité w_p (teneur en eau pondérale) sépare l'état plastique de l'état solide. La limite de retrait w_r est la teneur en eau pondérale au-dessous de laquelle le volume de l'échantillon ne varie plus. [29]



Figure II.21 : Limites d'Atterberg

CHAPITRE II : Géologique, hydrogéologique et géotechnique de la région

Les limites d'Atterberg (NF P94-051) sont effectuées sur le seul mortier (diamètre des grains inférieur à 400 μ m) La limite de liquidité est déterminée soit à la coupelle de Casagrande (NF P 94-051), soit au pénétromètre à cône (NF P 94-052-1).

✓ Résultats obtenus :

Tableau II.11 : Les résultats obtenus pour l'ensemble des échantillons analysés sont comme suit : [29]

N° du sondage	Profondeur	WL (%)	IP (%)
SC01	3.0-3.5	49	25
SC02	2.6-2.8	48	24
SC03	2.4-2.6	46	23
SC04	2.6-3.0	42	21

Les résultats des limites d'Atterberg montrent un sol peu plastique (selon le diagramme de CASAGRANDE).

Tableau II.11 : Les résultats des essais d'identification physique sont les suivants : [29]

N° du sondage	Profondeur	Saturation Sr (%)	Teneur en eau (W %)	Densité sèche (γ_d t/ m ³)
SC01	3.0-3.5	88	13	1.91
SC02	2.6-2.8	82	14	1.85
SC03	2.4-2.6	65	10	1.91
	5.0-5.6	87	13	1.94
SC04	2.6-3.0	92	16	1.83

La formation est dense et en état mouillé à détremper, selon TERZAGUI.

II.7.2.2 Essais mécaniques

II.7.2.2.1 Essais de cisaillement rectiligne à la boîte

Nous avons procédé aux essais de cisaillement rectiligne à la boîte. [29]

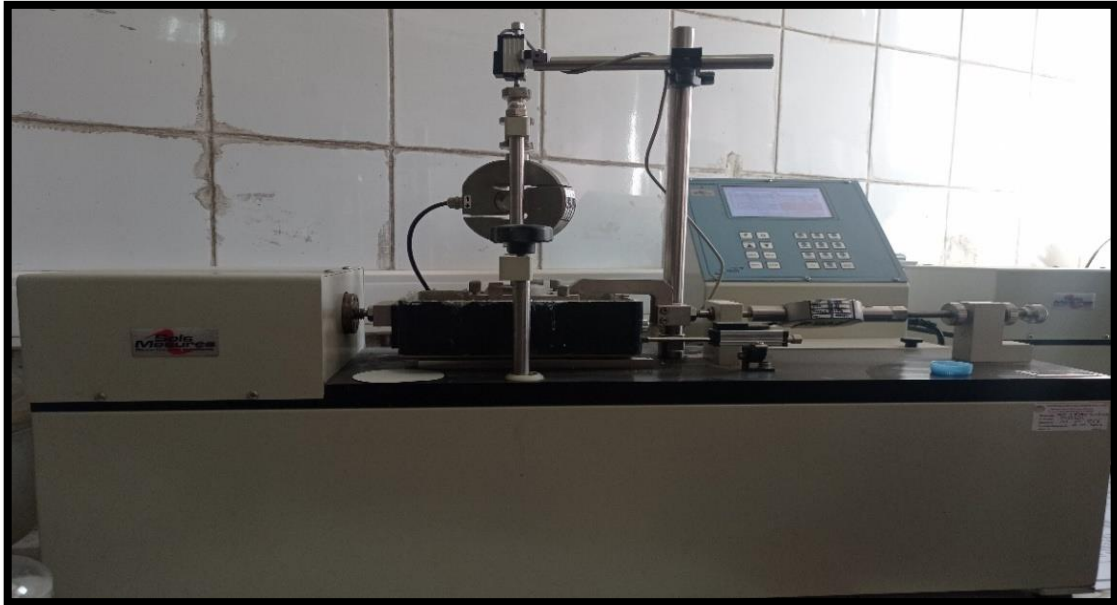


Figure II.22 : Appareillage de l'essai de cisaillement

A- Principe

L'essai s'effectue sur une éprouvette de sol placée dans une boîte de cisaillement constituée de deux demi-boîtes indépendantes. Le plan de séparation des deux demi-boîtes constitue un plan de glissement correspondant au plan de cisaillement de l'éprouvette. Il consiste à :

- appliquer sur la face supérieure de l'éprouvette un effort vertical (N) maintenu constant pendant toute la durée de l'essai ;
- produire après consolidation de l'éprouvette sous l'effort (N) un cisaillement dans l'éprouvette selon le plan horizontal de glissement des deux demi-boîtes l'une par rapport à l'autre auxquelles est imposé un déplacement relatif (δ) à vitesse constante ;
- mesurer l'effort horizontal de cisaillement (T) correspondant

Lorsque le déplacement a atteint une valeur définie, inverser le sens du déplacement et réaliser ainsi plusieurs cycles de cisaillement.

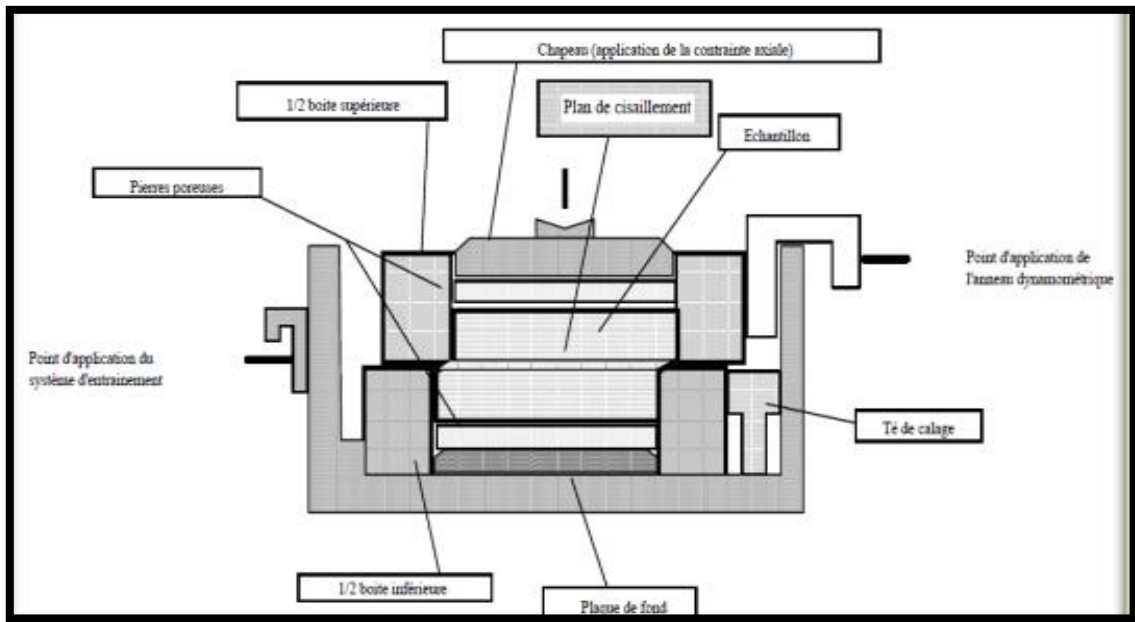


Figure II.23 : schéma de boîte de cisaillement. [14]

Tableau II.12 : Les échantillons de sol, qui ont fait l'objet d'essai de cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande.:

N° du sondage	Profondeur	Type du cisaillement	C (bar)	Φ°
SC01	3.00-3.50	CD	0.57	16
SC02	2.60-2.80	CD	0.67	16
SC03	2.40-2.60	CD	0.57	15
SC04	2.60-3.00	CD	0.51	18

- ✓ Les résultats des essais de cisaillement rectiligne à la boîte de Casagrande montrent que la formation est des limons, complexe argilo-sableux, selon G.PHILIPPONNAT (Fondations et ouvrages en terre)

II.7.2.3 Analyses chimiques des sols

Les échantillons prélevés des sondages réalisés ont subi des analyses chimiques, afin de déterminer le taux d'agressivité du sol vis-à-vis du béton de l'infrastructure, la teneur en matières organiques, en carbonates et en chlorure.

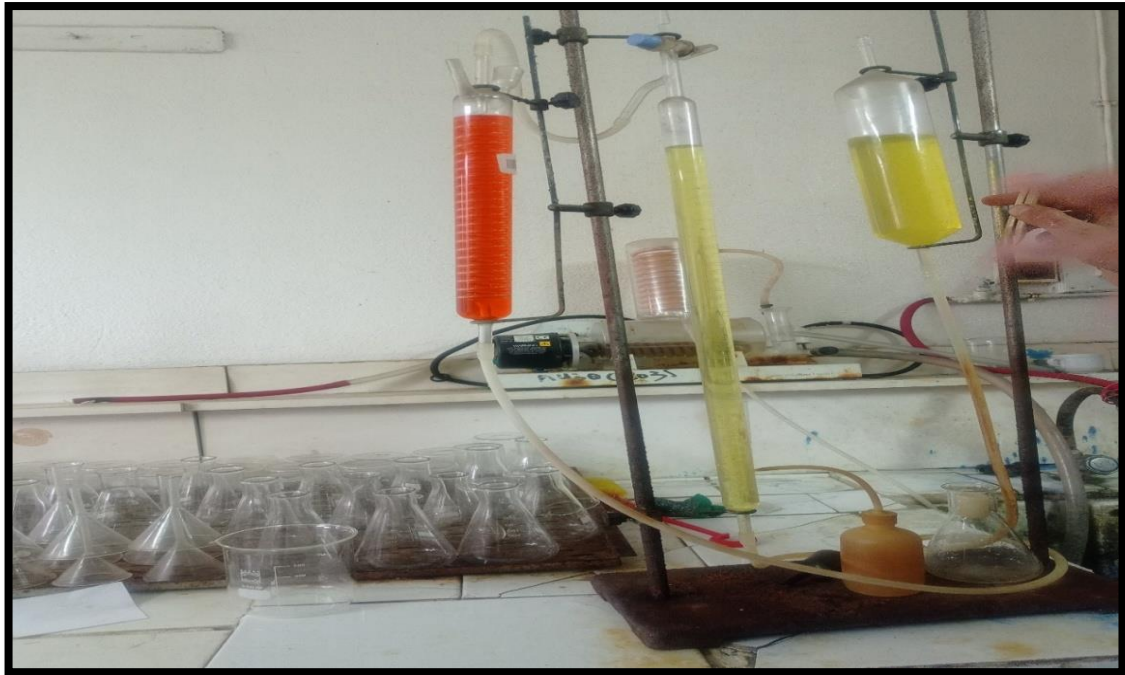


Figure II.24 : Carbonates CaCO₃

Tableau II.13 : Résultats des analyses chimiques du sol exprimé en % poids

N° Sondage	Profondeur (m)	Sulfates SO ₄ ⁻⁻	Carbonates CaCO ₃	Chlorures Cl ⁻	Matières organiques
SC01	3.0-3.5	Traces	22.57	Traces	Traces
SC02	2.6-2.8	Traces	18.23	Traces	Traces
SC03	2.4-2.6	Traces	1.74	Traces	0.05
SC04	2.6-3.0	Traces	4.34	Traces	Traces

A- Agressivité:

Les valeurs des ions de sulfates SO₄⁻⁻ obtenues à travers ces analyses montrent un sol d'agressivité chimique nulle, envers le béton de l'infrastructure selon la norme FD P18-011 MARS 2016.

B- La teneur en carbonates :

Le taux de carbonates varie entre 1.74 et 22.57, % traduisant un sol non marneux, selon la norme NFP 94-011.

C- Teneur en matière organique :

Le taux des matières organiques indique que le sol n'est pas organique par référence à la norme NFP 94-011.

II.8. Classifications des terrains et des sols

II.8.1 Classification L.P.C

Classer un sol consiste à l'identifier grâce à des mesures quantitatives et à lui donner un nom afin de le rattacher à un groupe de sols de caractéristiques semblables.

Classification LPC Sol à partir des résultats fournis par :

- La granulométrie
- Les caractéristiques de plasticité de la fraction fine (Atterberg)

Les sols sont désignés par le nom de la portion granulométrique prédominante qualifiée par un adjectif relatif aux portions secondaires.

On distingue trois grands types de sols :

- Les sols grenus : plus de 50 % des éléments en poids $> 80 \mu\text{m}$,
- les sols fins : plus de 50 % des éléments en poids $< 80 \mu\text{m}$,
- Les sols organiques dont la teneur en matière organique est $> 10 \%$.

II.8.1.1. Les Sols grenus

La classification des sols grenus se fait par la granulométrie et les limites d'Atterberg. Elle est précisée dans le tableau ci-après :

- Les analyses granulométriques faites sur les échantillons récupérés des sondages carottés montrent un sol fin dont le pourcentage des passants à 80μ est supérieur à 50 %, et qui varie entre 64 et 79%, selon la classification L.C.P.C.

Définitions		Symboles	Conditions	Désignation géotechnique
GRAVES	Plus de 50 % des éléments > 0,08 mm ont un diamètre > 2 mm	moins de 5 % d'éléments < 0,08 mm	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ (*) et $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ compris entre 1 et 3	grave propre bien graduée
		plus de 5 % d'éléments < 0,08 mm		grave propre mal graduée
		moins de 12 % d'éléments < 0,08 mm	Limite d'Atterberg au-dessous de la ligne A (fig. 2)	grave limoneuse
		plus de 12 % d'éléments < 0,08 mm	Limite d'Atterberg au-dessus de la ligne A	grave argileuse
SABLES	Plus de 50 % des éléments > 0,08 mm ont un diamètre < 2 mm	moins de 5 % d'éléments < 0,08 mm	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ et $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ compris entre 1 et 3	sable propre bien gradué
		plus de 5 % d'éléments < 0,08 mm		Une des conditions de Sb non satisfaite
		moins de 12 % d'éléments < 0,08 mm	Limite d'Atterberg au-dessous de la ligne A	sable limoneux
		plus de 12 % d'éléments < 0,08 mm	Limite d'Atterberg au-dessus de la ligne A	sable argileux

Lorsque 5 % < % inférieur à 0,08 mm < 12 % → on utilise un double symbole.

Figure II.25 : Classification des sols grenus (selon L.C.P.C).

II.8.1.2. Les sols fins

La classification des sols fins utilise les critères de plasticité liés aux limites d'Atterberg, elle précisée dans le diagramme de plasticité « Diagramme de plasticité (selon L.C.P.C)» selon la position dans le diagramme du point représentatif ayant pour abscisse la limite de liquidité, et pour ordonnée l'indice de plasticité, on définit quatre grandes catégories principales :

- Les limons très plastiques **Lt** ;
- Les limons peu plastiques **Lp** ;
- Les argiles très plastiques **At** ;
- Les argiles peu plastiques **AP**.

- Application de la classification

- Le sol est classé dans la catégorie des argiles peu plastiques (Ap) d'après l'abaque de Casagrande pour les 4 sondages.
- Les résultats des limites d'Atterberg montrent un sol peu plastique (selon le diagramme de Casagrande).

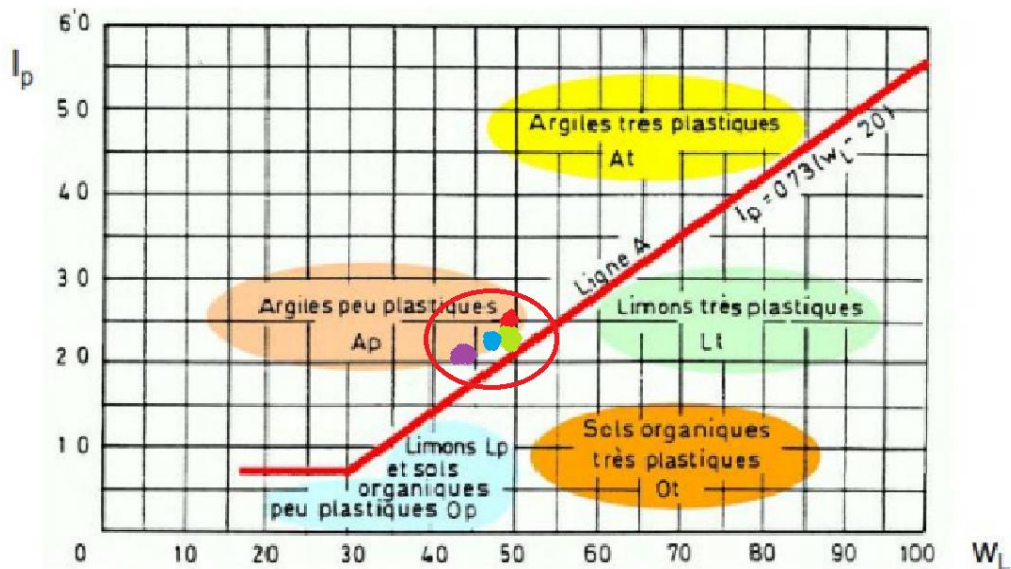


Figure II.26 : Classification des sols fins ; Diagramme de plasticité (selon L.C.P.C).

II.8.2. Classification de terrain

- **Classification selon (Règles Parasismiques Algérienne) 1999 /version 2003.**

II.8.2.1. Catégories et critères de classification

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Catégorie S₁ (site rocheux):

Roche ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement (V_s) \geq à 800m/s.

Catégorie S₂ (site ferme):

Dépôts de sables et de graviers très denses et/ou d'argile sur consolidée sur 10 à 20 m d'épaisseur avec $V_s \geq 400$ m/s à partir de 10 m de profondeur.

Catégorie S₃ (site meuble):

Dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec $V_s \geq 200$ m/s à partir de 10 m de profondeur.

Catégorie S₄ (site très meuble) :

- Dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle avec $V_s \geq 200$ m/s dans les 20 premiers mètres.

CHAPITRE II : Géologique, hydrogéologique et géotechnique de la région

- Dépôts d'argile molle à moyennement raide avec $V_s < 200$ m/s dans les 20 premiers mètres.

Par ailleurs, outre les valeurs des vitesses d'ondes de cisaillement, les valeurs moyennes harmoniques d'autres résultats d'essais (pénétrömètre statique, SPT, pressiomètre...) peuvent être utilisées pour classer un site selon le tableau suivant: [29]

Tableau II.14 : Classification des sites

catégorie	Description	Q_c (MPa)	N(d)	p_l (MPa)	E_p (MPa)	q_u (MPa)	V_{s30} (M PA)
S1	Rocheux(a)	-	-	>5	>100	>10	≥ 800
S2	Ferme	>15	>50	>2	>20	>0.4	$\geq 400 < 800$
S3	Meuble	1.5_15	10_50	1_2	5_20	1_0.4	$\geq 200 < 400$
S4	Très meuble ou présence de 3m au moins d'argile molle (b)	<1.5	<10	<1	<5	<0.1	$\geq 100 < 200$

- D'après les résultats obtenus à partir de l'essai préssiométrique, le site est classé dans la catégorie S2 (site ferme).
- Les résultats des essais sont présentés selon un diagramme de résistance dynamique en fonction de la profondeur. Les graphes tracés dénotent un sol de bonne résistance en pointes, les valeurs de R_d sont supérieures à 50 bars, les valeurs de R_d augmentent en fonction de la profondeur jusqu'à la fin des essais. D'après les résultats obtenus à partir de l'essai pénétromètre dynamique, le site est classé dans la catégorie S2 (site ferme).
- L'ensemble de ces résultats montre que la sismique réfraction a permis de classer le sol selon les règles parasismiques Algérienne (RPA 1999 version 2003) en catégorie S2 (Ferme).

II.9. État actuelle des terrains

On résume les constats de visite du point de vu géotechnique comme suit :

- Etat de dégradation des terrains après les travaux de terrassement



Figure I.27 : Des fissures de traction en tête.

- Nature et formes des blocs existant sen surface



Figure II.28 : Taille et forme des blocs

- État des terrains après terrassements montrant l'inclinaison des terrains et la hauteur des couches en amont,



Figure II.29 : État des terrains après terrassements

- Allègement en tête des terrains pour diminuer les poussées en tête des terrains ;



Figure II.30 : Allègement en tête

II.10. Conclusion :

Nous pouvons conclure que les grands ensembles structuraux entourant le bassin de Médéa sont :

- L'Atlas de Blida ;
- Le massif de Berrouaghia appartenant à la chaîne de Bibans.

La région d'étude fait partie du massif de Berrouaghia représenté essentiellement par une formation d'âge crétacé moyen.

Les résultats obtenus à travers les essais in situ ainsi qu'aux essais au laboratoire, a permis de conclure que le sol d'assise du ce projet, se caractérise par :

- Du haut en bas par une couche de sable fin limoneux pouvant contenir des débris de grès et concrétions de calcaire, suivie par une couche de grès. Le tout est recouvert par une couche de terre végétale.
- Le terrain est caractérisé par une morphologie accidentée.
- Les essais pénétrométriques indiquent que le sol a une bonne résistance à la pénétration dynamique.

D'après les résultats des essais géophysiques et selon le R.P.A (2003), le site est classé dans la catégorie S2 (sol ferme).

L'eau n'a pas été détectée lors des travaux de reconnaissance (mois de Juillet)

Chapitre III:

*Méthodes
classique du
calcul de stabilité
des pentes.*



CHAPITRE III : Méthodes classiques de calcul de stabilité des pentes

III.1. Introduction :

Dans de nombreux calculs géotechniques; on formule les conditions d'un équilibre limite marquant la frontière entre la stabilité et la rupture. Il est donc normal de diviser les valeurs calculées par un coefficient de sécurité ($f > 1$); pour déterminer les valeurs "admissibles" qui ne risquent pas d'entraîner la rupture. Pour les pentes et les talus naturels; la détermination d'un tel coefficient de sécurité est liée essentiellement à l'analyse de stabilité.

L'initiation dans ce domaine revient à l'ingénieur français "Alexandre Collin" qui remarqua que les surfaces de cassures formées par les glissements de terrain survenant dans l'argile le long des berges d'un canal adoptaient une forme incurvée, et publia en 1946 un mémoire dans lequel il suggérait une méthode statique d'analyse basée sur une surface courbe et mesurait la résistance des sols au cisaillement. On a depuis cette époque proposé une diverse méthode d'analyse. Elles ont conduit à la méthode du cercle de glissement mise au point par des ingénieurs suédois et sur laquelle reposent les techniques actuellement utilisées. [24]

III.2. Déterminations du Coefficient de sécurité :

Cependant, la définition de coefficient de sécurité des talus à l'égard de la rupture reste une des questions les plus controversées de la mécanique des sols. Plusieurs sont les conférences qui ont été tenues sur ce sujet comme celle de " Stockholm " en 1954, " paris " en 1961, ou encore celle tenue à " monté réal " en 1969.

La détermination de tel facteur (coefficient) nécessite la reconnaissance des efforts appliqués sur notre talus tel que :

Dans le cas du glissement plan, c'est le rapport de la force résistante à la force motrices

$$F = \frac{T}{PT} \dots \dots \dots (III.1)$$

Dans le cas du glissement circulaire, c'est le rapport du moment des forces résistantes à celui des forces motrices :

$$F = \frac{M/o(\vec{F}\text{résistant})}{M/o(\vec{F}\text{motrice})} \dots \dots \dots (III.2)$$

CHAPITRE III : Méthodes classiques de calcul de stabilité des pentes

- ✓ Ou le rapport à un élément géométrique : rapport de la hauteur critique HC à la hauteur réelle du talus :

$$F = \frac{H_c}{P_T} \dots \dots \dots (III.3)$$

- ✓ Le rapport aux caractéristiques mécaniques: rapport de la résistance au cisaillement.

τ max a la contrainte de cisaillement réelle τ :

$$F = \frac{\tau_{max}}{\tau} \dots \dots \dots (III.4)$$

III.3. Les méthodes d'analyses de stabilité des pentes :

L'analyse de la stabilité d'une pente est l'étude des conditions d'équilibre d'une masse du sol délimité par une surface de rupture. Cette masse est soumise aux efforts suivants : Poids propre du massif, réactions du sol en place le long de la surface de rupture, pressions interstitielles, changements extérieurs éventuels. Ayant défini une surface de rupture S, on étudie la stabilité de la masse (1) mobile par rapport au reste du massif (2) qui est fixe (figure ci-dessous). [13]

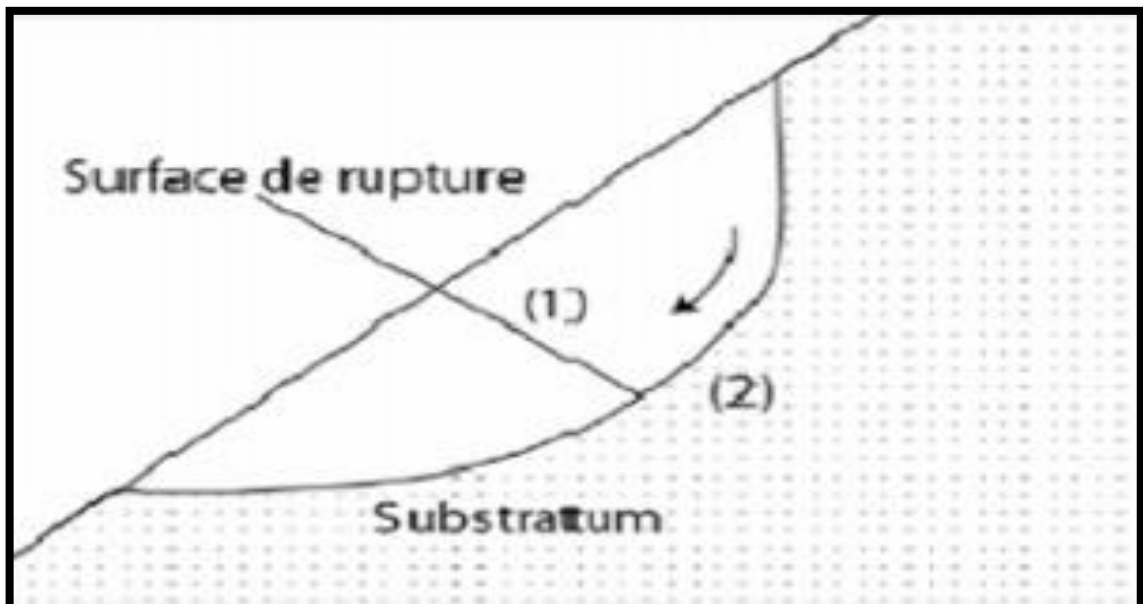


Figure III.1 : surface de rupture. [13]

CHAPITRE III : Méthodes classiques de calcul de stabilité des pentes

III.4. Facteur de sécurité locale :

Le facteur de sécurité local est défini comme le rapport de la résistance au cisaillement du sol τ_{max} à la contrainte de cisaillement τ s'exerçant réellement sur la surface de rupture considérée.

$$F_{local} = \frac{\tau_{max}}{\tau} \dots \dots \dots (III.5)$$

Lorsque : $F > 1$ pas de rupture, $F=1$ il y a rupture locale

Ce facteur de sécurité est caractérisé par :

- Il est simple à calculer dans le cas de l'évolution de cas particuliers simples.
- On sera face à la difficulté de la connaissance de la répartition des contraintes le long de la surface de rupture.

Dans le cas où on possède une telle évaluation, on constate que le coefficient de sécurité est variable le long de la surface de rupture. Une façon d'évaluer les contraintes de cisaillement τ consiste à écrire qu'elles résultent de l'équilibre limite pour des caractéristiques du sol réduites.

$$F = \frac{C'}{F} + \sigma' \frac{\tan \phi'}{F} \dots \dots \dots (III.6)$$

L'étude de stabilité consiste à rechercher la surface de rupture la plus défavorable, c'est-à-dire, le coefficient de sécurité est le plus faible : c'est elle qui conditionne la stabilité du versant. [13]

❖ Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité :

Le facteur de sécurité minimal FS 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 grande (analyse en contrainte totale avec risque d'erreur sur la valeur de la cohésion drainé C_u).

Pour certains sites peu importants ou pour certains ouvrages courants, et lorsqu'il n'y a pas de risque pour la vie humaine, on peut accepter des valeurs plus faibles pendant un moment très court ou pour des fréquences faibles. Le tableau ci-dessous, nous donne les

CHAPITRE III : Méthodes classiques de calcul de stabilité des pentes

valeurs de FS en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entoure :

Tableau III.1 : Valeur de FS en fonction de l'état de l'ouvrage. [3]

FS	Etat 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 les barrages, ou bien quand la rupture serait catastrophique
>1.4	Satisfaisante pour les ouvrages

III.5 - Méthodes d'analyses globales :

III.5.1 - Méthode de Taylor ou méthode de cercle de frottement :

C'est une méthode qui travaille avec des suppositions telles que :

- La ligne du glissement est circulaire ;
- A une certaine profondeur au dessous du pied de talus, le sol est parfaitement homogène, à cette profondeur, le sol repose sur la surface horizontale d'une couche plus consistante, qu'on appelle base résistante ou la surface de glissement ne pénètre pas.
- Il n'y a ni nappe phréatique ni écoulement d'eau
- La répartition des contraintes à la base est comprise entre une répartition uniforme et une sinusoïdale le long de l'arc de glissement.

Lors d'une étude d'équilibre d'une pente infinie, le poids du sol contribue aux forces déstabilisatrices alors que la cohésion C_u contribue aux forces d'équilibre. Ainsi, la cohésion C_u est inversement proportionnelle au poids volumique du sol γ . Elle est donnée par la formule suivante :

$$Hc = \frac{C_u}{\gamma} \times f(\varphi_u, \beta) \dots \dots \dots (III.7)$$

CHAPITRE III : Méthodes classiques de calcul de stabilité des pentes

Pour que cette expression soit correcte de point de vue dimension, la fonction $f(\varphi_u, \beta)$ doit être une fonction sans dimensions.

$$Hc(m) = \frac{Cu}{\gamma} \times \frac{KN/m^2}{KN/m^2} \times f(\varphi_u, \beta) \dots\dots\dots(III.8)$$

TAYLOR (1948) exprima cette fonction $f(\varphi_u, \beta)$ par un nombre appelé nombre de stabilité S_n ou N_s

$$Hc = \frac{Cu.1}{\gamma N_s} \Rightarrow N_s = \frac{Cu}{\gamma.Hc} \dots\dots\dots(III.9) [25].$$

En s'appuyant sur le principe de la méthode de cercle de frottement, TAYLOR publia le coefficient de stabilité d'un talus homogène en fonction de φ_u et β sous forme de tableaux et d'abaques ABQ 2.1. Pour $\varphi_u = 0$ et $\beta < 53^\circ$ la valeur de S_n dépend aussi du coefficient de profondeur D_f ou ($D_f.H$) est la profondeur de la couche de sol ferme.

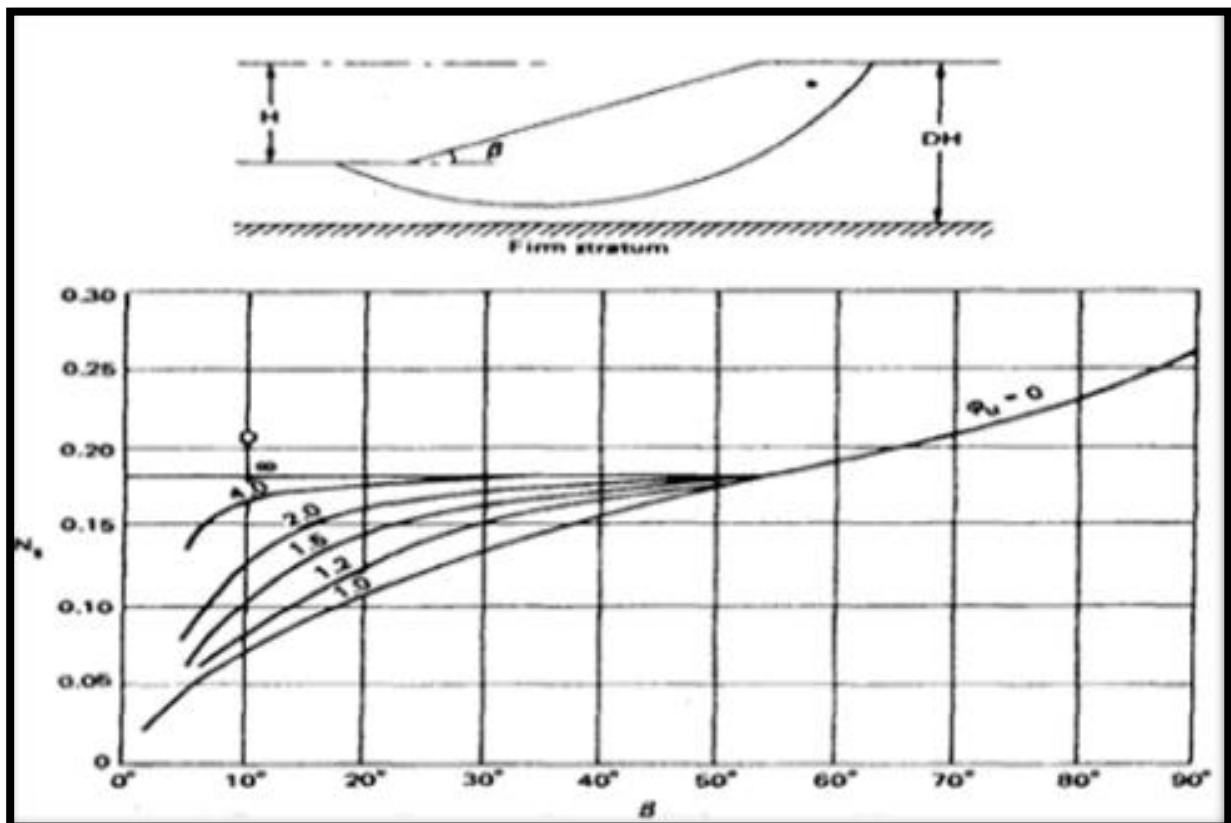


Figure III.2 : Abaque du coefficient de stabilité de Taylor [25].

CHAPITRE III : Méthodes classiques de calcul de stabilité des pentes

Tableau III.2 : Nombre de stabilité de TAYLOR. [13].

β	φ					
	0°	5°	10°	15°	20°	25°
90°	0.261	0.239	0.218	0.199	0.182	0.166
75°	0.219	0.195	0.173	0.152	0.13	0.117
60°	0.191	0.162	0.138	0.116	0.097	0.079
45°	0.170	0.136	0.108	0.083	0.062	0.044
30°	0.156	0.110	0.075	0.046	0.025	0.009
15°	0.145	0.068	0.023	-	-	-

III.5.2 - Méthode de l'équilibre des forces:

III.5.2.1 - La méthode de coin :

Il s'agit d'une méthode approximative. La masse sur le plan de rupture potentielle est séparée en une série de coins et l'équilibre de chaque coin est considéré. Équilibre des forces horizontales et verticales. On doit cependant faire une hypothèse sur l'inclinaison de la force entre les coins : $10^\circ < d < 15^\circ$ - $d = 0^\circ$ conservateur.

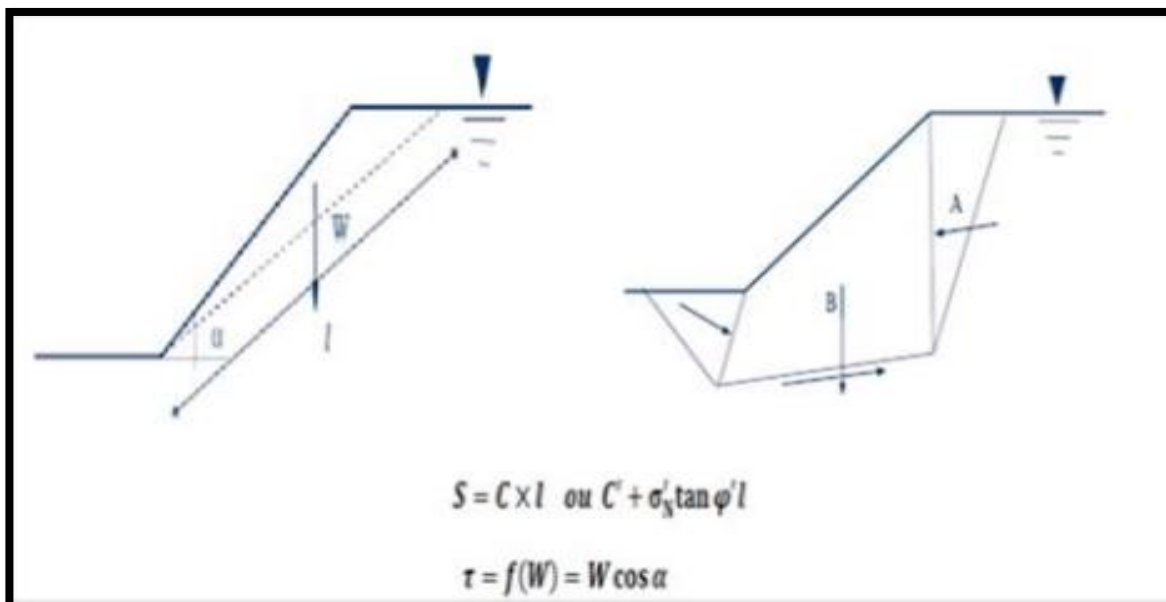


Figure III.3 : Illustration des forces appliquées dans la méthode des coins. [13].

CHAPITRE III : Méthodes classiques de calcul de stabilité des pentes

- En A et B, on voit qu'en plus de la translation du bloc sous son propre poids, il aurait des efforts à chacune des extrémités.

- En A semblable à pousser sur un mur

- En B semblable à buter sur un mur

- On retrouve donc deux façons de traiter ce problème.

- D'abord, on fait l'équilibre des forces sur les blocs où on considère toutes les masses, incluant celles à l'extérieur.

- Problème : il faut maintenant considérer l'interaction des coins

- On assume un facteur de sécurité de départ. Résolution par polygone des forces du coin 1 (on obtient R_{12}). R_{21} étant égal à R_{12} , le polygone des forces du coin 2 doit fermer si équilibre.

- Si le polygone ne ferme pas, il faut assumer un autre FS. [13].

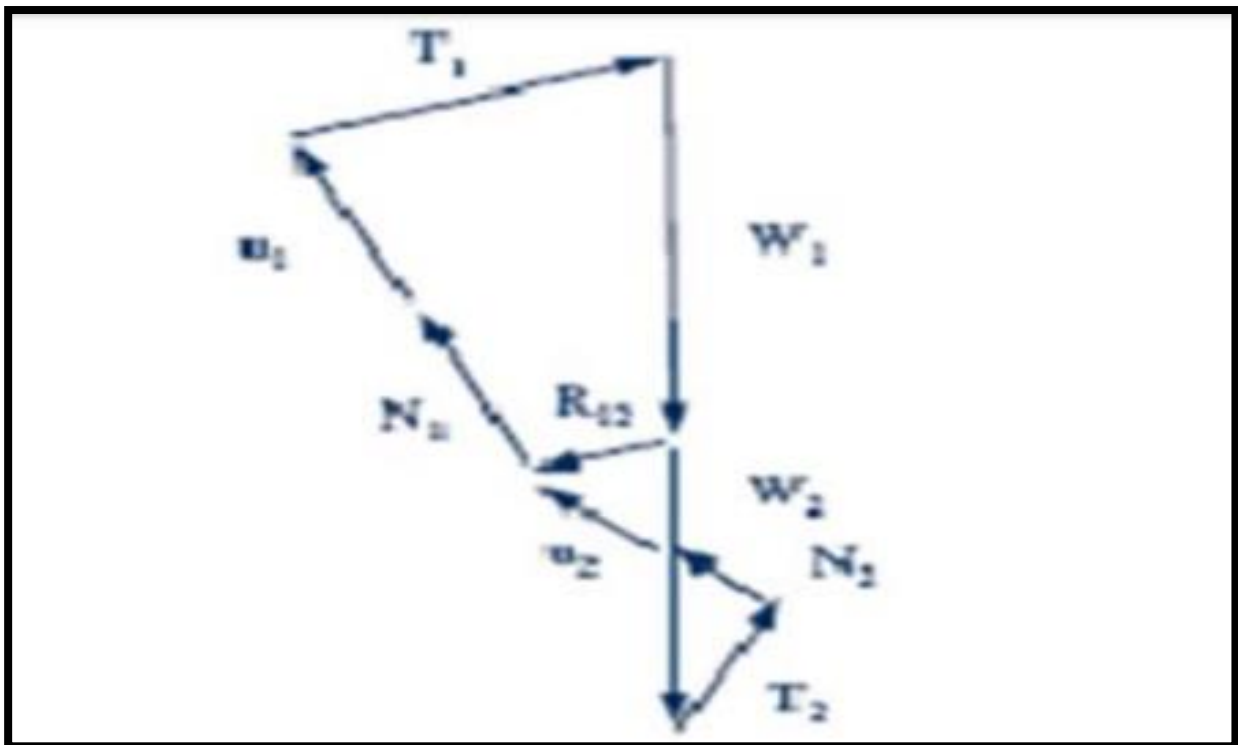


Figure III.4 : Illustrations des forces appliquées [13].

III.5.2.2. Méthode de l'équilibre des forces et des moments :

III.5.2.2.1. Méthodes faisant des hypothèses sur la ligne de poussée :

A) - Méthode de Jambu généralisé :

Lorsque la surface de glissement s'écarte trop de la forme circulaire, Jambu (1954, 1975) propose de considérer la force et le moment d'équilibre d'une tranche verticale typique et la force d'équilibre de toute la masse glissée.

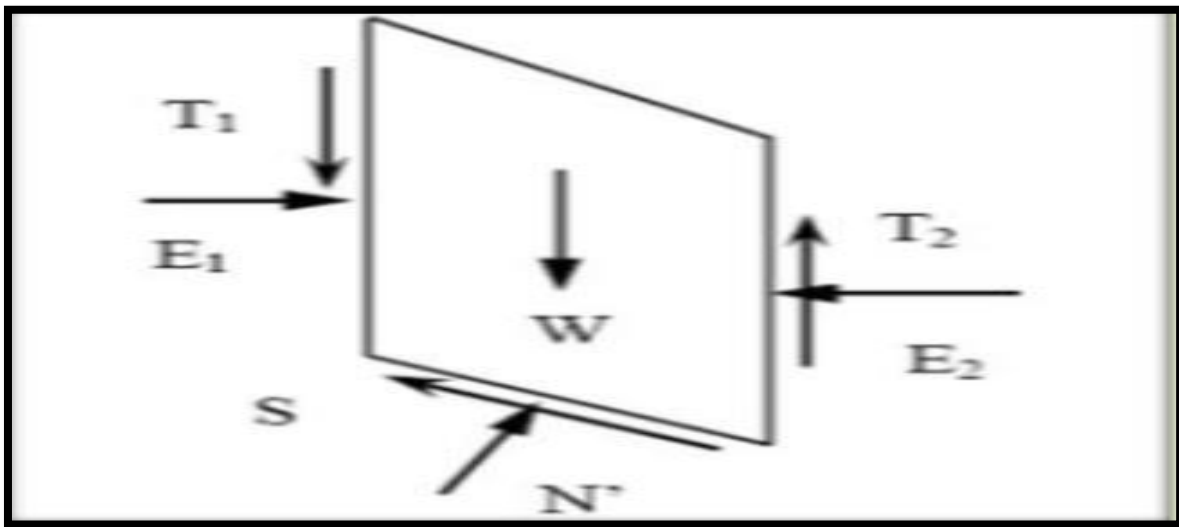


Figure III.5 : Méthode de Jambu- la représentation des forces sur une tranche. [13].

Le coefficient est donné par la formule :

$$F_s = \frac{\sum(c'l + (N - ul) \tan \varphi) \sin \alpha}{\sum(W - (T_2 - T_1) \tan \alpha + \varepsilon(E_2 E_1))} \dots \dots \dots (III.10) [25]$$

De même, la force totale normale à la base (N) devient une fonction de la force inter tranche de cisaillement (T) comme :

$$N = \frac{1}{m \alpha} (W - (T_2 - T_1) - \frac{1}{F} (c'l - ul \tan \varphi) \sin \alpha) \dots \dots \dots (III.11) [25]$$

B) - Jambu simplifié :

La méthode simplifiée de Jambu est un indice composite basé sur des surfaces de cisaillement (c'est-à-dire non circulaire) et le coefficient de sécurité est déterminé par l'équilibre des forces horizontales. Comme dans la méthode de Bishop, la méthode considère

CHAPITRE III : Méthodes classiques de calcul de stabilité des pentes

les forces inter-tranches normales, mais néglige les forces de cisaillement (T). La base de la force normale (N) est déterminé de la même manière que dans la méthode de Bishop et le coefficient de sécurité est calculé par:

$$F = \frac{\sum(c' + (N - ul)\tan\phi') \sec\alpha}{\sum W \tan\alpha + \varepsilon\Delta E} \dots\dots\dots(III.12) [25]$$

Où: $\text{Sec } \alpha = 1 / \cos \alpha$

Avec les forces dans chaque tranche :

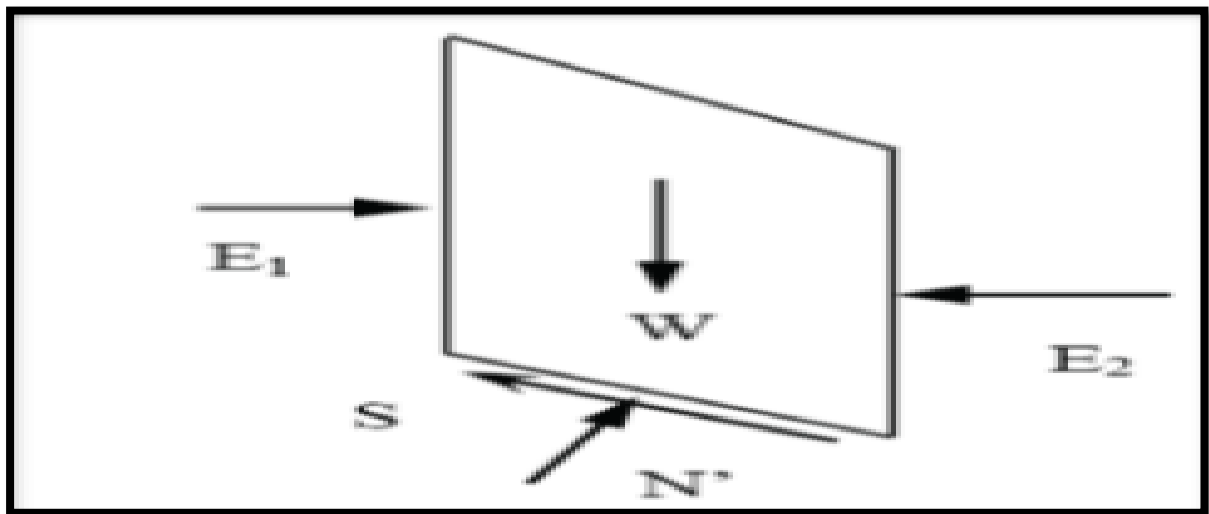


Figure III.6 : la représentation des forces sur une tranche [13]

$$\sum\Delta E = E1 - E2(\text{Zéro s'il n'y a pas de force horizontale}).$$

Jambu introduit un facteur de correction (f_0), dans le coefficient de sécurité F_0 , pour tenir compte des effets des forces inter-tranches de cisaillement. Avec cette modification, la méthode de Jambu corrigé donne un coefficient de sécurité supérieur, comme :

$$\mathbf{Ef} = f_0 F_0 \dots\dots\dots(III.13) [13]$$

Où :

$$\mathbf{F} = \frac{\sum(\frac{b(c' + (p-u)\tan\phi')}{n\alpha})}{\sum p b \tan\alpha} \text{ Et } \mathbf{n\alpha} = \cos\alpha(1 + \tan\alpha \frac{\tan\phi'}{F}) \dots\dots\dots(III.14) [13]$$

CHAPITRE III : Méthodes classiques de calcul de stabilité des pentes

C'est un facteur de correction qui varie en fonction de la profondeur à la longueur de la masse de la terre glissante et du type de sol.

$P=W/b$ =contrainte totale verticale ; b = largeur d'une tranche.

III.5.3. Méthodes des tranches :

Cette étude consiste à considérer les forces qui tendent à retenir un certain volume de terrain, délimité par les forces libres du talus et une surface de rupture potentielle, et celles qui tendent à la mettre en mouvement.

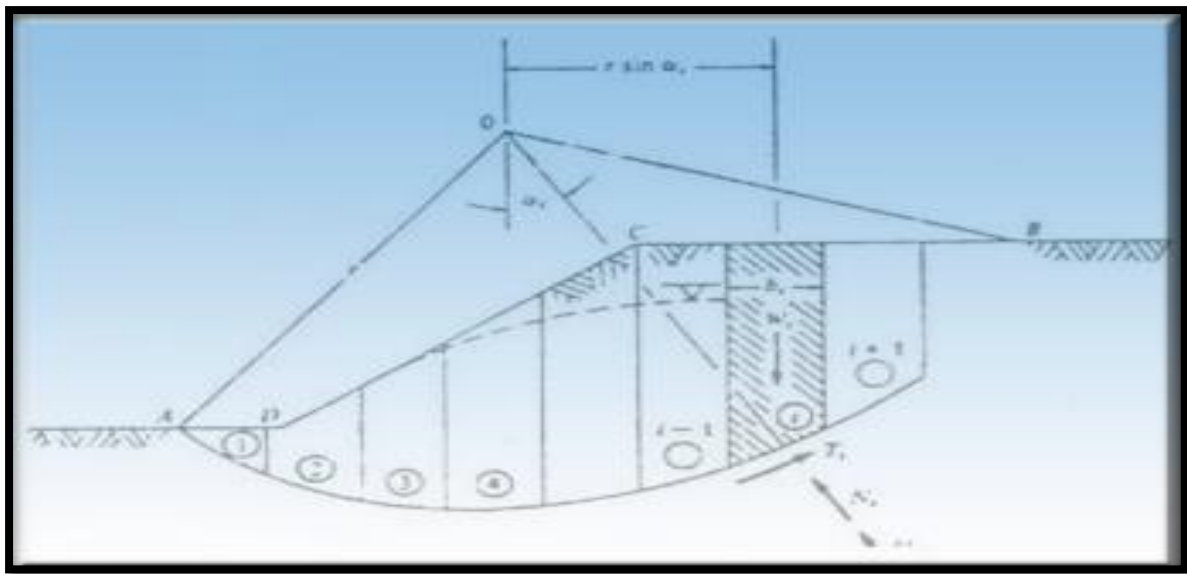


Figure III.7 : Découpage d'un talus en tranches et les forces agissantes sur une tranche la représentation des forces sur une tranche [13-24]

Soit un cercle quelconque de centre O et de rayon R pour lequel on vérifie la sécurité vis -à-vis du risque de glissement. La méthode des tranches consiste à découper le volume de sol (compris dans EF) en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux.

En l'absence d'eau, une tranche (n) est soumise à :

- ✓ Son poids $W = \gamma_n \cdot h_n \cdot b_n$
- ✓ Les efforts inter-tranches décomposés en effort horizontal H_n et H_{n+1} et en effort vertical V_n et V_{n+1} .
- ✓ La réaction R_n du milieu sous-jacent sur l'arc AB (résistance de cisaillement). Elle se décompose en une composante normale et tangentielle.

III.5.3.1. La méthode de FELLINUS :

C'est au Suédois « FELLINUS » que l'on doit pour l'invention de cette méthode connue aussi par «La méthode ordinaire » (Ordinary method of slices) ou également «La méthode Suédoise» (thé Swedish circle méthode). Elle demeure la plus utilisée de cette catégorie, dans sa forme originale, elle se base sur l'hypothèse d'une ligne de glissement circulaire choisie arbitrairement. Elle est considérée comme la plus simple, parce qu'elle est la seule qui donne une équation linéaire du coefficient de sécurité et présente l'avantage de pouvoir être conduite sans moyens de calcul important et de prêter à la réalisation des abaques.

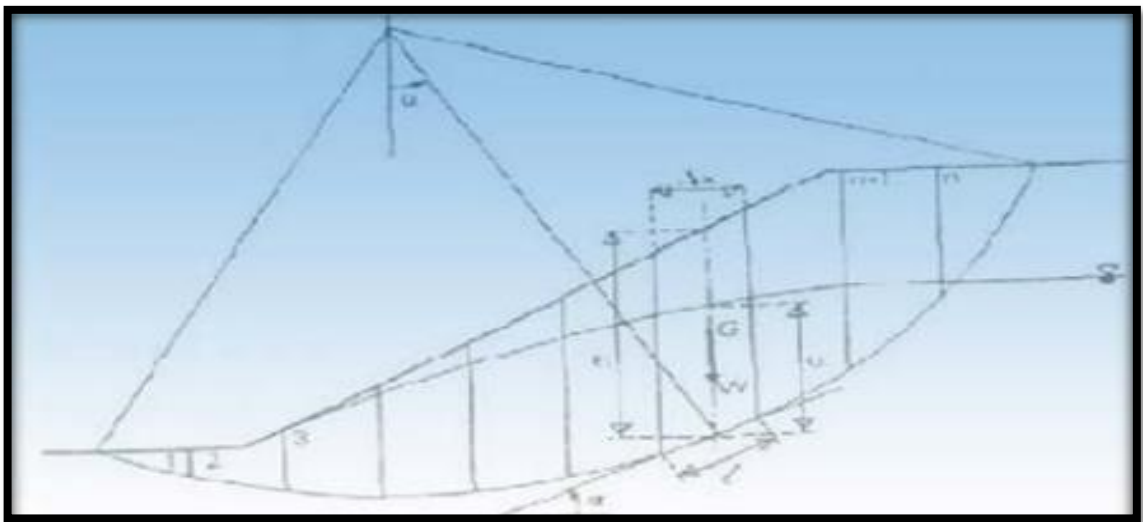


Figure III.8 : la méthode de FELLINUS. [24]

FELLINUS suppose en général que les forces entre tranches peuvent être négligées, parce qu'elles sont parallèles aux bases des tranches. Ce faisant, on ne respecte cependant pas le principe de Newton d'égalité de l'action et de la réaction, et suggère que la résultante des forces qui agissent sur chaque tranche est nulle dans la direction normale on peut voire dans la figure ci-dessous.

Les équations de translations donnent respectivement :

- ✓ Verticalement : $W - N \cos \alpha - S m \sin \alpha = 0 \dots \dots \dots (III.15) [24]$
- ✓ Horizontalement : $S m \cos \alpha - N \sin \alpha + K_w = 0$

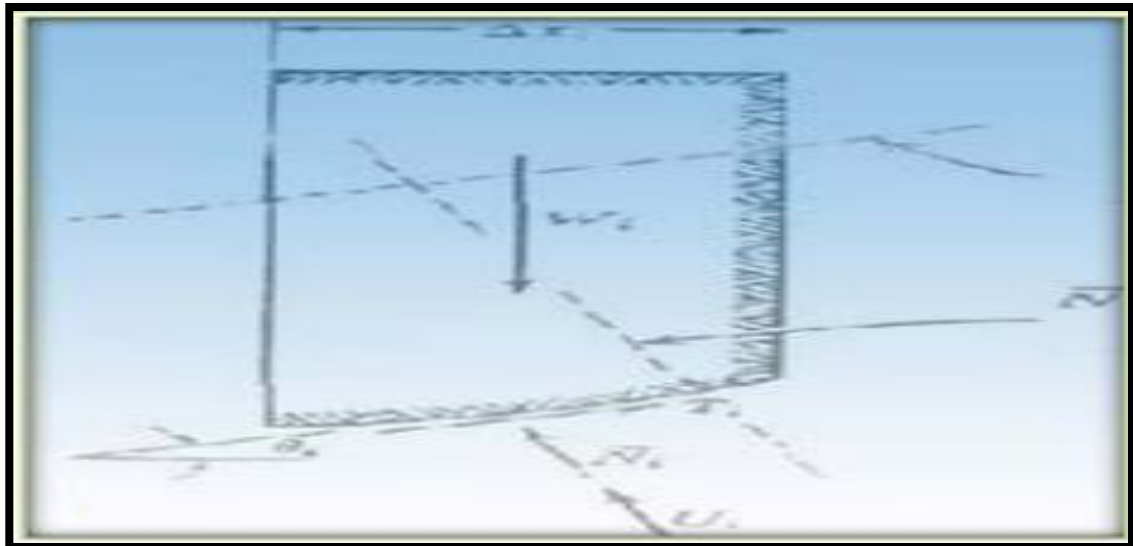


Figure III.9 : Représentation des efforts appliquée [24]

Expression où les termes $(S_m \sin \alpha, S_m \cos \alpha)$ présentent l'effet de l'eau à l'amont et à l'aval K_w l'effet des séismes, ces termes seront négligés par la suite pour des raisons de simplifications des calculs, ce qui donne l'expression de la méthode de Fellinus simplifiée.

Avec les suggestions de Fellinus, l'évaluation de la contrainte normale pour tous les points le long de la ligne de glissement, sont devenues possibles et on a :

$$N_i = W_i \cos \alpha_i - U_i L_i \dots \dots \dots (III.16)$$

Connaissant la valeur de N_i et les paramètres C, ϕ du sol, devrait possible d'évaluer la force en chaque point d'élément du massif :

$$S_i = N_i \operatorname{tg} \Phi + C \Delta L_i = (W_i \cos \alpha_i - U_i L_i) + C b / \cos \alpha_i \dots \dots \dots (III.17)$$

Par conséquent le moment autour le centre du cercle des forces résistantes à :

$$\sum_{i=0}^n S_i R = R \sum_{i=0}^n (W_i \cos \alpha_i - U_i L_i) + \frac{cb}{\cos \alpha_i} \dots \dots \dots (III.18)$$

De même le moment autour le centre du cercle des forces motrices à :

$$\sum_{i=0}^n W_i x_i = \sum_{i=0}^n W_i \sin \alpha_i R + R \sum_{i=0}^n W_i \sin \alpha_i \dots \dots \dots (III.19)$$

CHAPITRE III : Méthodes classiques de calcul de stabilité des pentes

Comme on a mentionné auparavant, le coefficient de sécurité relatif au cercle de rupture choisit est défini comme le rapport entre les moments résistants et les moments moteurs par rapport à " O ", il vaut donc:

$$F = \frac{\sum_{i=0}^n c l_i + (W_i \cos \alpha_i - u_i l_i) \tan \phi}{\sum_{i=0}^n W_i \sin \alpha_i} \dots \dots \dots (III.20)$$

W_i Poids de chaque tranche.

$W_i = \gamma A_i / A_i$: Est la superficie de chaque tranche telle que.....(III.21)

$A_i = h_i b / h_i$: Hauteur de la tranche(III.22)

γ : Densité du sol.

U_i : Pression interstitielle pour chaque tranche égale :

$U_i = \gamma_w h / \gamma_w$ Densité de l'eau.(III.23)

h : La hauteur de la lame d'eau dans chaque tranche.

α_i : Angle formé par la tangente à la base de chaque tranche avec l'horizontal

$L_i = b / \cos \alpha_i$ (III.24)

C : la cohésion du sol

ϕ : L'angle de frottement interne. [26]

III.5.3.2 - Méthode de Bishop (1955) :

Dans la méthode de Bishop, l'expression du coefficient de sécurité est obtenue en écrivant les deux équations d'équilibre statique :

- L'équilibre des forces verticales qui sont appliquées à chaque tranche.
- L'équilibre global des moments.

Soit la tranche représentée dans la figure ci-après.

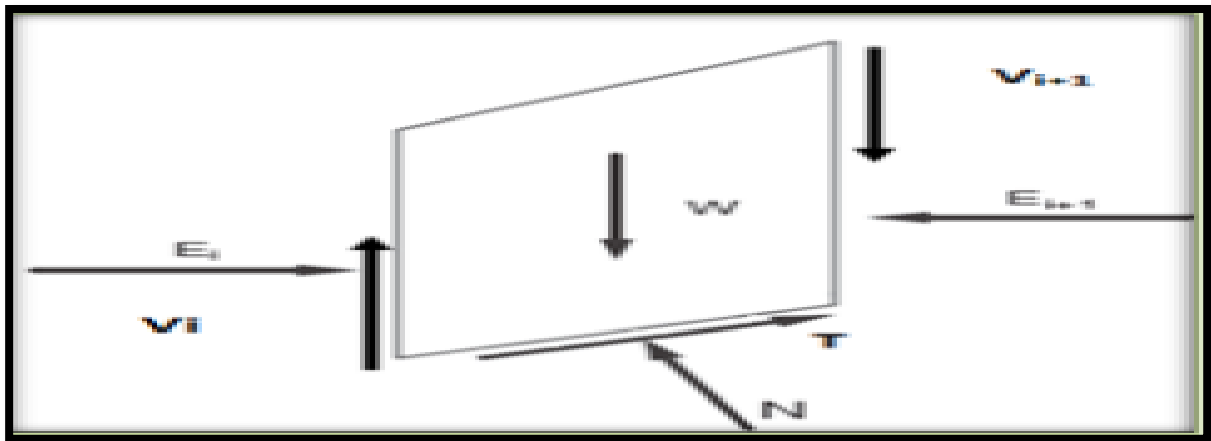


Figure III.10 : Représentation des forces inter-tranchent sur une tranche [13]

Le coefficient de sécurité est déterminé comme suit :

- l'équilibre vertical :

$$W_i + (V_i - V_{i+1}) = N_i \cos \alpha_i + T_i \sin \alpha_i \dots\dots\dots(III.25)$$

D'où

$$W + (V_i - V_{i+1}) = N_i \cos \alpha_i + C_i \cdot b_i / \cos \alpha_i \sin \alpha_i + N_i \cdot \frac{\tan \phi_i}{F_s} \sin \alpha_i \dots\dots\dots(III.26)$$

D'où la valeur de N_i :

$$N_i = \frac{W_i + (V_i - V_{i+1}) + C_i \frac{b_i}{F_i} \tan \alpha_i}{\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \frac{\tan \phi_i}{F_i}} \dots\dots\dots(III.27)$$

Ou bien sous une forme compacte, en désignant la quantité

$$m\alpha = \cos \alpha_i (1 + \tan \alpha_i \tan \Phi_i) / F_s \dots\dots\dots(III.28)$$

$$N_i = \frac{W_i + (V_i - V_{i+1}) - C_i \frac{b_i}{F_i} \tan \alpha_i}{m\alpha} \dots\dots\dots(III.29)$$

Pour une ligne de glissement circulaire :

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n [C_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} + N_i \tan \phi_i]}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} \dots\dots\dots(III.30)$$

On porte dans l'expression de **FS** la valeur de **Ni** précédemment calculée :

CHAPITRE III : Méthodes classiques de calcul de stabilité des pentes

$$F_s = \frac{1}{\sum W_i \sin \alpha_i} \left[\sum \left(\frac{C_i b_i}{\cos \alpha_i} + t g \varphi_i \left[\frac{W_i + (V_i + V_{i+1}) - C_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i}}{m \alpha} \right] \right) \right] \dots \dots \dots (III.31)$$

Le deuxième membre contient F_s explicitement et par l'intermédiaire de $m \alpha$ mais la formule se prête très bien à une résolution par approximations successives.

L'équilibre horizontal de la tranche s'écrit :

$$(E_i - E_{i+1}) + N_i \left(\frac{t g \varphi_i}{F_s} \cos \alpha_i - \sin \alpha_i \right) + \frac{C_i b_i}{F_s} = 0 \dots \dots \dots (III.32)$$

D'où la valeur de N_i :

$$N_i = \frac{-C_i \frac{b_i}{F_s} + (E_i - E_{i+1})}{\sin \alpha_i \frac{t g \varphi_i}{F} \cos \alpha_i} \dots \dots \dots (III.33)$$

L'élimination de N_i entre les deux expressions issues des équilibres horizontaux et verticaux et donne une relation entre les composantes horizontales et verticales des efforts inter-tranches :

$$(E_i - E_{i+1}) + (V_i - V_{i+1}) \left(\frac{\sin \alpha_i - \frac{t g \varphi_i}{F} \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i + \frac{t g \varphi_i}{F} \sin \alpha_i} \right) = W_i - \frac{C_i b_i}{F} t g \alpha_i \left[\frac{\sin \alpha_i - \frac{t g \varphi_i}{F} \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i + \frac{t g \varphi_i}{F} \sin \alpha_i} \right] - \frac{C_i b_i}{F} \dots \dots (III.34)$$

Puisque les efforts inter-tranches sont des intérieurs au talus leurs sommes sont nulles :

$$\sum (E_i - E_{i+1}) = 0 \text{ et } \sum (V_i - V_{i+1}) = 0 \dots \dots \dots (III.35)$$

En sommant la relation précédente sur les efforts inter-tranches verticaux :

$$\sum_{i=1}^n (V_i - V_{i+1}) \left[\frac{\sin \alpha_i - \frac{t g \varphi_i}{F} \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i + \frac{t g \varphi_i}{F} \sin \alpha_i} \right] = \sum_{i=1}^n \left(W_i - \frac{C_i b_i}{F} t g \alpha_i \right) \left[\frac{\sin \alpha_i - \frac{t g \varphi_i}{F} \cos \alpha_i}{\cos \alpha_i + \frac{t g \varphi_i}{F} \sin \alpha_i} \right] - \frac{C_i b_i}{F} \dots \dots (III.36) [24]$$

III.5.3.3 - La méthode de bishop simplifiée :

Dans la méthode simplifiée de Bishop, les forces sur les côtés de la tranche sont supposés être horizontales (c'est-à-dire, il n'y a pas de cisaillement entre les tranches). Les forces sont résumées dans le sens vertical pour satisfaire l'équilibre dans cette direction et d'obtenir une expression de la contrainte normale sur la base de chaque tranche. Se référant à la tranche illustrée dans la figure ci-dessous on détermine les forces verticales, l'équation de l'équilibre suivante peut être écrite pour les forces dans le sens vertical :

CHAPITRE III : Méthodes classiques de calcul de stabilité des pentes

$$N \cdot \cos\alpha + T \sin\alpha - W = 0 \dots\dots\dots(III.37)$$

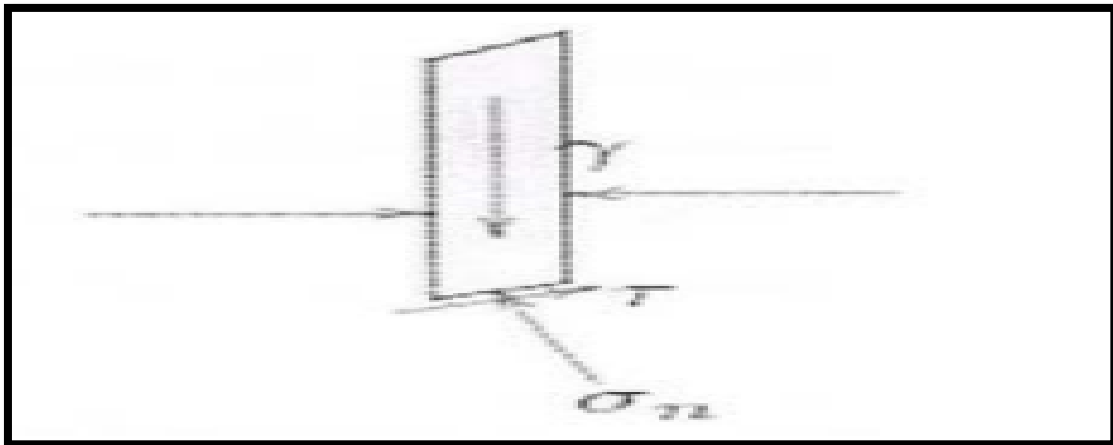


Figure III.11 : La représentation des forces sur une tranche dans la méthode de Bishop

Forces sont considérés comme positifs lorsqu'ils agissent vers le haut. La force de cisaillement dans l'équation est liée aux contraintes de cisaillements par :

$$T = \tau \cdot \Delta l \dots\dots\dots(III.38)$$

Pour les forces de cisaillements exprimés en termes de contraintes effectives avec l'équation de force de Mohr-Coulomb, nous pouvons écrire :

$$T = \frac{1}{F} [c' \Delta l + (N - \mu \cdot \Delta l) \tan\phi'] \dots\dots\dots(III.39)$$

Combinant les équations pour résoudre la force normale, N, nous obtenons :

$$N = W - \frac{\left(\frac{1}{F}\right)(c' \Delta l - \mu \Delta l \tan\phi') \sin\alpha}{\cos\alpha + \left[\frac{\sin\alpha \tan\phi'}{F}\right]} \dots\dots\dots(III.40)$$

La contrainte effective normale à la base de la tranche peut être exprimée par la relation :

$$\sigma' = N / \Delta l - u \dots\dots\dots(III.41)$$

Combinant les équations, on les introduit dans l'équation d'équilibre, on peut écrire après réarrangement des termes :

$$F = \sum \left[\frac{c' \Delta l \cos\alpha + (W - \mu \Delta l \cos\alpha) \tan\phi'}{\cos\alpha + (\sin\alpha - \tan\phi' / F)} \right] \dots\dots\dots(III.42)$$

CHAPITRE III : Méthodes classiques de calcul de stabilité des pentes

De l'équation; l'expression finale du coefficient de sécurité de la méthode de bishop simplifiée s'écrit comme suite :

$$F = \sum \left[\frac{c' + (W - \mu b) \tan \varphi'}{m \alpha} \right] \dots \dots \dots (III.43)$$

Avec :

$$m \alpha = \cos \alpha \left(1 + \frac{\tan \alpha \tan \varphi'}{F} \right) \dots \dots \dots (III.44)[13]$$

III.6. Évaluation et limitations des méthodes :

a) - Pour les méthodes circulaires :

Fellenius : Pour $\Phi=0$ et surface circulaire. C'est une méthode simple qui donne FS de façon explicite. Peut être utilisé à des dépôts non homogènes. Elle sous-estime le facteur de sécurité en c' et Φ' , surtout si μ est élevé. Elle est utilisée que pour des surfaces circulaires ; Elle ne satisfait pas toutes les conditions d'équilibre.

Bishop Simplifie: s'applique à des dépôts de sol non homogènes. Pour $\Phi \neq 0$ et donne des facteurs de sécurité > a ceux obtenus par la méthode des tranches. Elle ne satisfait pas des forces horizontales. La méthode de Bishop est la meilleure méthode à utiliser pour des surfaces de rupture circulaires.

b) - Pour les méthodes non circulaires :

Méthode de Jambu: surface non circulaire pour $\Phi \neq 0$. Il s'agit d'une bonne méthode pour des surfaces de rupture non circulaires et elle peut être utilisée à la main.

III.7. Types de rupture (nature de glissement) :

Soit à étudier la stabilité d'un massif de poids volumique γ , de caractéristiques C et φ , qui présente un talus incliné d'un angle β sur l'horizontale et de hauteur H. Lorsque le glissement se produit, le cercle critique est généralement un cercle de pied qui passe, comme son nom l'indique, par le pied b du talus.

On peut distinguer deux cas parmi ces cercles, suivant que le point le plus bas est situé au dessus ou au dessous du niveau du pied.

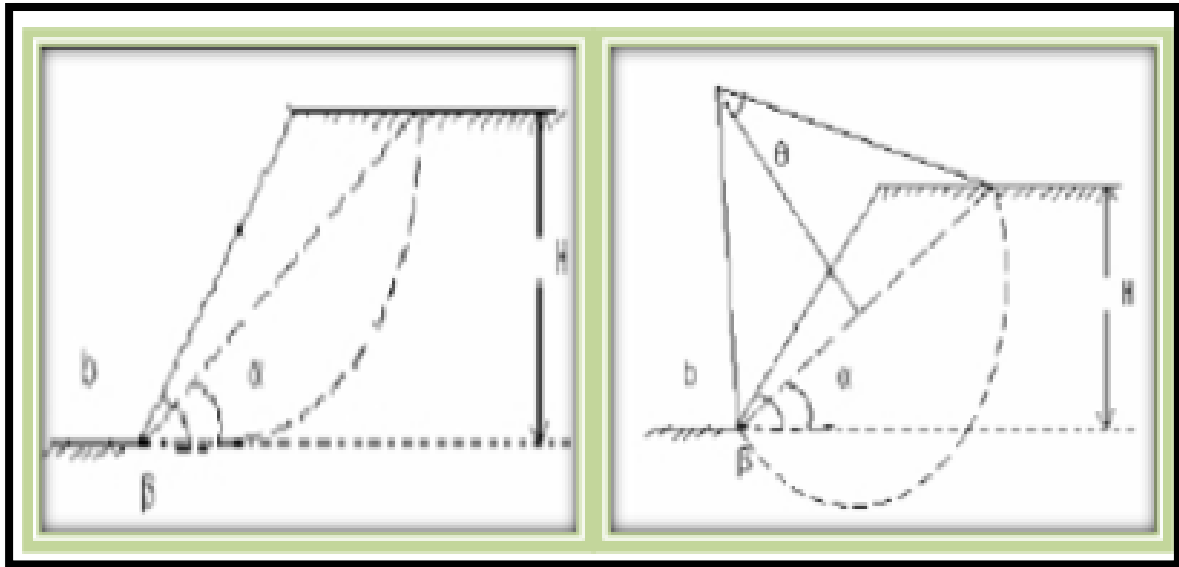


Figure III.12 : Cercle du pied [26]

Toutefois si la base résistante est située a peu de distance au dessous de b, le cercle peut devenir un cercle de flanc de talus qui est tangent a la base résistance et coupe le talus au dessus de son pied.

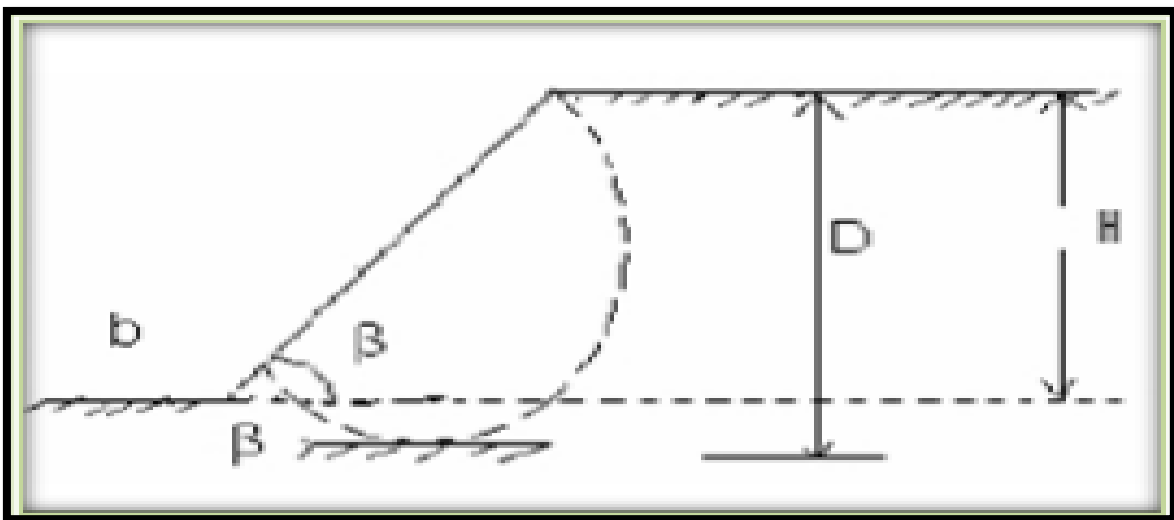


Figure III.13 : Cercle du flanc de talus [26]

Lorsqu'il se produit un glissement par la base le cercle critique est dit cercle à mi-pente, parce que son centre est situé sur une ligne verticale passant par le point m du talus.

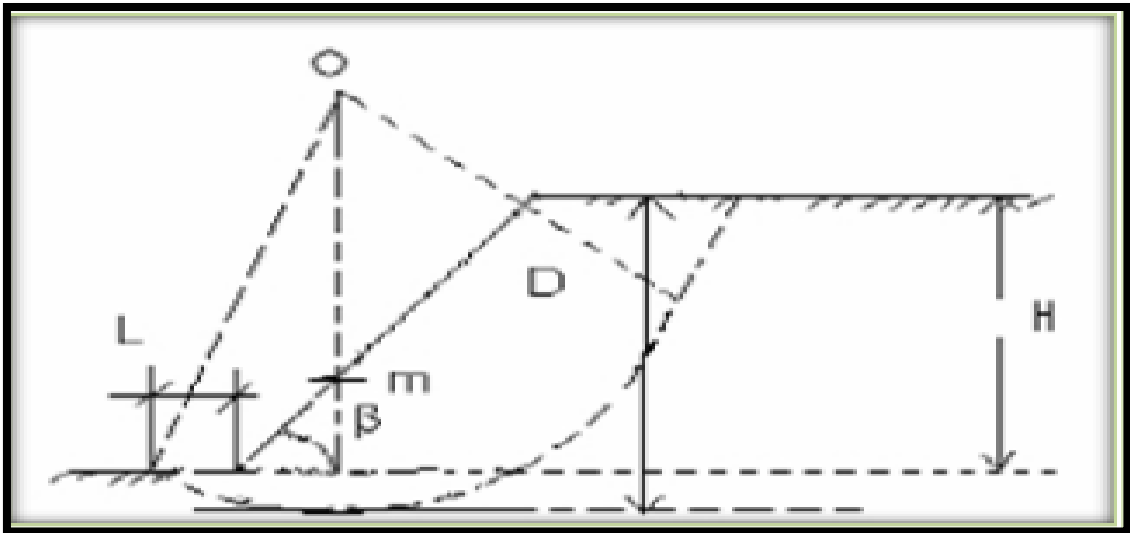


Figure III.14 : cercle ami- pente [26]

La grandeur et la position de ces cercles sont définies par une série des paramètres. Ces paramètres sont : β , H , θ , α , $D = n D H$ et $L = n L H$.

Pour la détermination des allures des ruptures on a un abaque qui permet de déterminer les paramètres du cercle de rupture. Avant de parler de cet abaque, on doit définir quelques paramètres qui s'appellent paramètres réduits : φ , c telles que ces paramètres pour lesquels le talus sera sur le point de se rompre. Des abaques ont été conçus pour déterminer ces paramètres.

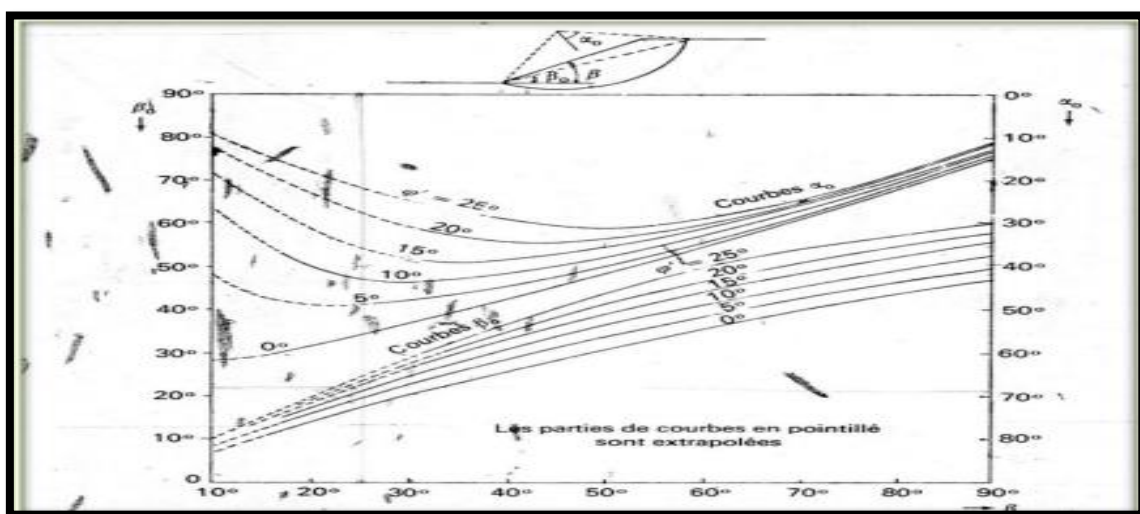
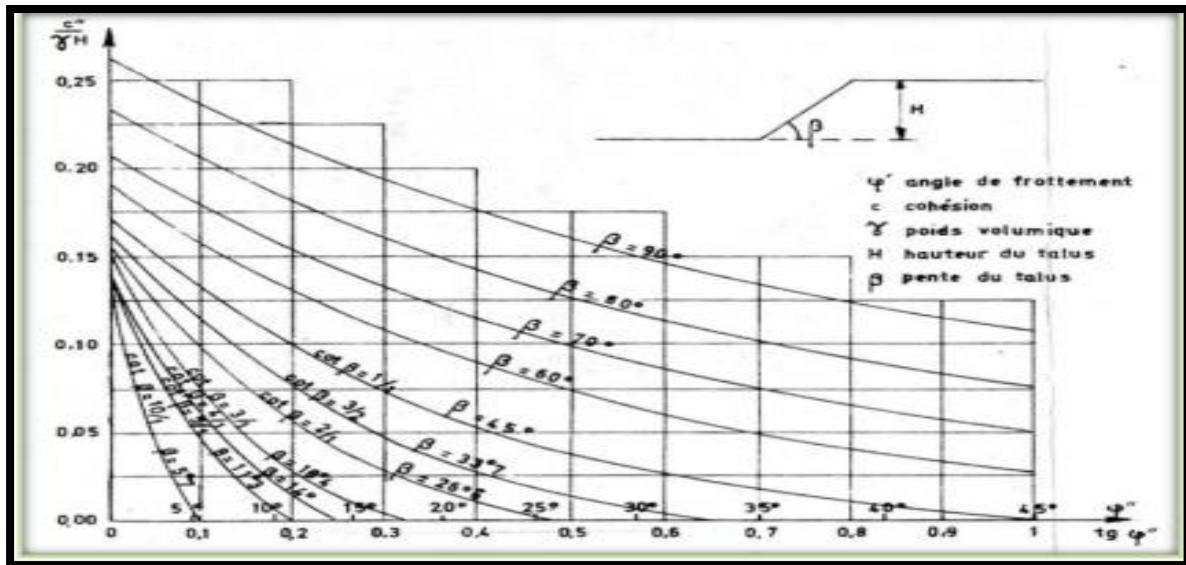


Figure III.15 : l'abaque pour la détermination du cercle de rupture passant par le pied de talus [26]



III.7.1. Détermination du type de glissement et le cercle critique : (pour C' et Φ')

D'abord déterminer différentes modes de rupture. Il s'agit d'essayer plusieurs cercles pour être certain qu'à un moment donné on a trouvé le cercle de rupture critique. Méthode pour s'assurer que nous avons le minimum. Localisation approximative du centre de cercle critique. Une bonne méthode (méthode graphique) pour s'assurer que nous avons le cercle critique est de tracer des lignes de contour de FS. Afin de donner des contours, ces cercles doivent avoir quelque chose en commun (une restriction commune).

- Tous les cercles passent par un même point.
- Tous les cercles tangents à une même élévation.
- Tous les cercles ont le même rayon.

III.7.2. Guide pour la localisation du cercle critique :

- Le cercle de rupture passe par le pied de la pente :

Le cercle de glissement passe par le pied de la pente si la friction est grande par rapport à la cohésion, cercle élevé (cercle en pieds), si $\Phi = 0$ mais C_u augmente rapidement avec la profondeur. Si la valeur de la pente abrupte $b > 53^\circ$.

CHAPITRE III : Méthodes classiques de calcul de stabilité des pentes

- Cercle profond dans d'autres Cas :

Si on est en présence d'une couche molle, le cercle est au fond de la couche molle. Si $\Phi = 0$ et C_u diminue avec la profondeur, le cercle est au fond de la couche molle.

III.7.3. Application pour le cas étudié :

D'après les résultats qu'on a obtenus (valeur de C' et Φ'), on utilise l'abaque du cercle de rupture passant par le pied de talus (talus doux) qu'est présenté ci-dessous, dues il est nécessaire de connaître les paramètres géométriques tels que α_0 et β_0 qui prend en considération la valeur de $\Phi' \neq 0$; $C' \neq 0$ et $\beta < 53^\circ$.

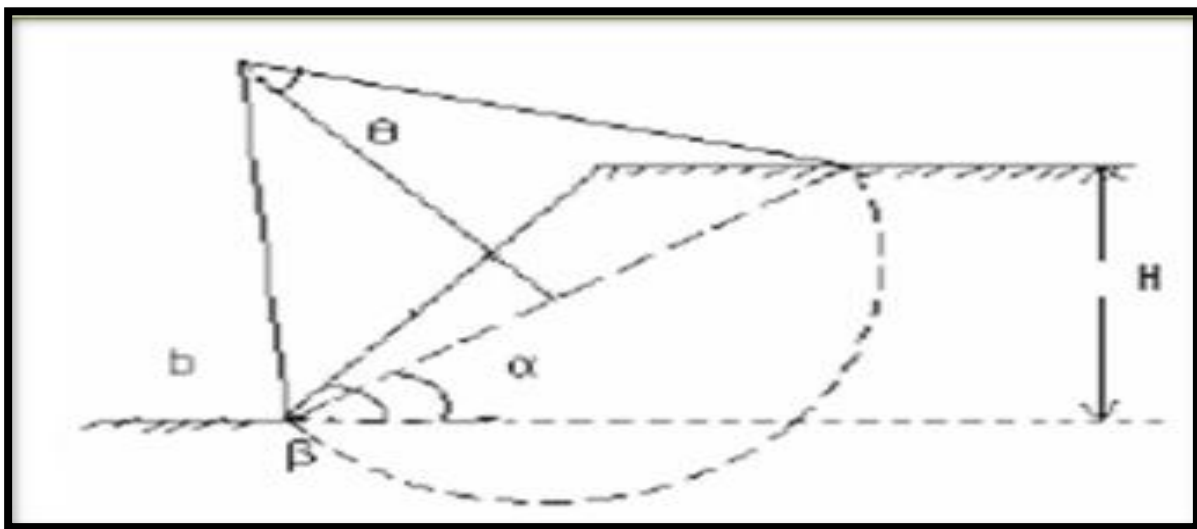


Figure III.17 : Cercle du pied pour le talus doux [26]

On s'intéresse à étudier deux cas, premièrement calcul à long terme on utilisant les caractéristiques mécaniques d'un essai triaxial de type consolidé drainé CD et deuxièmement un calcul sous l'effet sismique on utilisant les caractéristiques mécaniques issues d'un essai de cisaillement à la boîte alternée CD. Pour le calcul du coefficient de sécurité, on applique la méthode des tranches (**FILLINUS et Bishop**) pour deux cas sèche et saturée qui nous donne la possibilité de voir l'effet des conditions hydrogéologiques sur la stabilité de la pente avant la construction du bâtiment.

III.7.3.1. Détermination de la forme géométrique du type :

La première étape consiste à déterminer la forme géométrique de la zone susceptible de glisser, c'est-à-dire trouver les couples β_0 et α_0 qui nous permettent de tracer le cercle de

CHAPITRE III : Méthodes classiques de calcul de stabilité des pentes

glissement et la détermination du rayon R. On utilisant l'abaque ci-dessous qui représente α_0 et β_0 en fonction de l'angle de talus β et de l'angle de frottement interne φ , qui nous donne les valeurs suivantes :

III.7.3.1.1 Profil 01 : $\varphi=16^\circ$; $\beta=17^\circ$

A- Le type de rupture ;

On a trouvé les valeurs géométriques de type de rupture qui est caractérisée par ;

$$\beta_0 = 16^\circ \text{ et } \alpha_0 = 27^\circ;$$

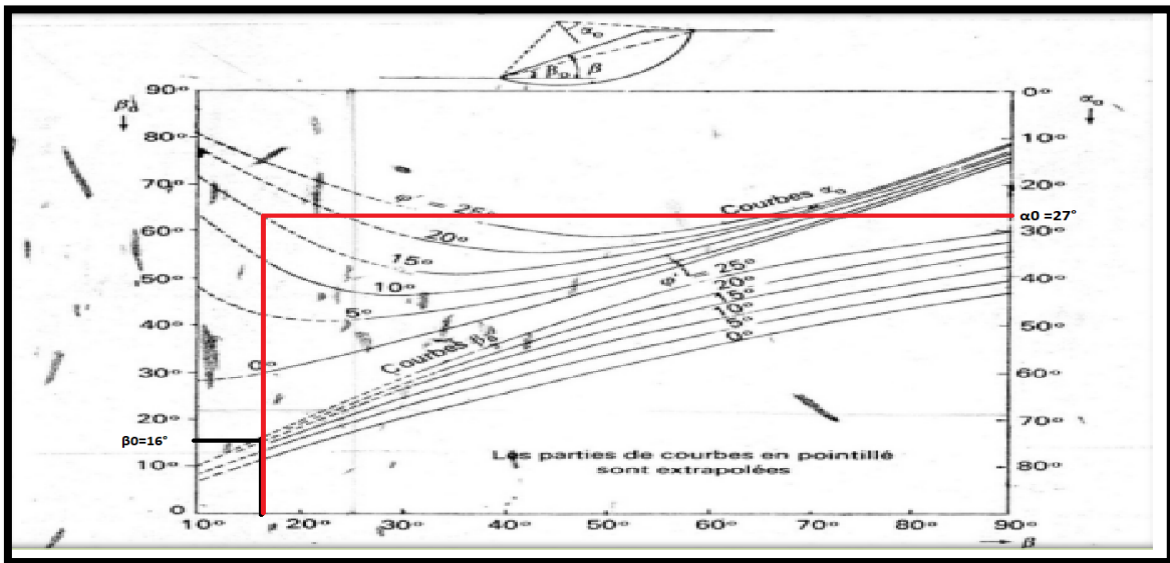


Figure III.18 : l'abaque représentatif du cercle de rupture passant par le pied

B – La forme du type de rupture ;

La Localisation du centre de glissement: Il est du type cercle de pied de talus (talus doux) par ce qu'il recoupe le talus a son pied, avec un rayon $R = 113$ m et $\beta = 17^\circ$.

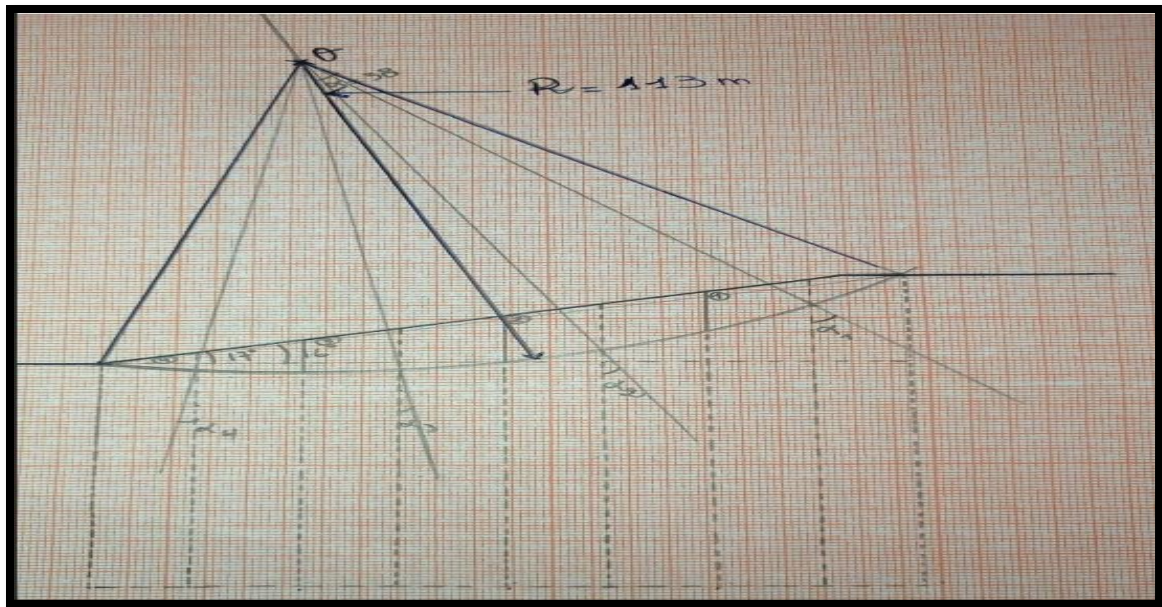


Figure III.19 : localisation du cercle de glissement du pied pour la pente douce

C - Calcul du F_s par la méthode de Fellenius:

➤ Profil 1 :

Le F_s est calculé dans un état sec pour chaque tranche d'où les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.3 : les résultats de calcul par la méthode de Fellenius

N° tranches	A_i	W_i	$W_i \cos \alpha_i$	$1 / \cos \alpha_i$	$W_i \sin \alpha_i$	$\text{tg} \varphi (W_i \cos \alpha_i) / \cos \alpha_i$	$C_i b_i$
1	2880,000	547.2	448.16	1,221	314.09	156.76	153.9
2	4550,000	864.5	812.63	1,064	295.6	247.69	153.9
3	3640,000	691.6	688.83	1,004	60.17	198.12	153.9
4	1560,000	296.4	292.84	1,012	46.24	84.90	153.9
					623.62	687.47	615.6

$$F_s = \frac{\sum c_i b_i + \sum \text{tg} \varphi (W_i \cos \alpha_i) / \cos \alpha_i}{\sum W_i \sin \alpha_i} \dots \dots \dots (III.45)$$

CHAPITRE III : Méthodes classiques de calcul de stabilité des pentes

En fonction de ces données, on a trouvé la valeur de FS égale a :

$$FS = 687.47 + 615.6 / 623.62 = 2.089525$$

Le Fs est calculé dans état humide pour chaque tranche d'où les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.4 : les résultats de calcul par la méthode de Fellenius

N° tranches	Ai	Wi	WiCos ² ai	ub	Cb	WiSinα	(1/cosai)[cb+(WiCos ² ai-ub)tgφ]
1	2880,000	604.8	495.3	0	153.9	347.15	173.25
2	4550,000	955.5	898.17	0	153.9	326.6	274.76
3	3640,000	764.4	761.34	0	153.9	66.5	218.8
4	1560,000	327.6	323.66		153.9	51.1	93.9
					615.6	689.15	760.71

En fonction de ces données, on a trouvé la valeur de FS égale a :

$$Fs = 760.71 + 615.6 / 689.15 = 1.997112385$$

D - Calcul par la méthode de Bishop:

➤ Profil 1 :

Le calcul du coefficient de sécurité par la méthode de Bishop nécessite premièrement la détermination du $m\alpha$ pour chaque tranche qui peut être tiré soit par l'abaque ou calculer par la formule suivante :

$$m\alpha = \cos\alpha_i * \sum \left(\frac{tg\alpha_i * tg\phi_i}{FS} \right), (\text{Donné dans le tableau ci - dessous}) \dots \dots \dots (III.46)$$

D'où Fs dans l'équation peut être calculé par la méthode de Fellenius et en suite on calcule $m\alpha$

CHAPITRE III : Méthodes classiques de calcul de stabilité des pentes

- Le tableau ci-après résume les résultats obtenus dans un état sec :

Tableau III.5 : les résultats de calcul par la méthode de Bishop

N° tranches	Cos α_i	M α_i	Tg ϕ	A i	F	[cb+(W-ub)*tan ϕ]/m α_i	W sin α_i
1	0,819	1.09	0,287	2880,000	0,000	285.27	314.09
2	0,940	1.09	0,287	4550,000	0,000	368.82	295.66
3	0,996	1.04	0,287	3640,000	0,000	338.84	60.17
4	0,988	0.89	0,287	1560,000	0,000	268.50	46.24
						1261.43	623.68

En fonction de ces données, on a trouvé la valeur de FS égale a :

$$FS = 1261.43/623.68 = 2.022559646$$

- Le tableau ci-après résume les résultats obtenus dans un état humide :

Tableau III.6 : les résultats de calcul par la méthode de Bishop

N° tranches	Cos α_i	m α_i	Tg ϕ	A i	F	ub	W sin α_i	[cb+(W-ub)*tan ϕ]/m α_i
1	0,819	1.09	0,287	2880,000	0,000	0,000	347.15	300.43
2	0,940	1.09	0,287	4550,000	0,000	0,000	326.6	392.78
3	0,996	1.04	0,287	3640,000	0,000	0,000	66.5	358.92
4	0,988	0.89	0,287	1560,000	0,000	0,000	51.1	278.56
							689.15	1330.69

En fonction de ces données, on a trouvé la valeur de FS égale a :

$$FS = 1330.69/689.15 = 1.930914895$$

III.7.3.1.2 Profile 02 : $\phi=16^\circ$; $\beta 30^\circ$

A- Le type de rupture ;

On a trouvées les valeurs géométriques de type de rupture qui est caractérisé par ;

$$\beta_0 = 27^\circ \text{ et } \alpha_0 = 39^\circ.$$

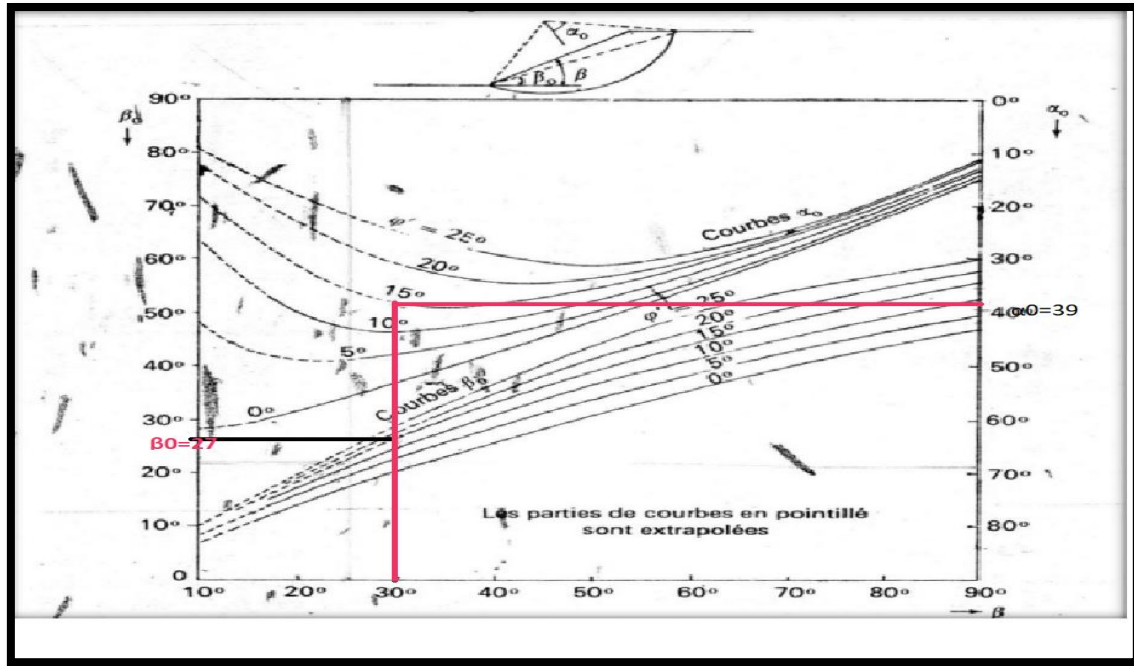


Figure III.20 : l'abaque représentatif du cercle de rupture passant par le pied

B – la forme du type de rupture ;

Il est du type (cercle de pied de talus) ; (talus doux) parce qu'il recoupe le talus a son pied, avec un rayon $R = 103 \text{ m}$ et $\beta = 30^\circ$.

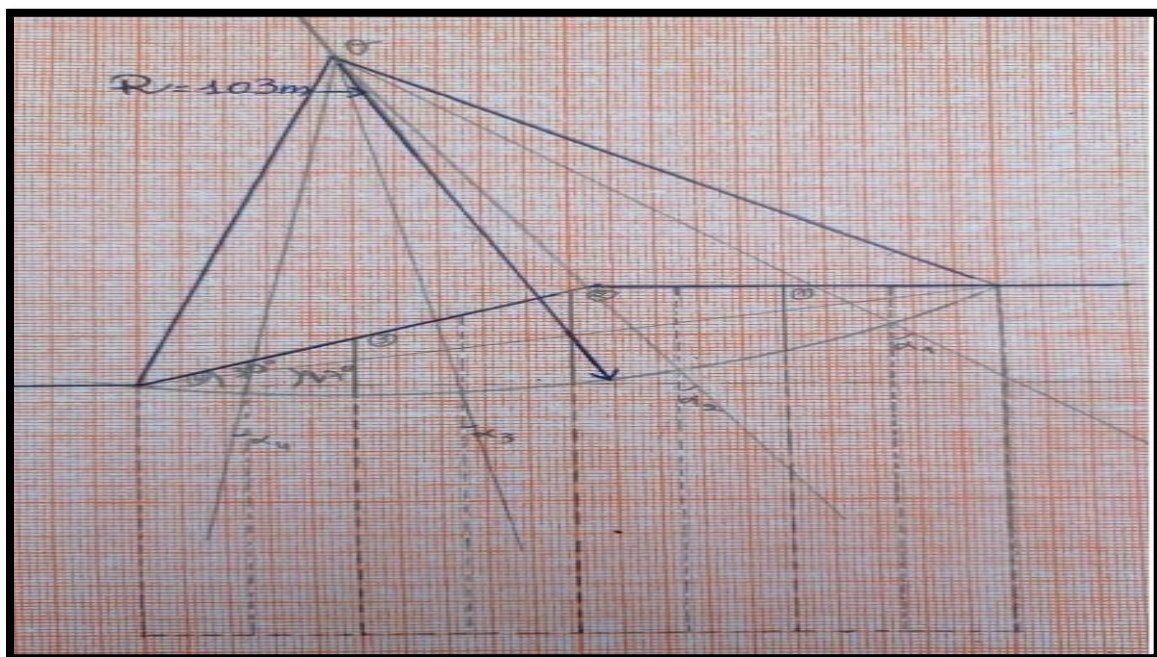


Figure III.21 : localisation du cercle de glissement du pied pour le talus doux

CHAPITRE III : Méthodes classiques de calcul de stabilité des pentes

C - Calcul du Fs par la méthode de Fellenius:

➤ Profile 2 :

Le Fs est calculé dans un état sec pour chaque tranche d'où les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.7 : les résultats de calcul par la méthode de Fellenius

N° tranches	Ai	Wi	WiCos α_i	1 /cos α_i	Wisin α_i	tg ϕ (Wi cos α_i) /cos α_i	Cibi
1	2500,000	450,000	349.65	1,287	283.05	128.91	167.7
2	6000,000	1080,000	814.32	1,326	709.56	309.33	167.5
3	5875,000	1057.5	1044.81	1,012	164.97	302.90	167.5
4	2125,000	382.5	379.82	1,008	46.66	109.68	167.5
					1110.92	850.82	670

En fonction de ces données, on a trouvé la valeur de

$$FS = (670+850.82)/ 1110.92 = 1.368973463$$

Le Fs est calculé dans un état humide pour chaque tranche d'où les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.8 : les résultats de calcul par la méthode de Fellenius

N° tranches	Ai	Wi	WiCos α_i	ub	cb	WiSin α	(tg ϕ (WiCos α_i))/Cos α_i
1	2500,000	525,000	407.93	0	167.7	330.22	150.39
2	6000,000	1260,000	950.04	0	167.5	827.82	360.88
3	5875,000	1229.97	1215.21	0	167.5	191.87	352.30
4	2125,000	446.25	443.13		167.5	54.44	127.95
					670	1295.47	991.52

En fonction de ces données, on a trouvé la valeur de

$$FS = (991.52+670)/ 1295.47=1.282561541$$

CHAPITRE III : Méthodes classiques de calcul de stabilité des pentes

D- Calcul par la méthode de Bishop

Le tableau ci-après résume les résultats obtenus dans un état sec :

Tableau III.9 : les résultats de calcul par la méthode de Bishop

N° tranches	Cos α_i	M α_i	Tg ϕ	A i	F	[cb+(W-ub)*tanfi]/m α_i	W sin α_i
1	0,777	0.9	0,287	2500,000	0,000	329.61	283.05
2	0,921	1.09	0,287	6000,000	0,000	438.03	709.56
3	0,988	1.05	0,287	5875,000	0,000	448.57	164.97
4	0,993	0.95	0,287	2125,000	0,000	228.71	46.66
						1444.92	1110.92

En fonction de ces données, on a trouvé la valeur de :

$$F_s = 1444.92 / 1110.92 = 1.300651712$$

- Le tableau ci-après résume les résultats obtenus dans un état humide :

Tableau III.10 : les résultats de calcul par la méthode de Bishop

N° tranches	Cos α_i	M α_i	Tg ϕ	A i	F	ub	W sin α_i	[cb+(W-ub)*tanfi]/m α_i
1	0,777	0.9	0,287	2500,000	0,000	0,000	330.22	353.52
2	0,921	1.09	0,287	6000,000	0,000	0,000	827.82	485.43
3	0,988	1.05	0,287	5875,000	0,000	0,000	191.87	495.71
4	0,993	0.95	0,287	2125,000	0,000	0,000	54.44	311.13
							1295.47	1645.79

En fonction de ces données, on a trouvé la valeur de $F_s = 1645.79 / 1295.47 = 1.27041923$

III.7.3.1.3 Profile 03 : $\phi=16^\circ$; $\beta 30^\circ$

A- Le type de rupture ;

On a trouvées les valeurs géométriques de type de rupture qui est caractérisé par ;

CHAPITRE III : Méthodes classiques de calcul de stabilité des pentes

$\beta_0 = 27^\circ$ et $\alpha_0 = 39^\circ$.

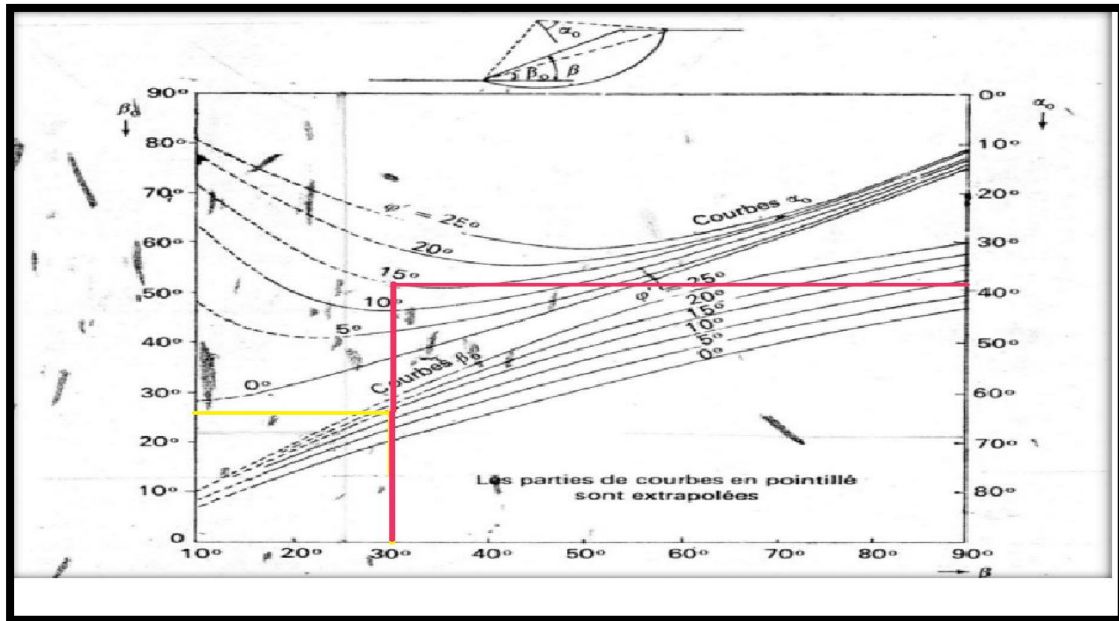


Figure III.22 : l'abaque représentatif du cercle de rupture passant par le pied

B- la forme du type de rupture ;

Il est du type (cercle de pied de talus), (talus doux) parce qu'il recoupe le talus a son pied, avec un rayon $R = 94$ m et $\beta = 30^\circ$.

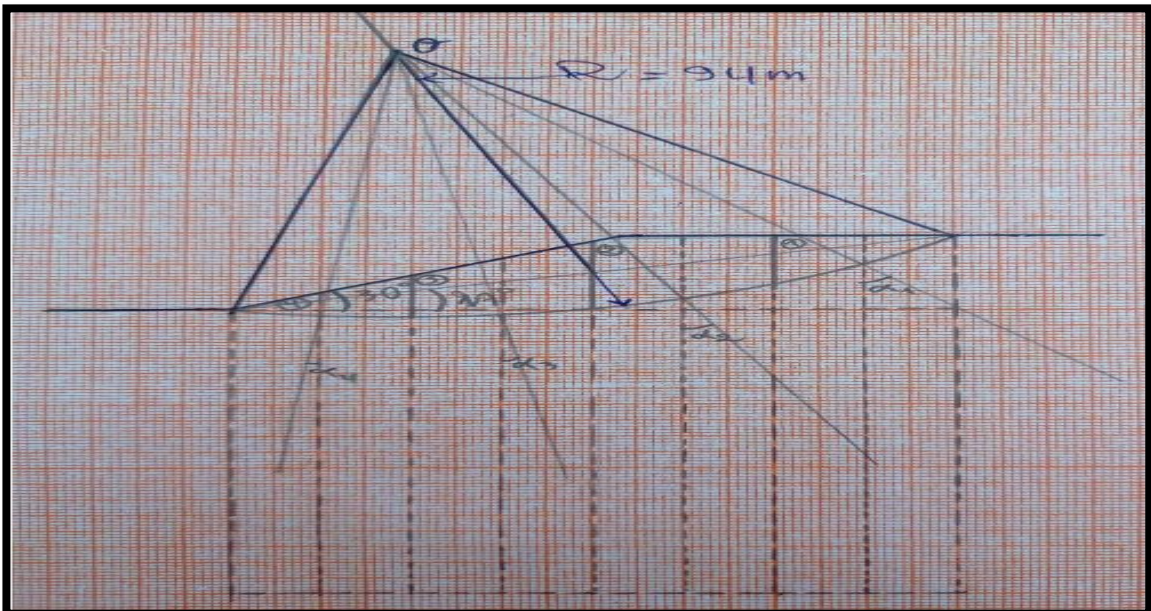


Figure III.23 : localisation du cercle de glissement du pied pour le talus doux

CHAPITRE III : Méthodes classiques de calcul de stabilité des pentes

C- Calcul par la méthode de Fellenius :

Le F_s est calculé dans un état sec pour chaque tranche d'où les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.11 : les résultats de calcul par la méthode de Fellenius

N° tranches	A_i	W_i	$W_i \cos \alpha_i$	$1 / \cos \alpha_i$	$W_i \sin \alpha_i$	$\text{tg} \phi (W_i \cos \alpha_i) / \cos \alpha_i$	$C_i b_i$
1	1500,000	270,000	221.13	1,221	154.98	77.34	102,000
2	3940,000	709.2	534.74	1,326	253.89	203.12	102,000
3	3200,000	576,000	567.36	1,015	100.224	164.97	102,000
4	1300,000	234,000	233.53	1,002	16.38	67.03	102,000
					492.71	512.46	408

En fonction de ces données, on a trouvé la valeur de $FS = 512.46 + 408 / 492.71 = 1.86815774$

Le F_s est calculé dans un état humide pour chaque tranche d'où les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.12 : les résultats de calcul par la méthode de Fellenius

N° tranches	A_i	W_i	$W_i \cos \alpha_i$	u_b	c_b	$W_i \sin \alpha_i$	$(\text{tg} \phi (W_i \cos \alpha_i) + u_b) / \cos \alpha_i$
1	1500,000	315,000	227.98	0	102	180.81	79.74
2	3940,000	827.40	772.79	0	102	296.21	237.10
3	3200,000	672,000	661.92	0	102	116.93	192.46
4	1300,000	273,000	272.45	0	102	19.11	78.20
					408	574.84	587.5

En fonction de ces données, on a trouvé la valeur de $FS = 1.731786236$

CHAPITRE III : Méthodes classiques de calcul de stabilité des pentes

D- Calcul par la méthode de Bishop

Le F_s est calculé dans un état sec pour chaque tranche d'où les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.13 : les résultats de calcul par la méthode de Bishop

N° tranches	$\cos\alpha_i$	$M\alpha_i$	$Tg\phi$	A_i	F	$[cb+(W-ub)*\tan\phi]/m\alpha_i$	W $\sin\alpha_i$
1	0,819	1.08	0,287	1500,000	0,000	166.19	154.98
2	0,934	1.08	0,287	3940,000	0,000	282.90	253.89
3	0,985	1.09	0,287	3200,000	0,000	245.24	100.224
4	0,998	0.94	0,287	1300,000	0,000	179.95	16.38
						874.28	492.71

En fonction de ces données, on a trouvé la valeur de $FS = 1.774431207$

Le F_s est calculé dans un état humide pour chaque tranche d'où les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.14 : les résultats de calcul par la méthode de Bishop

N° tranches	$\cos\alpha_i$	$m\alpha_i$	$Tg\phi$	A_i	F	ub	$W\sin\alpha_i$	$[cb+(W-ub)*\tan\phi]/m\alpha_i$
1	0,819	1.08	0,287	1500,000	0,000	0,000	180.81	178.15
2	0,934	1.08	0,287	3940,000	0,000	0,000	296.21	314.31
3	0,985	1.09	0,287	3200,000	0,000	0,000	116.93	270.51
4	0,998	0.94	0,287	1300,000	0,000	0,000	19.11	191.86
							574.84	954.83

En fonction de ces données, on a trouvé la valeur de $FS = 1.661036114$

CHAPITRE III : Méthodes classiques de calcul de stabilité des pentes

III.8 Interprétation :

- ✓ On remarque que les coefficients de sécurité trouvés sont supérieurs à 1,5 dans les profils 1 et 3 qui sont élevés en absence du bitument en condition non saturée, d'où on peut dire que la sécurité est satisfaisante pour les ouvrages extérieurs ; cet état est dus principalement aux caractéristiques géométriques (ongle, hauteur et largeur) sans oublier la nature des formations qui sont plus ou moins consolidées.
- ✓ On remarque que pour profile 2 les valeurs trouvées des coefficients de sécurité sont inférieurs à 1,5 est qui varie entre 1,2 et 1,3 dans les conditions sèches donc la sécurité est considéré comme satisfaisante, on remarque que pour les conditions humides cette valeur est devenue inférieure à 1.2 ou la sécurité est contestable pour la construction des bâtiments, les caractéristiques géométriques influent considérablement sur la stabilité.

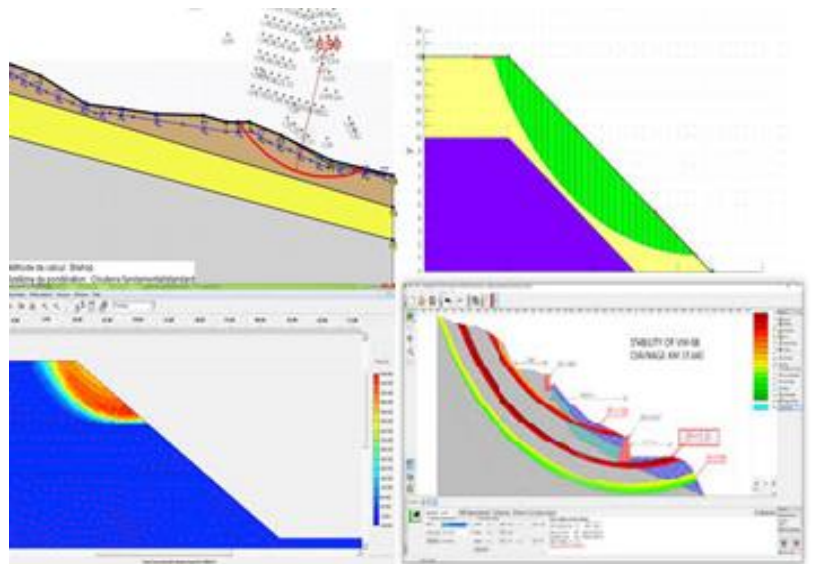
III.9 - Conclusion :

Actuellement il existe plusieurs méthodes de calcul des glissements des terrains, tel que la méthode d'équilibre limite des forces et des moments ; la méthode de Coin, Taylor, Jambu, Fellenius et Bishop. La méthode suédoise représente la méthode la plus simple et la plus adéquate grâce à la facilité de mise en œuvre et au résultat trouvé par la suite qui donne toujours les meilleurs résultats de coefficient de sécurité.

Pour pouvoir appliquer ces deux méthodes, il faut connaitre d'abord le type de rupture qui dépend de l'angle du talus β et l'angle de frottement interne du sol ϕ ; en suite on trace les deux angles délimitant le cercle de glissement α_0 et β_0 qui correspond à ce type de rupture (cercle de pied); l'étape qui suit nécessite la subdivision du modèle obtenu en tranches facilitant la schématisation des moments et des forces appliqués sur chaque une, la somme de ces derniers selon les formules précitées permet de calculer FS. [3]

On peut conclure que les deux méthodes appliquées (FILLINUS et Bishop) pour le cas étudié (à long terme) pour les conditions sèches et humides donne les mêmes observations est que la pente étudiée est stable (satisfaisante pour la construction des bâtiments) pour les profils 1 et 2 et cette stabilité est liée aux caractéristiques mécaniques, géométriques (l'inclinaison ; la hauteur et la longueur) et aux conditions hydrauliques ; donc, les pentes se trouvent dans différents états de stabilités satisfaisantes à la construction et une autre qu'est contestable pour la construction.

Chapitre IV:
Modélisation
numérique



IV. 1 Introduction

Le choix des hypothèses de calcul et, notamment, d'un modèle de comportement pour chaque type de sol présenté sur l'ouvrage à étudier doit tenir compte des contraintes économiques et de délai de l'étude (durée des calculs, temps passé par les ingénieurs à réaliser l'étude numérique), et aussi des informations disponibles sur les différents aspects du problème. Par ailleurs, une trop grande complexité du modèle numérique peut créer des risques d'erreurs importants et rendre l'exploitation des calculs compliqués à cause du nombre des variables calculées.

Il y a une multitude de problèmes d'engineering auxquels on ne peut obtenir des solutions exactes. Ceci est attribué parfois à la nature complexe des équations différentielles liées aux conditions aux limites ou aux conditions initiales. Les solutions analytiques montrent le comportement d'un système sur n'importe quel point dans le système ; tandis que les solutions numériques donnent une approximation exacte de la solution seulement aux points de discrétisations, appelés nœuds. [3]

IV.2 Introduction au programme PLAXIS

Le développement du PLAXIS code commence en 1987 à l'Université Technique de Delft, en Holland, comme initiative du Dutch Department of Public Works and Water Management. L'idée initiale été de développer un simple code en éléments finis pour l'analyse des problèmes géotechniques des sols argileux. Plus tard, le PLAXIS était développé pour permettre l'analyse de presque tous les problèmes de géotechnique.

Ces analyses peuvent permettre d'introduire des modèles sophistiqués pour la modélisation du comportement du sol, utilisant les vrais paramètres du sol, dans l'objectif est de déterminer les forces, les déplacements et les contraintes.

Relativement à d'autres programmes d'éléments finis, le PLAXIS était développé spécialement pour l'analyse des déformations et stabilité dans les problèmes géotechniques. La simple procédure d'introduction des données permet le développement rapide de modèle d'éléments finis très complexe.

Pour réaliser des analyses numériques en utilisant le PLAXIS, l'utilisateur doit créer un modèle d'éléments finis et de spécifier les propriétés des matériaux ainsi que les conditions aux limites. Le calcul est automatique et est basé sur une robuste procédure numérique.

CHAPITRE IV : Modélisation numérique

Le plan général du programme PLAXIS est présenté dans l'organigramme (voir la figure la IV.1) donne une brève description de ce programme. L'interface du programme PLAXIS utilise principalement quatre Sous-programmes (PLAXIS-Input, PLAXIS-Calculations, PLAXIS-Output and PLAXIS-Curves). [1][27]

- ❖ **PLAXIS-Input:** le sous programme Input appelé aussi le pré-processing programme contient les toutes facilités nécessaires à la création et modification des modèles géométriques, à l'engendrement des maillages des éléments finis et à la définition des conditions initiales.
 - ❖ **PLAXIS-Calculations:** le processing programme ou le sou programme de calculs contient les facilités utiles à la définition des phases et au commencement de la procédure de calcul des éléments finis.
 - ❖ **PLAXIS-Output:** ou le programme post-processing contient les facilités pour la visualisation des résultats de la phase de calculs, comme les déplacements au niveau des nœuds, les contraintes les forces au des éléments structuraux etc.
 - ❖ **PLAXIS-Curves:** le sou programme curve sert à la construction des courbes de chargement – déplacement, des chemins de contraintes, en plus de divers autres diagrammes.
- Les performances et exactitudes des résultats produits par le PLAXIS ont étaient validées par des analyses des problèmes avec solutions analytiques connues. Des prédictions on était faites avec des analyses de structures à échelles réelles dotées de capteurs divers, pour estimer l'exactitude des résultats numériques donnés par le Plaxis Code.
 - La plupart des analyses de projets et études comparatives relatives aux performances et exactitudes des résultats du PLAXIS sont régulièrement publiées dans le bulletin du PLAXIS, et dans la colonne de Vermeer.
 - On plus les performances du PLAXIS à étaient aussi comparés à d'autres programmes géotechniques commerciaux dont la solution est basée sur la méthode des éléments finis, comme GEO - FEM programme et Z-Soil. [1] [27]

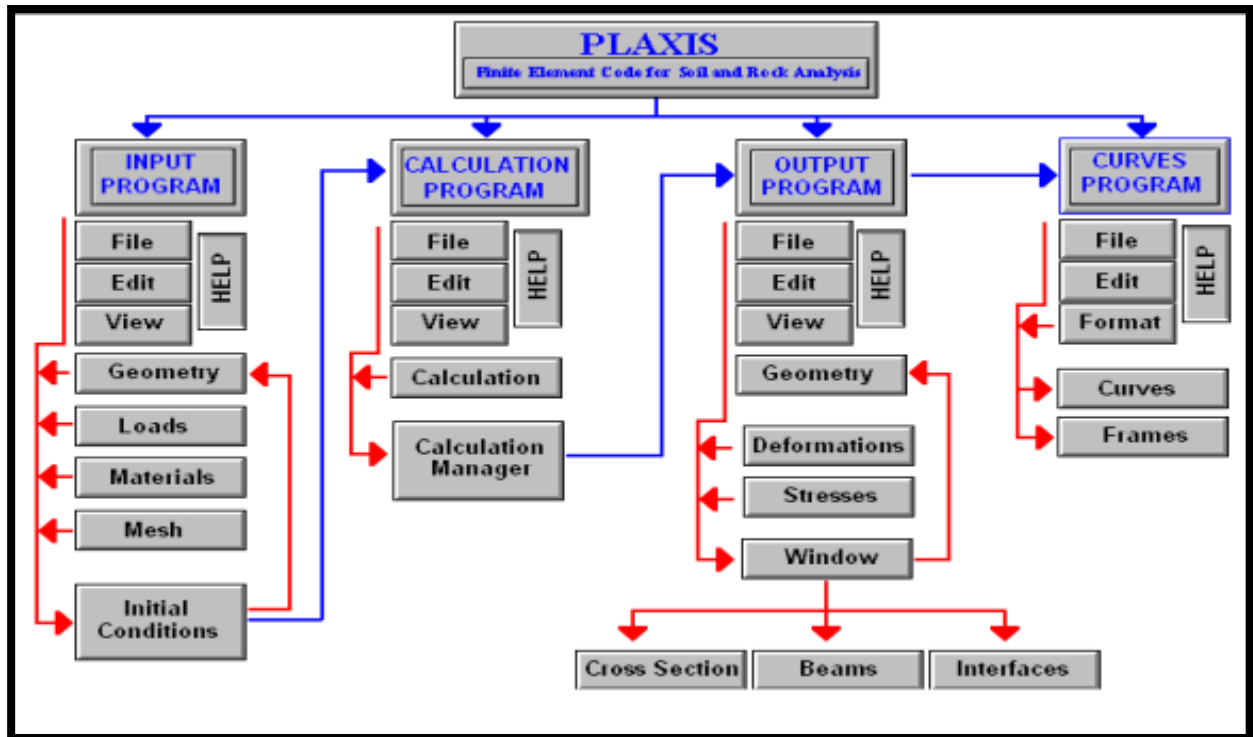


Figure IV.1 : Organigramme du code plaxis. [27]

IV.3 Les modèles incorporés dans le plaxis

Le PLAXIS code version 8.2 utilisée dans la présente investigation contient les modèles constitutifs des sols suivants : **IV.3.1 - Le modèle élastique linéaire (EL)**

Le comportement mécanique des sols peut être modélisé à différents niveaux d'exactitude. La loi de Hook, par exemple est la plus simple relation contrainte- déformations disponible. Cette loi considère le matériau comme étant linéaire, isotropique et élastique. Le comportement est caractérisé par le module de Young, E , et le coefficient de Poisson, ν . Cette loi est trop simple pour modéliser le comportement réel des sols. [27]

IV.3.2 Le modèle de Mohr -Coulomb (MCM)

Le modèle de Mohr -Coulomb, ou modèle élasto -plastique est un modèle constitutif de sol qui inclut cinq paramètres caractéristiques du sol, i.e. le module de Young, E , le coefficient de Poisson, ν sont représentatifs de l'élasticité du sol, l'angle de frottement interne ϕ et la cohésion, c , sont représentatifs de la plasticité du sol, ψ est un paramètre qui représente la dilatance du sol. Le modèle de Mohr - Coulomb est considéré comme un modèle de

CHAPITRE IV : Modélisation numérique

première approximation du comportement du sol, et recommandé pour les analyses primaires des problèmes géotechniques.

Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma \tan \varphi + c$$

Où σ et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et c et φ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau.

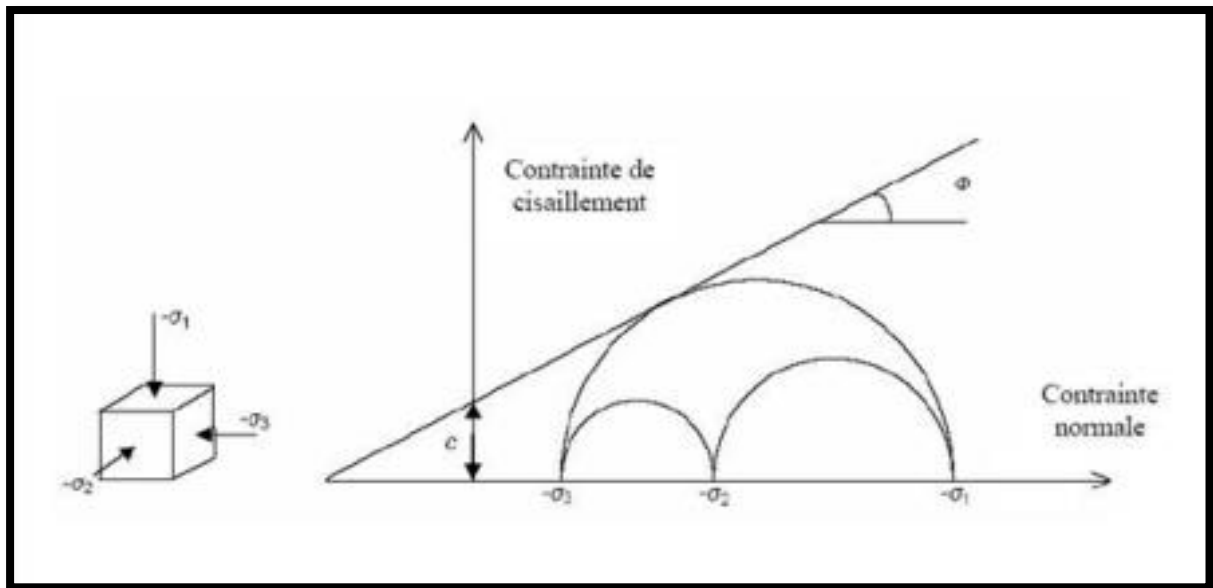


Figure IV.2 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr- Coulomb. [27]

IV.3.3 Modèle de durcissement par écouissage isotropique 'Hardening - Soil model' (HSM)

Le modèle de durcissement par écouissage isotropique ou 'Hardening -soil model' est un modèle beaucoup plus développé que le modèle de Mohr -Coulomb. Les états limites de contraintes sont présentés par l'angle de frottement, la cohésion, c est l'angle de dilatance, ψ . La rigidité du sol est quantifiée plus précisément par l'utilisation de trois différents paramètres de rigidité : la rigidité de chargement triaxiale, E_{50} , la rigidité de déchargement triaxiale, E_{ur} et la rigidité de chargement oedométrique, E_{oed} . Par rapport au modèle de Mohr -Coulomb, le HSM modèle prend en considération la dépendance aux contraintes, du module de rigidité, ce qui signifie que les rigidités augmentent avec la pression.

CHAPITRE IV : Modélisation numérique

a) Paramètres du HSM :

✓ Les paramètres du HSM sont les suivantes:

c : cohésion (effective) ; [kN/m²]

φ : angle de frottement interne effectif ; [°]

ψ : angle de dilatance. [°]

✓ Paramètres de rigidité:

$E_{50 \text{ ref}}$: module sécant dans un essai triaxial ; [kN/m²]

E_{oedref} : module tangent dans un essai oedométrique ; [kN/m²]

m : Puissance (environ 0,58 pour les sables)

- Janbu (1963) rapporte des valeurs de m autour de 0.5 pour les sables et les silts norvégiens,

- Von Soos (1980) rapporte de diverses différentes valeurs dans la gamme

$0,5 < m < 1,0$; [-].

IV.3.4 Modèle des sols doux ou ‘Soft –Soil -Creep model’ (SSCM)

Le modèle SSCM, est convenable pour tous les sols, mais ne prend pas en considération l’effet de la viscosité, c’est-à-dire le fluage et la relaxation des contraintes. En réalité, tous les sols exhibent un certain fluage et une compression initiale est souvent suivie par une certaine quantité de compression secondaire. Cette compression est plus dominante dans les sols doux, les argiles normalement consolidées, les vases et les tourbes.

Quelques caractéristiques de base du SSC modèle sont : rigidité dépendante des contraintes, distinction entre la compression de chargement et déchargement – rechargement, compression secondaire dépendante du temps, contrainte de reconsolidation, rupture selon le critère de Mohr – Coulomb. [27]

IV. 4. Généralités sur Géostudio :

Géostudio 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 programmes sont intégrés dans la fenêtre générale du logiciel :

CHAPITRE IV : Modélisation numérique

SEEP/W : Permet de calculer les infiltrations des eaux.

SIGMA/W : Permet d'analyser les problèmes de la relation contrainte - déformations.

QUAKE/W : Permet de définir le comportement d'un terrain sous l'effet d'un séisme.

TEMP/W : Permet d'analyser les problèmes géotechniques du sol.

SLOPE/W : c'est le programme qui nous intéresse dans la présente étude.

Le programme de calcul **SLOPE** est un programme d'analyse de la stabilité des pentes, basée sur la théorie d'équilibre limite qui consiste à respecter les deux règles de la stabilité statique, c'est-à-dire il faut satisfaire les conditions d'équilibres des moments et d'équilibre des forces.

Cette analyse consiste à calculer un facteur de sécurité en visualisant les résultats graphiques du volume instable correspondant. Les méthodes de calcul du facteur de sécurité intégrées dans **SLOPE** sont la méthode de Féllinus, de Morgenstern-Price, de Jumbo et celle de Bishop simplifié, et en fin la méthode des éléments finis" qu'on peut le trouver dans la partie logique " SIGMA/W ".

Elles permettent de calculer un coefficient de sécurité vis à vis d'un type de rupture bien défini. Le modèle géométrique est subdivisé en tranches verticales en 2D. Il exécute maintes méthodes de recherches automatiques du centre de rotation de la surface de glissement potentiel jusqu'à atteindre le plus faible coefficient de sécurité. [28].

IV. 4. 1. Le fonctionnement du logiciel :

Le présent logiciel comme tous les autres programmes de calcul sert à fournir des résultats issus d'un nombre défini des paramètres, donc il est nécessaire de suivre les étapes suivantes pour l'achèvement de l'opération de calcul :

1. Define:

Cette étape est très importante, car on va définir le problème et introduire les différentes données spécifiques au problème en vigueur.

 Set :

- La délimitation de la surface du travail
- La définition de l'échelle

CHAPITRE IV : Modélisation numérique

- La définition des réseaux
- La détermination du zoom
- La fixation d'axes

 KeyIn :

- La spécification des méthodes d'analyses
- La spécification des options d'analyse
- La définition des propriétés du sol

 Draw :

- Le dessin des points
- Le dessin des lignes
- La détermination de ligne piézométrique
- Le dessin du rayon de la surface de rupture
- Le dessin des réseaux de la surface de rupture

 Sketch

- La réalisation de l'esquisse du problème
- Etiquetage du sol · Rajout d'un titre d'identification du problème
- Eclaircir les ténèbres d'identification

 Modify:

cette instruction permet aux utilisateurs de rajouter, éliminer, supprimer et modifier des objets dans le problème.

 Tools :

à l'aide de cette icône on peut vérifier toutes les données de ce problème ainsi faciliter l'accès pour sa résolution.

 Saving :

CHAPITRE IV : Modélisation numérique

dès l'achèvement du processus de définition du problème, il faut sauvegarder ces données sous forme d'un fichier.

2. Solve :

C'est l'étape de résolution du problème, à l'aide des méthodes classiques et la méthode des éléments finis et à partir des données introduites, on détermine le coefficient de sécurité F_s .

3. Contour :

C'est l'étape chargée de traduire les différents résultats sous une forme graphique; et afficher ces résultats [18].



Figure IV.3 : Les menus disponibles sur logiciel SLOPE/W [28].

IV.5 Le modèle numérique du calcul de stabilité par PLAXIS 2D V8.2

IV.5 .1 - Définition des données

Nous allons réaliser une étude bidimensionnelle (déformation plane) pour l'étude de la stabilité des terrains et ses sous couches qu'est décrite ci-dessous. Nous allons réaliser trois profils (ongle de pente variable) et deux cas possibles peuvent être étudiés soit terrain naturel et la présence de la structure (bâtiment) :

IV.5 .2 La géométrie de modèle du :

Dans ce système l'état de contrainte et déformation et plan, on va créer un modèle géométrique de la pente qui possède une hauteur de 40 m et une largeur de 200 m ; les différentes épaisseurs des couches sont représentées dans la figure suivante :

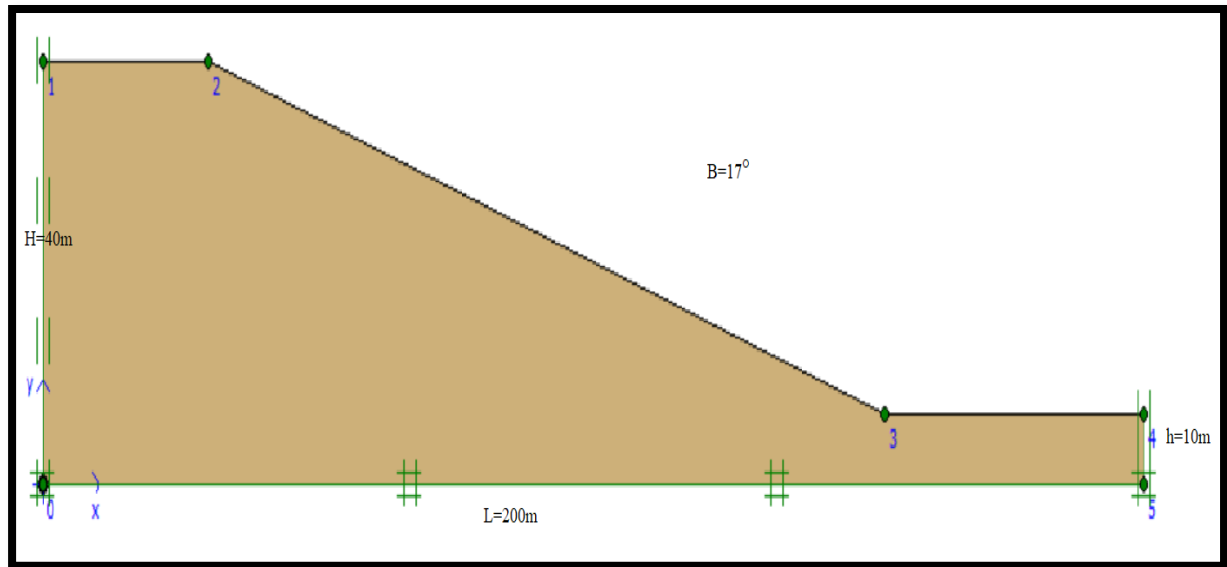


Figure IV.4 : La géométrie de modèle.

IV.5 .3 - Les conditions aux limites:

Les conditions aux limites choisies par défaut (on bloque les déplacements horizontaux dans les cotes du système et on laisse les déplacements verticaux libres; tandis le déplacement de la base sont entièrement bloqué (voir figure précédente).

IV.5 .4 - Caractéristiques des matériaux

Tableau IV.1 : Les propriétés des sondages de sols sont regroupés dans le tableau suivant :

Les sondages	Type	g _{unsat} [kN/m ³]	g _{sat} [kN/m ³]	k _x [m/day]	k _y [m/day]	Nu	E _{ref} [kN/m ²]	c _{ref} [kN/m ²]	Phi [°]
Sc1	Drainer	21.7	22.7	0,0001	0,0001	0.2	805000	57	16
Sc2	Drainer	21.1	22.1	00001	0,0001	0.2	805000	67	16
Sc4	Drainer	21.3	22.3	0,0001	0,0001	0.2	805000	51	16

IV.5 .5 - Génération du Maillage

L'étape consiste à discrétiser la géométrie de la pente en élément fini. Le modèle de référence se fait part des éléments à 6 nœuds. Le nombre d'éléments est de (111) éléments et le nombre des nœuds est de (272) nœuds, on règle la finesse du maillage (global Coarseness) sur « very fine », puis on le raffine localement au niveau des éléments structuraux en présence des bâtiments, comme indiqué sur la figure suivante :

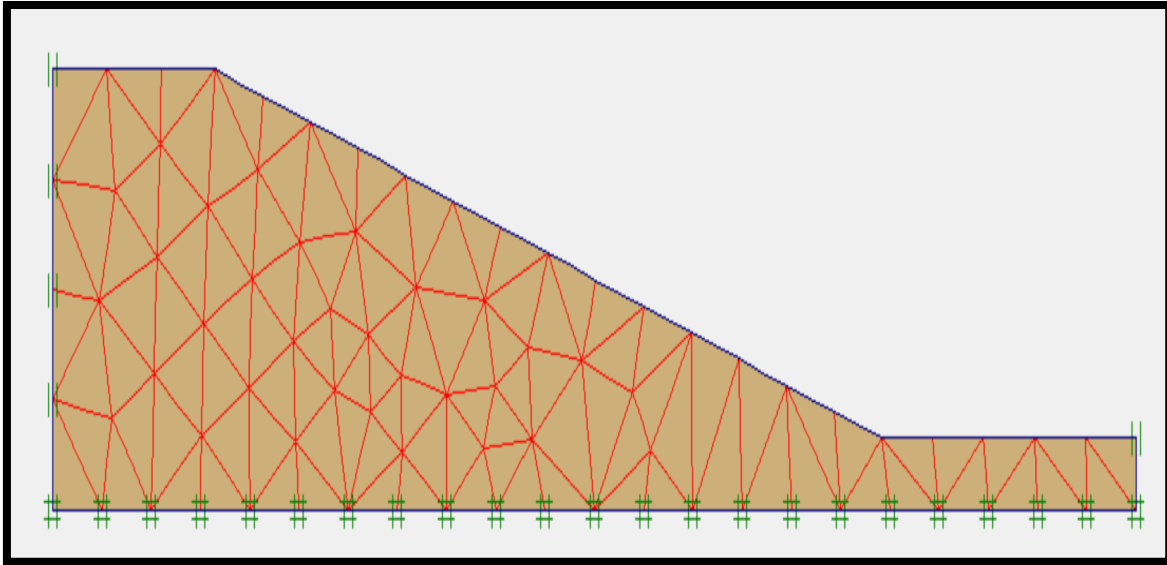


Figure IV.5 : le maillage du modèle sans structure.

IV.5 .6 - Conditions initiales

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles initiales ainsi que des contraintes initiales.

a) Conditions hydrauliques :

Le niveau de la nappe au début est à la base du modèle et pour les autres cas il se trouve à 0.5 m à la surface.

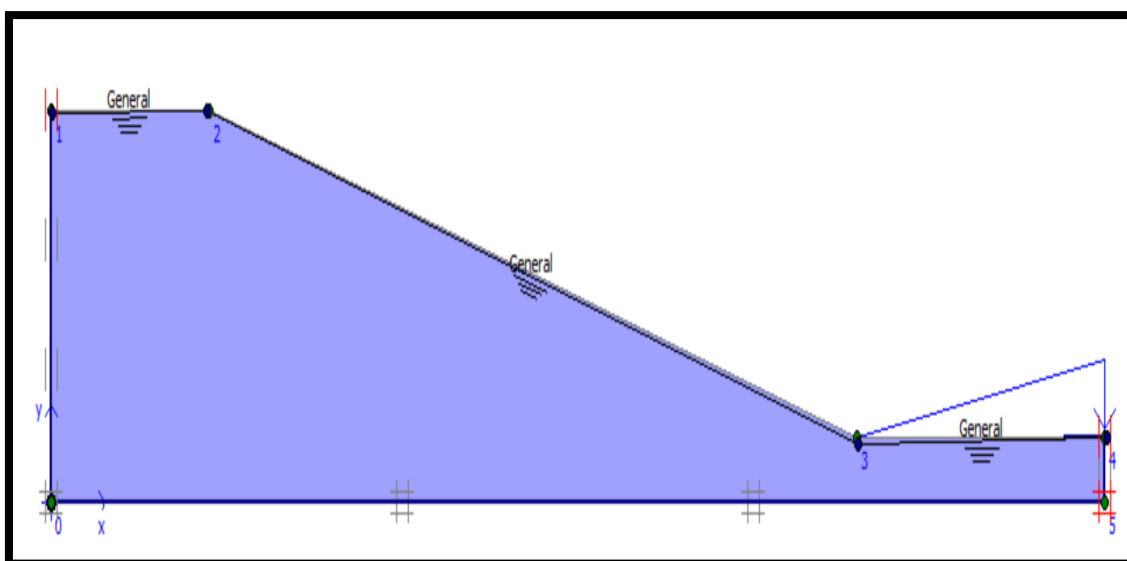


Figure IV.6 : les conditions hydrauliques et la distribution des contraintes effectives.

b) Contraintes initiales :

Pour le calcul des contraintes initiales, on génère alors les contraintes initiales en prenant les valeurs de K_0 par défaut. La valeur de K_0 est proposée automatiquement d'après la formule de Jaky. On garde le poids du sol à 1, ce qui correspond à une application totale de la gravité.

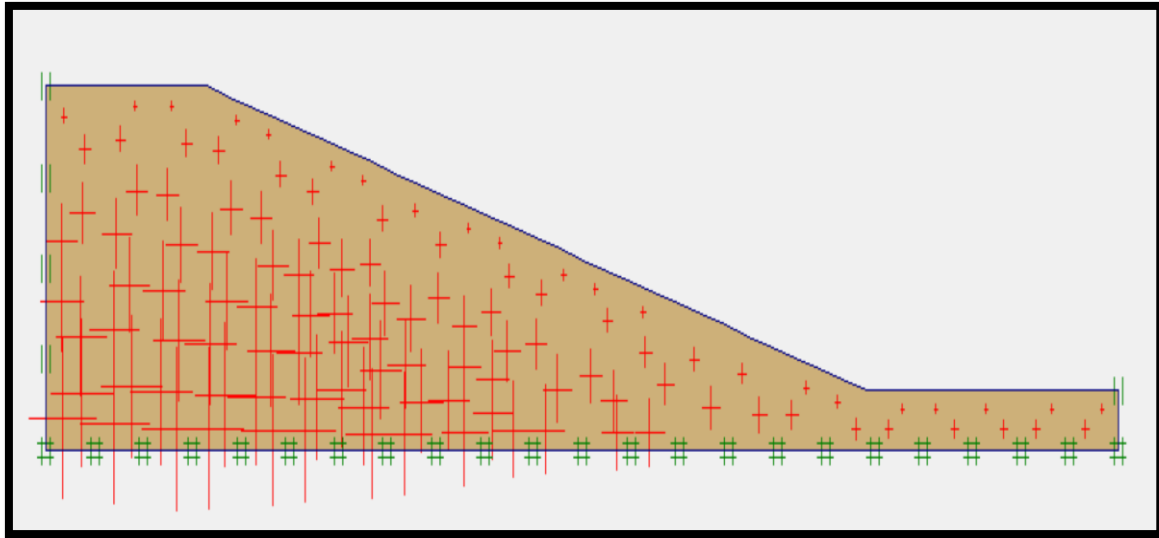


Figure IV.7 : la distribution des contraintes totales.

IV.5.7 - Procédure des calculs

Le calcul du modèle de référence est défini en une seule phase pour le terrain uniquement et en deux phases en présence de la structure à long terme, pour les trois profils sous deux cas de saturation (sec et saturé) :

- Phase 0 initiation des contraintes (procédure K_0) ; on détermine les contraintes effectives initiales.

- Phase 1 : Calcul de glissement (c/Φ réduction) (terrain vierge sans structure)

Les procédures de calculs sont présentées dans la figure suivante :

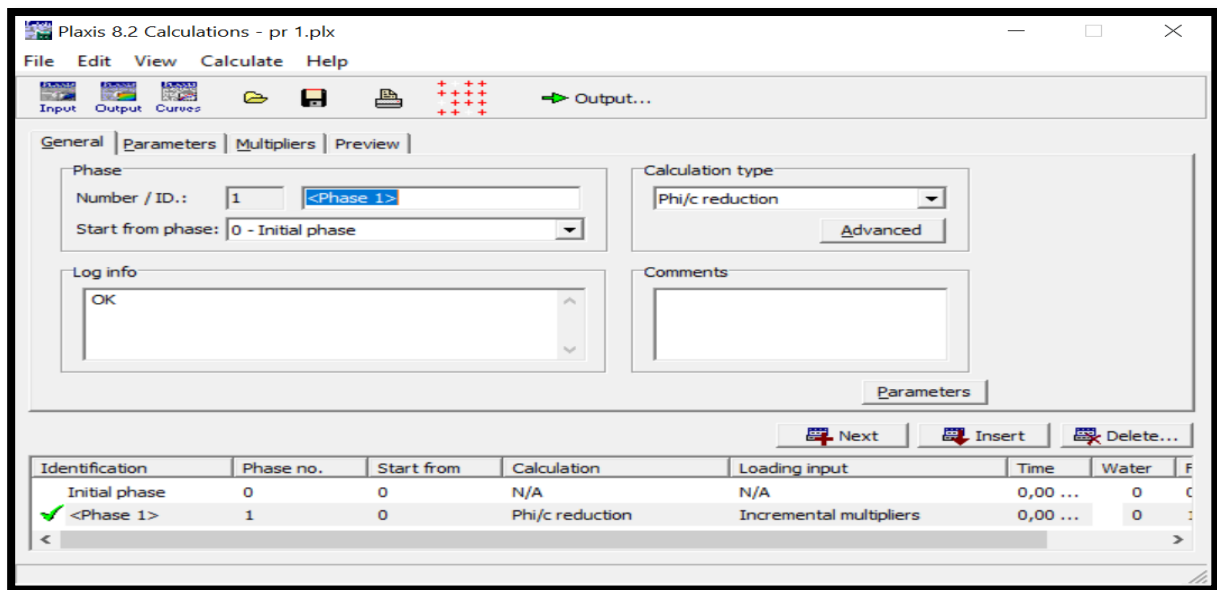


Figure IV.8 : les procédures de calculs

IV.5.8 - Les résultats de la modélisation

On s'intéressera à deux types de déformation : déformation de forme et déformation interne telle que :

1. Déformation de maillage.
2. Déformation des couches de sol : le coefficient de sécurité

Nous allons donner les résultats de la dernière phase des cas étudiés.

IV.5.8 .1 - Profil 01 :

A - Dans le cas d'un sol humide :

- Les déformations de cisaillement :

Les cercles de glissements trouvés dans la pente passe par le pied de la pente qui est de même nature trouvée par les méthodes analytiques c'est-à-dire des cercles de glissements qui passent par le pied et peut profonds

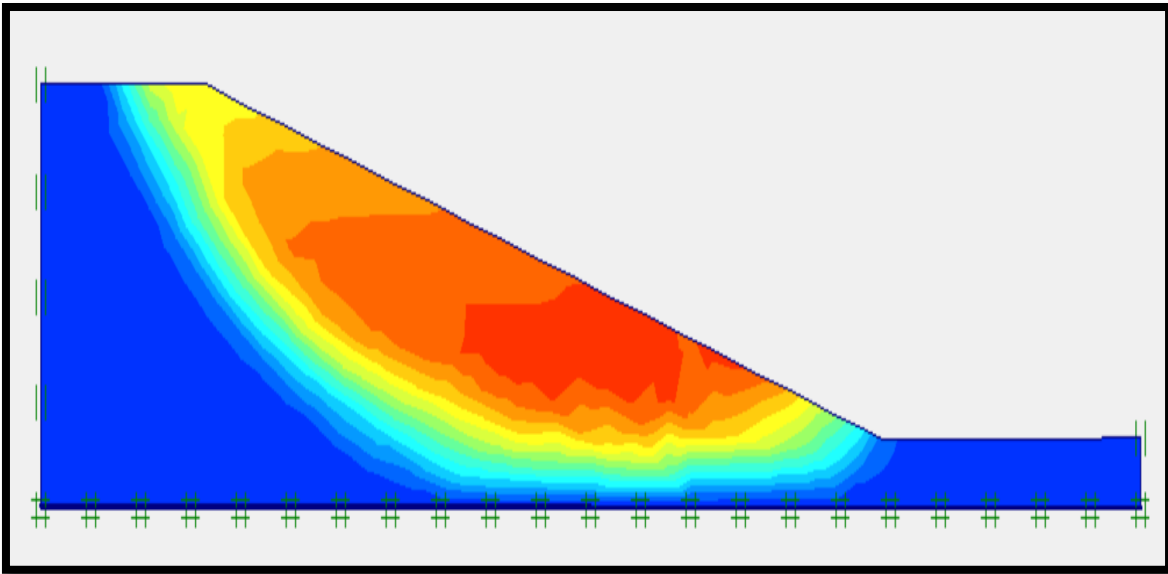


Figure IV.9 : Les déformations de cisaillement

- la valeur de coefficient de sécurité FS :

La valeur du coefficient de sécurité trouvé indique premièrement que la pente est stable > 1.5 dans les conditions où le sol est humide et qui montre que cette valeur est presque la même trouvée par les calculs classiques, la valeur est affichée dans la figure suivante :

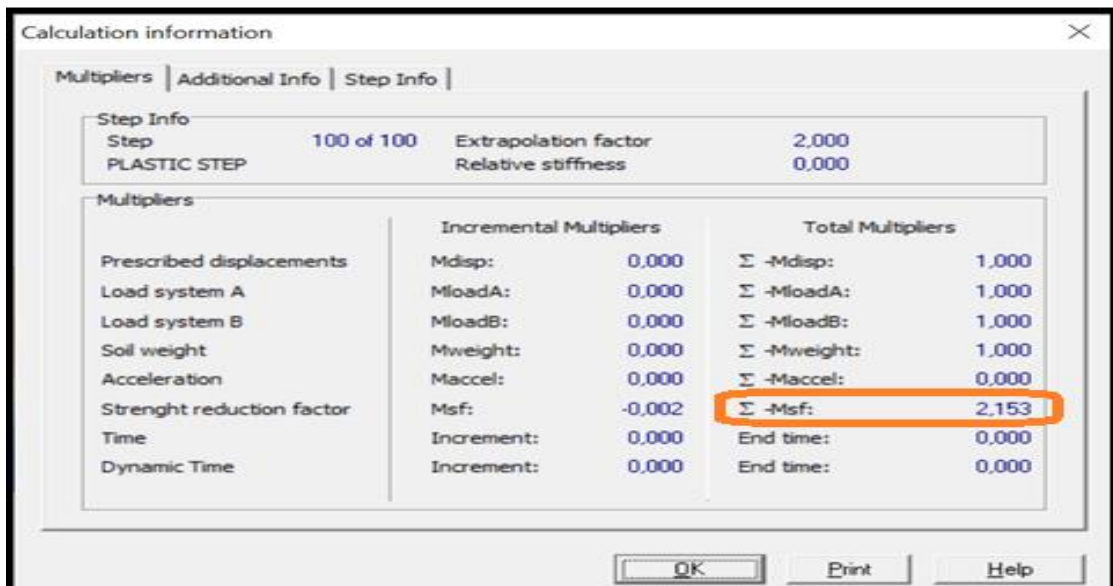


Figure IV.10 : la valeur de FS

b- Dans le cas d'une saturation totale :

La déformation de maillage et des éléments :

La pris en compte des écoulements d'eau en surface dus essentiellement aux sources d'eau alimentées par la monte qui sature la pente dans la partie amont influe considérablement sur le comportement des éléments du modèle qui est illustré dans la figure suivante :

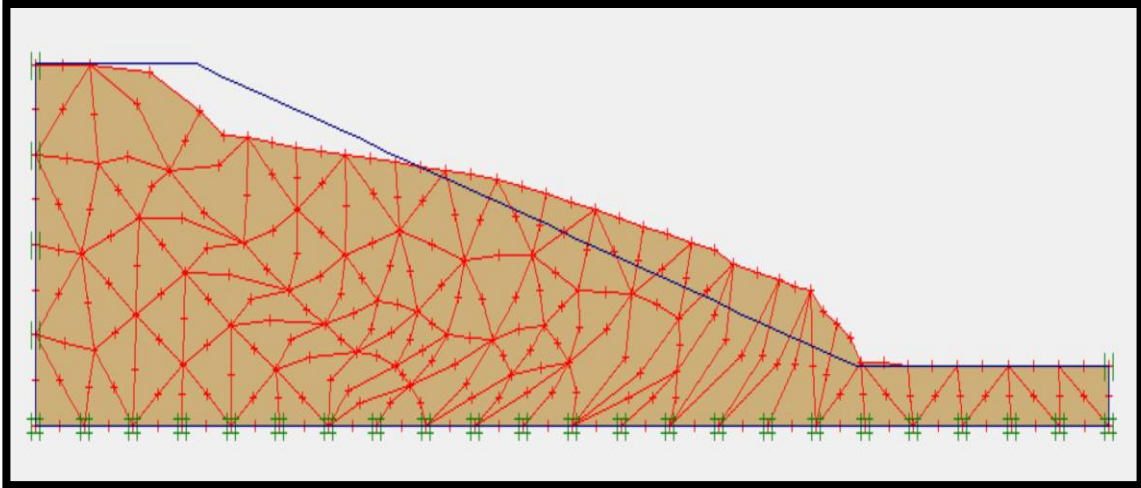


Figure IV.10 : Les mailles déformées

- Les déformations de cisaillement

Dans ce cas aussi les cercles de glissements trouvés dans la pente passe par le pied qui est de même nature proposée par les méthodes analytiques c'est-à-dire des cercles de glissements qui passent par le pied et peut profonds, voire figure suivante :

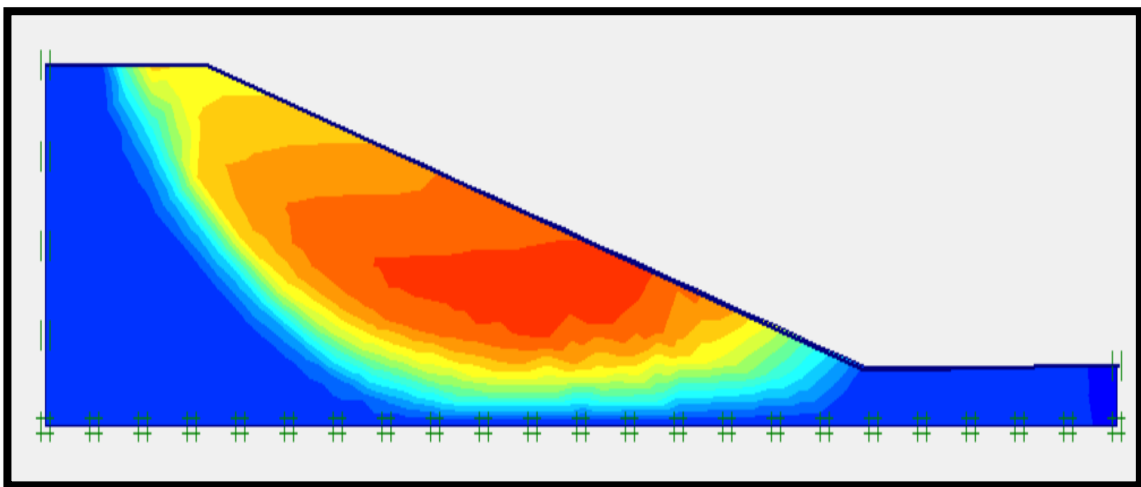


Figure IV.11 : Les déformations de cisaillement.

CHAPITRE IV : Modélisation numérique

la valeur de coefficient de sécurité FS

La valeur du coefficient de sécurité trouvé indique premièrement que la pente est devenue moins stable < 1.5 qu'au cas précédant ; pour les conditions hydrauliques de saturation, la valeur est affichée dans la figure suivante :

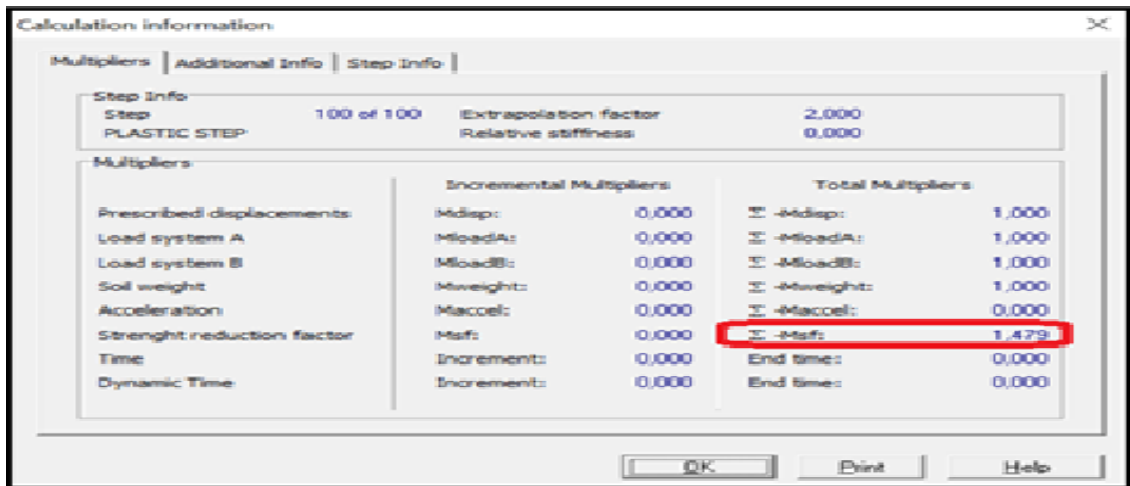


Figure IV.12 : la valeur de FS

IV.5.8 .2 Profils 02 :

A- Dans le cas d'un sol humide :

- Les déformations de cisaillement :

Les mêmes observations sont faites sur les cercles et on constat la fiabilité des modèles proposés,

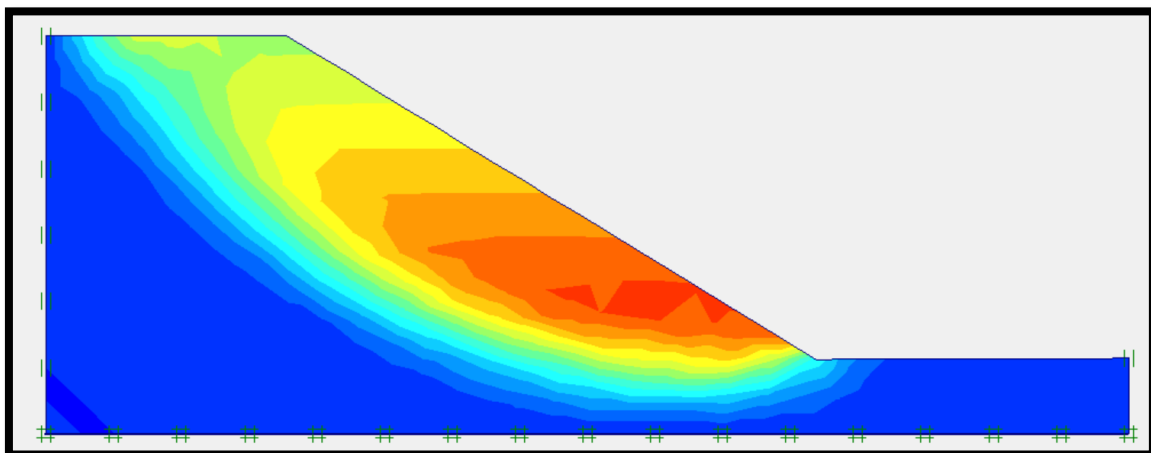


Figure IV.13 : Les déformations de cisaillement

- la valeur de coefficient de sécurité FS :

La valeur du coefficient de sécurité trouvé indique premièrement que la pente est devenue moins stable < 1.5 qu'au cas précédent ; pour les conditions sèches la valeur est affichée dans la figure suivante :

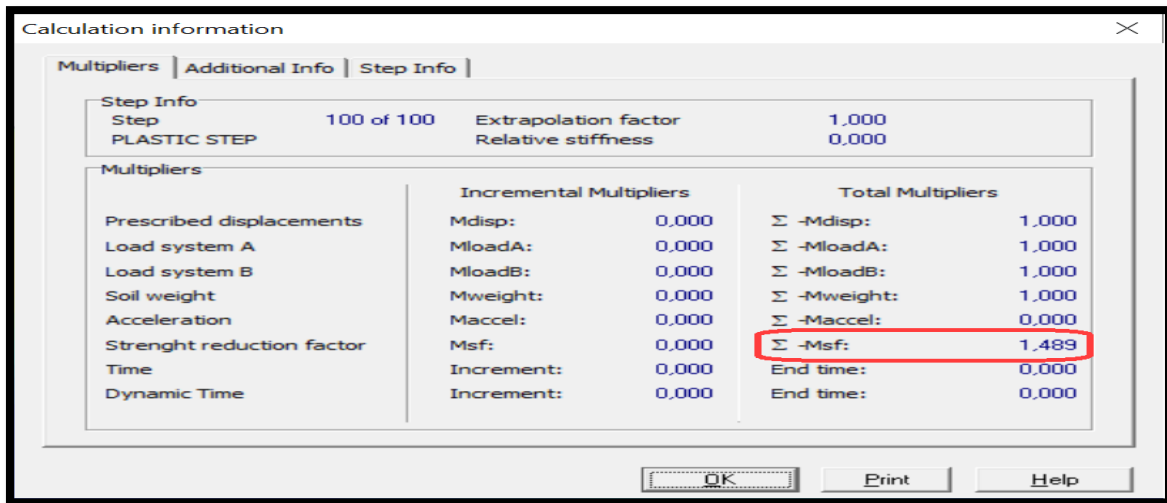


Figure IV.14 : la valeur de FS

b- Dans le cas d'une saturation totale :

- Les déformations de cisaillement

Les mêmes observations sont faites et surtout avec la variation géométrique des profils

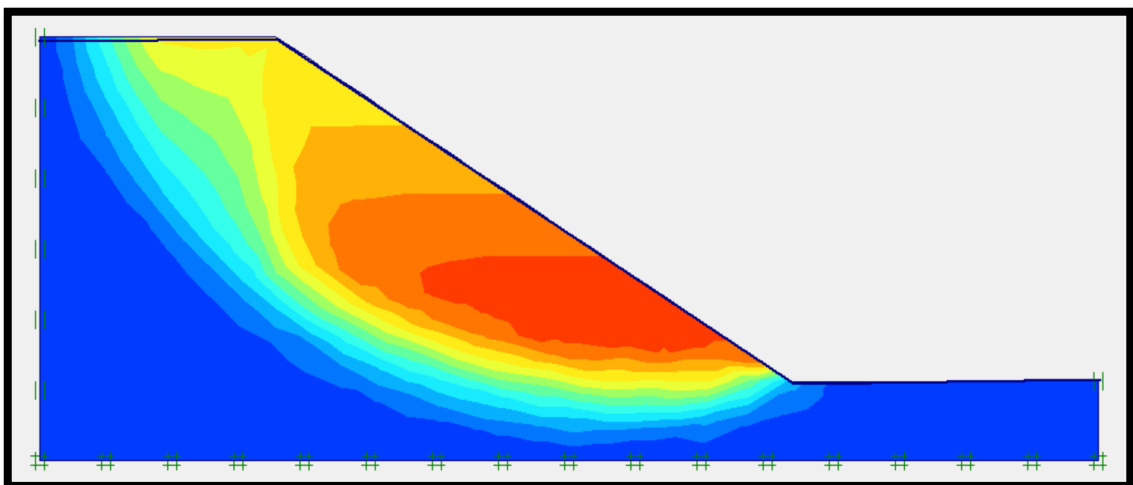


Figure IV.15 : Les déformations de cisaillement

CHAPITRE IV : Modélisation numérique

- la valeur de coefficient de sécurité FS

La valeur du coefficient de sécurité trouvé indique premièrement que la pente est devenue très instable < 1.5 et dangereux ; pour les conditions de saturations totales ; la valeur est affichée dans la figure suivante :

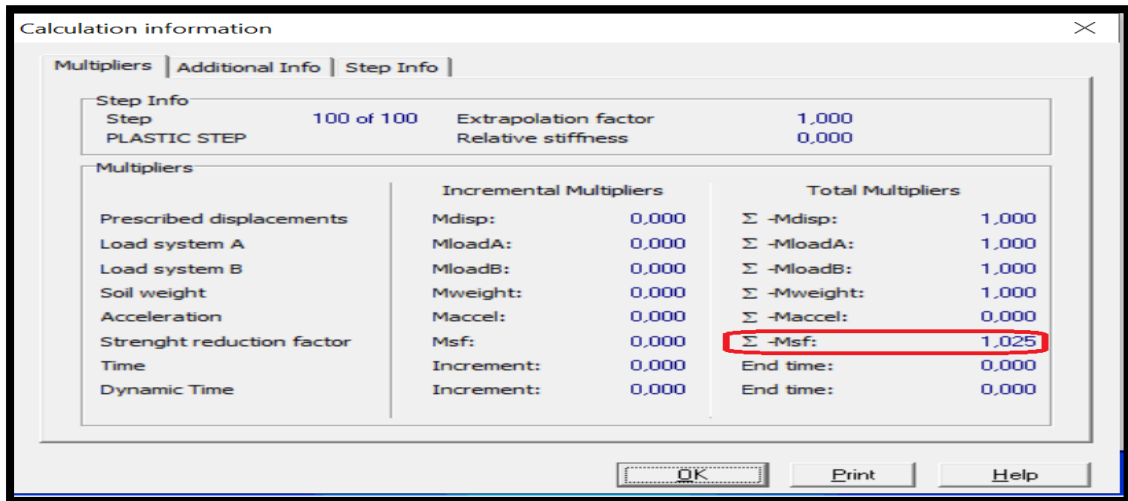


Figure IV.16 : la valeur de FS

IV.5.8 .3 Profils 3 :

A- Dans le cas d'un sol humide :

- Les déformations de cisaillement :

Toujours les mêmes observations faites pour le présent profil ; d'où le modèle proposé et adéquat au modèle proposé lors de l'étude analytique ,

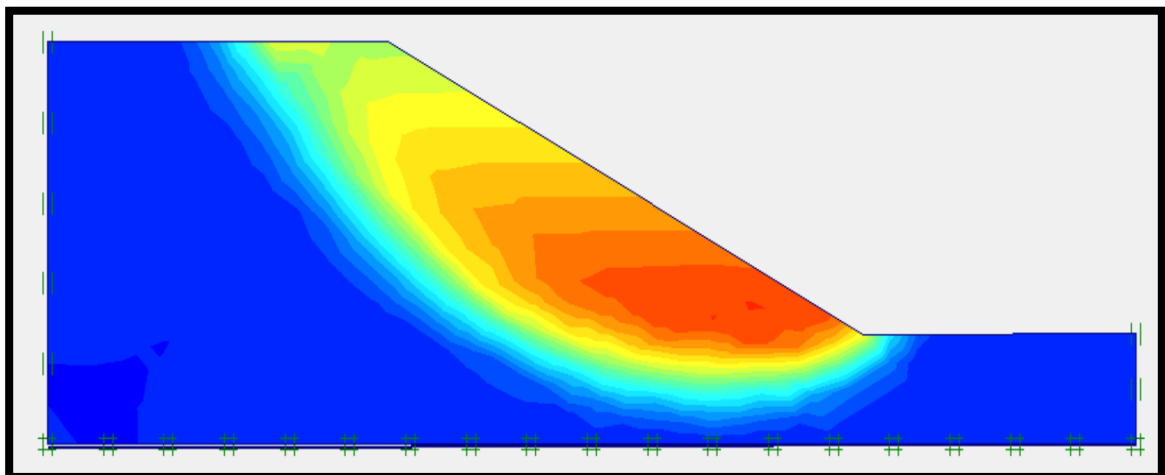


Figure IV.17 : Les déformations de cisaillement

CHAPITRE IV : Modélisation numérique

- la valeur de coefficient de sécurité FS :

La valeur du coefficient de sécurité trouvé indique premièrement que la pente est stable > 1.5 qu'au cas précédant ; pour les conditions sèches la valeur est affichée dans la figure suivante :

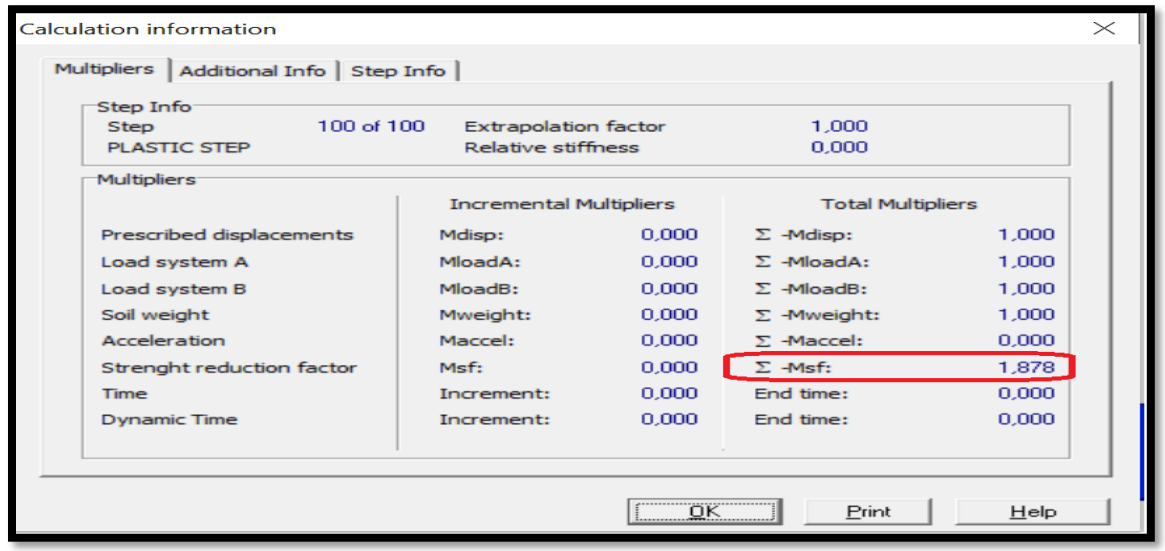


Figure IV.18 : la valeur de FS

b- Dans le cas d'une saturation totale :

- Les déformations de cisaillement

Les mêmes observations faites pour le pressant profil sont décrites précédemment :

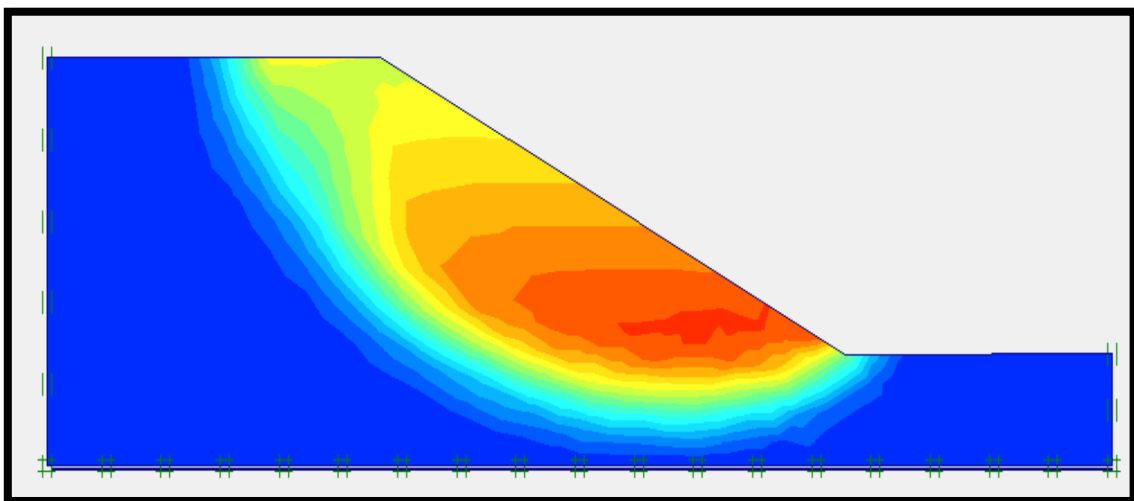


Figure IV.19 : Les déformations de cisaillement

CHAPITRE IV : Modélisation numérique

- la valeur de coefficient de sécurité FS

La valeur trouvée indique que la pente deviens instable est il y a risque de glissement ou Fs est inférieur à 1.5

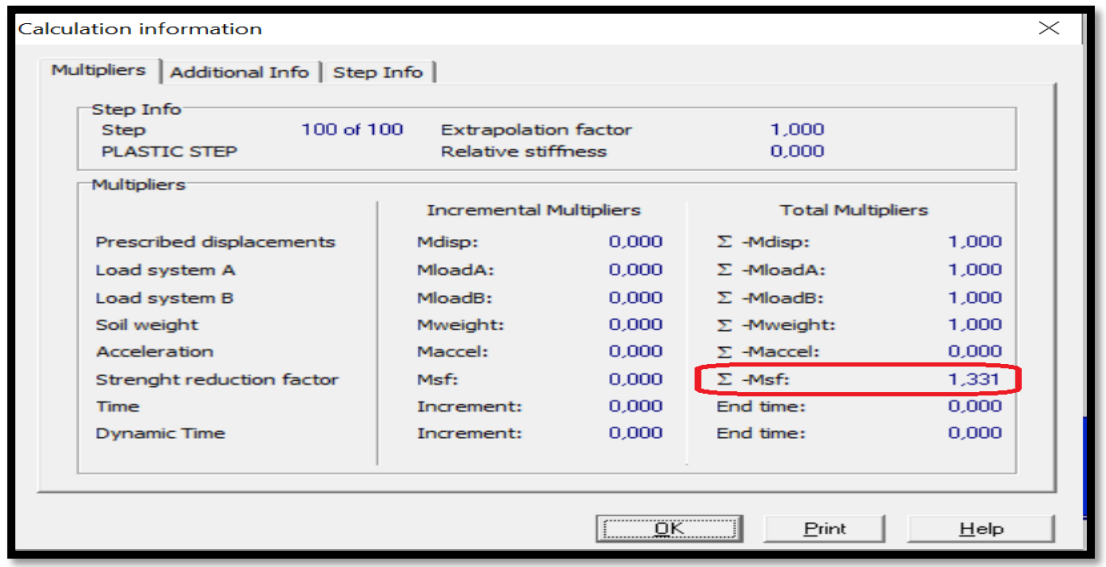


Figure IV.20 : la valeur de FS

IV.6 Interprétation :

Profil 1 et 3 :

On remarque que le coefficient de sécurité est supérieur 1.4 dans toutes les conditions sans bâtiment à l'état vierge , donc la sécurité de la pente est considérée comme satisfaisante pour les ouvrages, cette stabilité est due aux caractéristiques mécaniques et géométriques où la pente est classée dans la catégorie des pentes douces qui ne dépasse pas 85 °ou l'angle de la pente égale 17° et la longueur égale a 153 m pour le profil 1, 30° et de 60 m de longueur pour le profil 3 ;

Profil 2 :

La sécurité est devenue contestable et inférieure à 1.25 qui est due aux conditions de saturation totale et aussi les caractéristiques géométriques d'où l'angle est très aiguë 30° par rapport à la longueur

CHAPITRE IV : Modélisation numérique

- Une autre analyse sera réalisée dans la partie suivante par un autre code de calcul (GEOSTUDIOS) ; qui permet de mieux vérifier les résultats trouvés

IV.7. Calcul par GEOSLOPE :

Le calcul s'effectue par les variantes précédentes avec les différentes méthodes de calcul (Fellenius, Bishop, Jambu,.....etc.). La position de cercle de glissement est choisie automatiquement le modèle géométrique ainsi que la position des cercles de glissement et les résultats de calcul de chaque variante sont présentés dans les figures ci-après :

La figure présente le modèle géométrique de la pente :

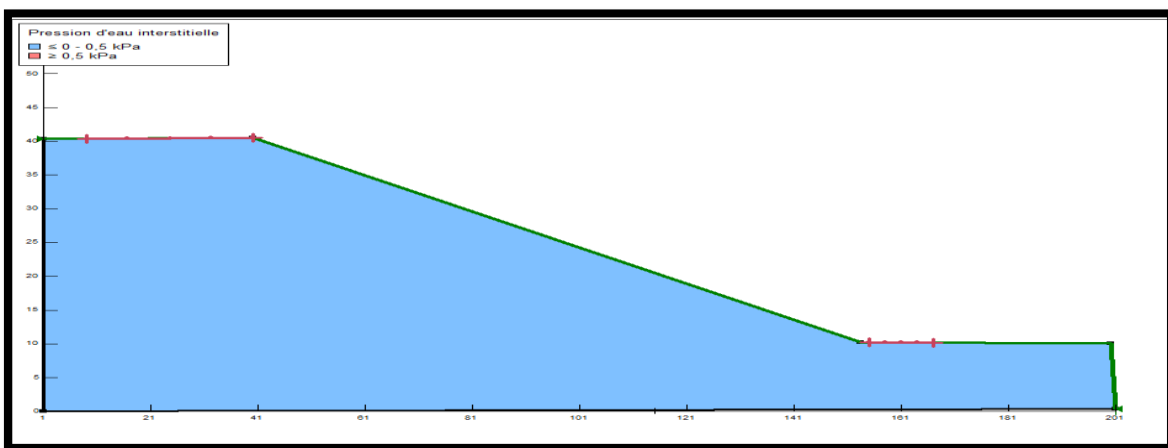


Figure IV.21 : Le modèle géométrique adopté.

La figure présente le cercle de glissement le plus critique et l'application de la méthode des tranches :

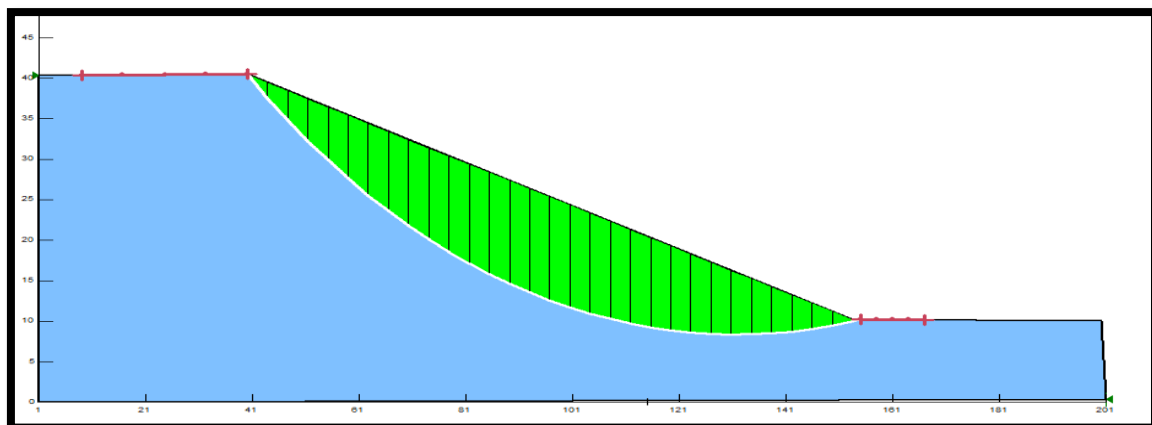


Figure IV.22 : position des cercles de glissements.

CHAPITRE IV : Modélisation numérique

IV.7.1. Les résultats des calculs par GEOSTUDIO :

IV.7.1.1 Profil 1 :

A- Dans le cas humide :

Le calcul du coefficient de sécurité effectué par les variantes précédentes avec les différentes méthodes de calcul (Fellenius, Bishop, Jambu ,etc) est la localisation des cercles de ruptures est schématiser sur la figure est dans le tableau suivant :

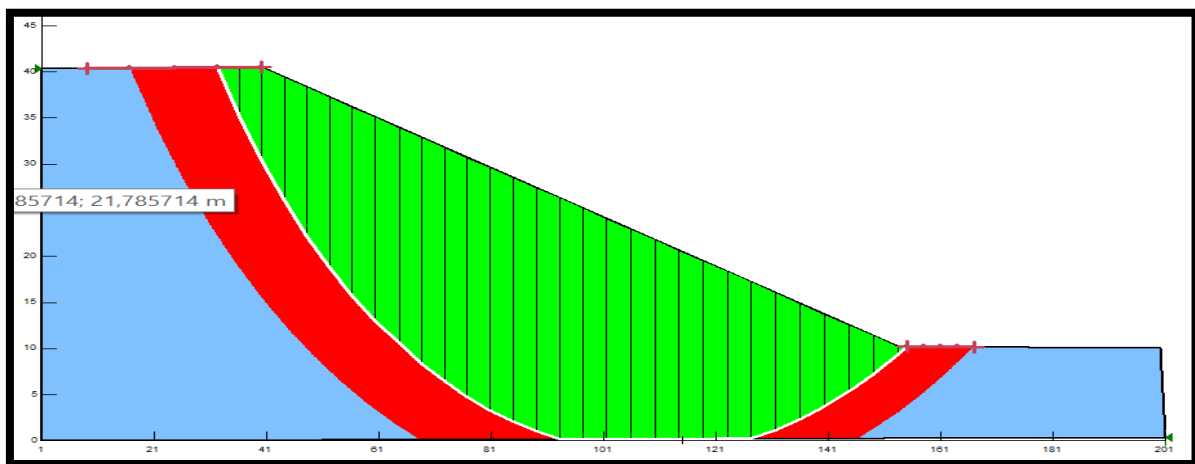


Figure IV.23 : les positions des cercles de glissements les plus critiques.

Les résultats des coefficients de sécurité indiquent que la pente est très stable qui est donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 : Les coefficients de sécurité

Surface de glissement n°	Coef de sécurité	Centre X	Centre Y	Rayon	Détails
78	2,123	110,01	91,622	93	Critique (a)
83	2,125	111,39	92,717	94,755	
88	2,132	112,78	93,814	96,517	
93	2,145	114,17	94,912	98,284	
53	2,146	105,78	94,421	97,525	
58	2,148	107,18	95,52	99,296	
63	2,155	108,58	96,62	101,07	
103	2,158	114,26	88,794	88,5	
108	2,158	115,63	89,885	90,237	
98	2,163	115,57	96,011	100,06	
113	2,166	116,99	90,978	91,981	
68	2,166	109,98	97,721	102,85	
118	2,179	118,37	92,072	93,733	
73	2,183	111,39	98,823	104,64	

CHAPITRE IV : Modélisation numérique

B - Dans le cas de saturation:

Le calcul du coefficient de sécurité effectué en présence des conditions hydrauliques en surface avec les différentes méthodes de calcul (Fellenius, Bishop, Jambu, etc.) est la localisation des cercles de ruptures est schématiser sur la figure est dans le tableau suivant:

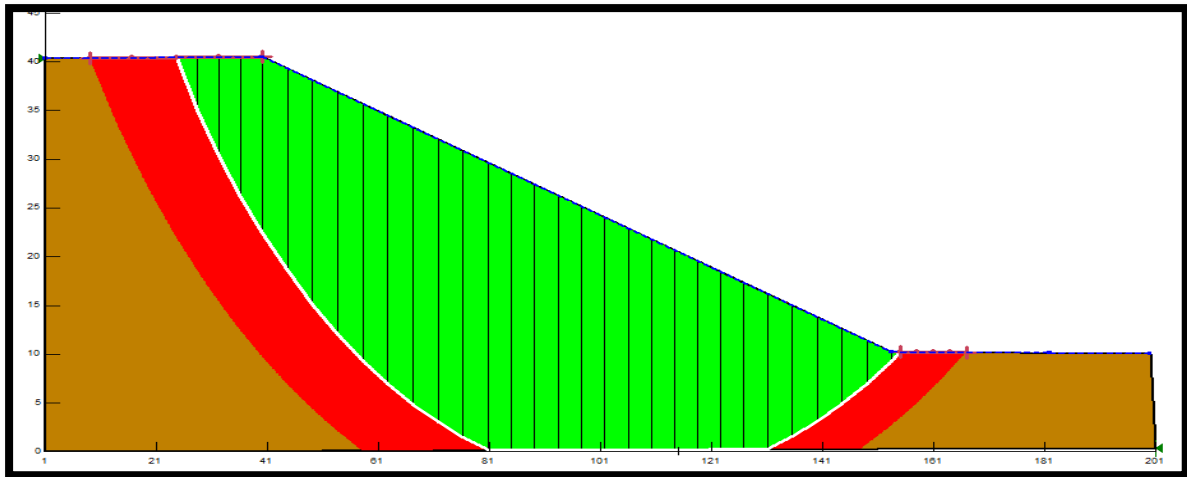


Figure IV.24 : les positions des cercles de glissements les plus critiques.

Les résultats des coefficients de sécurité indiquent que la pente est stable qui est donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 : Les coefficients de sécurité

Surface de glissement n°	Coef de sécurité	Centre X	Centre Y	Rayon	Détails
78	2,123	110,01	91,622	93	Critique (a)
83	2,125	111,39	92,717	94,755	
88	2,132	112,78	93,814	96,517	
93	2,145	114,17	94,912	98,284	
53	2,146	105,78	94,421	97,525	
58	2,148	107,18	95,52	99,296	
63	2,155	108,58	96,62	101,07	
103	2,158	114,26	88,794	88,5	
108	2,158	115,63	89,885	90,237	
98	2,163	115,57	96,011	100,06	
113	2,166	116,99	90,978	91,981	
68	2,166	109,98	97,721	102,85	
118	2,179	118,37	92,072	93,733	
73	2,183	111,39	98,823	104,64	

CHAPITRE IV : Modélisation numérique

IV.7.1.2 Profile02 :

A - Dans le cas humide :

La localisation des cercles de ruptures est schématisée sur la figure est dans le tableau suivant :

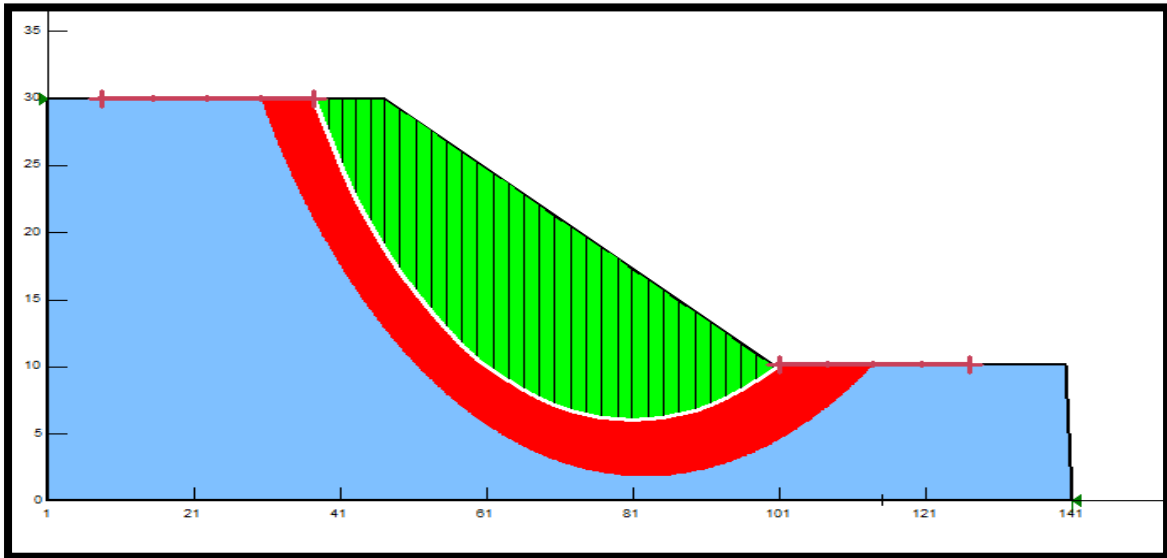


Figure IV.25 : les positions des cercles de glissements les plus critiques.

Les résultats des coefficients de sécurité indiquent que la pente est très stable donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4 : Les coefficients de sécurité

Surface de glissement n°	Coef de sécurité	Centre X	Centre Y	Rayon	Détails
103	2,241	80,933	57,471	51,44	Critique
108	2,260	83,758	59,804	55,076	
83	2,265	79,741	62,436	59,236	
78	2,274	76,833	60,085	55,517	
88	2,297	82,704	64,8	63,011	
113	2,315	86,658	62,154	58,787	
104	2,344	75,917	41,418	40,131	
109	2,345	78,833	42,436	43,217	
58	2,346	75,793	65,083	63,466	
63	2,355	78,803	67,458	67,288	
93	2,357	85,71	67,173	66,828	
53	2,379	72,824	62,719	59,686	
118	2,399	89,615	64,516	62,556	
68	2,423	81,846	69,84	71,142	

CHAPITRE IV : Modélisation numérique

B - Dans le cas de saturation:

Le calcul du coefficient de sécurité effectué par les variantes précédentes avec les différentes méthodes de calcul (Féllinus, Bishop, Jambu, etc.) est la localisation des cercles de ruptures est schématiser sur la figure est dans le tableau suivant :

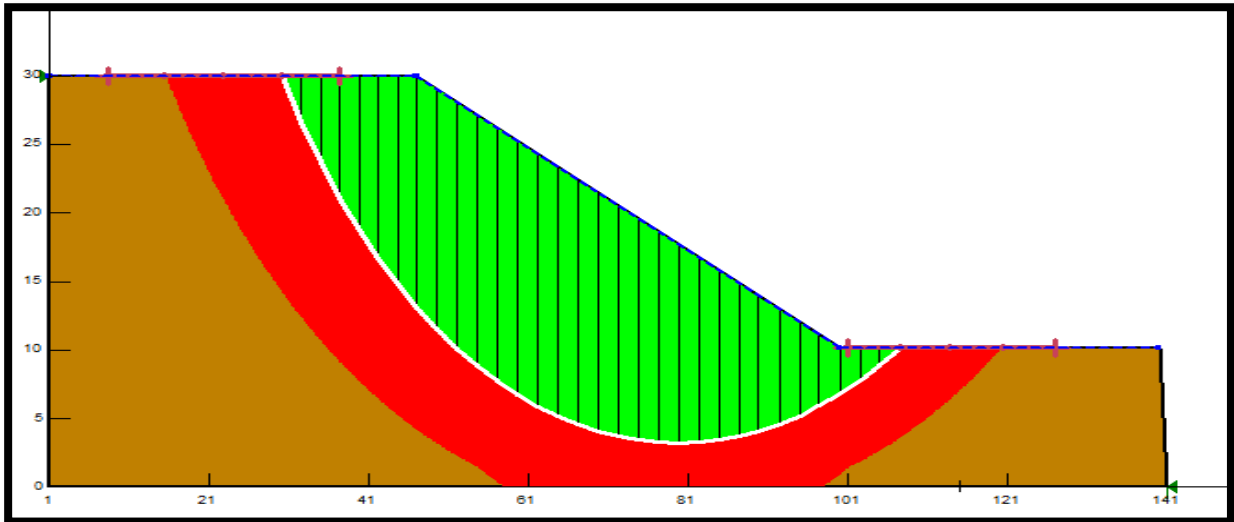


Figure IV.26 : les positions des cercles de glissements les plus critiques.

Les résultats des coefficients de sécurité indiquent que la pente est très stable donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5 : Les coefficients de sécurité

Surface de glissement n°	Coef de sécurité	Centre X	Centre Y	Rayon	Détails
83	1,752	79,741	62,436	59,236	Critique (a)
78	1,757	76,833	60,085	55,517	
109	1,763	78,833	42,436	43,217	
104	1,767	75,917	41,418	40,131	
88	1,772	82,704	64,8	63,011	
58	1,773	75,793	65,083	63,466	
63	1,777	78,803	67,458	67,288	
103	1,780	80,933	57,471	51,44	
108	1,798	83,758	59,804	55,076	
53	1,799	72,824	62,719	59,686	
93	1,813	85,71	67,173	66,828	
79	1,818	71,917	42,558	43,591	
84	1,821	74,897	43,583	46,74	
68	1,827	81,846	69,84	71,142	

CHAPITRE IV : Modélisation numérique

IV.7.1.3 Profile03 :

A- Dans le cas humide :

La localisation des cercles de ruptures est schématisée sur la figure est dans le tableau suivant :

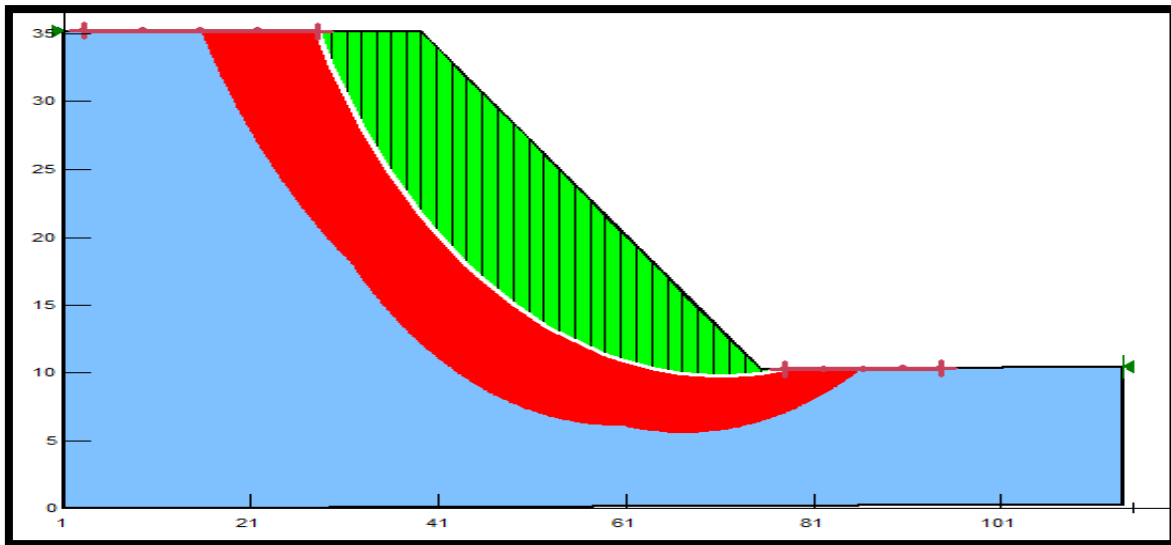


Figure IV.27 : les positions des cercles de glissements les plus critiques.

Les résultats des coefficients de sécurité indiquent que la pente est moins stable qui est donné dans le tableau suivant :

Tableau IV.6 : Les coefficients de sécurité

Surface de glissement n°	Coef de sécurité	Centre X	Centre Y	Rayon	Détails
103	1,300	71,212	59,263	49,473	Critique (a)
104	1,315	64,082	44,988	37,402	
78	1,324	67,061	61,372	52,267	
109	1,334	65,573	45,599	39,001	
108	1,342	72,509	60,663	51,291	
83	1,346	68,522	62,799	54,25	
114	1,364	67,151	46,22	40,687	
88	1,373	70,069	64,242	56,317	
113	1,386	73,925	62,083	53,228	
53	1,396	63,137	63,518	55,288	
79	1,398	60,187	45,913	39,84	
84	1,400	61,798	46,537	41,56	
58	1,403	64,716	64,967	57,388	
93	1,406	71,684	65,698	58,452	

CHAPITRE IV : Modélisation numérique

B - Dans le cas de saturation:

La localisation des cercles de ruptures est schématisée sur la figure est dans le tableau suivant :

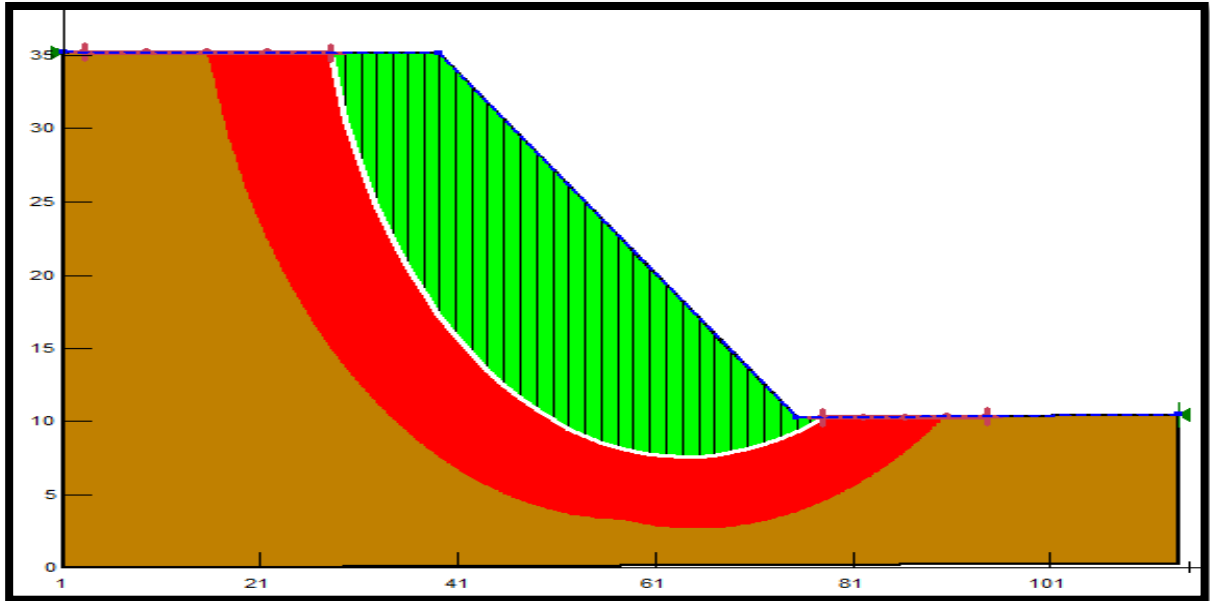


Figure IV.28 : les positions des cercles de glissements les plus critiques.

Les résultats des coefficients de sécurité indiquent que la pente est très instable qui est donné dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 : Les coefficients de sécurité

Surface de glissement n°	Coef de sécurité	Centre X	Centre Y	Rayon	Détails
104	0,961	64,082	44,988	37,402	Critique
109	0,982	65,573	45,599	39,001	
78	0,986	67,061	61,372	52,267	
79	0,996	60,187	45,913	39,84	
103	1,000	71,212	59,263	49,473	
84	1,003	61,798	46,537	41,56	
114	1,008	67,151	46,22	40,687	
83	1,012	68,522	62,799	54,25	
53	1,016	63,137	63,518	55,288	
89	1,018	63,473	47,167	43,343	
105	1,023	59,919	36,651	31,968	
58	1,029	64,716	64,967	57,388	
110	1,038	61,497	36,747	33,549	
94	1,040	65,198	47,803	45,177	

IV.7.2. Interprétation :

Profil 1 et 2 :

Premièrement, les résultats trouvés par le code Geoslope sont identiques plus ou moins aux résultats trouvés par éléments finis par PLAXIS où nous respectons les mêmes conditions géométriques et hydrauliques pour les trois profils,

On remarque que les coefficients de sécurité est supérieurs 1.4 donc la sécurité des les pentes est considéré comme satisfaisante pour les ouvrages, d'où la pente est classée dans la catégorie des pentes douces qui ne dépasse pas 85 °ou l'angle de la pente sur le profile 1 égal 17° et pur le profile 2 égale 30° et la longueur de profile 1 égale a 153 m ; profile 2 égales 64m.

Profil 3 :

On a trouvé que le coefficient de sécurité est de 0.9 – 1.4 donc la sécurité de la pente est considérée comme :

- Pour un sol humide :

Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants, sécurité contestable pour les barrages, ou bien quand la rupture serait catastrophique.

- Pour un sol saturé :

Danger et catastrophique pour la construction

D'où la pente est classée dans la catégorie des pentes raides ou l'angle de la pente égale a 30° et la longueur égale a 60 m.

IV. 8. Prise en compte de la structure :

A) Le modèle géométrique :

Dans ce système l'état de contrainte et déformation et plan, on va créer un modèle géométrique de la pente par les 3 profils ; on ajoute les structures existantes actuellement caractérisées par une largeur qui varie de 12 m jusqu'à 15 m est une hauteur de 18 m ; les différentes épaisseurs des couches sont représentées dans la figure suivante :

✓ **Profile 1 :**

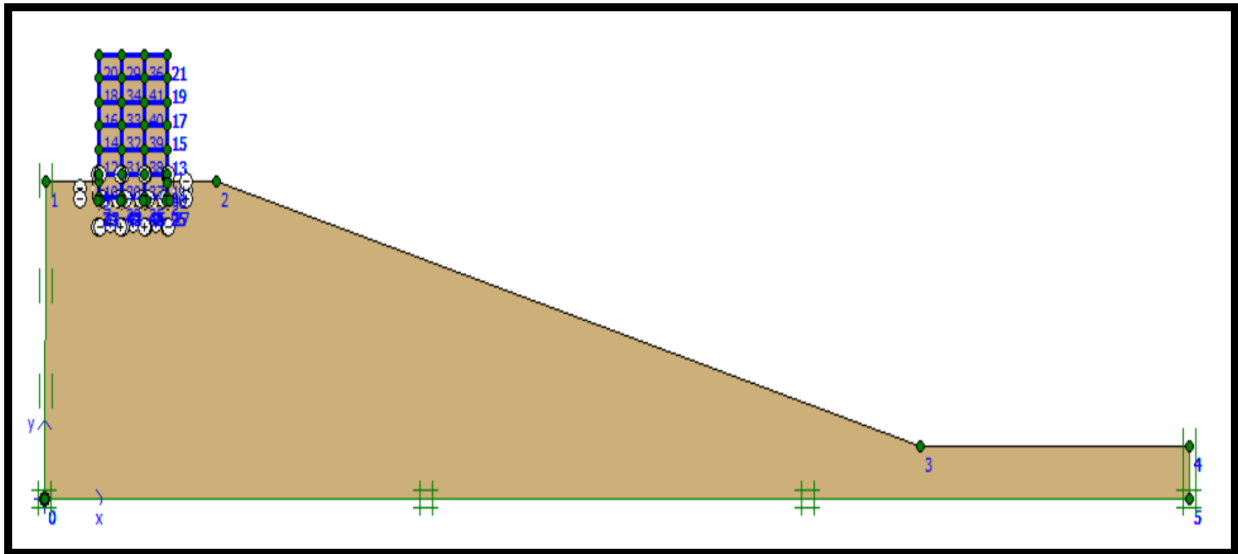


Figure IV.29 : La géométrie de modèle avec les structures.

➤ **Cas des sols humide :**

- La déformation de maillage et des éléments :

Les résultats indiquent que les couches suivent la même direction trouvée par les méthodes classiques ; la structure est stable et localisée dans la région des cercles de glissements comme il est indiqué sur la figure suivante :

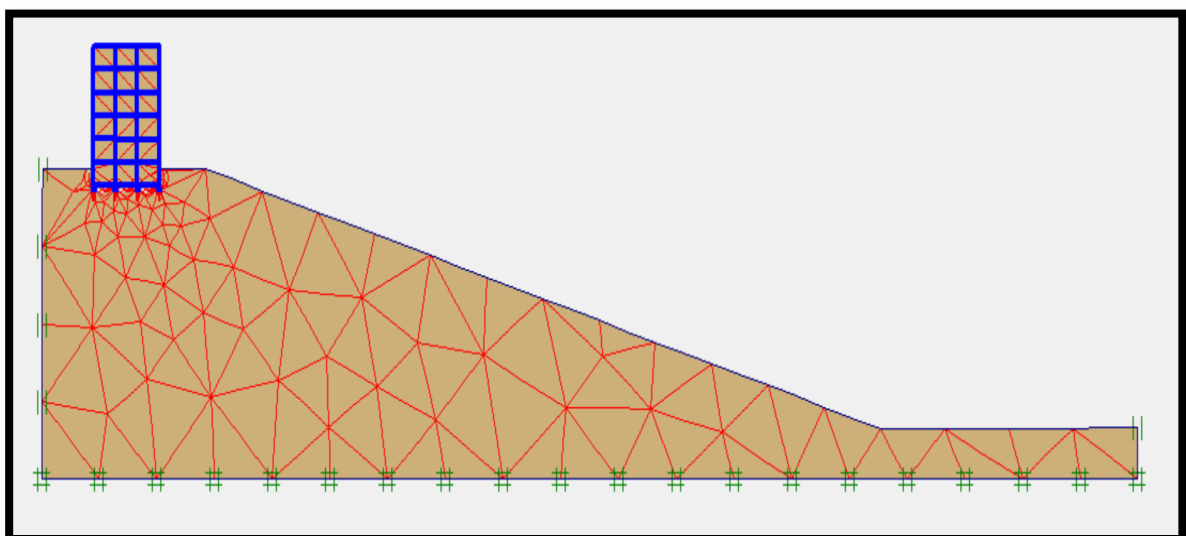


Figure IV.30 : La déformation de maillage et des structures.

CHAPITRE IV : Modélisation numérique

- Les déplacements horizontaux :

La structure est construite dans la partie amont de la pente et qui n'influe pas sur la stabilité de la pente du profil N 01 comme il est indiqué sur la figure suivante :

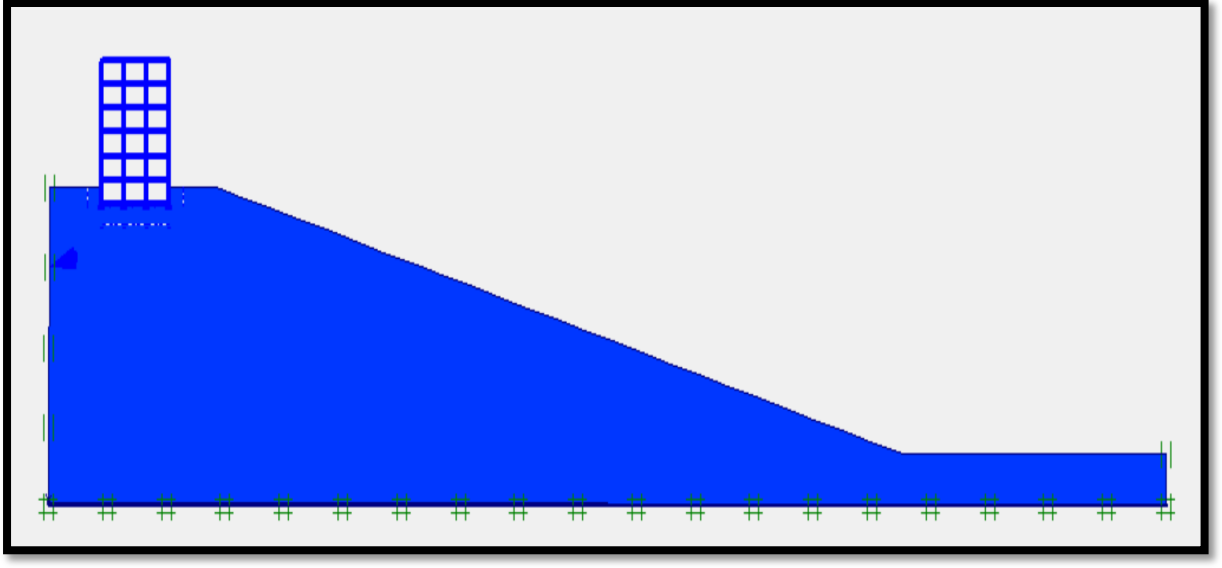


Figure IV.31 : Les déplacements horizontaux des structures

La valeur de F_s indique que l'ensemble de la pente et la structure sont stables est satisfaisante pour les ouvrages en absence d'eau,

Tableau IV.8 : Les coefficients de sécurité

Calculation information				
Multipliers Additional Info Step Info				
Step Info		Step	100 of 100	
PLASTIC STEP		Extrapolation factor	0,500	
		Relative stiffness	0,000	
Multipliers				
	Incremental Multipliers		Total Multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp:	1,000
Load system A	MloadA:	0,000	Σ -MloadA:	1,000
Load system B	MloadB:	0,000	Σ -MloadB:	1,000
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ -Mweight:	1,000
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ -Maccel:	0,000
Strenght reduction factor	Msf:	0,000	Σ -Msf:	1,870
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time:	0,000

CHAPITRE IV : Modélisation numérique

➤ Cas des sols saturés :

- La déformation de maillage et des éléments :

Dans le cas d'une saturation totale les résultats indiquent que les cercles de glissement sont rapprochés et pénètrent sous la structure qui influe sur la stabilité de l'ensemble qui sont représentées sur les figures suivantes :

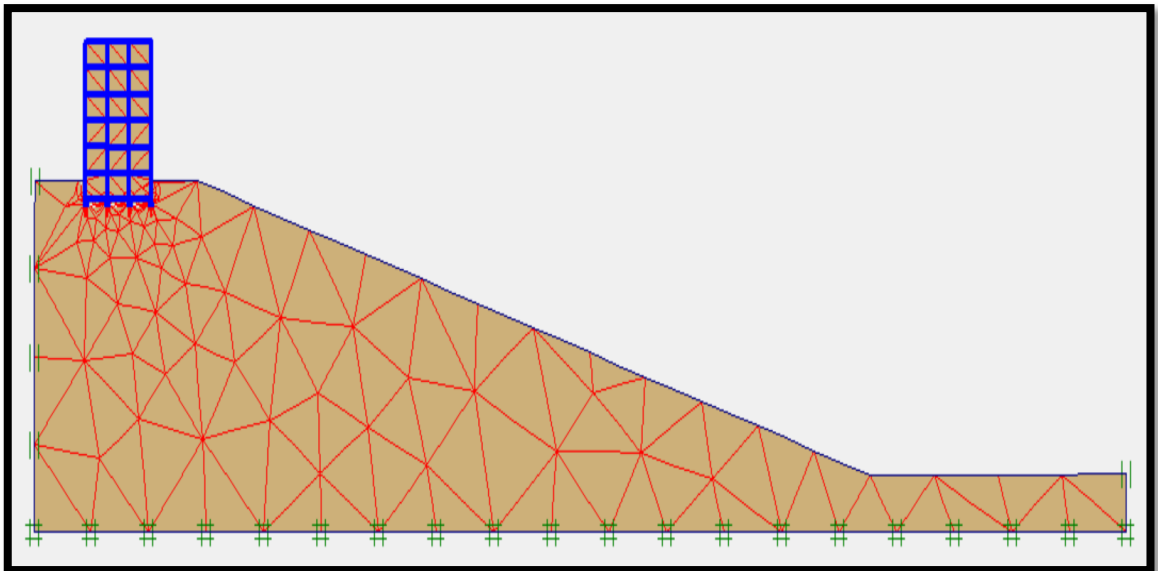


Figure IV.32 : La déformation de maillage et des structures

- Les déplacements horizontaux :

La structure est localisée dans la partie amont de la pente ou les cercles de glissements trouvés sous la structure qui influent sur la stabilité de la structure comme il est indiqué sur la figure suivante :

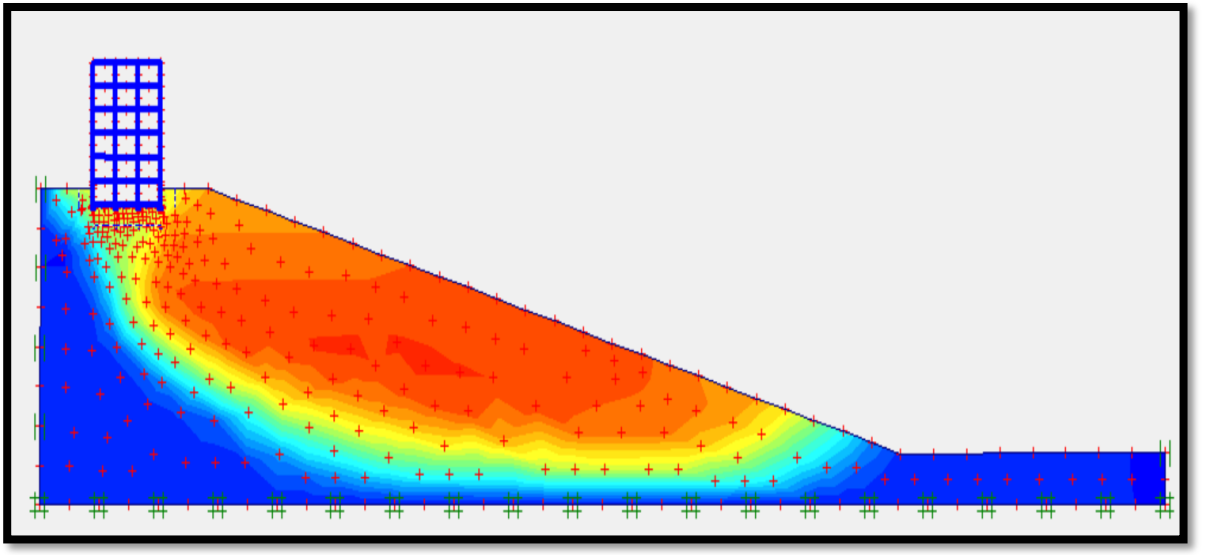


Figure IV.33 : Les déplacements horizontaux des structures

La valeur de F_s indique que l'ensemble de la pente et la structure sont instables ou la sécurité est contestable pour les ouvrages en absence d'eau,

Tableau IV.9 : Les coefficients de sécurité

Calculation information			
Multipliers		Additional Info	Step Info
Step Info		100 of 100	Extrapolation factor
Step		PLASTIC STEP	Relative stiffness
			1,000
			0,000
Multipliers		Incremental Multipliers	Total Multipliers
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp:
Load system A	MloadA:	0,000	Σ -MloadA:
Load system B	MloadB:	0,000	Σ -MloadB:
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ -Mweight:
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ -Maccel:
Streight reduction factor	Msf:	0,000	Σ -Msf:
Time	Increment:	0,000	End time:
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time:
			1,292
			0,000
			0,000

✓ Profil 2 :

➤ Cas des sols humide :

- Les déplacements horizontaux :

CHAPITRE IV : Modélisation numérique

La structure est localisée dans la partie amont de la pente ou les cercles de glissements trouvés sous la structure qui influent sur la stabilité de la structure comme il est indiqué sur la figure suivante :

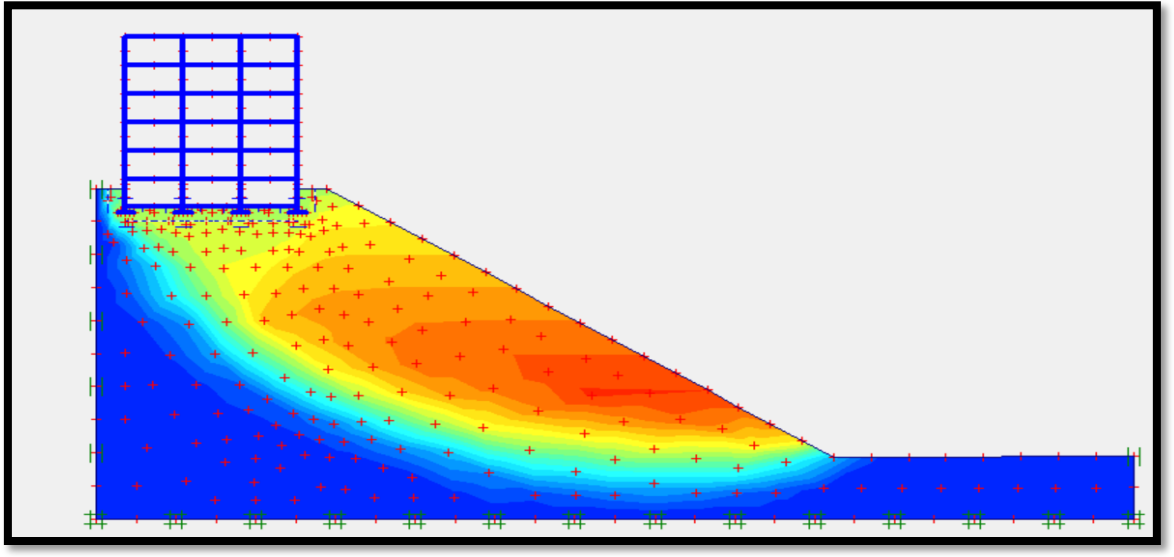


Figure IV.34 : Les déplacements horizontaux des structures

La valeur de F_s indique que l'ensemble de la pente et la structure sont instables ou la sécurité est contestable pour les ouvrages en absence d'eau,

Tableau IV.10 : Les coefficients de sécurité

Calculation information			
Multipliers Additional Info Step Info			
Step Info			
Step	100 of 100	Extrapolation factor	1,000
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0,000
Multipliers			
	Incremental Multipliers		Total Multipliers
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp: 1,000
Load system A	MloadA:	0,000	Σ -MloadA: 1,000
Load system B	MloadB:	0,000	Σ -MloadB: 1,000
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ -Mweight: 1,000
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ -Maccel: 0,000
Strenght reduction factor	Msf:	0,000	Σ -Msf: 1,218
Time	Increment:	0,000	End time: 0,000
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time: 0,000

CHAPITRE IV : Modélisation numérique

➤ Cas des sols saturés :

- Les déplacements horizontaux :

La structure est localisée dans la partie amont de la pente ou les cercles de glissements trouvés pénètrent sous la structure qui influe sur la stabilité de la structure comme il est indiqué sur la figure suivante :

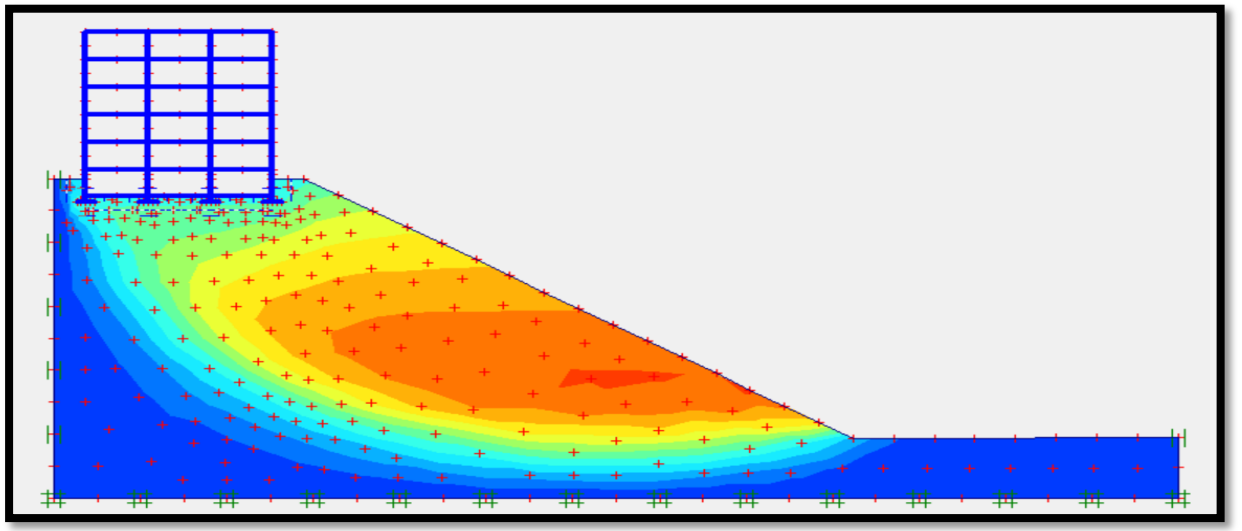


Figure IV.35 : Les déplacements horizontaux des structures

La valeur de F_s indique que l'ensemble de la pente et la structure sont instables ou la sécurité est dangereuse pour les ouvrages en présence d'eau,

Tableau IV.11 : Les coefficients de sécurité

Calculation information				
Multipliers Additional Info Step Info				
Step Info		100 of 100		Extrapolation factor
Step		PLASTIC STEP		2,000
				Relative stiffness
				0,000
Multipliers				
	Incremental Multipliers		Total Multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp:	1,000
Load system A	MloadA:	0,000	Σ -MloadA:	1,000
Load system B	MloadB:	0,000	Σ -MloadB:	1,000
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ -Mweight:	1,000
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ -Maccel:	0,000
Strength reduction factor	Msf:	0,000	Σ -Msf:	0,884
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time:	0,000

CHAPITRE IV : Modélisation numérique

✓ Profil 3 :

➤ Cas des sols humide :

- Les déplacements horizontaux :

La structure est construite dans la partie amont ou les cercles de glissements trouvés dans la pente passent par le pied de la pente qui pénètrent sous la structure est influé sur la stabilité du bâtiment comme il est indiqué sur la figure suivante :

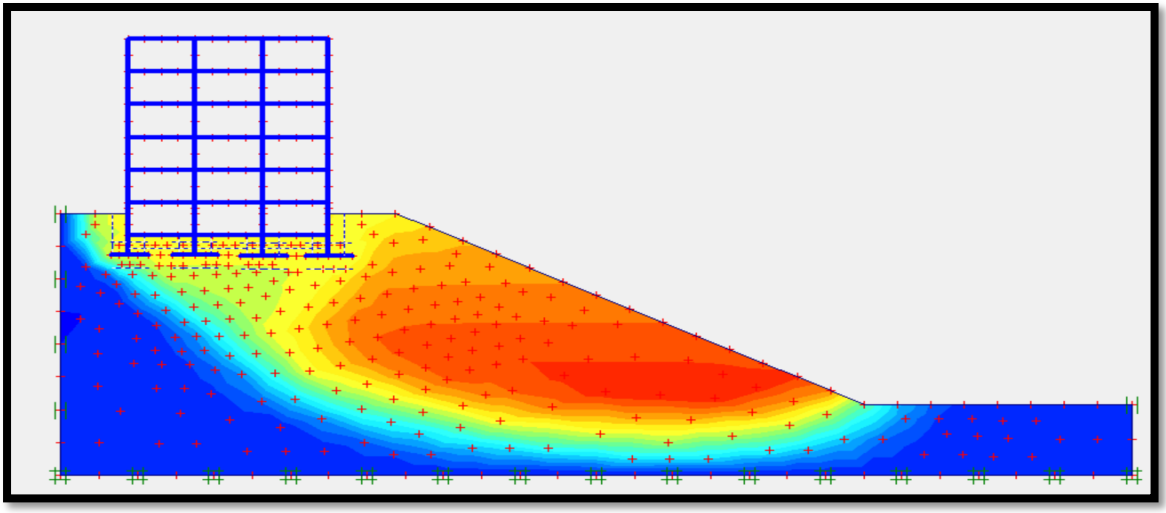


Figure IV.36 : Les déplacements horizontaux des structures

La valeur de F_s indique que l'ensemble de la pente et la structure sont stables ou la sécurité est satisfaisante pour les ouvrages en absence d'eau,

Tableau IV.12 : Les coefficients de sécurité

Calculation information			
Multipliers Additional Info Step Info			
Step Info		Extrapolation factor	2,000
Step	100 of 100	Relative stiffness	0,000
PLASTIC STEP			
Multipliers		Incremental Multipliers	Total Multipliers
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp: 1,000
Load system A	MloadA:	0,000	Σ -MloadA: 1,000
Load system B	MloadB:	0,000	Σ -MloadB: 1,000
Soil weight	Mweight:	0,000	Σ -Mweight: 1,000
Acceleration	Maccel:	0,000	Σ -Maccel: 0,000
Strength reduction factor	Msf:	0,000	Σ -Msf: 1,488
Time	Increment:	0,000	End time: 0,000
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time: 0,000

CHAPITRE IV : Modélisation numérique

➤ Cas des sols saturés :

- Les déplacements horizontaux :

La structure est construite dans la partie amont dont les cercles de glissements trouvés dans la pente passent sous le bâtiment qui influe sur la stabilité de la structure comme il est indiqué sur la figure suivante :

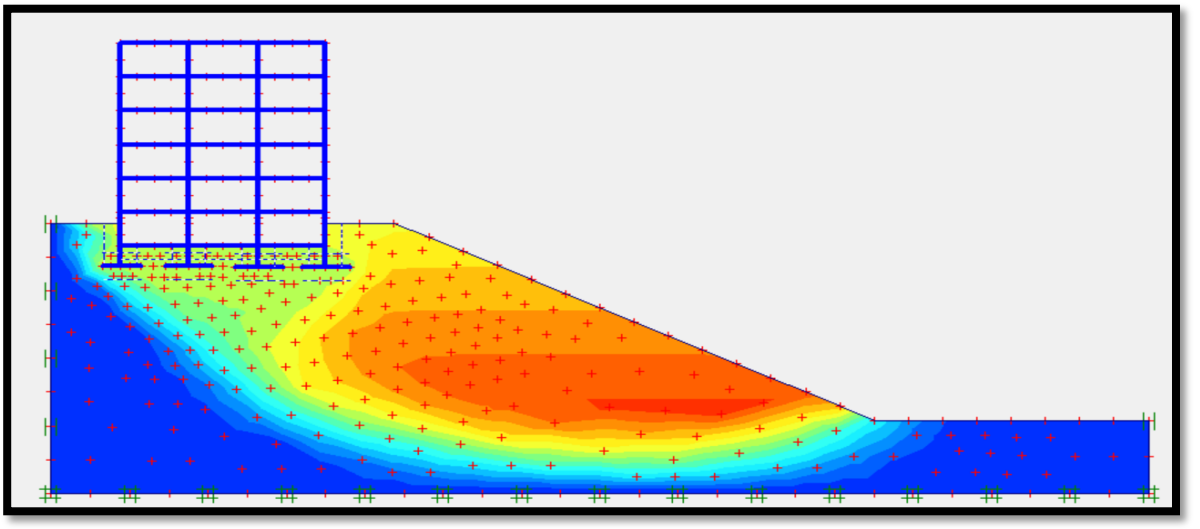


Figure IV.37 : Les déplacements horizontaux des structures

La valeur de F_s indique que l'ensemble de la pente et la structure sont instables ou la sécurité est dangereuse pour les ouvrages en présence d'eau,

Tableau IV.13 : Les coefficients de sécurité

Calculation information			
Multipliers Additional Info Step Info			
Step Info			
Step	100 of 100	Extrapolation factor	1,000
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0,000
Multipliers			
	Incremental Multipliers	Total Multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp: 0,000	Σ -Mdisp:	1,000
Load system A	MloadA: 0,000	Σ -MloadA:	1,000
Load system B	MloadB: 0,000	Σ -MloadB:	1,000
Soil weight	Mweight: 0,000	Σ -Mweight:	1,000
Acceleration	Maccel: 0,000	Σ -Maccel:	0,000
Streight reduction factor	Msf: 0,000	Σ -Msf:	1,089
Time	Increment: 0,000	End time:	0,000
Dynamic Time	Increment: 0,000	End time:	0,000

IV. 9. Interprétation des résultats

- Profil 1 :

On remarque que le coefficient de sécurité pour le cas humide est supérieur 1.4 donc la sécurité de la pente est considérée comme satisfaisante pour les ouvrages, et pour le cas saturé coïncé entre 1 et 1.25 donc la sécurité de la pente est sécurité contestable,

- Profil 2 :

On a trouvé que le coefficient de sécurité est de 0.5 – 1.25 donc la sécurité de la pente est :

- Pour un sol humide :

Sécurité contestable

- Pour un sol saturé :

Danger et catastrophique

- Profil 3 :

On a trouvé que le coefficient de sécurité est de 1 – 1.4 donc la sécurité de la pente est considérée comme :

- Pour un sol humide :

Satisfaisante pour les ouvrages.

- Pour un sol saturé :

Sécurité contestable

IV.10. Conclusion

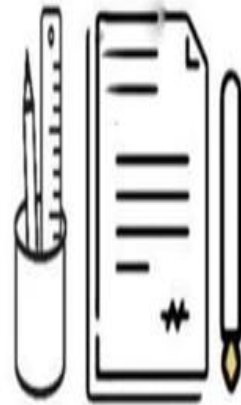
D'après les résultats obtenus lors de la modélisation numérique par les différents logiciels : PLAXIS 2D V 8.2, Geoslope, on peut dire que le coefficient de sécurité trouvé coïncide plus ou moins avec celui trouvé par la méthode analytique, qui confirme l'efficacité du modèle proposé pour l'étude de la stabilité des terrains.

CHAPITRE IV : Modélisation numérique

Les résultats à long terme donnent des valeurs de coefficient de sécurité variable entre :

- ($F_s = 2.15$ jusqu'à $F_s = 1.2$) qui signifie que le terrain à l'état vierge très stable, en présence de bâtiment devienne moins stable dans les conditions de saturation, ces valeurs sont vérifiées par l'analyse analytique (Fellenius et Bishop), le décroissement de F_s résulte de l'impastation du bâtiment et la présence d'eau qui influe considérablement les particules qui diminue la cohésion d'où on constate une grande aptitude des couches de sols aux déformations, malgré l'angle de la pente n'est pas très aigue de l'ordre de 17° .
- ($F_s = 2.2$ jusqu'à $F_s = 0.8$) les résultats de coefficient de sécurité décroît par rapport à l'état vierge est devienne très instable pour les conditions de saturations totales devienne catastrophiques et dangereuses sur les bâtiments existants ($F_s = 0.8$), sans oublier que l'angle est très aigue jusqu'à 30°
- Selon les résultats mentionnés dans la partie analytique et numérique nous pouvons décider que la stabilité de l'ensemble des terrains et des structures n'est pas satisfaisante à la construction et parfois à des endroits elle est dangereuse pour la construction des bâtiments et nécessite des travaux de stabilisation et de renforcement les plus adéquats.

*Conclusion
générale et
recommandation.*



Conclusion générale et recommandation

L'analyse de la stabilité d'un terrain au glissement est une opération complexe dans la mesure où une multitude d'aspects s'interfèrent, notamment l'incertitude sur les paramètres géotechniques.

Pour cela, l'objectif essentiel de ce travail est d'étudier la stabilité des pentes des terrains réservés à recevoir le projet de construction des 100 logements AADL à l'Ouest d'Ouamri, wilaya de Médéa, sur la base des données de géologique, hydrogéologique, géotechnique et géophysique, ainsi que pour éviter le déclenchement de tout type d'accidents surtout avec l'apparition de dégradations pouvant causées des risques sur les futures structures dans la région d'étude.

La région d'étude fait partie du massif de Berrouaghia représenté essentiellement par une formation d'âge Crétacé moyen.

Les résultats obtenus à travers les essais in situ ainsi qu'aux essais au laboratoire, a permis de conclure que le sol d'assise du ce projet, se caractérise par :

- le sol est constitué essentiellement, du haut en bas par une couche de sable fin limoneux pouvant contenir des débris de grès et concrétions de calcaire, suivies par une couche de grès. Le tout est recouvert par une couche de terre végétale.
- Le terrain est caractérisé par une morphologie accidentée.

D'après les résultats des essais géophysiques et selon le R.P.A (2003), le site est classé dans la catégorie S2 (sol ferme).

✓ Les deux méthodes appliquées (FILLINUS et Bishop) pour le cas étudié (à long terme) pour les conditions sèches et humides donne les mêmes observations est que la pente étudiée est stable (satisfaisante pour la construction des bâtiments) pour les profils 1 et 2 et cette stabilité est liée aux caractéristiques mécaniques, géométriques (l'inclinaison ; la hauteur et la longueur) et aux conditions hydrauliques ; pour le profile 2 les valeurs trouvées des coefficients de sécurité sont inférieurs à 1,5 est qui varie entre 1,2 et 1,3 dans les conditions sèches donc la sécurité est considéré comme satisfaisante, on remarque que pour les conditions humides cette valeur est devenue inférieure à 1.2 ou la sécurité et contestable pour la construction des bâtiments, les caractéristiques géométriques influent considérablement sur la stabilité.

Conclusion Générale et recommandation

Les résultats de la modélisation numérique par élément fini à long terme donnent des valeurs de coefficient de sécurité variable entre :

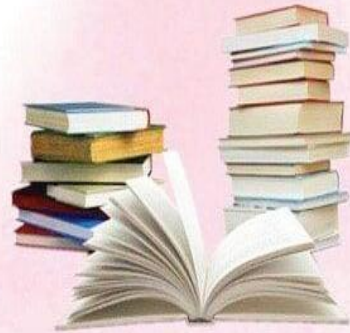
- ($F_s = 2.15$ jusqu'à $F_s = 1.2$) qui signifie que le terrain à l'état vierge très stable, en présence de bâtiment devienne moins stable dans les conditions de saturation, ces valeurs sont vérifiées par l'analyse analytique (Féllenius et Bishop), le décroissement de F_s résulte de l'implantation du bâtiment et la présence d'eau qui influe considérablement les particules qui diminue la cohésion d'où on constate une grande aptitude des couches de sols aux déformations, malgré l'angle de la pente n'est pas très aiguë de l'ordre de 17° .
- ($F_s = 2.2$ jusqu'à $F_s = 0.8$) les résultats de coefficient de sécurité décroît par rapport à l'état vierge est devienne très instable pour les conditions de saturations totales qui devienne catastrophiques et dangereuses sur les bâtiments existants ($F_s = 0.8$), sans oublier que l'angle est très aigu jusqu'à 30°

Nous pouvons recommander les travaux suivants pour améliorer la stabilité ;

- **Terrassements** : On peut distinguer trois groupes de méthodes de stabilisation par terrassement :
 - les actions sur l'équilibre des masses : allègement en tête, remblai en pied ;
 - les actions sur la géométrie de la pente : purge et re-profilage ;
 - les substitutions partielles ou totales de la masse instable.
- **Remblai de pied** : Le chargement en pied d'un glissement est une technique souvent utilisée, généralement efficace. L'ouvrage, également appelé banquette, berme ou butée, agit par contrebalancement des forces motrices.
- **Allègement en tête** ; L'allègement en tête de glissement consiste à venir terrasser dans la partie supérieure. Il en résulte une diminution du poids moteur et, par conséquent, une augmentation du coefficient de sécurité.
 - **Reprofilage** ; les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente, on peut assez simplement augmenter la sécurité par re-talutage du terrain naturel.
- La protection de la partie amont contre l'écoulement par la réalisation des systèmes de drainages des eaux de surface
- L'utilisation pour les futures études d'autre modèle en éléments finis qui prend en considération d'autres facteurs tel que les lois de comportement spécifiques, l'effet sismique ; modèle en trois dimensions ; pour mieux comprendre le comportement des sols et structures .

Références
Bibliographiques

.



Références bibliographiques

- [1]. **Fennouh Zineddine et Guedjali Oussama** « Etude de stabilité et de confortement d'un glissement de terrain sur la RN 12 au PK 123+500 à la wilaya de Bejaia », Mémoire master en Génie Civi, UNIVERSITE MOHAMED SEDDIK BENYAHIA JIJEL (Algérie), 2023.
- [2]. **Lefrikisouad** « EFFET DE LA VARIATION DE LA COHESION SUR LE COMPORTEMENT DES PENTES » Mémoire de master 2ème année Génie civil et Hydraulique, Université Mohamed Khider – Biskra (Algérie), 2015.
- [3]. **BOUGUERRA Abdenacer** « Analyse de la stabilité et choix des procédés de confortement Cas : « Glissement de terrain 60 /420 logements Cherachria, Médéa », Mémoire de fin d'études Master 2ème année Géotechnique, Université de Khemis-Miliana (Algérie), 2014.
- [4]. **Société Suisse De Géomorphologie** : "géomorphologie de montagne" ; Aout 2009.
- [5]. **ROUAHNA Adel** « Analyse des glissements affectant une ligne ferroviaire et application des systèmes de confortements. Cas : BEKIRA / Constantine » Mémoire de fin d'études Master 2ème année Géotechnique, Université Larbi Tebessi – Tébessa (Algérie) 2020.
- [6]. **Dr. Sadok FEIA** « Formation sur l'étude de stabilité de glissement des terrains » ; Université Mohamed Khider Biskra ; 2019
- [7]. **BENSAOUCHE Isaak et ROUAHNA Adel** : "Détermination des paramètres géotechniques pour calculer le coefficient de sécurité" Mémoire de fin d'études licence Académique en géotechnique; Université de Larbi Tebessi –Tébessa) 5- 13) 2017-2018; Algérie.
- [8]. **SMAHI Abdelghani et ZEGHAR Zoubir** : "Etude et confortement du glissement de terrain au niveau de l'évitement de la ville de Kherrata wilaya de Béjaia" Mémoire de fin d'études Master II en géotechnique ; Université Abderrahmane Mira de Bejaia ; Page (5) ; 2014-2015 ; Algérie.
- [9]. **OULDGACEM Bilal et BOUAKLACHE Hamza** : "Contribution à l'analyse de la stabilité d'une pente dans un barrage Cas : barrage Oued DJEDRRA SoukAhras" Mémoire de fin d'études Master II en géotechnique; Université Abderrahmane Mira de Bejaia ; Page (7,55-57) 2017-2018; Algérie.
- [10]. **Direction de la Surveillance et de la Prévention des Risques** : "Etude pour la réalisation d'une cartographie et d'un système d'information géographique sur les risques majeurs au Maroc" ; page (13-14); 2008 ; Maroc.
- [11]. **ELHAIMER Oumar et BELMOULAI Karim** : "Investigation et analyse géotechnique de la stabilité d'un talus sur la pénétrante autoroutière reliant Guelma à

Références bibliographiques

l'autoroute Est-Ouest "Mémoire de fin d'études Master II en géotechnique; Université de Larbi Tebessi –Tébessa; Page (15-16)2018-2019; Algérie.

[12].**Diabi Djeflal Imane** : "stabilité des pentes et méthode de confortement " ; Mémoire de fin d'études Master II en géotechnique et environnement ; Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou ; Page (4) ; 2010-2011 Algérie.

[13].**KarakodjoDele Mathieu** ; Bentloufa Karima : "Mémoire de fin d'étude" ; page 18 – 21 ; Promotion 2012, Université De Khemis Miliana ; Algérie. : Roman J.C. (1975) : " Étude géologique du bassin néogène de Médéa" (Algérie). Thèse 3e cycle, Nice, 132p.

[14]. **MehaniaAOULMI**«Étude géotechnique et modélisation numérique d'un glissement de terrain par différentes méthodes. » Mémoire de fin d'études Master II en géotechnique; Université de Larbi Tebessi –Tébessa; Page (12-14)2020-2021; Algérie.

[15].**SÈVEGilles, POUGET Pierre** : « Guide technique, stabilisation des glissements de terrain », Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 1998, Page (15-24-39).

[16]. **DIB Souhir** :« Contribution à la simulation au glissement de terrain cas de talus de la cw02 entre BAGHLIA et NACIRIA W. BOUMERDES »,École nationale supérieure d'hydraulique-ARBAOUI Abdellah (Algérie), Mémoire master en Hydraulique, 2015, Page (21-22).

[17]. **Hubert Bertrand** :« Fondations et ouvrages en terre », 1979, page 548.

[18].**Roman J.C. (1975)** : " Étude géologique du bassin néogène de Médéa" (Algérie). Thèse 3e cycle, Nice, 132p.

[19]. **Carte géologique** : de Médéa FLLE N°86 { . C 16 B 6 , Échelle : 1/50 000.

[20]. **Carte des pentes** : du versant de Kouala réalisé par LGG SETIF.

[21]. **Géologie et Hydrogéologie du Plateau de Médéa** : notice explicative de la carte hydrogéologique de la région d'Alger.

[22].**Rachid. Bougdal. (2007)** : " Urbanisation et mouvements de versants dans le contexte géologique et géotechnique des bassins néogènes d'Algérie du Nord" (Algérie). Thèse présentée pour l'obtention du grade de Docteur d'Etat, université des sciences et de la technologie houari Boumediene, page 56 - 61p.

[23]. **Mokadem. SAFIA. 2009** : "Etude géologique et géotechnique de la wilaya de Médéa" ; Mémoire de fin d'étude.

[24]. **Zoghلامي Tarek. 2007** : "La résistance au glissement d'un tronçon de la route nationale n°16 d'EL-MACHROUHA menant à Annaba " ; page 17- 28 ; Université Chikh Larbi Tbessi, Tébessa ; Algérie.

[25]. **Abdelkader Ben Aissa** : " Glissements de terrain calcul de stabilité " ; Office des Publications Universitaires ; page 1-9 ; Edition 01-05-4220 ; 11-2003 ; Algérie.

Références bibliographiques

[26]. **MERRIEN- SOUKATCHOFF** : "Elément de Géotechnique" ; Ecole des Mines De Nancy, Département de géo ingénierie, Mai 2007 ''.

[27]. **R.B.J Brinkgreve** : "Manuel de référence version Version 8" ; Delft University of technology ; Pays-Bas ; DELFT ; 2003.

[28]. **Calgary; Alberta** : "Stability Modéing With SLOPE/WCours" ; 2007 version Third édition ; Marche 2008 ; Web : <http://www.geo-slope.com>.

[29] . Etude géotechnique LNHC Oued Smar, Dossier N° : 03E/2023.

Annexe




Annexe

Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction «L.N.H.C.» DIRECTION REGIONALE CENTRE Unité Oued Smar										RAPPORT DE FORAGE Sondage : SC01					
Dossier N° : 03E-2023 Client : AADL					Projet : 260 logements AADL à Ouamri Endroit :										
Date début : Date fin : Profondeur forée (m) : 18 Niveau d'eau (m) :		Coordonnées GPS: X : Y : Z :		Boue de forage : Type forage : Foreuse :		Etat des échantillons : Intact <input type="checkbox"/> Remanié <input type="checkbox"/> Paraffiné <input type="checkbox"/> Roche <input type="checkbox"/>									
Echelle (m)	Elevation (m)	Profondeur (m)	Récupération				SPT (N1 + N2)	ROD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION	
			25	50	75	100									
0,30													Terre végétale		
1,5													Sable fin limoneux argileux avec des débris de grès.		
3,0	-3,50	3,50											Grès broyé.		
4,5															
6,0															
7,5															
9,0															
10,5															
12,0															
13,5															
15,0															
16,5															
18,0	-18,00	18,00											Fin du forage à une profondeur de 18 m.		
19,5															
21,0															
22,5															
24,0															
25,5															
REMARQUES :												TYPE D'ECHANTILLON : CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier TO : Tube ouvert		ABREVIATIONS : AG : Analyse granulométrique S : Sédimentologie L : Limites d'Atterberg(WL, IP) W : Teneur en eau PV : Poids volumique(Dd, G _s) AC : Analyse chimique CIE : Cisaillement rectiligne TR : Cisaillement Triaxial Rc : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique GL : Gonflement libre R : Refus à l'enfoncement	
Préparé par :										Vérité par :		01/08/2023		Page : 1 de 1	


Annexe

Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction «L.N.H.C.» DIRECTION REGIONALE CENTRE Unité Oued Smar		RAPPORT DE FORAGE Sondage : SC02	
Projet : 260 logements AADL à Ouamri Endroit :		Dossier N° : 03E-2023 Client : AADL	
Date début : Date fin : Profondeur forée (m) : 18 Niveau d'eau (m) :		Coordonnées GPS: X : Y : Z :	
Boue de forage : Type forage : Foreuse :		Etat des échantillons : Intact <input type="checkbox"/> Remanié <input type="checkbox"/> Paraffiné <input type="checkbox"/> Roche <input type="checkbox"/>	
Échelle (m) Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération 25 50 75 100	SPT (N1+ N2) ROD Tubage Carottier État Profondeur Échantillon Niveau d'eau	DESCRIPTION
-0,40 0,40 1,5 -1,50 1,50 3,0 4,5 -5,00 5,00 6,0 7,5 9,0 10,5 12,0 13,5 15,0 16,5 18,0 -18,00 18,00 19,5 21,0 22,5 24,0 25,5			Terre végétale Sable fin limoneux argileux marron, Sable limoneux argileux beige avec des débris de grès et concrétions de calcaires. Grès broyé. Fin du forage à une profondeur de 18 m.
REMARQUES :		TYPE D'ECHANTILLON : CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier TO : Tube ouvert	
		ABBREVIATIONS : AG : Analyse granulométrique S : Sédimentométrie L : Limites d'Atterberg (WL, IP) W : Teneur en eau PV : Poids volumique (Gt, Gt) AC : Analyse chimique CIB : Coefficient de rigidité TR : Cisaillement Triaxial RC : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique GL : Gonflement libre R : Refus à l'enfoncement	
Préparé par :		Vérfié par :	
		01/08/2023	
		Page : 1 de 1	

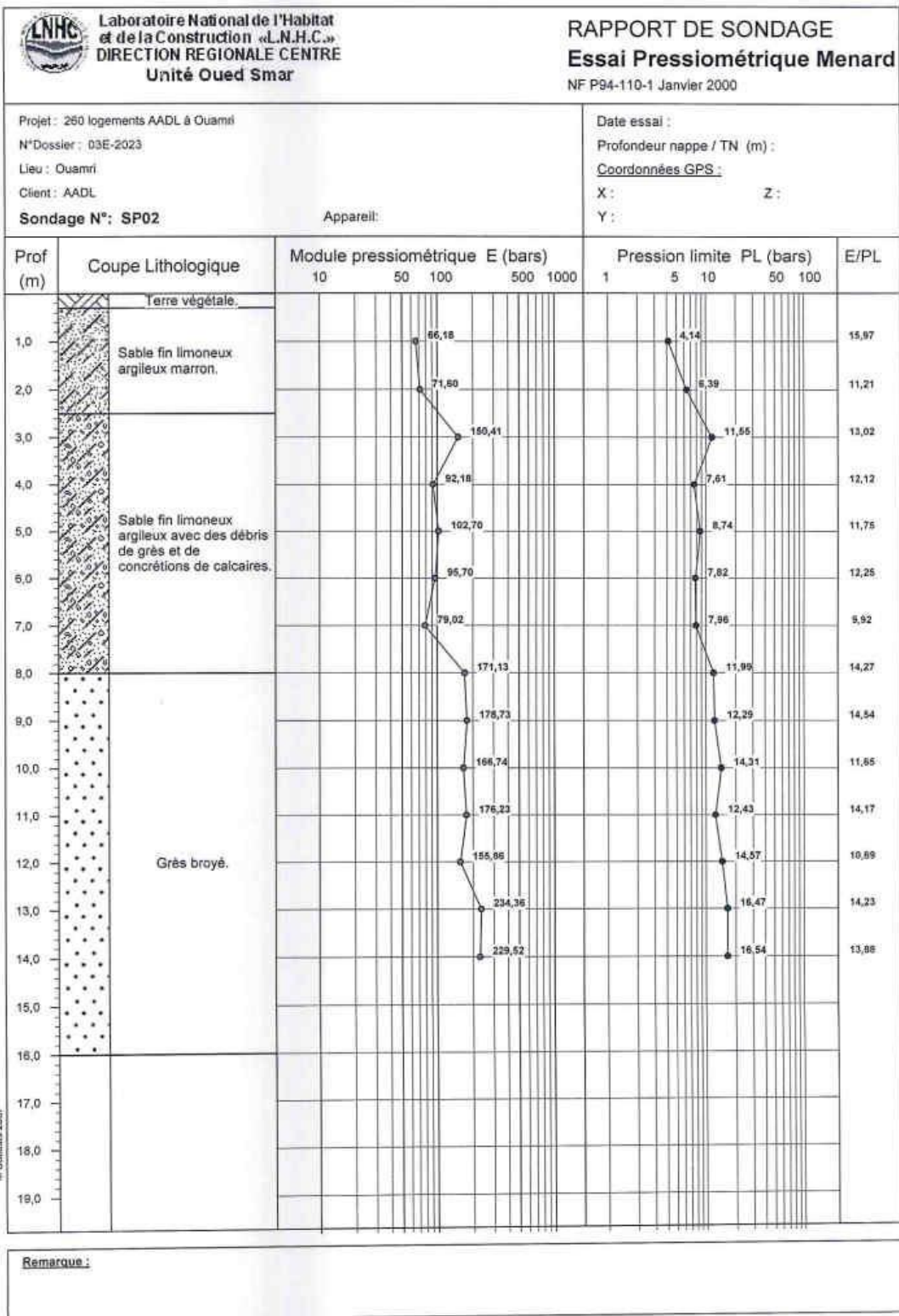
Annexe

 Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction «L.N.H.C.» DIRECTION REGIONALE CENTRE Unité Oued Smar		RAPPORT DE FORAGE Sondage : SC03													
Projet : 260 logements AADL à Ouamri		Dossier N° : 03E-2023													
Endroit :		Client : AADL													
Date début :		Coordonnées GPS:		Boue de forage :											
Date fin :		X :		Type forage :											
Profondeur forée (m) : 18		Y :		Foreuse :											
Niveau d'eau (m) :		Z :		Etat des échantillons :											
				Intact <input type="checkbox"/> Remanié <input type="checkbox"/> Paraffiné <input type="checkbox"/> Roche <input type="checkbox"/>											
Échelle (m)	Elevation (m)	Profondeur (m)	Récupération				SPT (N1 + N2)	ROD	Tubage	Carottier	État	Profondeur échantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION	
			25	50	75	100									
	-0,40													Terre végétale.	
1,5	0,40													Sable fin limoneux argileux marron.	
3,0	-3,00													Sable limoneux argileux beige avec des débris de grès et de concrétions de calcaires.	
4,5	3,00													Grès broyé.	
6,0	-5,60														
7,5	5,60														
9,0															
10,5															
12,0															
13,5															
15,0															
16,5															
18,0	-18,00	18,00												Fin du forage à une profondeur de 18 m.	
19,5															
21,0															
22,5															
24,0															
25,5															
REMARQUES :												TYPE D'ÉCHANTILLON :		ABREVIATIONS :	
												CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier TO : Tube ouvert		AG : Analyse granulométrique S : Sédimentométrie L : Limites d'Atterberg (WL, PL) W : Teneur en eau PV : Poids volumique (Gd, Gt) AC : Analyse chimique CIS : Cisaillement rectiligne TR : Cisaillement Torsion Rc : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique GL : Gonflement libre R : Refus à l'enfoncement	
Préparé par :						Vérifié par :						01/09/2023		Page : 1 de 1	

Annexe

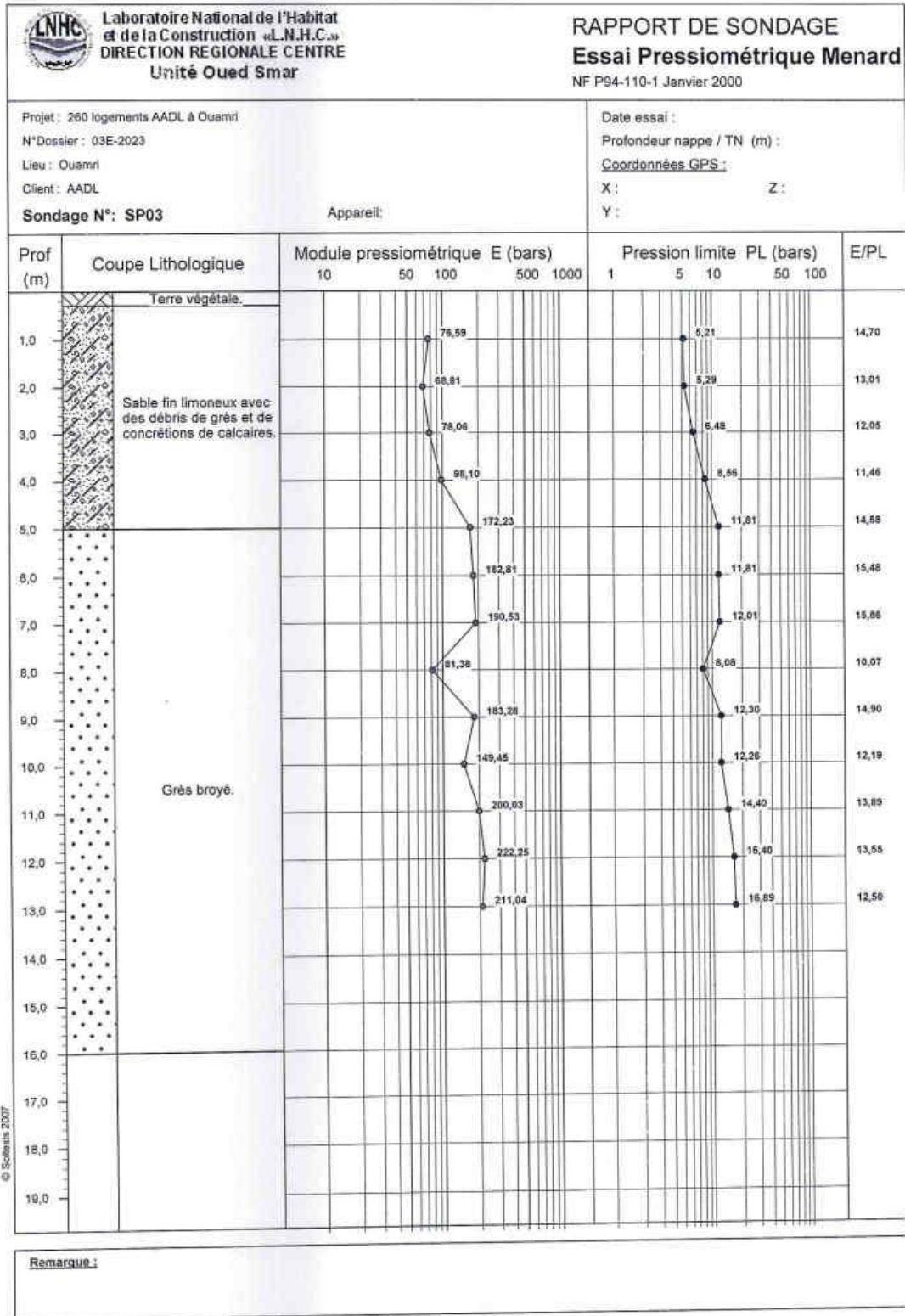
 Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction «L.N.H.C.» DIRECTION REGIONALE CENTRE Unité Oued Smar		RAPPORT DE FORAGE									
Projet : 260 logements AADL à Ouamri		Dossier N° : 03E-2023		Sondage : SC04							
Endroit :		Client : AADL									
Date début :		Coordonnées GPS:		Boue de forage :							
Date fin :		X :		Type forage :							
Profondeur forée (m) : 18		Y :		Foreuse :							
Niveau d'eau (m) :		Z :		Etat des échantillons :							
				Intact <input type="checkbox"/>							
				Remanié <input type="checkbox"/>							
				Paraffiné <input type="checkbox"/>							
				Roche <input type="checkbox"/>							
Echelle (m)	Elevation (m)	Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + Nz)	ROD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION
	0.30										Terre végétale
	-3.00										Sable fin limoneux avec des débris de calcaires.
	3.00										Grès broyé.
											Fin du forage à une profondeur de 18 m.
REMARQUES :						TYPE D'ECHANTILLON :		ABREVIATIONS :			
						CF : Carottier fendu		AG : Analyse granulométrique			
						TM : Tube à paroi mince		S : Sédiments			
						PS : Tube à position fixe		L : Limites d'Atterberg (WL, IP)			
						CR : Tube carottier		W : Teneur en eau			
						TO : Tube ouvert		PV : Poids volumique (Gs, Gs)			
								AC : Analyse chimique			
								CB : Coefficient de consolidation			
								TR : Coefficient de consolidation			
								Rz : Résistance à la compression			
								OED : Essai œdométrique			
								GL : Coefficient de gonflement			
								R : Refus à l'embocement			
Préparé par :				Véifié par :				23/07/2023		Page : 1 de 1	

Annexe



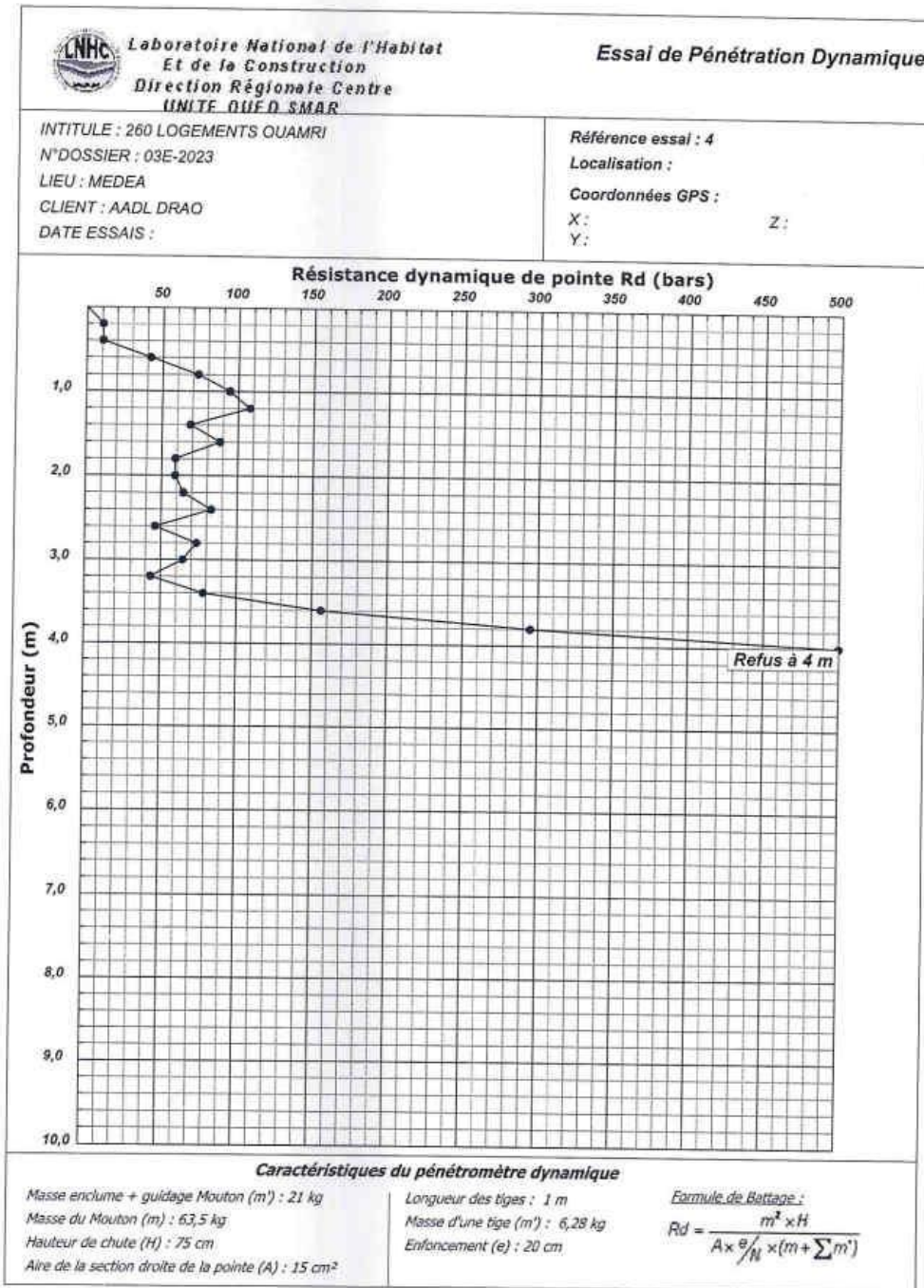
© Solihuis 2007

Annexe



© Scolas 2007

Annexe



Annexe

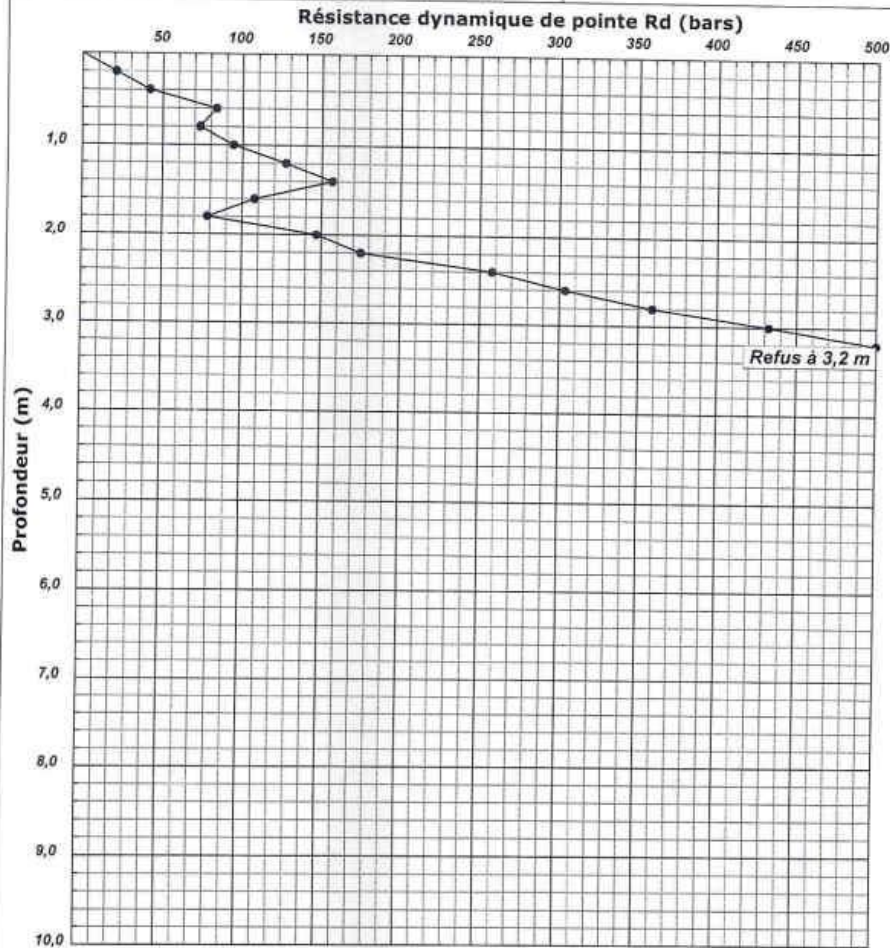


Laboratoire National de l'Habitat
Et de la Construction
Direction Régionale Centre
UNITÉ D'UED SMAR

Essai de Pénétration Dynamique

INTITULE : 260 LOGEMENTS OUAMRI
N°DOSSIER : 03E-2023
LIEU : MEDEA
CLIENT : AADL DRAO
DATE ESSAIS :

Référence essai : 14
Localisation :
Coordonnées GPS :
X : Z :
Y :



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

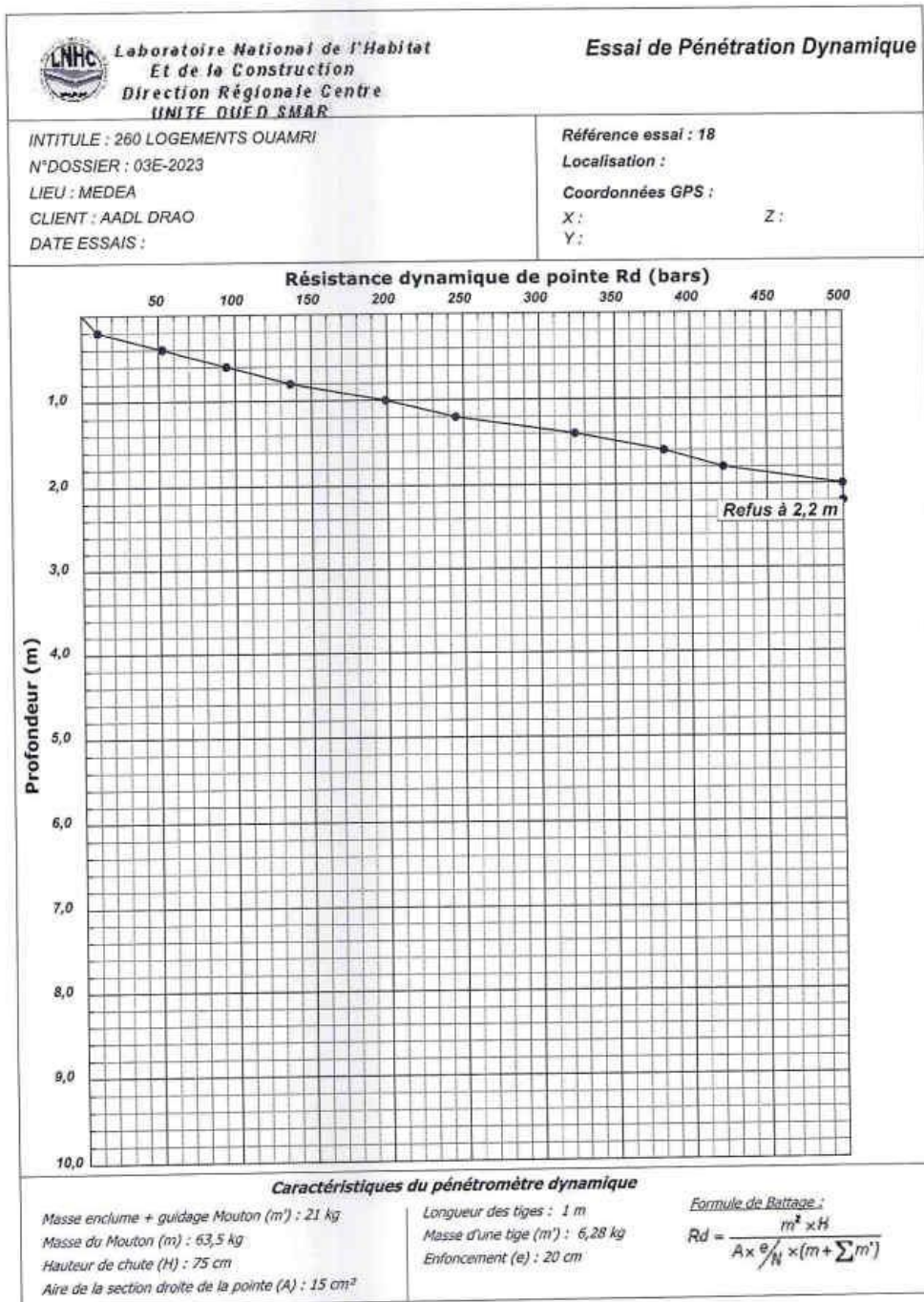
Masse enclume + guidage Mouton (m) : 21 kg
Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
Hauteur de chute (H) : 75 cm
Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 6,28 kg
Enfoncement (e) : 20 cm

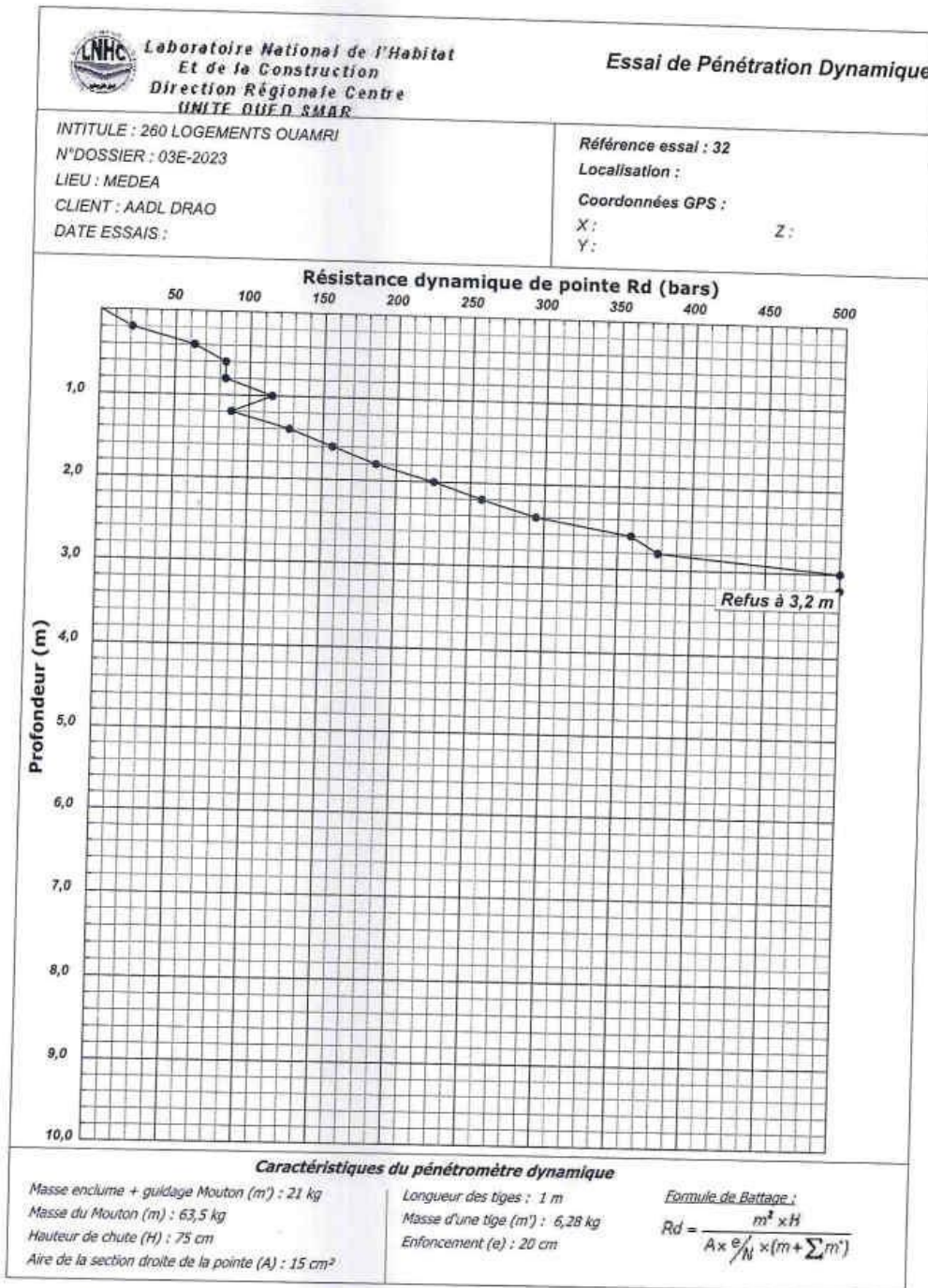
Formule de Battage :

$$Rd = \frac{m^2 \times H}{A \times \frac{e}{100} \times (m + \sum m')}$$

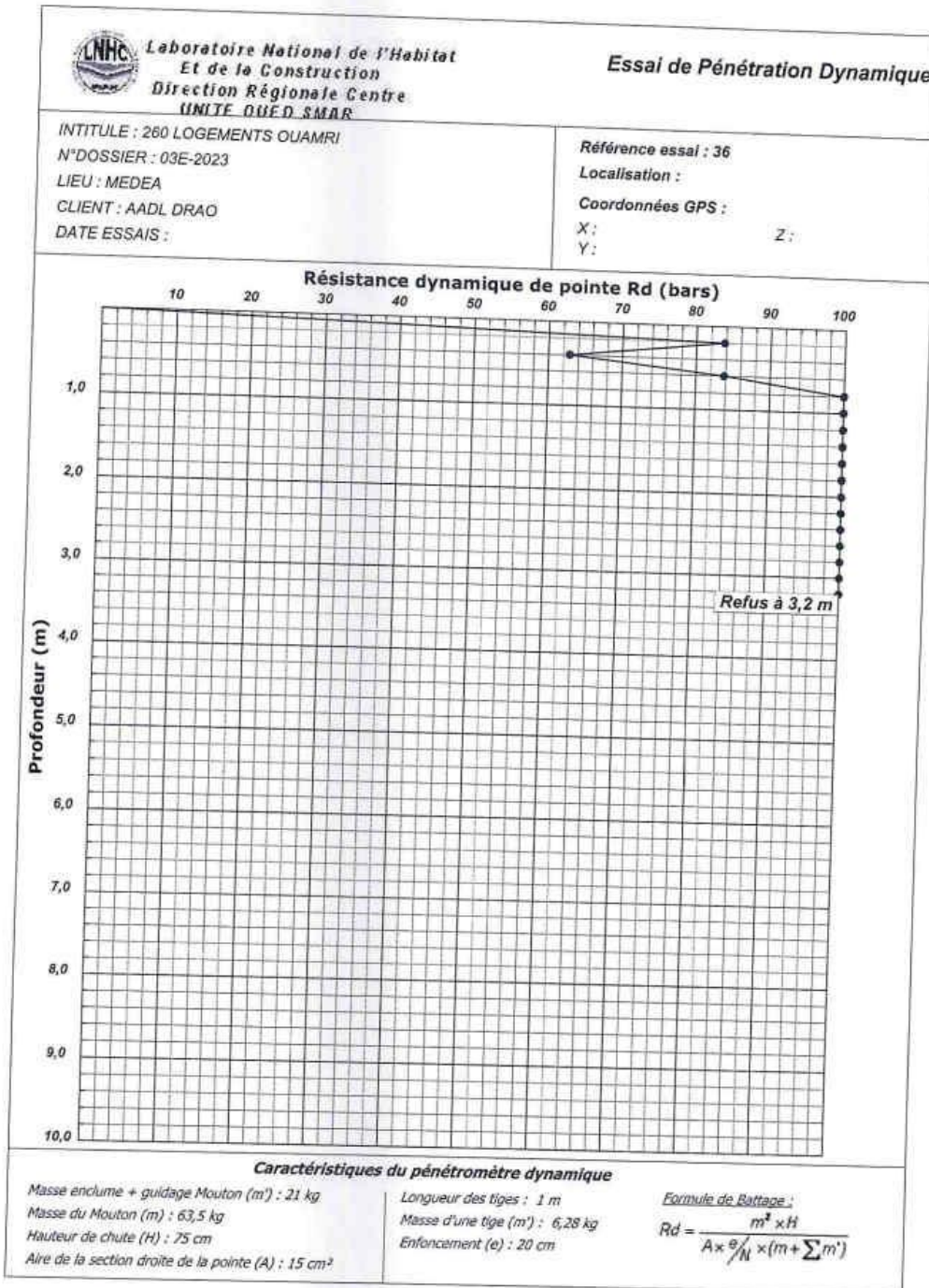
Annexe



Annexe



Annexe



Annexe



Laboratoire National de l'Habitat
Et de la Construction
Direction Régionale Centre
UNITE OUED SMAR

Essai de Pénétration Dynamique

INTITULE : 260 LOGEMENTS OUAMRI

N°DOSSIER : 03E-2023

LIEU : MEDEA

CLIENT : AADL DRAO

DATE ESSAIS :

Référence essai : 38

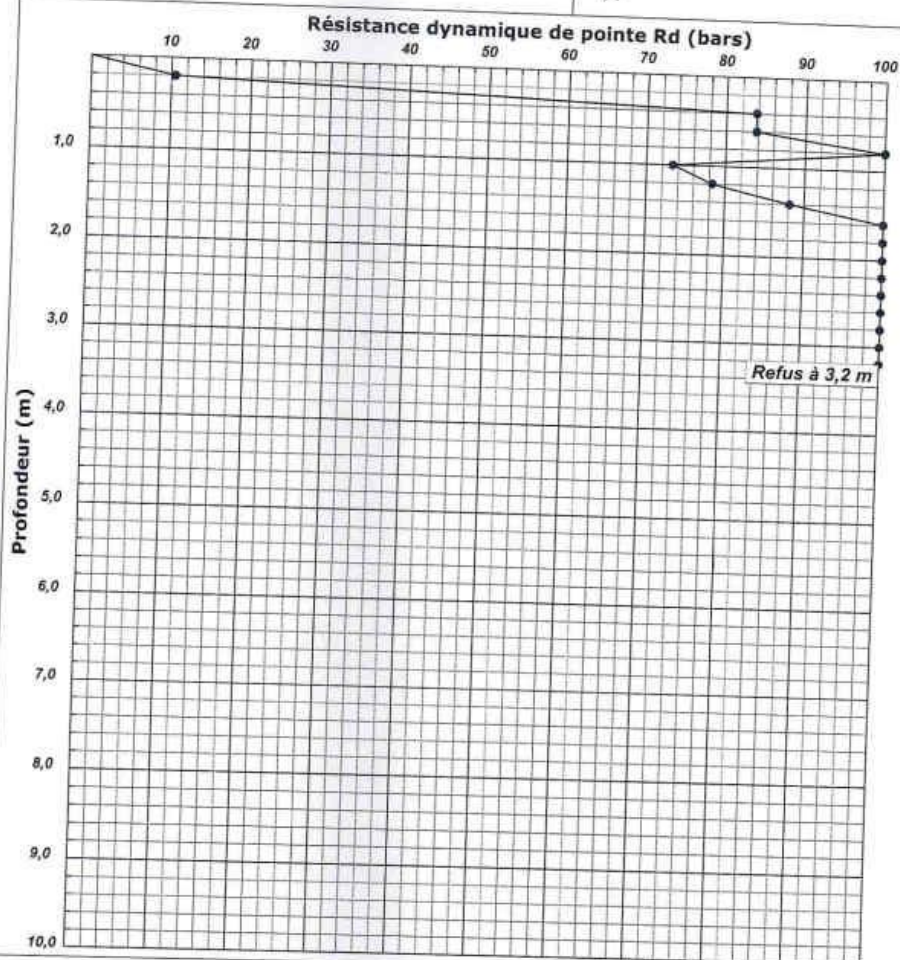
Localisation :

Coordonnées GPS :

X :

Z :

Y :



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m) : 21 kg

Masse du Mouton (m) : 63,5 kg

Hauteur de chute (H) : 75 cm

Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m

Masse d'une tige (m') : 6,28 kg

Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

$$Rd = \frac{m^2 \times H}{A \times \frac{e}{N} \times (m + \sum m')}$$

Annexe



MINISTÈRE DE L'HABITAT, DE L'URBANISME ET DE LA VILLE

المخبر الوطني للسكن والبناء

LABORATOIRE NATIONAL DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION

E.P.E./ S.P.A, AU CAPITAL DE 800.000.000 DA - R.C. N°00B 13183-16/00

Direction DRC

UNITE : Oued Smar
Le : 31/07/2023

Structure : Labo- Sols

TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS D'ESSAIS

N° Dossier : 03 ^E -2023 Intitulé du projet :		260 LOGTS AADL OUAMRI MEDEA				
Sondage / Puits		Sc 01	Sc 2	Sc 03	Sc 03	SC04
Profondeur (m)		3.0-3.50	2.60-2.80	2.4-2.6	5.0-5.60	2.6-3.00
Densité sèche	γ_d (t/m ³)	1.91	1.85	1.91	1.94	1.83
Teneur en eau pondérale	W (%)	13	14	10	13	16
Degré de saturation	Sr (%)	88	82	65	87	92
Densité humide	γ_h (t/m ³)	2.17	2.11	2.10	2.18	2.13
Granulométrie	5 mm	100	100	100		100
	2 mm	99	100	100		99
	0.08 mm	79	77	66		64
Sédimentométrie	20 μ m	66	63	54		53
	2 μ m	35	35	30		28
Limites d'Atterberg	W _L (%)	49	48	46		42
	I _p	25	24	23		21
	LR (%)					
Indice de consistance	IC					
Équivalent de sable	E.S					
Poids spécifique	γ_s (t/m ³)					
Résultats oedométriques	Pc (Bar)					
	Ct					
	Cg					
Perméabilité	K (cm/s)					
Courbe de consolidation	E					
	C _v (cm ² /s)					
Gonflement Libre	GL (Bar)					
Références Proctor	$\gamma_{d\max}$ (t/m ³)					
	W _{OPT} (%)					
Indice C.B.R à 95 % de l'OPM	I _{CBR} (%)					
Résistance à la compression	R.C.S (Bar)					
Cisaillement rectiligne ou Triaxial	Type d'essai	CD	CD	CD		CD
	C (bar)	0.57	0.67	0.57		0.51
	ϕ (°)	16°	16°	15°		18°

LE RESPONSABLE DU LABORATOIRE

KARTOUT S.A.
Chef Département

FOR-LAB-24

Annexe



**Laboratoire National de l'Habitat
Et de la Construction**
Direction Régionale Centre
UNITE OUED SMAR

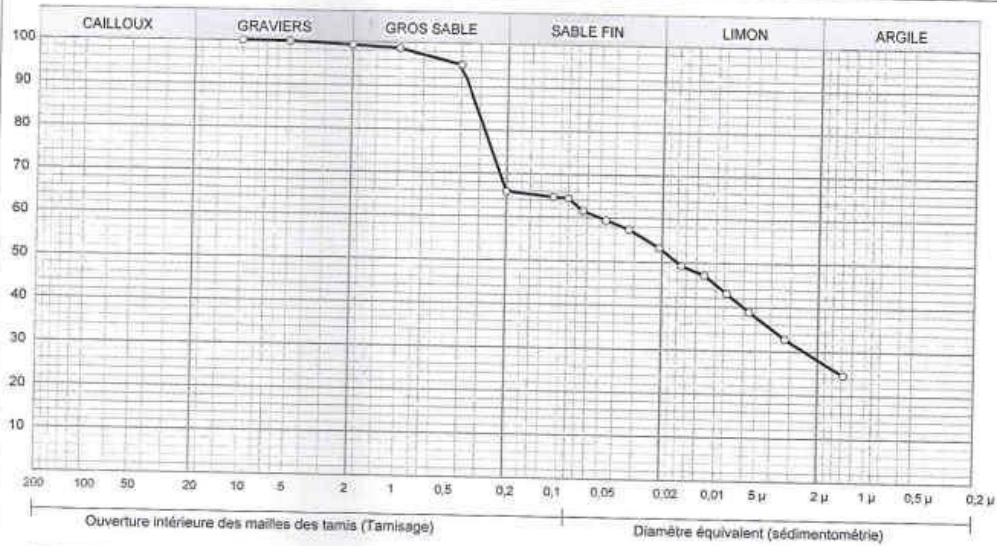
RAPPORT D'ESSAI
ANALYSE GRANULOMETRIQUE
NFP 94-056 / NFP 94-057

Cliant : LNHc oued Smar
Projet : 260 logts AADL
Endroit : OMARI

N° Projet : 03e-2023
Réf. Client :
N° rapport :

Sondage n° : SC4
Profondeur : 2.6-3.0
Matériaux :
Provenance :
Date essais :

—○— Sondage: SC4 : 2.6-3.0



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique		Echant	< 80 µ	LIMITES D'ATTERBERG			Classifical*
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)			W.L (%)	W.P (%)	IP (%)	
10,00	100,00	64,01 µm	61,47	—○—	64,43 %	42 %	21 %	21 %	Ap
5,00	99,95	45,66 µm	59,42						
2,00	99,29	32,56 µm	57,37						
1,00	96,69	20,94 µm	53,27						
0,40	95,09	15,05 µm	49,17						
0,20	65,86	10,73 µm	47,12						
0,10	64,70	7,70 µm	43,03						
0,08	64,43	5,53 µm	38,93						
		3,26 µm	32,78						
		1,37 µm	24,59						

© Sotesta 2007


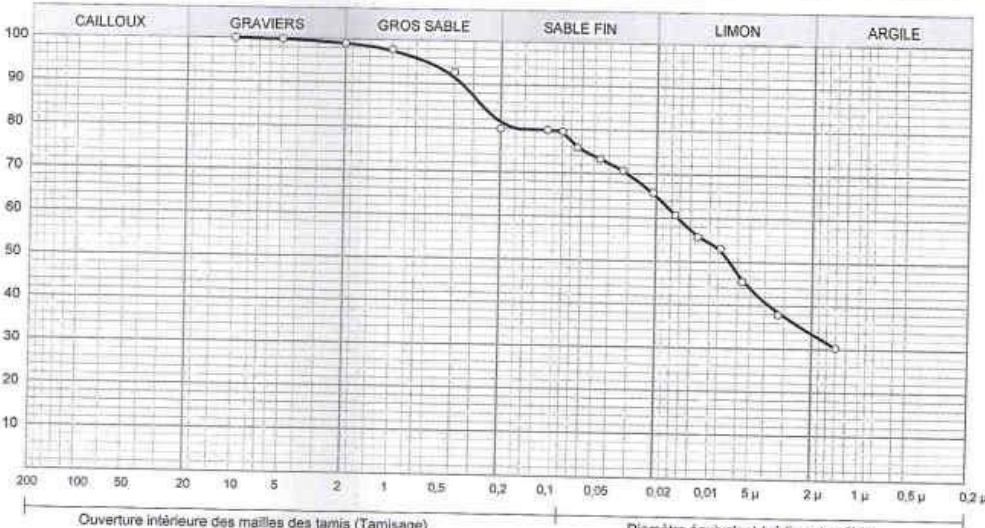
Remarque :

Préparé par :


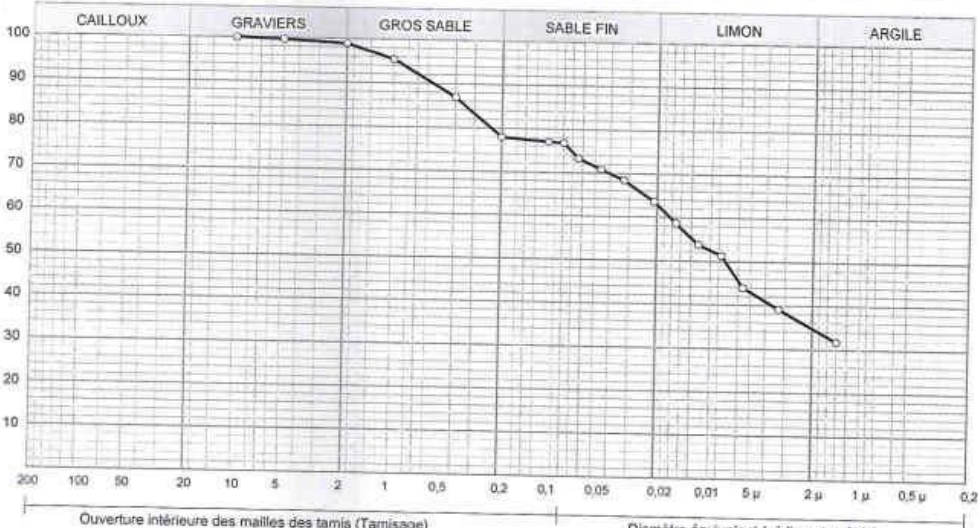
Approuvé par :

Date :


Annexe

 Laboratoire National de l'Habitat Et de la Construction Direction Régionale Centre UNITE OUED SMAR	RAPPORT D'ESSAI ANALYSE GRANULOMETRIQUE NFP 94-056 / NFP 94-057																																																																																																																					
Client : LNHC oued Smar Projet : 260 logts AADL Endroit : OMARI	N° Projet : 03e-2023 Réf. Client : N° rapport :																																																																																																																					
Sondage n° : SC1 Profondeur : 3.0-3.5 Matériaux : Provenance : Date essais :																																																																																																																						
—○— Sondage: SC1 : 3.0-3.5																																																																																																																						
																																																																																																																						
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2">Analyse Granulométrique</th> <th colspan="2">Analyse sédimentométrique</th> <th rowspan="2">Echant</th> <th rowspan="2">< 80 μ</th> <th colspan="3">LIMITES D'ATTERBERG</th> <th rowspan="2">Classificat</th> </tr> <tr> <th>Tamis (mm)</th> <th>Tamisat (%)</th> <th>Diamètre équivalent</th> <th>Tamisat (%)</th> <th>W.L (%)</th> <th>W.P (%)</th> <th>LP (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>10,00</td> <td>100,00</td> <td>64,00 μm</td> <td>75,82</td> <td>—○—</td> <td>79,48 %</td> <td>49 %</td> <td>24 %</td> <td>25 %</td> <td>Ap</td> </tr> <tr> <td>5,00</td> <td>99,90</td> <td>45,70 μm</td> <td>73,30</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>2,00</td> <td>99,10</td> <td>32,60 μm</td> <td>70,77</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>1,00</td> <td>97,87</td> <td>20,90 μm</td> <td>65,71</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>0,40</td> <td>92,74</td> <td>15,10 μm</td> <td>60,66</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>0,20</td> <td>79,90</td> <td>10,80 μm</td> <td>55,60</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>0,10</td> <td>79,74</td> <td>7,70 μm</td> <td>53,08</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>0,08</td> <td>79,48</td> <td>5,60 μm</td> <td>45,48</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>3,30 μm</td> <td>37,91</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>1,40 μm</td> <td>30,33</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>		Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique		Echant	< 80 μ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat	Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)	W.L (%)	W.P (%)	LP (%)	10,00	100,00	64,00 μm	75,82	—○—	79,48 %	49 %	24 %	25 %	Ap	5,00	99,90	45,70 μm	73,30							2,00	99,10	32,60 μm	70,77							1,00	97,87	20,90 μm	65,71							0,40	92,74	15,10 μm	60,66							0,20	79,90	10,80 μm	55,60							0,10	79,74	7,70 μm	53,08							0,08	79,48	5,60 μm	45,48									3,30 μm	37,91									1,40 μm	30,33						
Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique		Echant	< 80 μ			LIMITES D'ATTERBERG				Classificat																																																																																																										
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)			W.L (%)	W.P (%)	LP (%)																																																																																																														
10,00	100,00	64,00 μm	75,82	—○—	79,48 %	49 %	24 %	25 %	Ap																																																																																																													
5,00	99,90	45,70 μm	73,30																																																																																																																			
2,00	99,10	32,60 μm	70,77																																																																																																																			
1,00	97,87	20,90 μm	65,71																																																																																																																			
0,40	92,74	15,10 μm	60,66																																																																																																																			
0,20	79,90	10,80 μm	55,60																																																																																																																			
0,10	79,74	7,70 μm	53,08																																																																																																																			
0,08	79,48	5,60 μm	45,48																																																																																																																			
		3,30 μm	37,91																																																																																																																			
		1,40 μm	30,33																																																																																																																			
Remarque :																																																																																																																						
Préparé par :	Approuvé par :																																																																																																																					
Date :																																																																																																																						

Annexe

 <p>Laboratoire National de l'Habitat Et de la Construction Direction Régionale Centre UNITE OUED SMAR</p>	<p>RAPPORT D'ESSAI ANALYSE GRANULOMETRIQUE NFP 94-056 / NFP 94-057</p>																																																																																							
<p>Client : LNHC oued Smar Projet : 260 logts AADL Endroit : OMARI</p>	<p>N° Projet : 03e-2023 Réf. Client : N° rapport :</p>																																																																																							
<p>Sondage n° : SC2 Profondeur : 2.6-2.8 Matériaux : Provenance : Date essais :</p>																																																																																								
<p>—○— Sondage: SC2 : 2.6-2.8</p>																																																																																								
																																																																																								
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 16.6%;">CAILLOUX</td> <td style="width: 16.6%;">GRAVIERS</td> <td style="width: 16.6%;">GROS SABLE</td> <td style="width: 16.6%;">SABLE FIN</td> <td style="width: 16.6%;">LIMON</td> <td style="width: 16.6%;">ARGILE</td> </tr> </table>		CAILLOUX	GRAVIERS	GROS SABLE	SABLE FIN	LIMON	ARGILE																																																																																	
CAILLOUX	GRAVIERS	GROS SABLE	SABLE FIN	LIMON	ARGILE																																																																																			
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%;">Ouverture intérieure des mailles des tamis (Tamisage)</td> <td style="width: 50%;">Diamètre équivalent (sédimentométrie)</td> </tr> </table>		Ouverture intérieure des mailles des tamis (Tamisage)	Diamètre équivalent (sédimentométrie)																																																																																					
Ouverture intérieure des mailles des tamis (Tamisage)	Diamètre équivalent (sédimentométrie)																																																																																							
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2">Analyse Granulométrique</th> <th colspan="2">Analyse sédimentométrique</th> </tr> <tr> <th>Tamis (mm)</th> <th>Tamisé (%)</th> <th>Diamètre équivalent</th> <th>Tamisé (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>10,00</td><td>100,00</td><td>64,00 µm</td><td>73,32</td></tr> <tr><td>5,00</td><td>99,67</td><td>45,70 µm</td><td>70,88</td></tr> <tr><td>2,00</td><td>98,90</td><td>32,60 µm</td><td>68,44</td></tr> <tr><td>1,00</td><td>95,47</td><td>20,90 µm</td><td>63,55</td></tr> <tr><td>0,40</td><td>86,90</td><td>15,10 µm</td><td>58,66</td></tr> <tr><td>0,20</td><td>77,94</td><td>10,80 µm</td><td>53,77</td></tr> <tr><td>0,10</td><td>77,06</td><td>7,70 µm</td><td>51,33</td></tr> <tr><td>0,08</td><td>75,96</td><td>5,60 µm</td><td>43,60</td></tr> <tr><td></td><td></td><td>3,30 µm</td><td>39,11</td></tr> <tr><td></td><td></td><td>1,40 µm</td><td>31,77</td></tr> </tbody> </table>	Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique		Tamis (mm)	Tamisé (%)	Diamètre équivalent	Tamisé (%)	10,00	100,00	64,00 µm	73,32	5,00	99,67	45,70 µm	70,88	2,00	98,90	32,60 µm	68,44	1,00	95,47	20,90 µm	63,55	0,40	86,90	15,10 µm	58,66	0,20	77,94	10,80 µm	53,77	0,10	77,06	7,70 µm	51,33	0,08	75,96	5,60 µm	43,60			3,30 µm	39,11			1,40 µm	31,77	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Echant</th> <th rowspan="2">< 80 µ</th> <th colspan="3">LIMITES D'ATTEMBERG</th> <th rowspan="2">Classifcat</th> </tr> <tr> <th>W.L (%)</th> <th>W.P (%)</th> <th>LP (%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>—○—</td> <td>76,86 %</td> <td>48 %</td> <td>24 %</td> <td>24 %</td> <td>Ap</td> </tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td><td> </td></tr> </tbody> </table>	Echant	< 80 µ	LIMITES D'ATTEMBERG			Classifcat	W.L (%)	W.P (%)	LP (%)	—○—	76,86 %	48 %	24 %	24 %	Ap																								
Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique																																																																																						
Tamis (mm)	Tamisé (%)	Diamètre équivalent	Tamisé (%)																																																																																					
10,00	100,00	64,00 µm	73,32																																																																																					
5,00	99,67	45,70 µm	70,88																																																																																					
2,00	98,90	32,60 µm	68,44																																																																																					
1,00	95,47	20,90 µm	63,55																																																																																					
0,40	86,90	15,10 µm	58,66																																																																																					
0,20	77,94	10,80 µm	53,77																																																																																					
0,10	77,06	7,70 µm	51,33																																																																																					
0,08	75,96	5,60 µm	43,60																																																																																					
		3,30 µm	39,11																																																																																					
		1,40 µm	31,77																																																																																					
Echant	< 80 µ	LIMITES D'ATTEMBERG			Classifcat																																																																																			
		W.L (%)	W.P (%)	LP (%)																																																																																				
—○—	76,86 %	48 %	24 %	24 %	Ap																																																																																			
Remarque :																																																																																								
Préparé par :	Approuvé par :																																																																																							
	Date :																																																																																							

Annexe



**Laboratoire National de l'Habitat
Et de la Construction**
Direction Régionale Centre
UNITE OUED SMAR

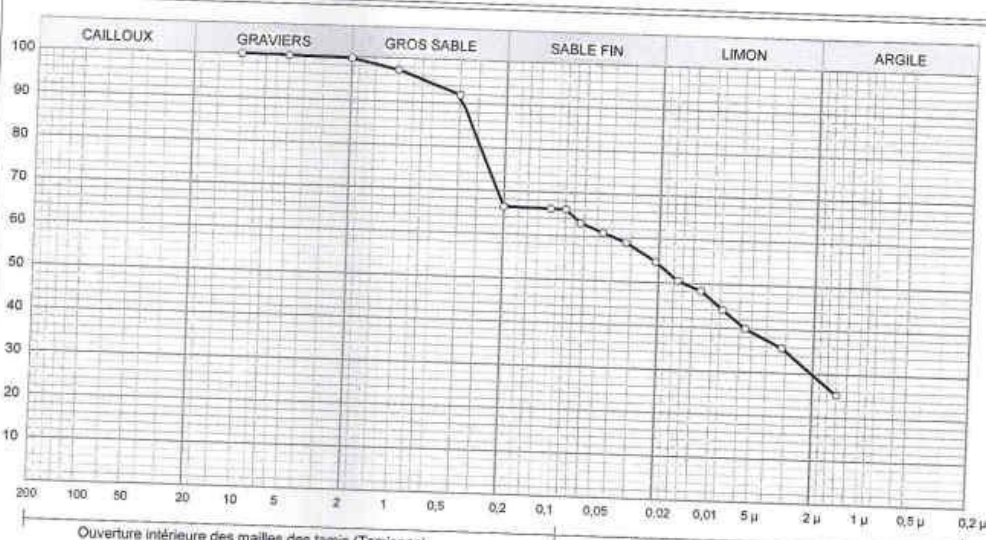
RAPPORT D'ESSAI
ANALYSE GRANULOMETRIQUE
NFP 94-056 / NFP 94-057

Client : LNHC oued Smar
Projet : 260 logts AADL
Endroit : OMARI

N° Projet : 03e-2023
Réf. Client :
N° rapport :

Sondage n° : SC3
Profondeur : 2.4-2.6
Matériaux :
Provenance :
Date essais :

—○— Sondage: SC3 : 2.4-2.6



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamais (mm)	Tamais (%)	Diamètre équivalent	Tamais (%)
10,00	100,00	64,00 µm	63,06
5,00	99,90	45,70 µm	60,96
2,00	99,69	32,60 µm	58,86
1,00	97,34	20,90 µm	54,85
0,40	91,94	15,10 µm	50,45
0,20	66,33	10,70 µm	48,35
0,10	66,18	7,70 µm	44,14
0,08	66,10	5,50 µm	39,94
		3,20 µm	35,73
		1,40 µm	25,22

Echant	< 80 µ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat°
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
—○—	66,10 %	46 %	23 %	23 %	Ap

Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :


Date :

Annexe

ESSAIS DE CISAILLEMENT RECTILIGNE A LA BOITE (cisaillement direct)

Essai de cisaillement direct


Résumé

Description Echantillon  Croquis montrant l'emplacement de l'éprouvette	Profondeur		Spm. 1			2			3		
	Description	Type									
	Hauteur initiale	H ₀	(mm)	20.0	20.0	20.0					
	Diamètre initial	D ₀	(mm)	60.0	60.0	60.0					
	Masse initiale	W ₀	(gr)	114.1	114.7	115.1					
	Densité apparente initiale	ρ ₀	(Mg/m ³)	2.02	2.03	2.04					
	Densité des grains initiale	ρ _s	(Mg/m ³)	2.65	2.65	2.65					

Conditions initiales				Spm. 1			2			3		
Contrainte de consolidation		(kPa)		50	100	200						
Immersion				Yes	Yes	Yes						
Reverse Method				Motor								
Contrôle horizontal				CISAILL 1	CISAILL 2	CISAILL 3						
Teneur en eau initiale	ω _i %	(%)		12	12	12						
Densité sèche initiale	ρ _{di}	(Mg/m ³)		1.80	1.81	1.82						
Indice des vides initial	e _i			0.470	0.462	0.457						
Degr. de Saturation initial	S _i	(%)		67.3	68.4	69.2						
Notes												

Résultats Cisaillement Max				Spm. 1			2			3		
Teneur en eau finale	φ	(%)		24	23	22						
Densité sèche finale	ω _f %	(Mg/m ³)		1.85	1.91	1.98						
Indice des vides final	ρ _{df}			0.474	0.472	0.443						
Degr. de Saturation final	e _f	(%)		100.0	100.0	100.0						
Contrainte de cisaillement pic	c	(kPa)		69.0	84.9	112.8						
HSettlement	S _f	(mm)		6.000	6.000	6.000						
Settlement	L _V	(mm)		-0.033	-0.153	0.189						

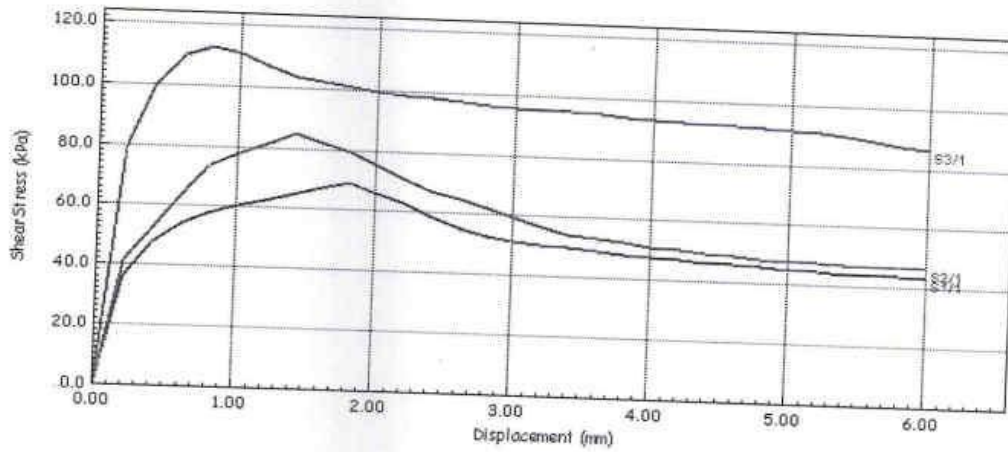
LNHC DRC Oued Smar (Clisp V2.5.5,2426)


 Direction Régionale Centre Unité de Oued Smar	Méthode d'essai	NF P 94-071-1 Août 1994	Nom de l'essai	Cis 08-07-2023
	Référence du site		Database: ///	
	Fichier	260 Logis AADL Ouamri Medea	Date de l'essai	08/07/2023
	&Client	LNHC Oued Smar 2023	Echantillon	3.00 à 3.50 m
			Forage	Sc 01
	Opérateur *	Vérifié *	Approuvé *	

Annexe

ESSAIS DE CISAILLEMENT RECTILIGNE A LA BOITE (cisaillement direct) Essai de cisaillement direct

Phase de cisaillement



 Direction Régionale Centre Unité de Oued Smar	Méthode d'essai	NF P 94-071-1 Août 1994	Nom de l'essai	Cis 08-07-2023
	Référence du site		Database: ///	
	Fichier & Client	260 Logts AADL Ouamri Medea LNHC Oued Smar 2023	Date de l'essai	08/07/2023
			Echantillon	3.00 à 3.50 m
	Opérateur *	Vérfifié *	Forage	Sc 01
			Approuvé *	

LNHC DRC Oued Smar (Clisp V2.5.5.2426)

Annexe

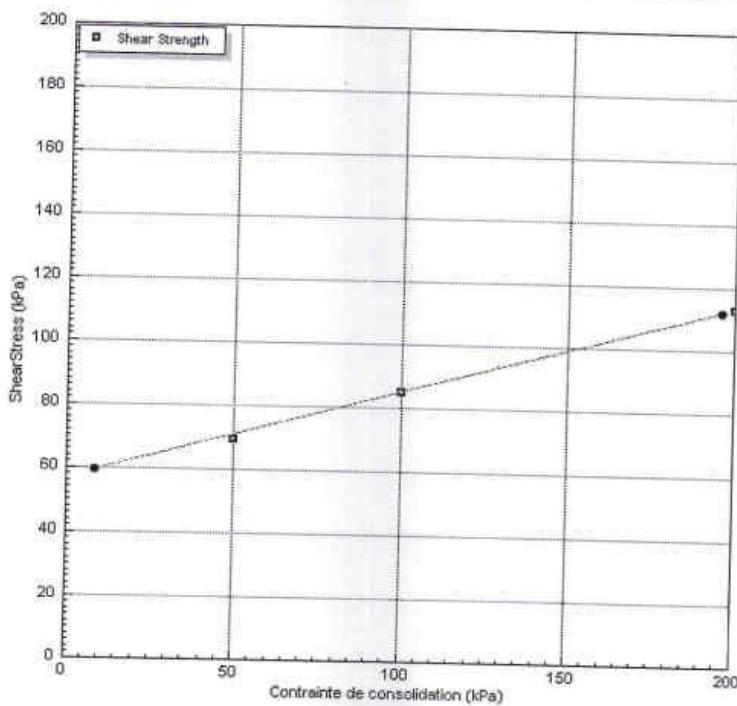
ESSAIS DE CISAILLEMENT RECTILIGNE A LA BOITE (cisaillement direct)


Essai de cisaillement direct

Phase de cisaillement

Résultats Enveloppe de rupture		Spm.	1	2	3
Teneur en eau finale	w_f (%)		24	23	22
Densité sèche finale	ρ_{df} (Mg/m ³)		1.65	1.91	1.98
Indice des vides final	e_f		0.474	0.472	0.443
Degr. de Saturation final	S_f (%)		100.0	100.0	100.0
Cohésion (pic)	c (kPa)		56.80		
Angle frottement (pic)	ϕ		15.7		

Notes



 Direction Régionale Centre Unité de Qued Smar	Méthode d'essai	NF P 94-071-1 Août 1994	Nom de l'essai	Cis 08-07-2023
	Référence du site		Database: ///	
	Fichier & Client	260 Logis AADL Ouamri Medea LNHC Qued Smar 2023	Date de l'essai	08/07/2023
	Opérateur	*	Echantillon	3.00 à 3.50 m
	Vérifié	*	Forage	Sc 01
			Approuvé	*


LNHC DRC Qued Smar (Clisp V2.5.5.2426)

Annexe

ESSAIS DE CISAILLEMENT RECTILIGNE A LA BOITE (cisaillement direct)

Essai de cisaillement direct


Résumé

Description Echantillon	Profondeur Description Type	Spm. 1 2 3				
 Croquis montrant l'emplacement de l'éprouvette	Hauteur initiale	H ₀	(mm)	20.0	20.0	20.0
	Diamètre initial	D ₀	(mm)	60.0	60.0	60.0
	Masse initiale	W ₀	(gr)	114.2	115.5	116.2
	Densité apparente initiale	ρ ₀	(Mg/m ³)	2.02	2.04	2.05
	Densité des grains initiale	ρ _s	(Mg/m ³)	2.65	2.65	2.65

Conditions initiales		Spm. 1 2 3		
Contrainte de consolidation	(kPa)	69	138	276
Immersion		Yes	Yes	Yes
Reverse Method		Motor		
Contrôle horizontal		CISAILL 1	CISAILL 2	CISAILL 3
Teneur en eau initiale	w _i (%)	13	13	14
Densité sèche initiale	ρ _{di} (Mg/m ³)	1.79	1.80	1.81
Indice des vides initial	e _i	0.479	0.470	0.468
Degré de Saturation initial	S _i (%)	70.4	75.0	78.3
Notes				

Résultats Cisaillement Max		Spm. 1 2 3		
Teneur en eau finale	φ (%)	21	20	20
Densité sèche finale	ρ _f (Mg/m ³)	1.87	1.93	2.00
Indice des vides final	ρ _{df}	0.453	0.400	0.361
Degré de Saturation final	e _f (%)	100.0	100.0	100.0
Contrainte de cisaillement pic	c (kPa)	87.0	108.2	147.5
H Settlement	S _f (mm)	6.000	6.000	6.000
Settlement	L _v (mm)	0.011	0.155	0.265

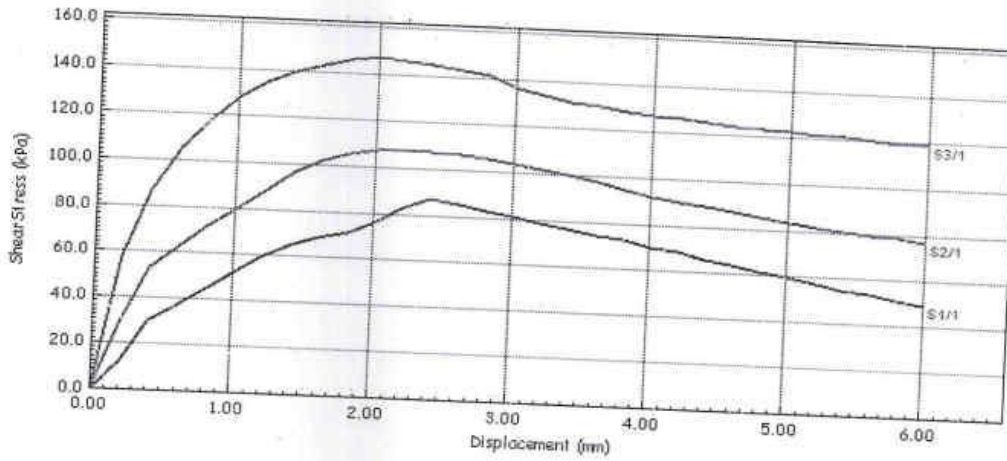
LNHC DRC Oued Smar (Cisp V2.5.5.2426)


 Direction Régionale Centre Unité de Oued Smar	Méthode d'essai	NF P 94-071-1 Août 1994	Nom de l'essai	Cis CD 10-07-2023
	Référence du site		Database: ///	
	Fichier	260 Logis AADL Ouamri Medea	Date de l'essai	10/07/2023
	&Client	LNHC Oued Smar 2023	Echantillon	2.60 à 2.80 m
Opérateur	*	Vérifié	*	Approuvé
				Sc 02

Annexe

ESSAIS DE CISAILLEMENT RECTILIGNE A LA BOITE (cisaillement direct) Essai de cisaillement direct

Phase de cisaillement



 Direction Régionale Centre Unité de Oued Smar	Méthode d'essai	NF P 94-071-1 Août 1994	Nom de l'essai	Cis CD 10-07-2023
	Référence du site		Database://	
	Fichier & Client	260 Logts AADL Cuamri Medea LNHC Oued Smar 2023	Date de l'essai	10/07/2023
	Opérateur	*	Echantillon	2.60 à 2.80 m
	Vérifié	*	Forage	Sc 02
			Approuvé	*

LNHC DRC Oued Smar (Clisp V2.5.5.2426)

Annexe

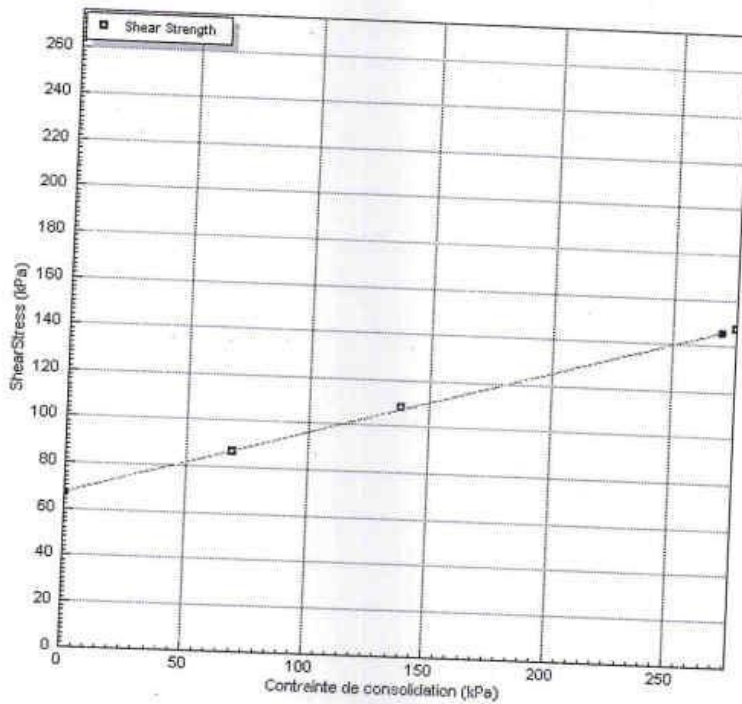
ESSAIS DE CISAILLEMENT RECTILIGNE A LA BOITE (cisaillement direct)


Essai de cisaillement direct

Phase de cisaillement

Résultats Enveloppe de rupture			Spm. 1	2	3
Teneur en eau finale	w_f (%)		21	20	20
Densité sèche finale	ρ_{df} (Mg/m ³)		1.87	1.93	2.00
Indice des vides final	e_f		0.453	0.400	0.361
Degr. de Saturation final	S_f (%)		100.0	100.0	100.0
Cohésion (pic)	c (kPa)		67.38		
Angle frottement (pic)	ϕ		16.2		

Notes




 Direction Régionale Centre Unité de Oued Smar	Méthode d'essai	NF P 94-071-1 Août 1994	Nom de l'essai	Cis CD 10-07-2023
	Référence du site		Database:///	
	Fichier	260 Logts AADL Ouamri Medea	Date de l'essai	10/07/2023
	&Client	LNHC Oued Smar 2023	Echantillon	2.60 à 2.80 m
Opérateur	*	Vérifié	*	Approuvé
LNH C DRC Oued Smar (Clisp V2.5.5.2426)				

Annexe

ESSAIS DE CISAILLEMENT RECTILIGNE A LA BOITE (cisaillement direct)


Essai de cisaillement direct

Description Echantillon		Profondeur					Résumé		
		Description Type		Spm. 1			2		3
Croquis montrant l'emplacement de l'éprouvette		Hauteur initiale	H ₀	(mm)	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0
		Diamètre initial	D ₀	(mm)	60.0	60.0	60.0	60.0	60.0
		Masse initiale	W ₀	(gr)	113.8	114.3	115.2	115.2	115.2
		Densité apparente initiale	ρ ₀	(Mg/m ³)	2.01	2.02	2.04	2.04	2.04
		Densité des grains initiale	ρ _s	(Mg/m ³)	2.65	2.65	2.65	2.65	2.65

Conditions initiales		Spm. 1					2		3
Contrainte de consolidation				(kPa)	50	100	200	200	200
Immersion					Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
Reverse Method					Motor				
Contrainte horizontale					CISAILL 1	CISAILL 2	CISAILL 3	CISAILL 3	CISAILL 3
Teneur en eau initiale		ω _i (%)		(%)	9.77	9.77	9.77	9.77	9.77
Densité sèche initiale		ρ _{d i}		(Mg/m ³)	1.83	1.84	1.86	1.86	1.86
Indice des vides initial		e _i			0.445	0.439	0.428	0.428	0.428
Degré de Saturation initial		S _i		(%)	58.1	59.0	60.5	60.5	60.5
Notes									

Résultats Cisaillement Max		Spm. 1					2		3
Teneur en eau finale		φ		(%)	21	20	19	19	19
Densité sèche finale		ω _f (%)		(Mg/m ³)	1.87	1.92	1.98	1.98	1.98
Indice des vides final		ρ _{d f}			0.383	0.349	0.340	0.340	0.340
Degré de Saturation final		e _f		(%)	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0
Contrainte de cisaillement pic		c		(kPa)	70.0	83.1	109.3	109.3	109.3
H Settlement		S _f		(mm)	6.000	6.000	6.000	6.000	6.000
Settlement		L _v		(mm)	0.253	0.587	0.486	0.486	0.486

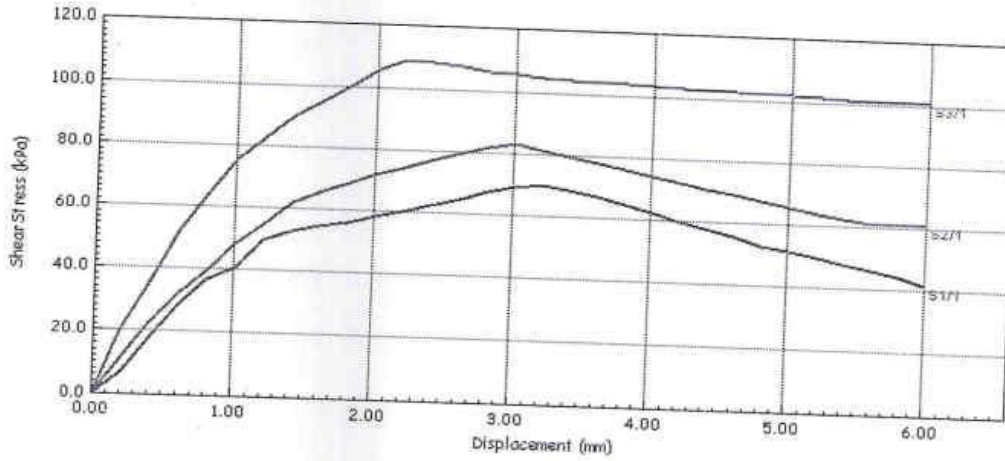
LNHC DRC Oued Smar (Clisp V2.5.5.2426)


 Direction Régionale Centre Unité de Oued Smar	Méthode d'essai	NF P 94-071-1 Août 1994	Nom de l'essai	Cis 12-07-2023
	Référence du site		Database:	///
	Fichier & Client	260 Logts AADL Ouamri Medea LNHC Oued Smar 2023	Date de l'essai	12/07/2023
	Opérateur	*	Echantillon	2.40 à 2.60 m
	Vérifié	*	Forage	Sc 03
			Approuvé	*

Annexe

ESSAIS DE CISAILLEMENT RECTILIGNE A LA BOITE (cisaillement direct) Essai de cisaillement direct

Phase de cisaillement



 Direction Régionale Centre Unité de Oued Smar	Méthode d'essai	NF P 94-071-1 Août 1994	Nom de l'essai	Cis 12-07-2023
	Référence du site		Database:///	
	Fichier	260 Logts AADL Ouamri Medea	Date de l'essai	12/07/2023
	&Client	LNHC Oued Smar 2023	Echantillon	2.40 à 2.60 m
Opérateur	*	Vérifié	*	Approuvé
				Sc 03

LNHC DRC Oued Smar (Clisp V2.5.5.2426)

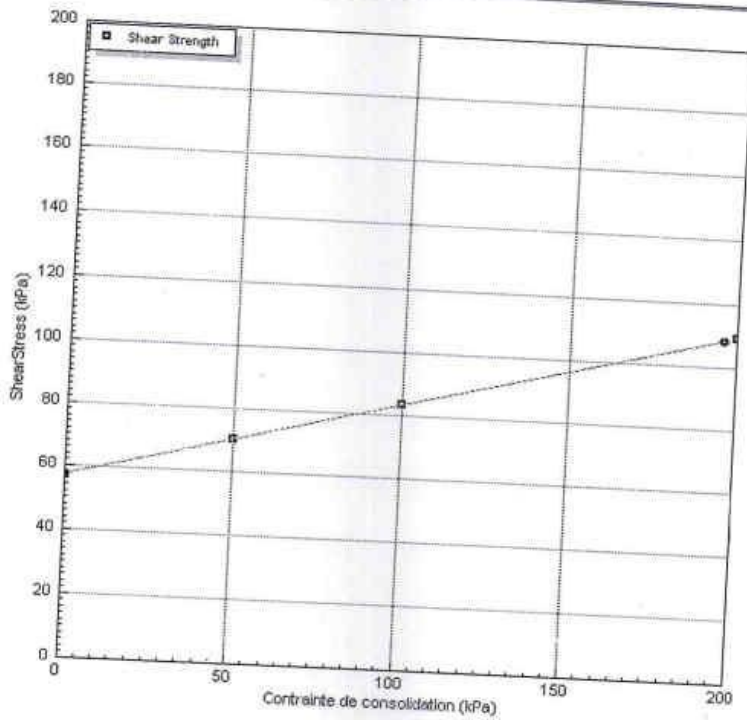
Annexe


ESSAIS DE CISAILLEMENT RECTILIGNE À LA BOÎTE (cisaillement direct)

Essai de cisaillement direct

Résultats Enveloppe de rupture	Phase de cisaillement			
		Spm. 1	2	3
Teneur en eau finale	w_f (%)	21	20	19
Densité sèche finale	ρ_{df} (Mg/m ³)	1.87	1.92	1.98
Indice des vides final	e_f	0.383	0.349	0.340
Degr. de Saturation final	S_f (%)	100.0	100.0	100.0
Cohésion (pic)	c	56.94		
Angle frottement (pic)	ϕ	14.7		

Notes



 Direction Régionale Centre Unité de Oued Smar	Méthode d'essai	NF P 94-071-1 Août 1994	Nom de l'essai	Cis 12-07-2023
	Référence du site		Database:///	
	Fichier & Client	260 Logts AADL Ouamri Medea LNHC Oued Smar 2023	Date de l'essai	12/07/2023
	Opérateur	*	Echantillon	2.40 à 2.60 m
	Vérifié	*	Forage	Sc 03
			Approuvé	*


LNHC DRG Oued Smar (Clisp V2.5.5.2426)

Annexe

ESSAIS DE CISAILLEMENT RECTILIGNE A LA BOITE (cisaillement direct)

Essai de cisaillement direct


Résumé

Description Echantillon	Profondeur Description Type	Spm. 1 2 3				
 Croquis montrant l'emplacement de l'éprouvette	Hauteur initiale	H ₀	(mm)	20.0	20.0	20.0
	Diamètre initial	D ₀	(mm)	60.0	60.0	60.0
	Masse initiale	W ₀	(gr)	114.0	114.6	114.9
	Densité apparente initiale	ρ ₀	(Mg/m ³)	2.02	2.03	2.03
	Densité des grains initiale	ρ _s	(Mg/m ³)	2.65	2.65	2.65

Conditions initiales		Spm. 1 2 3			
Contrainte de consolidation	(kPa)	50	100	200	
Immersion		Yes	Yes	Yes	
Reverse Method		Motor			
Contrôle horizontal		CISAILL 1	CISAILL 2	CISAILL 3	
Teneur en eau initiale	w _i %	(%)	16	16	16
Densité sèche initiale	ρ _{d i}	(Mg/m ³)	1.74	1.75	1.75
Indice des vides initial	e _i		0.526	0.518	0.514
Degré de Saturation initial	S _i	(%)	81.0	82.2	82.9
Notes					

Résultats Cisaillement Max.		Spm. 1 2 3			
Teneur en eau finale	φ	(%)	22	21	20
Densité sèche finale	ρ _{d f}	(Mg/m ³)	1.81	1.85	1.95
Indice des vides final	e _f		0.517	0.512	0.466
Degré de Saturation final	S _f	(%)	100.0	100.0	100.0
Contrainte de cisaillement pic	c	(kPa)	69.6	84.2	118.8
H Settlement	S _f	(mm)	6.000	6.000	6.000
Settlement	L _v	(mm)	-0.036	-0.142	0.102

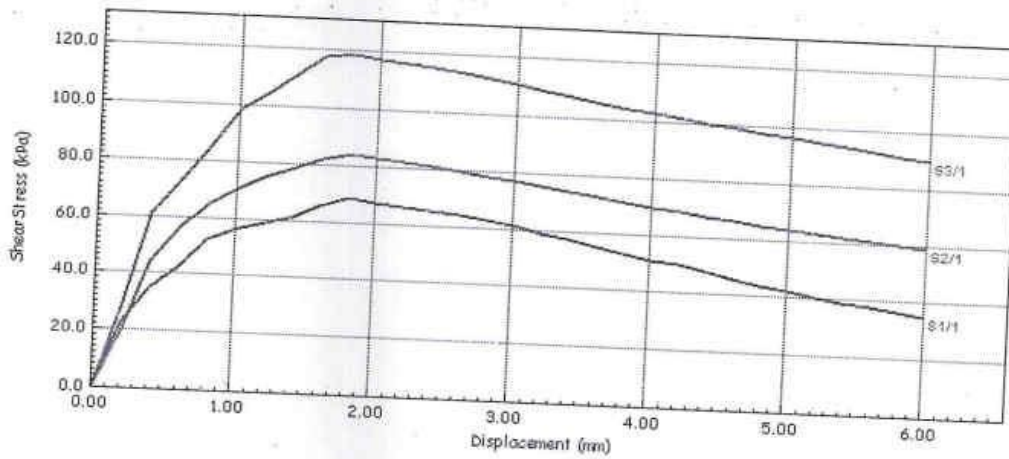
LNHC DRC Oued Smar (Clisp V2.5.5.2426)


 Direction Régionale Centre Unité de Oued Smar	Méthode d'essai	NF P 94-071-1 Août 1994	Nom de l'essai	Cis 13-07-2023
	Référence du site		Database:///	
	Fichier	260 Logts AADL Ouamri Medea	Date de l'essai	13/07/2023
	& Client	LNHC Oued Smar 2023	Echantillon	2.60 à 3.00 m
			Forage	Sc 04
Opérateur *		Vérifié *		Approuvé *

Annexe

ESSAIS DE CISAILLEMENT RECTILIGNE A LA BOITE (cisaillement direct) Essai de cisaillement direct

Phase de cisaillement



 Direction Régionale Centre Unité de Oued Smar	Méthode d'essai	NF P 94-071-1 Août 1994	Nom de l'essai	Cis 13-07-2023
	Référence du site		Database:	///
Fichier	260 Logts AADL Ouamri Medea		Date de l'essai	13/07/2023
&Client	LNHC Oued Smar 2023		Echantillon	2.60 à 3.00 m
Opérateur	*	Vérifié	Forage	Sc 04
			Approuvé	*

LNHC DRC Oued Smar (Clisp V2.5.5.2426)

Annexe

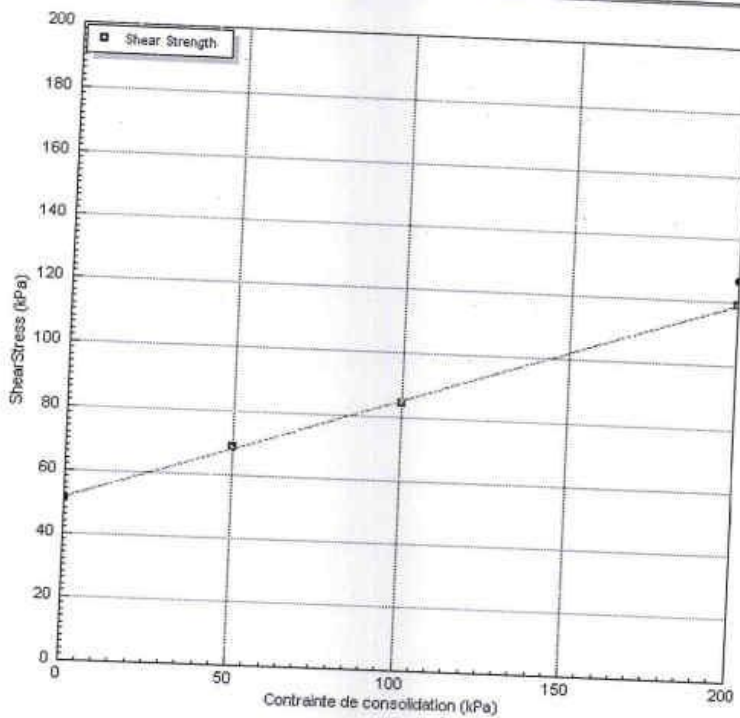
ESSAIS DE CISAILLEMENT RECTILIGNE A LA BOITE (cisaillement direct)


Essai de cisaillement direct

Phase de cisaillement

Résultats Enveloppe de rupture		Spm. 1			2		3	
Teneur en eau finale	w_f (%)	22	21	20				
Densité sèche finale	ρ_{df} (Mg/m ³)	1.81	1.85	1.95				
Indice des vides final	e_f	0.517	0.512	0.466				
Degré de Saturation final	S_f (%)	100.0	100.0	100.0				
Cohésion (pic)	c (kPa)	51.28						
Angle frottement (pic)	ψ	18.6						

Notes



 <p>Direction Régionale Centre Unité de Ouest Smar</p>	Méthode d'essai	NF P 94-071-1 Août 1994	Nom de l'essai	Cis 13-07-2023
	Référence du site		Database:	///
	Fichier & Client	260 Logts AADL Ouamri Medaa LNHC Oued Smar 2023	Date de l'essai	13/07/2023
	Opérateur	*	Echantillon	2.60 à 3.00 m
	Vérifié	*	Forage	Sc 04
			Approuvé	*

LNHC DRC Oued Smar (Clisp V2.5.5.2426)

Annexe



MINISTÈRE DE L'HABITAT, DE L'URBANISME ET DE LA VILLE

المخبر الوطني للسكن والبناء

LABORATOIRE NATIONAL DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION

E.P.E./ S.P.A. AU CAPITAL DE 800.000.000 DA - R.C. N°008 13183-16/00

Direction R C

UNITE OUED SMAR

Structure : Labo-Sol

le : 18/07/2023

Matériel vérifié : *

RAPPORT D'ANALYSE CHIMIQUE SOMMAIRE

Dossier n° : 03E/2023(598 à 601) B.C N° :
Chantier : E/G 260 LOGTS AADL OUAMRI MEDEA
Client : LNHC OUED SMAR
Nature de l'échantillon : SOL Motif de l'analyse : Agressivité
Echantillon prélevé par : Le client

Sondage ou puits	Profondeur (m)	Sulfates SO ₄ ⁻		Carbonates CaCO ₃ (%)	Chlorures Cl ⁻ (%)	Matières organiques (%)	Insolubles (%)	pH
		Mg/Kg	%					
SC 01	3.00 – 3.50	Traces	/	22.57	Traces	Traces	N-D	N-D
SC 02	2.60 – 2.80	Traces	/	18.23	Traces	Traces	N-D	N-D
SC 03	2.40 – 2.60	Traces	/	1.74	Traces	0.05	N-D	N-D
SC 04	2.60 – 3.00	Traces	/	4.34	Traces	Traces	N-D	N-D
-	-	-	-	-	-	-	-	-

N-D : Non demandé.

Observations : Aucune présence d'agressivité chimique selon La norme FD P18 – 011 MARS 2016 (Définition et Classifications des environnements chimiquement agressifs - Recommandations pour la formulation des bétons)

LE CHARGE D'ESSAI

Signature
Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction

LE RESPONSABLE DE LA STRUCTURE

Signature
Direction Régionale de l'Habitat et de l'Urbanisme
Département de Labo-Sol

Version : 01

FOR-LAB-04

Annexe

