



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 العربي التبسي - تبسة
Université 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

*Étude géotechnique et modélisation numérique
d'un glissement de terrain par différentes
méthodes.*

Présenté et soutenu par

Mehania AOULMI

Devant le jury:

		Grade	Etablissement
Président :	Zied BENGHAZI	MAA	Université Larbi Tebessi - Tébessa
Encadreur :	Faouzi MEBROUK	MAA	Université Larbi Tebessi - Tébessa
Examinatrice :	Dounia AMRANI	MAA	Université Larbi Tebessi - Tébessa

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 : **Lazhari** et **Malika**.

Pour leurs amours, leurs sacrifices et leurs encouragements.

À celui que j'aime mon frère : **Abde El-Nour**

À mes belles et adorables sœurs : **Roumaissa, Wissal, Nour El-
Imane et Roua Bayan El Rahman.**

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

Et À toute ma famille.

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

À mon collègue, mon fidèle ami : **Mohamed Zakaria,**

À mes très chères amies que je vous rencontrés pendant mon
parcours universitaires : **Samiha, Inass, Asma, Bouchra, Loubna,
Ibtissem et Bouthaina.**

À tous ceux qui sont dans mon cœur...

Mehania.

Remerciement

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 **Mabrouk 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 (LHCC 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....



AOULMI. Mzhania

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

مؤسسة التعليم العالي : جامعة العربي التبسي - تبسة

تصريح شرفي
خاص بالالتزام بقواعد النزاهة العلمية لانجاز بحث

أنا الممضي أدناه،

الصفة : طالب، أستاذ باحث، باحث دائم : طالبة

السيد (ة) مهنية عولمي

الحامل لبطاقة التعريف الوطنية رقم: 100577924 و الصادرة بتاريخ: 2016.04.15

قسم: المناجم والجيوتكنولوجيا

المسجل : بمعهد المناجم

و المكلف بانجاز أعمال بحث (مذكرة التخرج، مذكرة ماستر، مذكرة ماجستير، أطروحة دكتوراه)،

عنوانها :

**Étude géotechnique et modélisation numérique d'un glissement de terrain par
différentes méthodes**

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

التاريخ: 2021.06.07

إمضاء المعني (ة)

بظرا للتصديق على إمضاء
السيد / ..
بوخضرة في 07 جوان 2021
رئيس المجلس الشعبي البلدي

رئيس المجلس الشعبي البلدي
وبتفويض منه إمضاء:
بحاي فراجات



Résumé

Le phénomène d'instabilité des talus est un problème d'intérêt pour les chercheurs dans le domaine de la géotechnique qui dépend de plusieurs paramètres et critères.

Dans ce travail, nous sommes intéressés de réaliser une étude géotechnique du glissement de terrain au niveau du Centre de Recherche en Economie Appliquée pour le Développement (**CREAD**) dans la ville de Tipaza par plusieurs méthodes sous différentes configurations statique et dynamique, portant sur de multiples paramètres (géométrie et structures géologiques du versant, paramètre dynamique et hydraulique).

Pour arriver aux objectifs visés, des analyses numériques (éléments finis) et analytiques (équilibre limite) de la pente ont été faites avec plusieurs codes (5 PLAXIS2D.V8.2, GEOSLOPE, TALREN, Geo5) dans le but de déterminer le coefficient de sécurité et les déplacements horizontaux dans différentes situations avant et après la mise en place des systèmes de confortement.

Finalement, les résultats trouvés indiquent premièrement que le terrain est instable d'où il nécessite d'appliquer des moyens de confortement les plus favorables techniquement et économiquement, deuxièmement les inclusions rigides comme les pieux proposer donne des résultats très acceptables montrant leurs efficacités vis à vis la stabilisation des structures existantes.

Les mots clés : Coefficient de sécurité, Glissement de terrain, Équilibre limite, Eléments finis.

ملخص

ظاهرة عدم استقرار المنحدرات هي مشكلة تهم الباحثين في مجال الجيوتقنية، والتي تعتمد على عدة عناصر ومعايير.

في هذا العمل، نحن مهتمون بإجراء دراسة جيوتقنية للانزلاق الأرضي على مستوى مركز الأبحاث في الاقتصاد التطبيقي من أجل التنمية (CREAD) في مدينة تيبازة بعدة طرق تحت تكوينات ثابتة وديناميكية مختلفة، تغطي معايير متعددة و مختلفة (الهندسة والتركيبات الجيولوجية للمنحدر، الديناميكية و الهيدرولوجية).

لتحقيق الأهداف المنشودة، تم إجراء عدة تحليلات منها رقمية (عناصر محدود) وأخرى تحليلية (توازن الحد) للمنحدر باستخدام عدة برامج (TALREN ، GEOSLOPE ، PLAXIS2D.V8.5 ، Geo5) من أجل تحديد معامل الأمان والتحركات الأفقية في المواقع المختلفة قبل وبعد تركيب أنظمة التسليح أو الدعم.

أخيراً ، تشير النتائج التي تم العثور عليها أولاً إلى أن المنحدر غير مستقر، حيث تتطلب تطبيق أكثر الوسائل ملائمة لتعزيز تقنياً واقتصادياً ، وثانياً ، تعطي التضمينات الصلبة مثل الأكوام المقترحة نتائج مقبولة جداً تُظهر فعاليتها فيما يتعلق بتثبيت الهياكل الموجودة.

الكلمات المفتاحية: عامل الأمان ، الانزلاق الأرضي ، التوازن المحدود ، العناصر المحدودة.

Abstract

The phenomenon of slope instability is a problem of interest for researchers in the field of geotechnics, which depends on several parameters and criteria.

In this work, we are interested in carrying out a geotechnical study of the landslide at the level of the Research Center in Applied Economics for Development (CREAD) in the city of Tipaza by several methods under different static and dynamic configurations, covering multiple parameters (geometry and geological structures of the slope, dynamic and hydraulic parameter).

To achieve the targeted objectives, numerical (finite element) and analytical (limit equilibrium) analyzes of the slope were made with several codes (5 PLAXIS2D.V8.2, GEOSLOPE, TALREN, Geo5) in order to determine the factor of safety and horizontal movements in different situations before and after the installation of the reinforcement systems.

Finally, the results found indicate firstly that the ground is unstable from where it requires the application of the most favorable means of reinforcement technically and economically, secondly the rigid inclusions such as the proposed piles give very acceptable results showing their effectiveness with respect to stabilization of existing structures.

Keywords: Safety factor, Landslide, Limited equilibrium, Finite elements.

Liste des notations

a_h	m/s ²	L'accélération pseudo-statique horizontale.
a_v	m/s ²	L'accélération pseudo-statique verticale.
b	m	Largeur de la tranche.
C	KPa	Cohésion.
C'	KPa	Cohésion effective.
E	MPa	Module pressiométrique.
F_S	-	Coefficient de sécurité.
F_h	KN	force sismique pseudo-statique horizontale.
F_v	KN	force sismique pseudo-statique verticale.
h_i	m	Hauteur de la tranche.
H	m	Hauteur de talus.
k_h	-	Coefficient sismique horizontal.
K_v	-	Coefficient sismique vertical.
L	m	Longueur de talus.
m_α	-	Facteur d'ajustement de Bishop.
Ms	Degré	Magnitude sismique.
N	-	Composantes normale du poids.
P_L	Bar	Pression limite.
R	m	Rayon du cercle de glissement.
T_C	-	Tirs centré.
T_D	-	Tirs direct.
T_R	-	Tirs inverse.
T_F	-	Tirs fenêtre.
U	KN/m ²	Pression interstitielle.
U_L	KN	L'effort dû à la pression d'eau latérale.
V_S	m/s	Vitesse de propagation d'onde sismique de cisaillement.
V_P	m/s	Vitesse de propagation d'onde sismique de compression.
W_i	KN	Poids de la tranche.
φ'	Degré	Angle de frottement interne effectif du sol.
φ	Degré	Angle de frottement interne du sol.
β	Degré	Angle d'inclinaison de talus.
α_i	Degré	Angle d'inclinaison de chaque tranche.
θ_i	Degré	L'angle formé par la résultante et l'horizontale.
γ	KN/m ³	Poids volumique du sol.
γ_w	KN/m ³	Poids volumique d'eau.
σ	KN/m ²	Contrainte.
τ max	KPa	Résistance au cisaillement maximale.
λ	-	Un scalaire constant.

Liste des abréviations

CGS	Centre Géophysique et sismique.
CRAAG	Centre de Recherche en Astronomie Astrophysique et Géophysique.
IGN	Institut Géographique National.
LPC	Laboratoire de Ponts et Chaussée.
MASW	Multi-Channel Analysis of Surface Waves.
NEIC	National Enforcement Investigations Center.
RPA	Règle Parasismique Algérienne.

Liste des figures

Figure	Titre	Page
Figure I.1.	Affaissement de terrain.	5
Figure I.2.	Phénomène de retrait de gonflement.	6
Figure I.3.	Phénomène de fluage.	6
Figure I.4.	Effondrements des cavités souterraines.	7
Figure I.5.	Écroulements et chutes de blocs.	7
Figure I.6.	Les coulées de boue.	8
Figure I.7.	Schéma typique d'un glissement plan.	9
Figure I.8.	Schéma typique d'un glissement rotationnel.	10
Figure I.9.	Glissement de forme quelconque.	10
Figure I.10.	Glissement de Mila (7 Aout 2020).	12
Figure I.11.	Effondrement de terrain à Naples (8 janvier 2021).	13
Figure I.12.	Eboulement au Nord-Est d'Italie (5 janvier 2021).	13
Figure I.13.	Eboulement au Nord-Est d'Italie (5 janvier 2021).	13
Figure I.14.	Glissement terrains en Colombie (10 Novembre 2020).	14
Figure I.15.	Analyse pseudo-statique d'équilibre limite pour les charges sismiques.	15
Figure I.16.	Analogie entre une pente potentielle instable et un bloc rigide sur un plan incliné.	16
Figure I.17.	Exemple de talus de déblai dans des sols de la matrice meuble érodés – CW Boukerdane TIPAZA.	18
Figure II.1.	Situation géographique de la commune de Tipaza.	20
Figure II.2.	Les grands domaines d'origine alpine en méditerranée occidentale.	21
Figure II.3.	Les grands ensembles de l'édifice structural alpin de l'Algérie du Nord orientale.	23
Figure II.4.	Cadre structural schématique de l'Algérie (Wildi 1983).	23
Figure II.5.	Colonne litho stratigraphique de la Mitidja.	27
Figure II.6.	Extrait de la carte géologique de la région de Tipaza échelle (1/500000).	27
Figure II.7.	Notice de la carte géologique de la wilaya de Tipaza (à partir de la carte géologique de l'Algérie du Nord au 1/500000).	28
Figure II.8.	Carte géomorphologique de la wilaya de Tipaza.	29
Figure II.9.	Photo satellite du site en date du (04.09.2009).	29
Figure II.10.	Carte hydrogéologique de la région d'Alger échelle (1/200.000).	30
Figure II.11.	Carte des systèmes aquifères Algérois.	31
Figure II.12.	La carte hydrogéologique de secteur d'étude.	32
Figure II.13.	Réseau hydrographique de la Mitidja (Source A. Aymé 1959).	32
Figure II.14.	Variation des précipitations annuelles au cours de la période 2000-2015 dans la région centre de la wilaya de Tipaza.	33
Figure II.15.	Carte de zonage sismique de l'Algérie du Nord établie après le séisme du 21 mai 2003. (Source CGS).	34
Figure II.16.	Carte sismo-tectonique de la région d'Alger (CGS, 1998).	35
Figure II.17.	Plan d'implantation des sondages.	36
Figure II.18.	Schéma d'un sondage pressiométrique.	38
Figure II.19.	Schéma l'installation du tube piézométrique.	41
Figure II.20.	Mesure à l'inclinomètre au niveau du site d'étude.	42
Figure II.21.	Cellule triaxial.	46

Figure II.22.	Principe de la méthode Down Hole.	48
Figure II.23.	Variation des vitesses V_p et V_s en fonction de la profondeur.	49
Figure II.24.	Modèle de terrain de profil sismique 01.	51
Figure II.25.	Modèle de vitesses des ondes S.	52
Figure II.26.	Classification des sols pour SC 02 et SC 03.	54
Figure II.27.	Classification des sols pour SC 04 et SC 05.	54
Figure II.28.	La source d'eau courante non captée et les herbes d'indice d'eau.	55
Figure II.29.	Dépôt d'un remblai en haut de la pente.	56
Figure II.30.	Des fissures centimétriques au niveau du sol dans le sens perpendiculaire à la pente.	56
Figure II.31.	Dégradation de bâtiment.	57
Figure II.32.	Les fissures de traction dans la structure.	57
Figure II.33.	Cassure de la poutre.	57
Figure III.1.	État des contraintes le long de la courbe de rupture.	62
Figure III.2.	L'abaque de Taylor.	64
Figure III.3.	Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellinus.	64
Figure III.4.	Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Bishop.	66
Figure III.5.	Equilibre d'une tranche de sol JANBU.	67
Figure III.6.	Représentation graphique des forces sur une tranche.	67
Figure III.7.	Résultante des forces parallèles.	68
Figure III.8.	Cercle du pied.	70
Figure III.9.	Cercle du flanc de talus.	70
Figure III.10.	Cercle à mi- pente.	71
Figure III.11.	L'abaque pour la détermination du cercle de rupture passant par le pied de talus.	71
Figure III.12.	L'abaque représentatif du cercle de rupture passant par le pied.	73
Figure III.13.	Localisation du cercle de glissement du pied pour le talus doux.	74
Figure III.14.	Discretisation par tranche de la pente.	74
Figure IV.1.	Modèle géométrique du talus.	101
Figure IV.2.	Maillage du modèle.	102
Figure IV.3.	Les conditions hydrauliques.	103
Figure IV.4.	La distribution des contraintes effectives.	103
Figure IV.5.	Procédure de calcul statique.	104
Figure IV.6.	Déplacement horizontal.	104
Figure IV.7.	Valeur de coefficient de sécurité (terrain vierge à l'état sec).	105
Figure IV.8.	Les mailles déformées.	105
Figure IV.9.	Déplacement horizontale du modèle.	106
Figure IV.10.	Valeur de coefficient de sécurité (terrain vierge à l'état saturé).	106
Figure IV.11.	Déplacement horizontale du modèle.	107
Figure IV.12.	Valeur de coefficient de sécurité (terrain terrassé à l'état sec).	107
Figure IV.13.	La maille déformée.	108
Figure IV.14.	Le déplacement horizontal.	108
Figure IV.15.	Valeur de coefficient de sécurité (terrain terrassé à l'état saturé).	109
Figure IV.16.	Déplacement horizontal du modèle.	109
Figure IV.17.	Valeur de coefficient de sécurité (terrain avec surcharge à l'état sec).	110
Figure IV.18.	La maille déformée.	110
Figure IV.19.	Le déplacement horizontal du modèle.	111
Figure IV.20.	Valeur de coefficient de sécurité (terrain avec surcharge à l'état saturé).	111
Figure IV.21.	Déplacement horizontal du modèle.	112

Figure IV.22.	Valeur de coefficient de sécurité (terrain terrassé avec surcharge à l'état sec).	112
Figure IV.23.	La maille déformée.	113
Figure IV.24.	Déplacement horizontal du modèle.	113
Figure IV.25.	Valeur de coefficient de sécurité (terrain terrassé avec surcharge à l'état saturé).	114
Figure IV.26.	Comparaison des résultats (déplacement horizontale / l'essai inclinométrique).	114
Figure IV.27.	Comparaison des résultats (déplacement horizontale / l'essai inclinométrique).	115
Figure IV.28.	Procédure de calcul dynamique.	115
Figure IV.29.	Déplacement horizontal.	116
Figure IV.30.	Valeur de coefficient de sécurité (terrain vierge à l'état sec).	116
Figure IV.31.	Les mailles déformées.	117
Figure IV.32.	Déplacement horizontale du modèle.	117
Figure IV.33.	Valeur de coefficient de sécurité (terrain vierge à l'état saturé).	118
Figure IV.34.	Déplacement horizontal du modèle.	118
Figure IV.35.	Valeur de coefficient de sécurité (terrain terrassé à l'état sec).	119
Figure IV.36.	Le déplacement horizontal.	119
Figure IV.37.	Valeur de coefficient de sécurité (terrain terrassé à l'état saturé).	120
Figure IV.38.	Déplacement horizontal du modèle.	120
Figure IV.39.	Valeur de coefficient de sécurité (terrain avec surcharge à l'état sec).	121
Figure IV.40.	La maille déformée.	121
Figure IV.41.	Déplacement horizontal du modèle.	122
Figure IV.42.	Valeur de coefficient de sécurité (terrain avec surcharge à l'état saturé).	122
Figure IV.43.	Déplacement horizontal du modèle.	123
Figure IV.44.	Valeur de coefficient de sécurité (terrain terrassé avec bâtiment à l'état sec).	123
Figure IV.45.	La maille déformée.	124
Figure IV.46.	Déplacement horizontal du modèle.	124
Figure IV.47.	Valeur de coefficient de sécurité (terrain terrassé avec bâtiment à l'état saturé).	124
Figure IV.48.	Valeur d'accélération horizontale pour un terrain terrassé avec bâtiment.	125
Figure IV.49.	Description générale de projet.	127
Figure IV.50.	Les différents jeux de coefficient de sécurité.	127
Figure IV.51.	La géométrie du terrain.	128
Figure IV.52.	Définition de la phase 1 situation 1.	129
Figure IV.53.	Définition de la surface de rupture.	129
Figure IV.54.	Résultat affiché par défaut pour la situation 1 de la phase 1.	130
Figure IV.55.	Définition de niveau de l'eau.	130
Figure IV.56.	Résultat affiché par défaut de la phase 1 situation 2.	131
Figure IV.57.	Résultat affiché par défaut de la phase 2 situation 1.	131
Figure IV.58.	Résultat affiché par défaut de la phase 2 situation 2.	132
Figure IV.59.	Définition de la charge de bâtiment.	132
Figure IV.60.	Résultat affiché par défaut pour la phase 3 situation 1.	133
Figure IV.61.	Résultat affiché par défaut pour la phase 3 situation 2.	133
Figure IV.62.	Résultat affiché par défaut pour la phase 4 situation 1.	134
Figure IV.63.	Résultat affiché par défaut pour la phase 4 situation 2.	134

Figure IV.64.	Résultat affiché par défaut pour la phase 1 situation 1.	135
Figure IV.65.	Résultat affiché par défaut pour la phase 1 situation 2.	135
Figure IV.66.	Résultat affiché par défaut pour la phase 2 situation 1.	136
Figure IV.67.	Résultat affiché par défaut pour la phase 2 situation 2.	136
Figure IV.68.	Résultat affiché par défaut pour la phase 3 situation 1.	137
Figure IV.69.	Résultat affiché par défaut pour la phase 3 situation 2.	137
Figure IV.70.	Résultat affiché par défaut pour la phase 4 situation 1.	138
Figure IV.71.	Résultat affiché par défaut pour la phase 4 situation 2.	138
Figure IV.72.	Le modèle géométrique adopté.	140
Figure IV.73.	Valeur de coefficient de sécurité pour un terrain vierge à l'état sec.	140
Figure IV.74.	Valeur de coefficient de sécurité pour un terrain vierge à l'état saturé.	141
Figure IV.75.	Valeur de coefficient de sécurité pour un terrain terrassé à l'état sec.	141
Figure IV.76.	Valeur de coefficient de sécurité pour un terrain terrassé à l'état saturé.	142
Figure IV.77.	Valeur de coefficient de sécurité pour un terrain avec bâtiment à l'état sec.	142
Figure IV.78.	Valeur de coefficient de sécurité pour un terrain avec bâtiment à l'état saturé.	143
Figure IV.79.	Valeur de coefficient de sécurité pour un terrain terrassé avec bâtiment à l'état sec.	143
Figure IV.80.	Valeur de coefficient de sécurité pour un terrain terrassé avec bâtiment à l'état saturé.	144
Figure IV.81.	Valeur de coefficient de sécurité pour un terrain vierge à l'état sec.	144
Figure IV.82.	Valeur de coefficient de sécurité pour un terrain vierge à l'état saturé.	145
Figure IV.83.	Valeur de coefficient de sécurité pour un terrain terrassé à l'état sec.	145
Figure IV.84.	Valeur de coefficient de sécurité pour un terrain terrassé à l'état saturé.	146
Figure IV.85.	Valeur de coefficient de sécurité pour un terrain avec bâtiment à l'état sec.	146
Figure IV.86.	Valeur de coefficient de sécurité pour un terrain avec bâtiment à l'état saturé.	147
Figure IV.87.	Valeur de coefficient de sécurité pour un terrain terrassé avec bâtiment à l'état sec.	147
Figure IV.88.	Valeur de coefficient de sécurité pour un terrain terrassé avec bâtiment à l'état saturé.	148
Figure IV.89.	Résultats de déplacement pour un terrain vierge.	149
Figure IV.90.	Résultats d'accélération pour un terrain vierge.	149
Figure IV.91.	Résultats de déplacement pour un terrain terrassé.	150
Figure IV.92.	Résultats d'accélération pour un terrain terrassé.	150
Figure IV.93.	Résultats de déplacement pour un terrain avec bâtiment.	151
Figure IV.94.	Résultats d'accélération pour un terrain avec bâtiment.	151
Figure IV.95.	Résultats de déplacement pour un terrain terrassé avec bâtiment.	152
Figure IV.96.	Résultats d'accélération pour un terrain terrassé avec bâtiment.	152
Figure IV.97.	Informations sur le projet.	153
Figure IV.98.	Norme choisie (norme française).	153
Figure IV.99.	Le modèle géométrique de talus.	154
Figure IV.100.	Les coordonnées des points du model.	154
Figure IV.101.	Paramètre des sols.	155
Figure IV.102.	Les conditions d'eau choisis.	155
Figure IV.103.	Les étapes de calcul.	156
Figure IV.104.	Résultat de calcul de coefficient de sécurité.	156
Figure IV.105.	Résultat de calcul de coefficient de sécurité.	156

Figure IV.106.	Les étapes de calcul.	157
Figure IV.107.	Résultat de calcul de coefficient de sécurité.	157
Figure IV.108.	Résultat de calcul de coefficient de sécurité.	157
Figure IV.109.	Les données de la surcharge.	158
Figure IV.110.	La géométrie du modèle avec bâtiment.	158
Figure IV.111.	Les étapes de calcul.	159
Figure IV.112.	Résultat de calcul de coefficient de sécurité.	159
Figure IV.113.	Résultat de calcul de coefficient de sécurité.	159
Figure IV.114.	La géométrie du modèle avec terrassement.	160
Figure IV.115.	Les étapes de calcul.	160
Figure IV.116.	Résultat de calcul de coefficient de sécurité.	160
Figure IV.117.	Résultat de calcul de coefficient de sécurité.	161
Figure IV.118.	Valeurs des accélérations sismiques.	161
Figure IV.119.	Résultat de calcul de coefficient de sécurité.	162
Figure IV.120.	Résultat de calcul de coefficient de sécurité.	162
Figure IV.121.	Résultat de calcul de coefficient de sécurité.	162
Figure IV.122.	Résultat de calcul de coefficient de sécurité.	163
Figure IV.123.	Résultat de calcul de coefficient de sécurité.	163
Figure IV.124.	Résultat de calcul de coefficient de sécurité.	163
Figure IV.125.	Résultat de calcul de coefficient de sécurité.	164
Figure IV.126.	Résultat de calcul de coefficient de sécurité.	164
Figure IV.127.	Le déplacement horizontal après l'installation de pieu au milieu du versant.	166
Figure IV.128.	Les déformations de cisaillement.	167
Figure IV.129.	La contrainte de cisaillement.	167
Figure IV.130.	Le résultat de coefficient de sécurité.	168
Figure IV.131.	Les positions des cercles de glissements les plus critiques.	168
Figure IV.132.	Renforcement de terrain par deux pieux avec rabattement de la nappe.	169
Figure IV.133.	Renforcement de terrain par une série des pieux avec rabattement de la nappe.	169
Figure IV.134.	Modèle géométrique et le cercle le plus critique après renforcement.	170
Figure IV.135.	Valeur de coefficient de sécurité après renforcement.	170
Figure IV.136.	Valeur de coefficient de sécurité après renforcement.	170
Figure IV.137.	Valeur de coefficient de sécurité après renforcement.	171
Figure IV.138.	Renforcement de terrain par deux pieux avec rabattement de la nappe.	171
Figure IV.139.	Renforcement de terrain par une série des pieux avec rabattement de la nappe.	172
Figure IV.140.	Paramètre de calcul.	172
Figure IV.141.	La géométrie du talus avec bâtiment et la position du cercle de glissement.	172
Figure IV.142.	Résultat de calcul de coefficient de sécurité après renforcement.	173
Figure IV.143.	Les valeurs de la déformation.	173
Figure IV.144.	Valeur de l'accélération relative.	174
Figure IV.145.	La contrainte de cisaillement maximale.	174

Liste des tableaux

Tableau	Titre	Page
Tableau I.1.	Classification selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme.	10
Tableau I.2.	Classification selon la profondeur de la surface de glissement.	11
Tableau II.1.	Lithologie des sondages carottés.	37
Tableau II.2.	Classification des sites.	38
Tableau II.3.	Coupes de sondages à la tarière.	39
Tableau II.4.	Valeurs de (E/PL) et type de sol.	39
Tableau II.5.	Moyenne harmonique des valeurs des essais pressiométriques et classification du site.	40
Tableau II.6.	Lectures piézométrique.	41
Tableau II.7.	Résultats d'essai inclinométrique de (30/12/2019 au 09/03/2020).	42
Tableau II.8.	Les résultats des essais d'identification physique.	43
Tableau II.9.	Classification du sol selon l'indice I_p .	44
Tableau II.10.	État du sol en fonction de l'indice de consistance.	45
Tableau II.11.	Résultats des sols testés selon l'abaque de CASAGRANDE.	45
Tableau II.12.	Valeurs de C et ϕ Cisaillement rectiligne type (UU-CD).	46
Tableau II.13.	Valeurs de C et ϕ Essai triaxial.	47
Tableau II.14.	Résultats d'analyses chimiques.	47
Tableau II.15.	Les valeurs de V_p et V_s .	48
Tableau II.16.	Les modules dynamiques pour le SC 01.	50
Tableau II.17.	Valeurs des V_p et V_s pour chaque terrain.	51
Tableau II.18.	Classification des sols grenus.	53
Tableau III.1.	F_s en fonction de grandeur par rapport à une grandeur limite.	62
Tableau III.2.	Valeur de F_s en fonction de l'état de l'ouvrage.	62
Tableau III.3.	Résultats de calcul par la méthode de FELLINUS pour un sol sec.	75
Tableau III.4.	Résultats de calcul par la méthode de FELLINUS pour un sol saturé.	75
Tableau III.5.	Résultats de calcul par la méthode de Bishop pour un sol sec.	76
Tableau III.6.	Résultats de calcul par la méthode de Bishop pour un sol saturé.	77
Tableau III.7.	Résultats de calcul par la méthode de FELLINUS pour un sol sec.	78
Tableau III.8.	Résultats de calcul par la méthode de FELLINUS pour un sol saturé.	78
Tableau III.9.	Résultats de calcul par la méthode de Bishop pour un sol sec.	79
Tableau III.10.	Résultats de calcul par la méthode de Bishop pour un sol saturé.	79
Tableau III.11.	Résultats de calcul par la méthode de FELLINUS pour un sol sec.	80
Tableau III.12.	Résultats de calcul par la méthode de FELLINUS pour un sol saturé.	80
Tableau III.13.	Résultats de calcul par la méthode de Bishop pour un sol sec.	81
Tableau III.14.	Résultats de calcul par la méthode de Bishop pour un sol saturé.	82
Tableau III.15.	Résultats de calcul par la méthode de FELLINUS pour un sol sec.	83
Tableau III.16.	Résultats de calcul par la méthode de FELLINUS pour un sol saturé.	83

Tableau III.17.	Résultats de calcul par la méthode de Bishop pour un sol sec.	84
Tableau III.18.	Résultats de calcul par la méthode de Bishop pour un sol saturé.	84
Tableau III.19.	Coefficient d'accélération (RPA).	85
Tableau III.20.	Résultats de calcul par la méthode de FELLINUS pour un sol sec.	86
Tableau III.21.	Résultats de calcul par la méthode de FELLINUS pour un sol saturé.	86
Tableau III.22.	Résultats de calcul par la méthode de Bishop pour un sol sec.	87
Tableau III.23.	Résultats de calcul par la méthode de Bishop pour un sol saturé.	87
Tableau III.24.	Résultats de calcul par la méthode de FELLINUS pour un sol sec.	88
Tableau III.25.	Résultats de calcul par la méthode de FELLINUS pour un sol saturé.	88
Tableau III.26.	Résultats de calcul par la méthode de Bishop pour un sol sec.	89
Tableau III.27.	Résultats de calcul par la méthode de Bishop pour un sol saturé.	90
Tableau III.28.	Résultats de calcul par la méthode de FELLINUS pour un sol sec.	91
Tableau III.29.	Résultats de calcul par la méthode de FELLINUS pour un sol saturé.	91
Tableau III.30.	Résultats de calcul par la méthode de Bishop pour un sol sec.	92
Tableau III.31.	Résultats de calcul par la méthode de Bishop pour un sol saturé.	92
Tableau III.32.	Résultats de calcul par la méthode de FELLINUS pour un sol sec.	93
Tableau III.33.	Résultats de calcul par la méthode de FELLINUS pour un sol saturé.	94
Tableau III.34.	Résultats de calcul par la méthode de Bishop pour un sol sec.	95
Tableau III.35.	Résultats de calcul par la méthode de Bishop pour un sol saturé.	95
Tableau III.36.	Les valeurs de F_S pour tous les cas de calcul.	96
Tableau IV.1.	Propriétés des sols.	102
Tableau IV.2.	Caractéristiques des couches de sol.	128
Tableau IV.3.	Les valeurs des coefficients de sécurité obtenues.	165
Tableau IV.4.	Les résultats de la modélisation pour les différents cas après confortement.	174

Table des matières.



Table des matières

Dédicace	i
Remerciement	ii
Résumé	iii
ملخص	iv
Abstract	v
Liste des notations	vi
Liste des abréviations	vii
Liste des figures	viii
Liste des tableaux	xii
Table des matières	xvi
Introduction générale	2

Chapitre I : Étude bibliographique sur les mouvements des terrains

I.1. Introduction	5
I.2. Définition des mouvements des terrains	5
I.2.1. Les affaissements	5
I.2.2. Les tassements	5
I.2.3. Le retrait-gonflement	6
I.2.4. Fluage	6
I.2.5. Les effondrements	7
I.2.6. Les écroulements et les chutes de blocs	7
I.2.7. Les coulées boueuses	8
I.3. Classification du mouvement du terrain	8
I.3.1. Les mouvements lents et continus	8
I.3.2. Les mouvements rapides et discontinus	8
I.4. Les glissements des terrains	9
I.4.1. Glissements plan	9
I.4.2. Glissements rotationnelle	9
I.4.3. Glissements quelconque	10
I.5. Classification des glissements de terrain	10
I.6. Facteurs influent sur la stabilité des terrains	11
I.7. Exemple des mouvements des terrains	12
I.7.1. En Algérie	12
I.7.2. Dans le monde	13
I.8. Étude dynamique des mouvements des terrains	14
I.8.1. Méthode de calcul de stabilité dans les conditions dynamique	14
I.8.1.1 Méthode pseudo statique	14
I.8.1.2. Méthode des déplacements permanents	15
I.8.1.3. Méthode de Sarma (1973)	16

I.9. Les méthodes de confortements	16
I.9.1. Stabilisation par terrassement	17
I.9.2. Dispositifs de drainage	17
I.9.3. Protection superficielle	17
I.9.4. Stabilisation par renforcement	18
I.10. Conclusion	18

Chapitre II : Étude géologique, hydrogéologique et géotechnique de la région

II.1. Introduction	20
II.2. Situation géographique de la région	20
II.3. Cadre géologique	21
II.3.1. Géologie régionale	21
II.3.1.1. Domaine interne	21
II.3.1.2. Domaine des flyschs	22
II.3.1.3. Domaine externe	22
II.3.2. Géologie locale	24
II.3.2.1. Les terrains éruptifs	24
II.3.2.2. Terrains primaire	24
II.3.2.3. Terrains secondaire	24
II.3.2.4. Les terrains Tertiaires	25
II.3.2.5. Les terrains Quaternaires	26
II.4. La géomorphologie	28
II.5. L'hydrogéologie	30
II.5.1. Hydrogéologie régionale	30
II.5.2. Hydrogéologie locale	31
II.6. L'hydrologie	32
II.6.1. hydrographie	32
II.6.2. Précipitation	33
II.7. La sismicité	33
II.7.1. Classification parasismique	33
II.7.2. La sismo-tectonique et sismicité historique	34
II.8. Reconnaissances géotechniques	35
II.8.1. L'investigation in-situ	35
II.8.1.1. Sondages carottés	36
II.8.1.2. Essais pressiométriques	38
II.8.1.3. Niveau piézométrique	40
II.8.1.4. Essai inclinométrique	41
II.8.2. Identification au laboratoire	43
II.8.2.1. Essais physiques	43
a. Teneur en eau naturelle (w %)	43
b. Degré de saturation (S_r %)	43

c. Poids spécifique	43
d. Analyse granulométrie	44
e. Limite d'atterberg	44
II.8.2.2. Essais mécanique	45
a. Essais de cisaillement rectiligne à la boite	45
b. Essai cisaillement triaxial	46
II.8.2.3. Analyse chimique	47
II.9. Reconnaissance géophysique	47
II.9.1. Essai géophysique (Down-Hole)	48
II.9.2. Essais géophysique (sismique réfraction)	50
II.10. Classifications des terrains et des sols	52
II.10.1. Classification L.P.C	52
II.10.1.1. Les Sols grenus	53
II.10.1.2. Les sols fins	53
II.10.2. Classification selon (Règles Parasismiques Algérienne) 1999 /version 2003	55
II.10.2.1. Par les essais in situ	55
II.11. Problématique	55
II.12. Conclusion	58

Chapitre III : Méthodes classiques de calcul de stabilité des pentes.

III.1. Introduction	61
III.2. Notion du coefficient de sécurité	61
III.3. Les méthodes classiques du calcul de stabilité des pentes	63
III.3.1. Méthode analytiques	63
III.3.1.1. La méthode globale	63
III.3.1.1.1. La méthode de Taylor	63
III.3.1.2. Méthode des tranches	64
III.3.1.2.1. La méthode de FELLINUS	64
III.3.1.2.2. Méthode de BISHOP simplifiée	65
III.3.1.3. Méthodes de l'équilibre des moments et des forces	66
III.3.1.3.1. Méthode simplifiée de JANBU	66
III.3.1.3.2. Méthode de Morgenstern-Price [1965]	67
III.3.1.3.3. Méthode de spencer [1967]	68
III.3.2. Les méthodes basées sur les éléments finis	68
III.4. Choix de la méthode de calcul	69
III.5. Les différents types de rupture	70
III.5.1. Détermination du type de glissement et le cercle critique	72
III.5.2. Guide pour la localisation du cercle critique	72
III.6. Application pour le cas d'étude	72
III.6.1. Calcul A Long Terme ($\varphi' = 14^\circ$)	73
III.6.1.1. Calcul statique de coefficient de sécurité	74

III.6.1.1.1. Terrain vierge	74
III.6.1.1.1.1. Calcul par la méthode de FELLINUS	74
III.6.1.1.1.2. Calcul par la méthode de Bishop	76
III.6.1.1.2. Terrain avec terrassement	77
III.6.1.1.2.1. Calcul par la méthode de FELLINUS	77
III.6.1.1.2.2. Calcul par la méthode de Bishop	79
III.6.1.1.3. Terrain avec bâtiment	80
III.6.1.1.3.1. Calcul par la méthode de FELLINUS	80
III.6.1.1.3.2. Calcul par la méthode de Bishop	81
III.6.1.1.4. Terrain terrassé avec bâtiment	82
III.6.1.1.4.1. Calcul par la méthode de FELLINUS	82
III.6.1.1.4.2. Calcul par la méthode de Bishop	84
III.6.1.2. Calcul sous l'effet sismique de coefficient de sécurité	85
III.6.1.2.1. Terrain vierge	85
III.6.1.2.1.1. Calcul par la méthode de FELLINUS	85
III.6.1.2.1.2. Calcul par la méthode de Bishop	87
III.6.1.2.2. Terrain avec terrassement	88
III.6.1.2.2.1. Calcul par la méthode de FELLINUS	88
III.6.1.2.2.2. Calcul par la méthode de Bishop	89
III.6.1.2.3. Terrain avec bâtiment	90
III.6.1.2.3.1. Calcul par la méthode de FELLINUS	90
III.6.1.2.3.2. Calcul par la méthode de Bishop	92
III.6.1.2.4. Terrain terrassé avec bâtiment	93
III.6.1.2.4.1. Calcul par la méthode de FELLINUS	93
III.6.1.2.4.2. Calcul par la méthode de Bishop	94
III.6.1.3. Représentation des résultats obtenus	96
III.7. Conclusion	97

Chapitre IV : Modélisation numérique d'un glissement de terrain

IV.1. Introduction	100
IV.2. Présentation de programme PLAXIS	100
IV.2.1. Plan général de du programme PLAXIS	100
IV.2.2. Le modèle numérique du calcul de glissement par PLAXIS	101
IV.2.2.1. Définition des données	101
IV.2.2.2. La géométrie de modèle	101
IV.2.2.3. Les conditions aux limites	101
IV.2.2.4. Caractéristiques des matériaux	102
IV.2.2.5. Génération du Maillage	102
IV.2.2.6. Conditions initial	102
IV.2.2.7. Phasage de calcul	103
IV.2.2.8. Les résultats de la modélisation	104

IV.2.2.8.1. Dans le cas statique	104
a. Terrain vierge à l'état sec	104
b. Terrain vierge à l'état saturé	105
c. Terrain terrassé à l'état sec	106
d. Terrain terrassé à l'état saturé	107
e. Terrain avec bâtiment à l'état sec	109
f. Terrain avec bâtiment à l'état saturé	110
g. Terrain terrassé avec bâtiment à l'état sec	111
h. Terrain terrassé avec bâtiment à l'état saturé	112
IV.2.2.8.2. Dans le cas dynamique	115
a. Terrain vierge à l'état sec	116
b. Terrain vierge à l'état saturé	117
c. Terrain terrassé à l'état sec	118
d. Terrain terrassé à l'état saturé	119
e. Terrain avec bâtiment à l'état sec	120
f. Terrain avec bâtiment à l'état saturé	121
g. Terrain terrassé avec bâtiment à l'état sec	122
h. Terrain terrassé avec bâtiment à l'état saturé	123
IV.3. Présentation de Logiciel TALREN	125
IV.3.1. Les principales caractéristiques de TALREN 4	125
IV.3.1.1. L'interface graphique interactive	125
IV.3.1.2. La gestion du phasage	126
IV.3.1.3. La recherche automatique de surfaces de rupture	126
IV.3.1.4. Méthodes de calculs à la rupture (spirales logarithmiques)	126
IV.3.2. Présentation de l'étude	126
IV.3.3. Définition de la géométrie	127
IV.3.4. Définition des caractéristiques du sol	128
IV.3.5. Calcul dans le cas statique	128
IV.3.5.1. Phase 1 : Terrain vierge	128
IV.3.5.1.1. Situation 1 : État sec	128
IV.3.5.1.2. Situation 2 : État saturé	130
IV.3.5.2. Phase 2 : Terrain avec terrassement	131
IV.3.5.2.1. Définition et calcul de situation 1 : État sec	131
IV.3.5.2.2. Définition et calcul de situation 2 : État saturé	131
IV.3.5.3. Phase 3 : Terrain avec bâtiment	132
IV.3.5.3.1. Définition et calcul de situation 1 : État sec	132
IV.3.5.3.2. Définition et calcul de situation 2 : État saturé	133
IV.3.5.4. Phase 4 : Terrain terrassé avec bâtiment	133
IV.3.5.4.1. Définition et calcul de situation 1 : État sec	134
IV.3.5.4.2. Définition et calcul de situation 2 : État saturé	134
IV.3.6. Calcul dans le cas dynamique	134
IV.3.6.1. Phase 1 : Terrain vierge	135
IV.3.6.1.1. Calcul de situation 1 : État sec	135
IV.3.6.1.2. Calcul de situation 2 : État saturé	135

IV.3.6.2. Phase 2 : Terrain avec terrassement	136
IV.3.6.2.1. Calcul de situation 1 : État sec	136
IV.3.6.2.2. Définition et calcul de situation 2 : État saturé	136
IV.3.6.3. Phase 3 : Terrain avec bâtiment	137
IV.3.5.3.1. Calcul de situation 1 : État sec	137
IV.3.6.3.2. Calcul de situation 2 : État saturé	137
IV.3.6.4. Phase 4 : Terrain terrassé avec bâtiment	138
IV.3.6.4.1. Calcul de situation 1 : État sec	138
IV.3.6.4.2. Calcul de situation 2 : État saturé	138
IV.4. Présentation de Logiciel Geostudio 2012	138
IV.4.1. Calcul par Geoslope	139
IV.4.1.1. Dans le cas statique	140
a. Terrain vierge à l'état sec	140
b. Terrain vierge à l'état saturé	140
c. Terrain terrassé à l'état sec	141
d. Terrain terrassé à l'état saturé	141
e. Terrain avec bâtiment à l'état sec	142
f. Terrain avec bâtiment à l'état saturé	142
g. Terrain terrassé avec bâtiment à l'état sec	143
h. Terrain terrassé avec bâtiment à l'état saturé	143
IV.4.1.2. Dans le cas pseudo-statique	144
a. Terrain vierge à l'état sec	144
b. Terrain vierge à l'état saturé	145
c. Terrain terrassé à l'état sec	145
d. Terrain terrassé à l'état saturé	146
e. Terrain avec bâtiment à l'état sec	146
f. Terrain avec bâtiment à l'état saturé	147
g. Terrain terrassé avec bâtiment à l'état sec	147
h. Terrain terrassé avec bâtiment à l'état saturé	148
IV.4.1.3. Dans le cas dynamique	148
a. Terrain vierge	148
b. Terrain terrassé	149
c. Terrain vierge avec bâtiment	150
d. Terrain terrassé avec bâtiment	151
IV.5. Logiciel Geo05	152
IV.5.1. Calcul statique	153
IV.5.1.1. Terrain vierge à l'état sec	153
a. Introduction des données	153
b. Entrée des caractéristiques générales	154
c. Données du problème	154
d. Paramètre des matériaux	155
e. Phase de calcul	155
IV.5.1.2. Terrain vierge à l'état saturé	156
IV.5.1.3. Terrain terrassé à l'état sec	157
IV.5.1.4. Terrain terrassé à l'état saturé	157
IV.5.1.5. Terrain avec bâtiment à l'état sec	158
IV.5.1.6. Terrain avec bâtiment à l'état saturé	159

IV.5.1.7. Terrain terrassé avec bâtiment à l'état sec	160
IV.5.1.8. Terrain terrassé avec bâtiment à l'état saturé	161
IV.5.2. Calcul pseudo statique	161
IV.5.2.1. État vierge et sec	161
IV.5.2.2. État vierge et saturé	162
IV.5.2.3. État d'un terrain terrassé et sec	162
IV.5.2.4. État d'un terrain terrassé et saturé	163
IV.5.2.5. État d'un terrain avec bâtiment et sec	163
IV.5.2.6. État d'un terrain avec bâtiment et saturé	163
IV.5.2.7. État de terrassement avec bâtiment et sec	164
IV.5.2.8. État de terrassement avec bâtiment et saturé	164
IV.6. Représentation des résultats obtenus et interprétations	164
IV.7. Les méthodes de confortement proposées	166
IV.7.1. Cas statique	166
IV.7.1.1. Résultats de calcul obtenu avec Plaxis	166
IV.7.1.2. Résultats de calcul obtenu avec Geoslope	168
IV.7.1.3. Résultats de calcul obtenu avec Talren	168
IV.7.1.4. Résultats de calcul obtenu avec logiciel Geo5	169
IV.7.2. Cas pseudo-statique	170
IV.7.2.1. Résultats de calcul obtenu avec Plaxis	170
IV.7.2.2. Résultats de calcul obtenu avec Geoslope	171
IV.7.2.3. Résultats de calcul obtenu avec Talren	171
IV.7.2.4. Résultats de calcul obtenu avec logiciel Geo5	172
IV.7.3. Cas dynamique	173
IV.7.4. Interprétation des résultats	175
IV.8. Conclusion	175
Conclusion générale et recommandations	177
Références bibliographique	181
Annexe	I

*Introduction
générale.*



Introduction générale

L'analyse de la stabilité des pentes est l'un des importants sujets de recherche dans le domaine de l'ingénierie géotechnique. La modélisation des glissements de terrains est complexe et demeure encore aujourd'hui un thème de recherche inachevé.

Les glissements de terrain sont des phénomènes naturels qui se produisent dans les régions montagneuses caractérisées par une morphologie accidentée. Ils provoquent des dommages importants aux ouvrages et aux constructions, avec un impact économique sensible. Ils surviennent à la suite d'un événement naturel (forte pluie, érosion et séisme) où est la conséquence plus ou moins directe d'actions de l'homme, telles que travaux de terrassements ou déforestation et peuvent détruire des édifices et des constructions et causent parfois des décès.

Ces phénomènes se développent dans un massif de sols meubles ou dans des formations argileuses tendres et se produisent dans des circonstances très variées.

Aujourd'hui, ce problème constitue l'une des préoccupations majeure des ingénieurs chargés de la conception des ouvrages en Algérie vu sa fréquence importante surtout au nord algérien qui est réputé pour ses mouvements de terrain multiples à cause de son caractère géologique, géomorphologique, sismique et climatique. Ces phénomènes sont constatés dans divers régions tel que : Alger, Bejaia, Tipaza... etc.

Les méthodes utilisées pour traiter le problème de stabilité des pentes reposent sur des approches statiques simples (calcul en équilibre limite par la méthode des tranches). Ces approches, quoique pratiques, ne sont pas rigoureuses, le calcul numérique (méthode des éléments finis...) conduit à une meilleure maîtrise du problème de stabilité des pentes.

L'analyse d'un terrain par la méthode pseudo statique consiste à remplacer l'action du tremblement de terre par une force stique constante proportionnelle à l'accélération de l'évènement et appliqué à une masse de sol potentiellement instable.

Ce travail est basé sur l'étude de la stabilité des terrains par différentes méthodes à s'avoir analytiques et numériques au niveau du Centre de Recherche en Economie Appliquée pour le Développement (**CREAD**) dans la wilaya de Tipaza qui soumis à des sollicitations statiques et dynamiques sous différentes conditions hydrogéologiques et géomorphologies à

l'aide des méthodes classiques en utilisant plusieurs code de calcul en élément finis et équilibre limite (PLAXIS V8.2, GEO 5, GEOSLOPE et TALREN 4) et de proposées les méthodes et les moyens les plus adéquats de confortements.

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

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

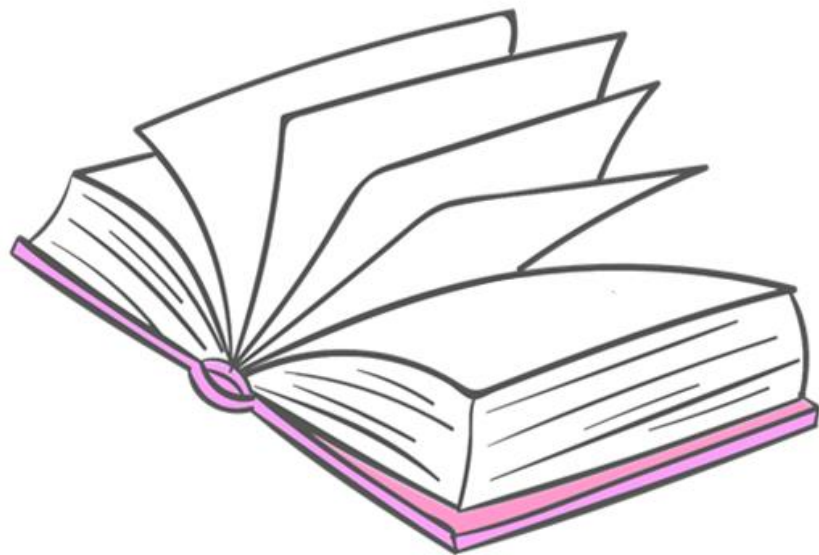
Dans le troisième chapitre, nous présentons les méthodes classiques d'étude de la stabilité des pentes avec quelques notions sur le coefficient de sécurité FS, munie d'une application numérique en utilisant les méthodes analytiques (méthode des tranches) selon plusieurs configurations à l'aide des deux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

Dans le quatrième chapitre on a introduira une approche nous permettant de donner un modèle de ce glissement 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, Geo5 et Talren afin de comparer les résultats de calcul manuel et au logiciel et de vérifier le système de confortement.

Finalement, une conclusion générale est présentée avec des recommandations.

Chapitre I:

*Étude
bibliographique
sur les
mouvements des
terrains.*



I. 1. Introduction

Les mouvements des terrains touchent des nombreuses régions du globe terrestres, notamment l'Algérie. Dans ce chapitre on s'intéresse de l'étude de ces phénomènes par la définition et la description de leurs types selon la vitesse (rapide, lent) ; ensuite on présente les principaux facteurs qui influent sur la stabilité des terrains (géologique, hydrogéologique et sismique...etc.). Puis on cite quelques exemples sur les mouvements de terrain survenus dans l'Algérie et dans le monde et les méthodes dynamiques de calcul de stabilité des pentes. Enfin termine par donner les principales techniques de confortement.

I. 2. Définition des mouvements des terrains

Les mouvements des terrains sont des phénomènes naturels d'origines très diverses, naturelle (gel-dégel, séisme, forte pluie.. etc.) ou anthropique (vibrations, terrassement... etc.), résultant de la déformation, de la rupture et du déplacement du sol ou du sous-sol. Ils sont en fonction de la nature et de la disposition des couches géologiques. Ils créent des risques à la vie et aux constructions. [1][2]

Ces phénomènes comprennent diverses manifestations, lentes ou rapides en fonction des mécanismes initiateurs, des matériaux considérés et de leurs structures. [3]

I. 2.1. Les affaissements

Sont des dépressions topographiques en forme de cuvette plus ou moins profonde due au fléchissement lent et progressif des terrains de couverture, avec ou sans fractures ouvertes, consécutives à l'évolution d'une cavité souterraine. Il n'y a pas de rupture en surface. [1]

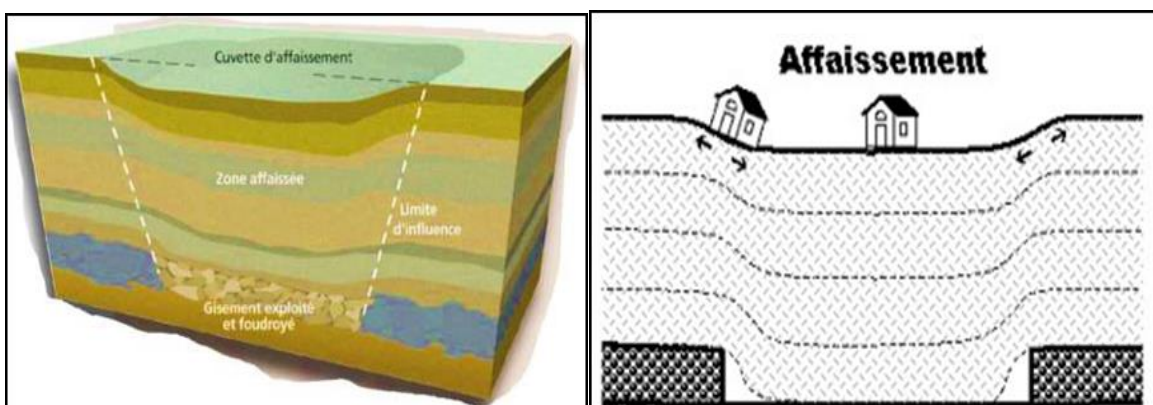


Figure I.1. Affaissement de terrain. [1]

I. 2.2. Les tassements

Il s'agit d'une diminution de volume du sous-sol sous l'effet des charges appliquées et de l'assèchement. Ces tassements affectent surtout des terrains vaseux, argileux ou tourbeux,

Chapitre I : Étude bibliographique sur les mouvements des terrains.

s'appuyant sur des couches aquifères (sables, graviers, alluvions, colluvions, etc.) .Ces phénomènes peuvent être de grande extension. [4]

I. 2.3. Le retrait-gonflement

Le phénomène de retrait-gonflement se manifeste dans les sols argileux, il est lié aux variations en eau du terrain. Lors des périodes de sécheresse, le manque d'eau entraîne un tassement irrégulier du sol en surface : on parle de retrait. À l'inverse, un nouvel apport d'eau dans ces terrains produit un phénomène de gonflement. [4]

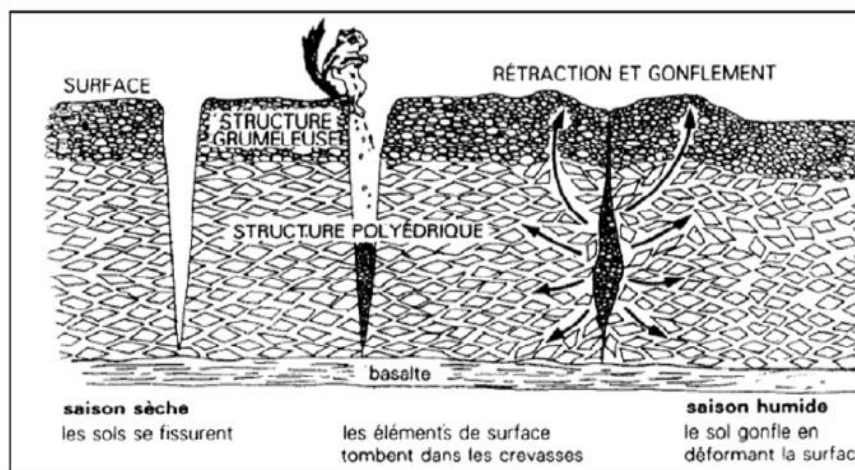


Figure I.2. Phénomène de retrait de gonflement. [4]

I. 2.4. Le fluage

Les phénomènes de fluage correspondent à des mouvements lents, il est difficile de mettre en évidence une surface de rupture.

Le mouvement se produit généralement sans modification des efforts appliqués contrairement au glissement. En fait, le matériau est sollicité à un état proche de la rupture. [5]

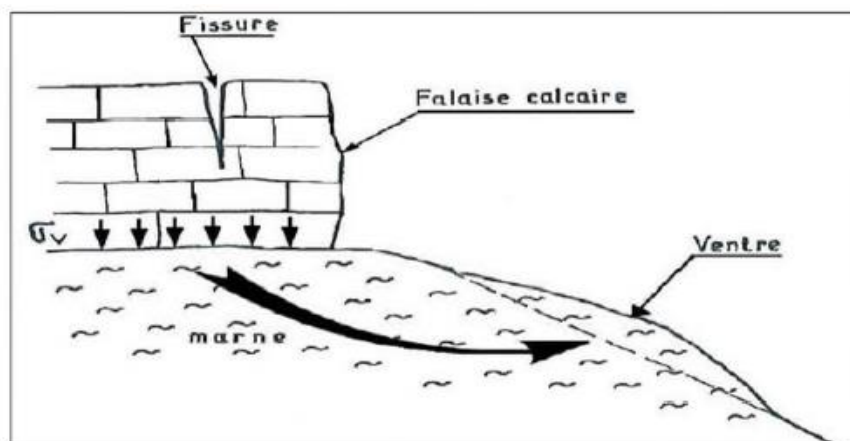


Figure I.3. Phénomène de fluage. [6]

I. 2.5. Les effondrements

Sont des déplacements verticaux instantanés de la surface du sol par rupture brutale de cavités souterraines préexistantes, naturelles ou artificielles (mines ou carrières), avec ouverture d'excavations. [7]

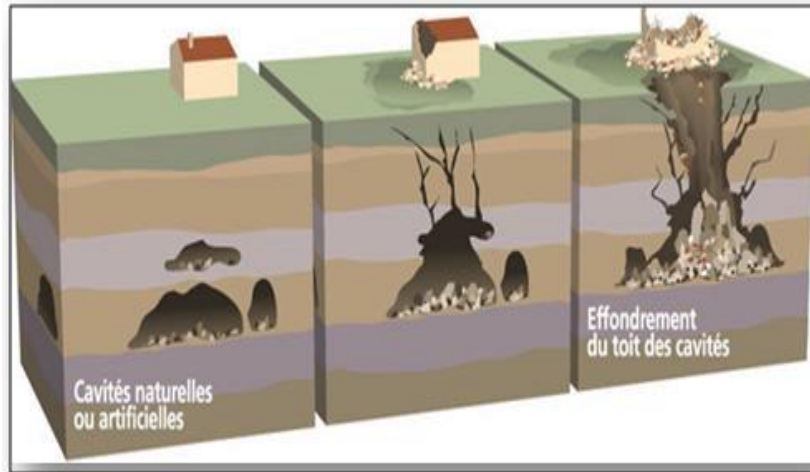


Figure I.4. Effondrements des cavités souterraines. [8]

I. 2.6. Les écroulements et les chutes de blocs

Ce sont des chutes soudaines de masses rocheuses. On utilise le terme de chute de pierres pour le détachement de quelques unités de volume inférieur à 1m^3 ou chute de blocs pour un volume supérieur.

Le terme écroulement est utilisé quand il s'agit de la chute soudaine d'une masse rocheuse qui se détache d'une paroi en se désorganisant.

Les chutes de blocs sont des mouvements ponctuels en milieu rocheux fracturé et fissuré.

[9]

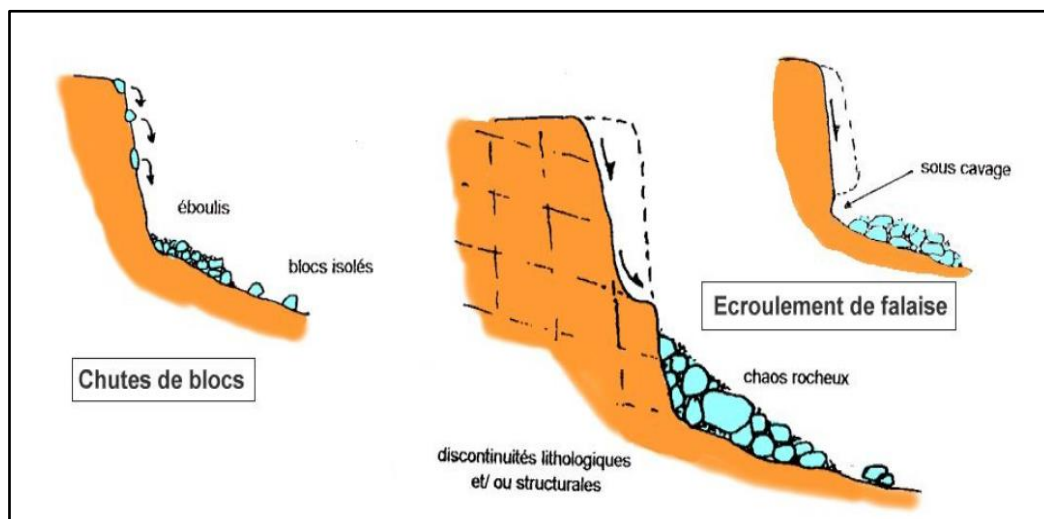


Figure I.5. Écroulements et chutes de blocs. [10]

I. 2.7. Les coulées boueuses

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.

Leurs matériaux sont généralement des matériaux meubles (argiles, limons à blocs, terrain d'altération). [3]

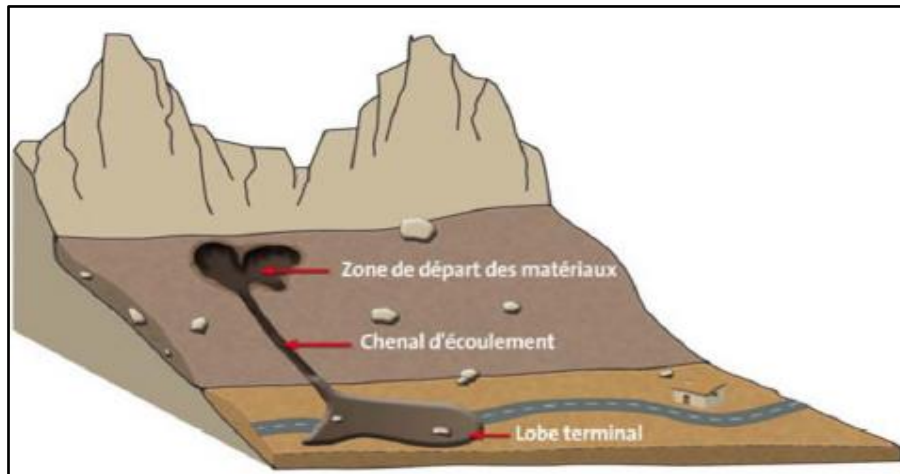


Figure I.6. Les coulées de boue. [1]

I. 3. Classification du mouvement du terrain

De nombreuses classifications ont été proposées pour rendre compte de la diversité des mouvements de terrain. Les principaux critères de classification retenus sont :

- Types de terrains affectés;
- Types de mouvements;
- Vitesse des processus;
- Taux de remaniement des matériaux après le mouvement. [9]

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

I. 3.1. Les mouvements lents et continus

Pour lesquels la déformation est progressive et présente souvent des phases d'évolution lentes par fois accompagnée de rupture mais en principe d'aucune accélération brutale. Ils regroupent : l'affaissement, le tassement, le glissement, le fluage, le retrait-gonflement et le fauchage. Ils touchent principalement les biens, à travers la fissuration des constructions. [1]

I. 3.2. Les mouvements rapides et discontinus

Se propageant de manière brutale et soudaine. Ils regroupent les écroulements l'effondrement, les chutes de pierres et de blocs 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. [1]

I. 4. Les glissements des terrains

Un glissement de terrain correspond à un déplacement généralement lent sur une pente d'une masse de terrains meubles, ou rocheux le long d'une surface de rupture dite surface de cisaillement, de volume et d'épaisseur variables : quelques mètres cubes dans le cas du simple glissement de talus ponctuel à quelques millions de mètres cubes dans le cas d'un mouvement de grande ampleur pouvant concerner l'ensemble d'un versant.

Le mouvement est engendré par l'action de la gravité, des forces extérieures (hydraulique, ou sismique), ou d'une modification des conditions aux limites. [11][12]

Selon la forme de la surface de rupture, on distingue trois types de glissements :

I. 4.1. Glissements plan

Ils se produisent lorsqu'existe une surface topographique pouvant guider une rupture plane : couche de caractéristiques médiocres, contact manteau d'altération –substratum, il s'étend sur une surface très vaste allant jusqu'à 30 km². L'épaisseur des masses glissées peut atteindre plusieurs dizaines de mètres, il se produit surtout en milieu rocheux. [13]

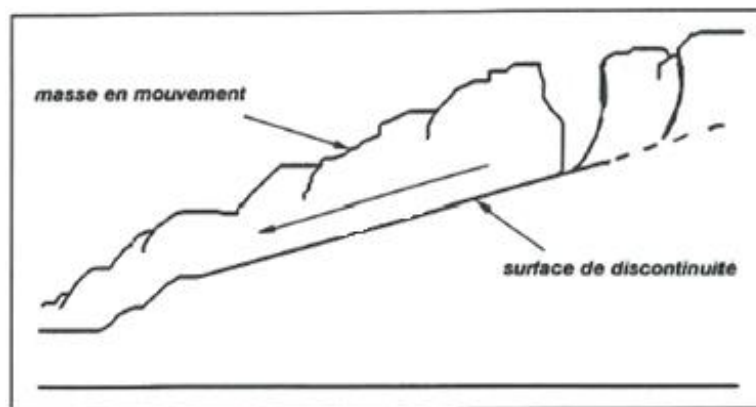


Figure I.7. Schéma typique d'un glissement plan. [14]

I. 4.2. Glissements rotationnel

Ils sont caractérisés par un basculement de la masse glissée, le long d'une surface de rupture dont la forme est parfois assimilable à un cylindre à directrice circulaire. Habituellement les glissements de ce type sont de faible volume et le déplacement des matériaux est limité. Ils se produisent principalement dans des terrains homogènes et isotropes. [15]

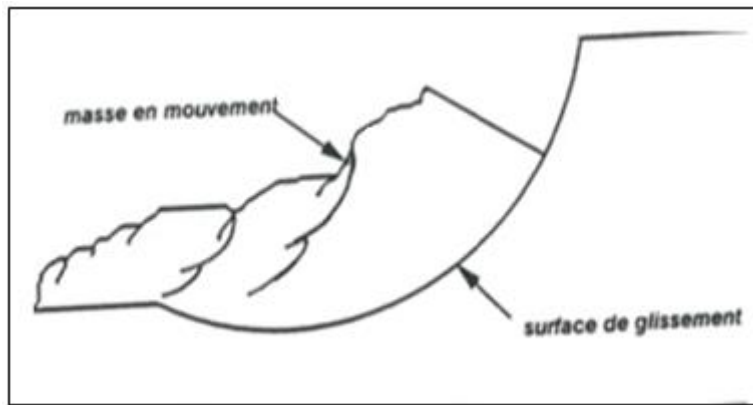


Figure I.8. Schéma typique d'un glissement rotationnel. [14]

I. 4.3. Glissements quelconque

Lorsque le sol est hétérogène ou anisotrope il peut y avoir formation de glissements "complexes" dont certaines parties correspondent à des mouvements rotationnels et d'autres à des mouvements plans. Les volumes des masses en mouvement varient de quelques mètres cubes à plusieurs dizaines de millions de mètres cubes. [15]

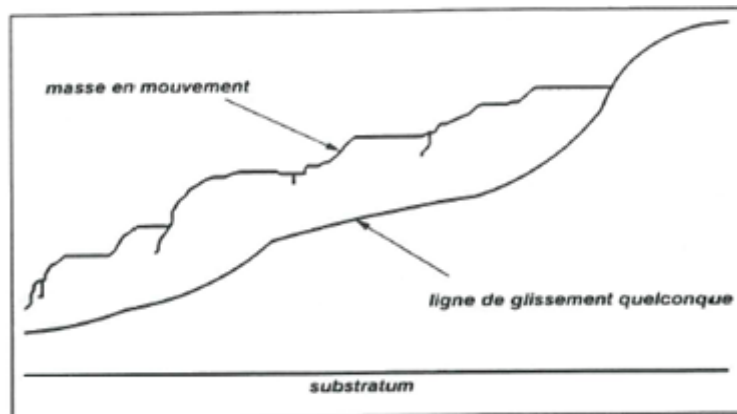


Figure I.9. Glissement de forme quelconque. [14]

I. 5. Classification des glissements de terrain

Les glissements des terrains peuvent être classés en fonction de la profondeur de leur surface de glissement et de la vitesse moyenne du mouvement. [16]

Tableau I.1. Classification selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme.

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

Tableau I.2. Classification selon la profondeur de la surface de glissement.

Glissement	Surface de Glissement
Superficiel	0- 2 m
Semi-Profond	02-10 m
Profond	10-30 m
Très Profond	> 30 m

I. 6. Facteurs influent sur la stabilité des terrains

Au cœur du processus de formation d'un mouvement de terrain, le passage de l'état de stabilité de la masse de sol à l'état d'instabilité relevé de causes nombreux et variées.

On distingue plusieurs facteurs qui influencent 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.

Les principaux facteurs qui sont à l'origine du mouvement et de son évolution sont les suivants : [17]

➤ Géologiques

- Lithologie des formations (composition, texture, granulométrie, caractères) ;
- Situation tectonique ;
- Spécificités structurales et texturales des terrains ;
- Propriétés mécaniques des terrains.

➤ Hydrogéologiques

- Eaux superficielles qui traversent le terrain (ruissellement) ou se situent à proximité d'une source ;
- 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 au cisaillement ;
- Cohésion des sols et des roches ;
- Angle de frottement interne.

➤ Géographiques et climatiques

- Relief du site ;
- Régime des précipitations ;

Chapitre I : Étude bibliographique sur les mouvements des terrains.

- Régime des températures ;
- Conditions spécifiques du gel-dégel.

➤ Géométrie

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

➤ Facteurs anthropiques

L'homme, par ses nombreuses interventions lors de travaux d'aménagement, intervient surtout dans la modification morphologique du massif rocheux et des conditions hydrauliques initiales. L'action anthropique peut être distinguée :

- Par l'activité humaine : surexploitation ;
- Par l'urbanisation. [13]

➤ Facteurs sismiques

Les sollicitations sismiques peuvent être la cause de glissement de terrain, deux phénomènes entrent en jeu dans ce cas :

- La liquéfaction des limons et sable fins saturé susceptible de provoquer le glissement des formations sous-jacent
- La force inertielle déstabilisatrice due au séisme lui-même. [18]

I. 7. Exemple des mouvements des terrains

I. 7.1. En Algérie

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



Figure I.10. Glissement de Mila (7 Août 2020). [19]

Chapitre I : Étude bibliographique sur les mouvements des terrains.

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



Figure I.11. Effondrement de Casbah (5juin 2020). [20]

I. 7.2. Dans le monde

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

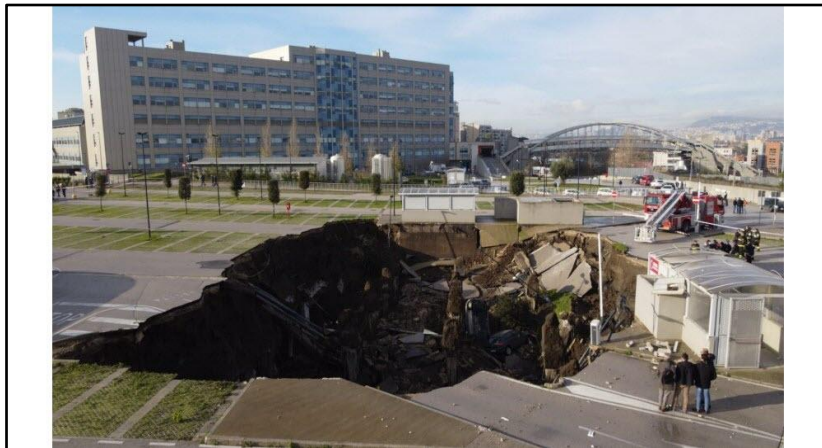


Figure I.12. Effondrement de terrain à Naples (8 janvier 2021). [21]

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



Figure I.13. Éboulement au Nord-Est d'Italie (5 janvier 2021). [21]

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



Figure I.14. Glissement terrains en Colombie (10 Novembre 2020). [21]

I. 8. Étude dynamique des mouvements des terrains

Toute méthode d'analyse de stabilité des pentes sous sollicitations sismiques doit permettre de prendre en compte sous une forme ou une autre le chargement volumique dû au séisme. Les séismes agissent sur un terrain en pente de deux façons, en jouant sur les forces d'inertie qui perturbent les équilibres des poids, et en modifiant le comportement du sol, (Liquéfaction, ramollissement, fatigue...).

I. 8.1. Méthode de calcul de stabilité dans les conditions dynamique

I. 8.1.1. Méthode pseudo statique

La méthode pseudo-statique est l'approche la plus simple pour évaluer la stabilité d'une pente sous les vibrations d'un tremblement de terre. Dans son exécution, la méthode d'équilibre limite est modifiée pour inclure les forces sismiques statiques horizontales et verticales (Figure I.15), qui sont employées pour simuler les forces à inertie potentielle dues à l'accélération au sol lors d'un tremblement de terre. Les magnitudes des forces pseudo-statiques sont :

$$F_h = \frac{a_h w}{g} = k_h w \quad (\text{II.1})$$

$$F_v = \frac{a_v w}{g} = k_v w \quad (\text{II.2})$$

Où :

$\mathbf{a}_h, \mathbf{a}_v$: Sont respectivement les accélérations pseudo-statiques horizontale et verticale ;

$\mathbf{k}_h, \mathbf{k}_v$: Sont respectivement les coefficients sismiques horizontal et vertical ;

\mathbf{W} : Est le poids de la masse de rupture.

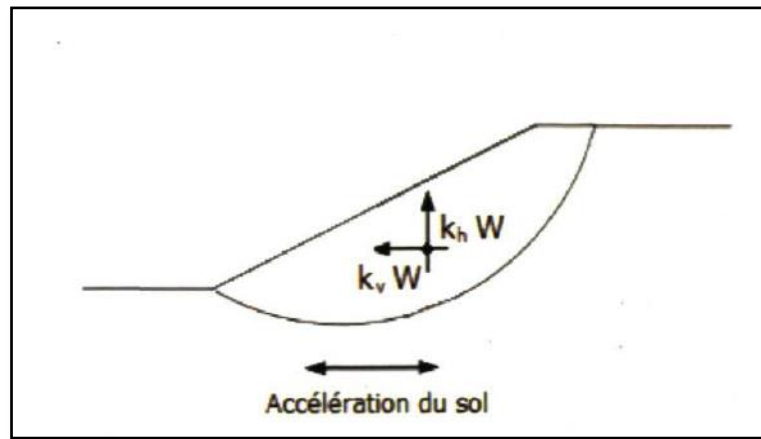


Figure I.15. Analyse pseudo-statique d'équilibre limite pour les charges sismiques. [22]

Typiquement, la force sismique est prévue pour agir dans la direction horizontale seulement ($k_v = 0$), induisant dans la pente une force d'inertie $k_h W$. Le coefficient de sécurité CS est alors calculé en suivant les méthodes conventionnelles. La plus grande difficulté avec cette procédure est le choix d'un coefficient sismique approprié donnant une valeur du coefficient de sécurité CS acceptable.

La magnitude du coefficient sismique (k_h) devrait effectivement simuler la nature des forces prévues de tremblement de terre, lesquels dépendront de : l'intensité du tremblement de terre, la durée du tremblement, le contenu fréquentiel. Naturellement, dans un jugement très conservateur, il est possible de choisir un coefficient sismique qui est égal à l'accélération maximale au sol prévue à la pente. Cependant, ce conservatisme introduira ensuite une évaluation très peu économique.

Les résultats de l'analyse pseudo-statique peuvent être présentés sous forme d'un graphique liant le coefficient sismique au facteur de sécurité. Il est possible ainsi de déterminer le coefficient critique k_y qui correspond à un facteur de sécurité égale à l'unité. [22]

I. 8.1.2. Méthode des déplacements permanents

La méthode des déplacements permanents a été proposée par Newmark (1965) et consiste à cumuler les glissements d'un bloc rigide le long d'une pente causés par le dépassement d'une accélération critique (k_y) sur l'accélérogramme d'un séisme. Cette accélération critique est déterminée par équilibre limite et le déplacement causé par un séisme se calcule en intégrant les zones excédant cette accélération critique sur un accélérogramme. À des fins de conception, Makdisi et Seed (1977) vient améliorer la méthode de Newmark avec la proposition de tenir compte de la flexibilité de l'ouvrage par une évaluation de sa réponse dynamique. [23]

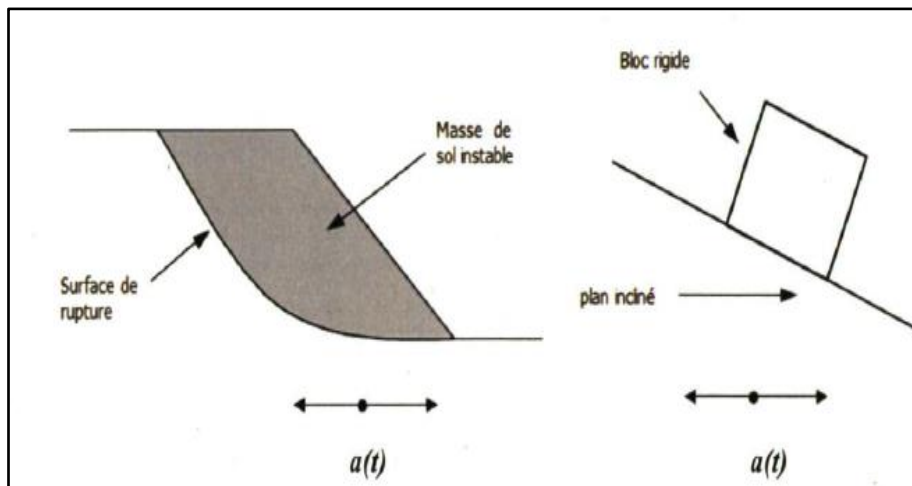


Figure I.16. Analogie entre une pente potentielle instable et un bloc rigide sur un plan incliné.

[22]

I. 8.1.3. Méthode de Sarma (1973)

Sarma (1973) a développé une méthode pour une tranche verticale ou non pour les blocs de sol. Cette méthode satisfait les deux conditions d'équilibre. En outre, la relation entre les forces inter-tranche est assumée comme un processus linéaire de Mohr-Coulomb.

Les forces inter-tranches sont ajustées jusqu'à ce que le coefficient de sécurité pour l'équilibre des forces et des moments soit satisfait.

En générale, la méthode de Sarma :

- Tien compte à la fois de la force et des forces inter-tranches de cisaillement ;
- Satisfaire à la fois l'équilibre des forces et des moments.

Dans sa méthode, Sarma calcule l'accélération horizontale qui met la pente en rupture. Pour cela, il introduit une fonction entre les contraintes normale et tangentielle inter tranches qui dépend de la poussée latérale des terres, et résout toutes les équations d'équilibre.

Plus tard, Sarma modifia sa méthode pour autoriser les tranches non verticales, et on peut alors chercher l'accélération horizontale minimale mettant la pente en rupture en faisant varier l'inclinaison des tranches.

On retrouve le coefficient de sécurité habituel en réduisant la résistance du sol jusqu'à ce que l'accélération horizontale mettant la pente en rupture soit nulle. [22]

I. 9. 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. 9.1. 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). [18]

I. 9.2. 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 subhorizontaux, 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 subhorizontaux. [18]

I. 9.3. 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, responsable 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. [24]



Figure I.17. Exemple de talus de déblai dans des sols de la matrice meuble érodés – CW Boukerdane TIPAZA. [24]

I. 9.4. 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. [25]

I. 10. Conclusion

Les mouvements des terrains forment un enjeu majeur pour les ouvrages proches ou situés sur falaises, talus ou pentes. Un glissement de terrain peut occasionner de lourds dégâts, souvent irréversibles.

La connaissance des différentes formes de phénomènes d'instabilités des versants et leur influence aident à mieux de comprendre et avoir une vision élargie de ce phénomène (géométrie, formes d'instabilité, différentes caractéristiques, ampleur...etc.) et permet de découvrir les solutions et la protection des matérielle ou humaines d'après une étude de stabilité par différentes méthodes de calcul.

Chapitre II:

*Étude géologique,
hydrogéologique
et géotechnique
de la région.*



II. 1. Introduction

Dans tous les projets de constructions, les moyennes de reconnaissances, géologique géomorphologique, hydrogéologique, géotechnique et la sismicité permet de comprendre les conditions de terrain qui constituent des facteurs de prédisposition du site au problème de glissement. Ainsi, les paramètres ayant conduit à la rupture de l'équilibre initial du site pourront être définis. Dans ce chapitre nous présentons les différentes données obtenues qui sont issues des travaux effectués sur la région d'étude ainsi que nos observations sur site, dans le but de préparer le terrain pour la compréhension et la mise en œuvre des solutions fiables à des problèmes complexes d'instabilité mécanique affectant la zone.

II. 2. Situation géographique de la région

La commune de Tipaza érigée chef-lieu de wilaya, se situe dans les confins Ouest de Sahel d'Alger et dans la partie Est du massif du Chenoua et la vallée de l'oued Nador, elle se trouve à 80 km d'Alger. Le territoire de la Wilaya de Tipaza couvre une superficie 1707 km². Elle est limitée géographiquement par :

- Au Nord par la mer méditerranée ;
- Les Communes de Sidi Rached et de Nador au sud ;
- La commune d'Ain Tagourait à l'Est ;
- La commune de Cherchell à l'Ouest. [26]



Figure II.1. Situation géographique de la commune de Tipaza. [27]

II. 3. Cadre géologique

II. 3.1. Géologie régionale

La région d'étude fait partie de la zone plissée de l'Atlas tellien ce dernier appartient aux zone externe de la chaîne des maghrébines, qui résulte probablement de la convergence et la collision d'un élément de la marge Sud européenne avec la marge Nord-africaine.

Du Sud au Nord la chaîne des maghrébines constituées par les nappes et les structures qui sont issues de ces trois domaines paléogéographiques suivant :

- ✓ Domaine interne ;
- ✓ Domaine des flysch ;
- ✓ Domaine externe.

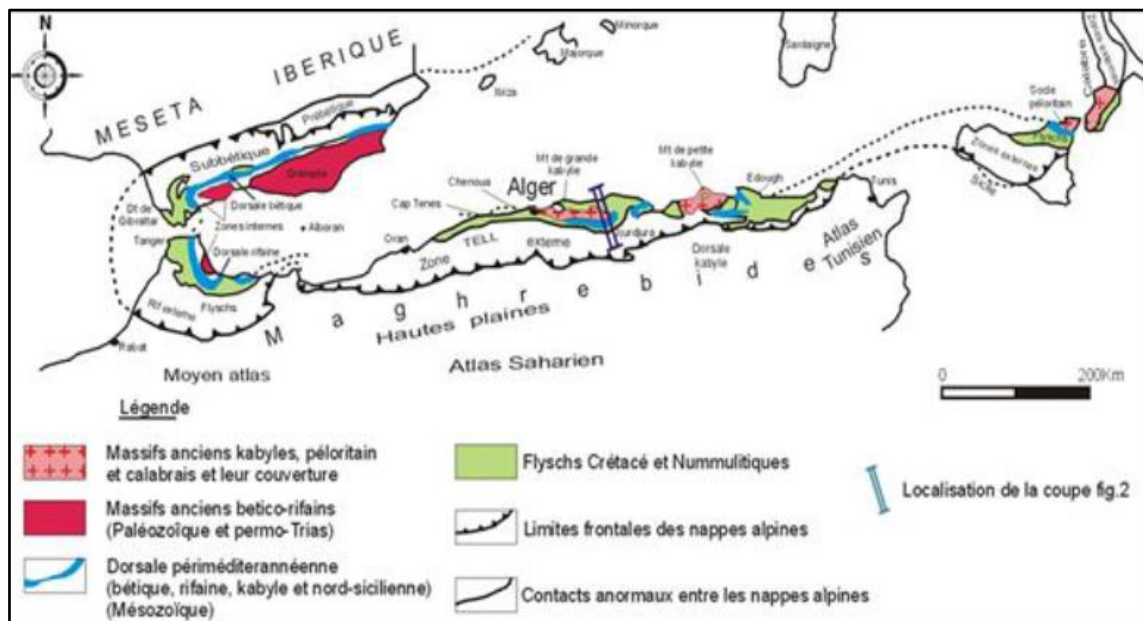


Figure II.2. Les grands domaines d'origine alpine en méditerranée occidentale. [28]

II. 3.1.1. Domaine interne

En Algérie, il s'agit du socle kabyle limité par la dorsale kabyle au Sud. Le socle kabyle regroupe l'affleurement d'un socle métamorphique caractérisé par des formations cambriennes (granulite, phyllade, gneiss) et une couverture sédimentaire du paléozoïque au tertiaire tandis que la dorsale kabyle représente une bande étroite de formations sédimentaires secondaires et tertiaires.

➤ Socle kabyle

Il comprend trois ensembles lithologiques :

- Un ensemble cristallophyllien inférieur, formé de gneiss à intercalations, parfois puissant, de marbre et d'amphibolites ;

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

- Un ensemble cristallophyllien supérieur, comportant des schistes ou phyllades, des grés...etc.) ;
- La couverture sédimentaire paléozoïque du socle cristallin, peu ou pas métamorphique, dont les séries comprennent des termes de l'ordovicien, du silurien, du dévonien, ainsi du carbonifère inférieur.

II. 3.1.2. Domaine des flyschs

La complexité structurale de la zone des flysch ainsi que la pauvreté de celle-ci en fossiles, ils ont été longtemps mal connus J.F.Raoult (1969) distingue :

- ✓ Les flyschs mauritaniens ;
- ✓ Les flyschs messaliens ;
- ✓ La nappe numidienne.

➤ Les flyschs mauritaniens

C'est une seule série qui contient de bas en haut :

- Des radiolarites rouges du Malm avec un flysch argilo – gréseux d'âge crétacé inférieur ;
- Des calcaires conglomératiques ou micro conglomératiques à bandes silicifiées blanches d'âge Crétacé supérieur ;
- Des formations conglomératiques et micro conglomératiques d'âge Yprésien.

➤ Les flyschs massyliens

Flysch argilo-quartzitique d'âge Crétacé inférieur avec des Phtanites du Cénomaniens suivi par une alternance d'argiles et de micro-brèches du Crétacé supérieur.

➤ Le flysch numidien

Flysch gréseux Oligo-aquitaniens, qui atteint le Burdigalien inférieur se dépose en discordance sur les premiers contacts tectoniques séparant les unités du domaine interne et la nappe du flysch mauritanien.

II. 3.1.3. Domaine externe

Le domaine externe représente la marge téthysienne du continent africain, on peut distinguer deux grands types de séries:

- ✓ Les séries telliennes ;
- ✓ Les séries de l'avant pays.

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

➤ Les séries telliennes

Il s'agit de séries très épaisses à dominante marneuse d'âge jurassique à éocène lui-même subdivisé en trois grandes unités (J.M.Vila 1980) qui sont du nord vers le sud.

- Les unités ultras telliennes;
- Les unités telliennes sensu stricto ;
- Les unités péni-telliennes. [28]

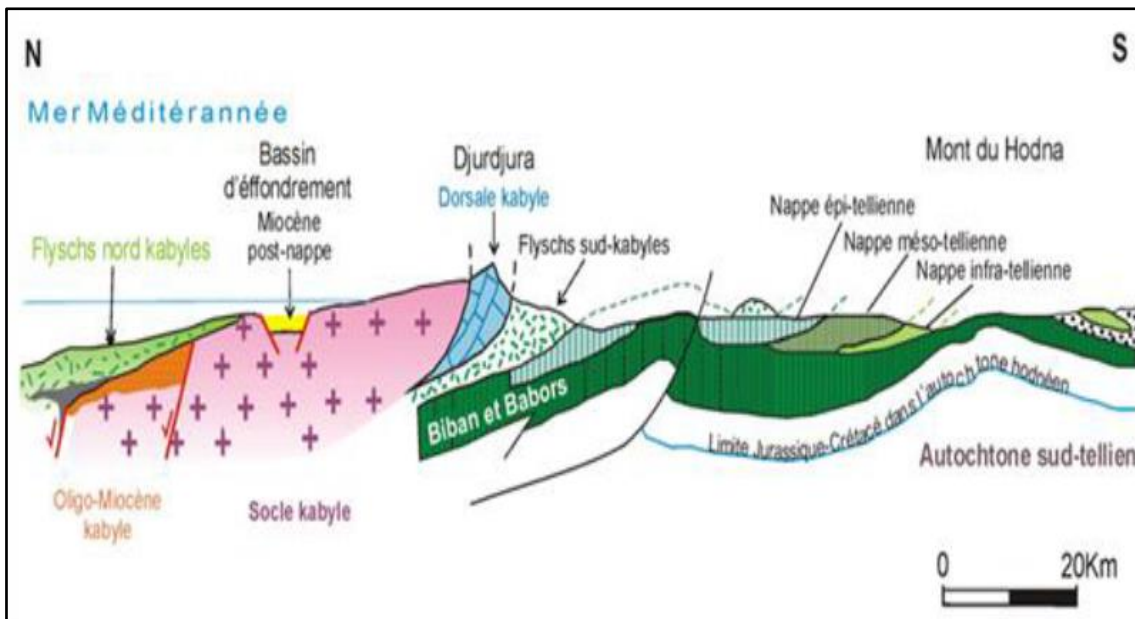


Figure II.3. Les grands ensembles de l'édifice structural alpin de l'Algérie du Nord orientale.

[28]

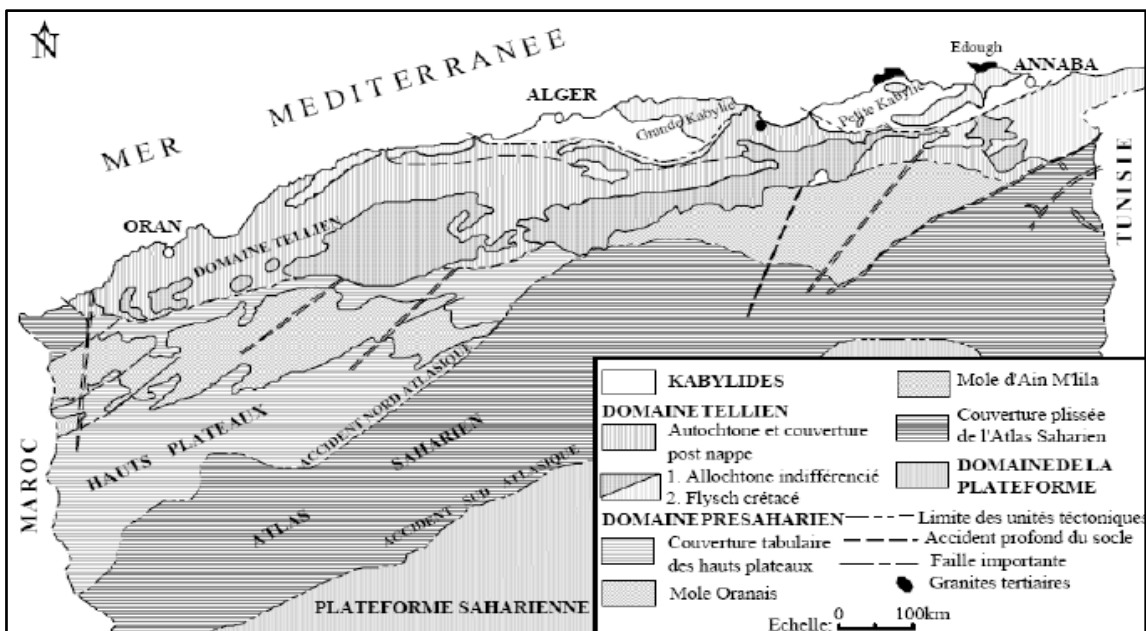


Figure II.4. Cadre structural schématique de l'Algérie (Wildi 1983). [29]

II. 3.2. Géologie locale

La région de TIPAZA se situe dans la partie centrale du Sahel, elle présente une région dont l'étendu suivant le littoral est de 150 Km au centre Nord de ce territoire le massif de Chenoua culmine à 900 m d'altitude, au Sud-Ouest se dresse le massif de Bouimaad qui appartient à l'Atlas Blidien.

La litho stratigraphie de la région se répartie sur les structures suivantes :

- ✓ Terrains éruptifs ;
- ✓ Terrains primaire ;
- ✓ Terrains secondaire ;
- ✓ Terrains Tertiaires ;
- ✓ Terrains quaternaire.

II. 3.2.1. Terrains éruptifs

Ils n'apparaissent qu'en pointements de faible superficie en bordure du littoral. Ils sont représentés par des Granites, Granodiorites au sud de Hadjret En Nous et des Syénites près de Cherrhell, des liparites quartzifères et feldspathiques et dacites sur le flanc sud du Chenoua.

Les affleurements sont plus importants sur la bordure du bassin synclinal Miocène de Menaceur où la roche est surtout constituée d'Angitendésites, où prospère la forêt de chaîne liège.

Toutes ces roches éruptives fournissent des sols non calcaires, siliceux très caillouteux et superficiels à vocation strictement forestière.

II. 3.2.2. Terrains primaire

Ils ne sont présents que sur la moitié du Nord du Mont du Chenoua. Le Dévonien y est représenté par une série de schistes noirs, micro brèches et grès et le Permien par des conglomérats à éléments siliceux, grès variés et argiles rouges.

II. 3.2.3. Terrains secondaire

Les terrains secondaires représentés par :

a. Le Trias

Il forme des pointements isolés assez nombreux dans la partie Est du Zaccar et dans le mont de Chenoua. Il est formé de calcaires jaunâtres, d'argiles rouges ou bariolées et de dolomie.

b. Le Jurassique

Il est formé de calcaire dur comportant quelque fois silex et constitue les lignes de crêtes, les pics et les falaises abrupts. On rencontre cette formation sur le versant Est du Chenoua dépourvu de sols et de couverture végétale.

c. Le Crétacé

Il se décompose en trois étages distincts.

✓ **Le Crétacé inférieur**

Constitue les massifs centraux et les lignes de crêtes du Zaccar (Dj. Bou Maad). Il est composé de schistes, de grès, de quartzites et de calcaires.

L'Albien, formé d'argiles brunes gréseuses et de grès quartziteux, se rencontre surtout dans la forêt de Tizi Franco et de Bou Harb. Cette formation apparaît également au Sud de Menaceur où le chêne liège prolifère sur des grès.

✓ **Le Crétacé moyen**

Il est représenté par le Cénomaniens et le Turonien observé dans le versant Nord et sur le djebel Nador, le Cénomaniens dominant est caractérisé par une alternance de marne argileuses ou de marnocalcaires tendre et roches calcaires dures.

L'érosion a créé un relief accusé par enlèvement des marnes qui forment les bas-fonds et les vallées. Les calcaires durs forment les crêtes rocheuses. Ces formations donnent rarement naissance à des sols cultivables. C'est un substrat géologique à vocation essentiellement forestière.

✓ **Le Crétacé supérieur**

Est représenté par le Sénonien et le Danien. Il est formé par des marnes schisteuses présentant des lentilles de calcaires. Les marnes Cénomaniennes donnent naissance à des sols agricoles du moins dans les zones à topographie favorable ; sur les fortes pentes, elles sont couvertes de forêts de pins.

Ces formations géologiques sont à vocation agricole lorsque la topographie et l'épaisseur du sol sont favorables et à vocation forestière sur les hauts piémonts.

II. 3.2.4. Terrains Tertiaires

a. L'Eocène

Il apparaît sous forme de petits affleurements très dispersés au Sud-Est du massif du

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

Chenoua, Il est formé de marnes, de grès, de calcaires et de calcaire gréseux de l'Eocène inférieur.

b. Le Miocène

On le retrouve principalement dans la plaine de l'oued Messelmoune et de sidi Ghiles. Il est représenté par plusieurs assises à la base des grès grossiers ; Lorsqu'elle affleure, cette assise donne des pentes rocheuses souvent ravinées.

Au-dessus, viennent s'étagier des couches argilo-gréseuses, puis des marnes parfois gréseuses du Burdigalien, seules les argiles rouges donnent des terres agricoles, les grés et poudingues sont recouverts par des broussailles.

c. Le Pliocène

Il occupe essentiellement la plaine de la Mitidja Ouest, il forme un affleurement de couches gréseuses jaune qui se plongent par des sables à l'ouest.

Par ailleurs, les couches Pliocènes sont constituées par les molasses astiennes du sahel à l'est de Sidi Amar.

Le Pliocène affleure aussi au sud du Cherchell sous forme de mollasse très grossière. A l'Est du bassin de Menaceur, les éventails des cônes de déjection d'Age Pliocène supérieur, sont découpés par des petites vallées.

II. 3.2.5. Terrains Quaternaires

Les formations Quaternaires, généralement meuble, donnent des sols alluviaux profonds à vocation agricole par excellence. Elles couvrent les plaines littorales et les terrasses alluviales des principaux oueds (Mazafran, El Hachem, Nador, Messelmoune et Damous).

Les plaines littorales sont formées par les alluvions actuelles des plages, les dunes actuelles et anciennes (dunes consolidées). Des alluvions anciennes ou récentes donnent généralement des sols sableux convenant parfaitement aux cultures maraichères.

Les terres des terrasses alluviales des oueds sont de texture variable selon les endroits, selon leur Age et selon leurs positions géomorphologiques.

Ces terrasses sont le plus souvent formées d'excellentes terres agricoles localement noyées dans des cônes de déjection et des dépôts torrentiels.

Les principales plaines de la willaya sont constituées par des sédiments Plio-Quaternaires.

[29]

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

Système		Etage	Lithologie	Description	Epaisseur
QUATÉRIENNAIRE	Holocène	Actuel/Récents	Alluvions des oueds		< 15
	Pléistocène	Flandrien	Limons et argiles limoneuses		30
			Sables consolidés		30
		Soltanien / Tensifrien	Alternance de graviers et d'argiles		100 -200
		Calabrien / Villafranchien	Argiles, et cailloutis		30
TERTIAIRE	Pliocène	Astien	Grès, sables, calcaires, Argiles sableuses		130
		Plaisancien	Marnes et Argiles bleues		> 200
	Miocène	Vindobonien	Argiles et marnes à lentilles de calcaires		50
		Burdigalien	Argiles et marnes à lentilles de grès		?

Figure II.5. Colonne lithostratigraphique de la Mitidja. [29]

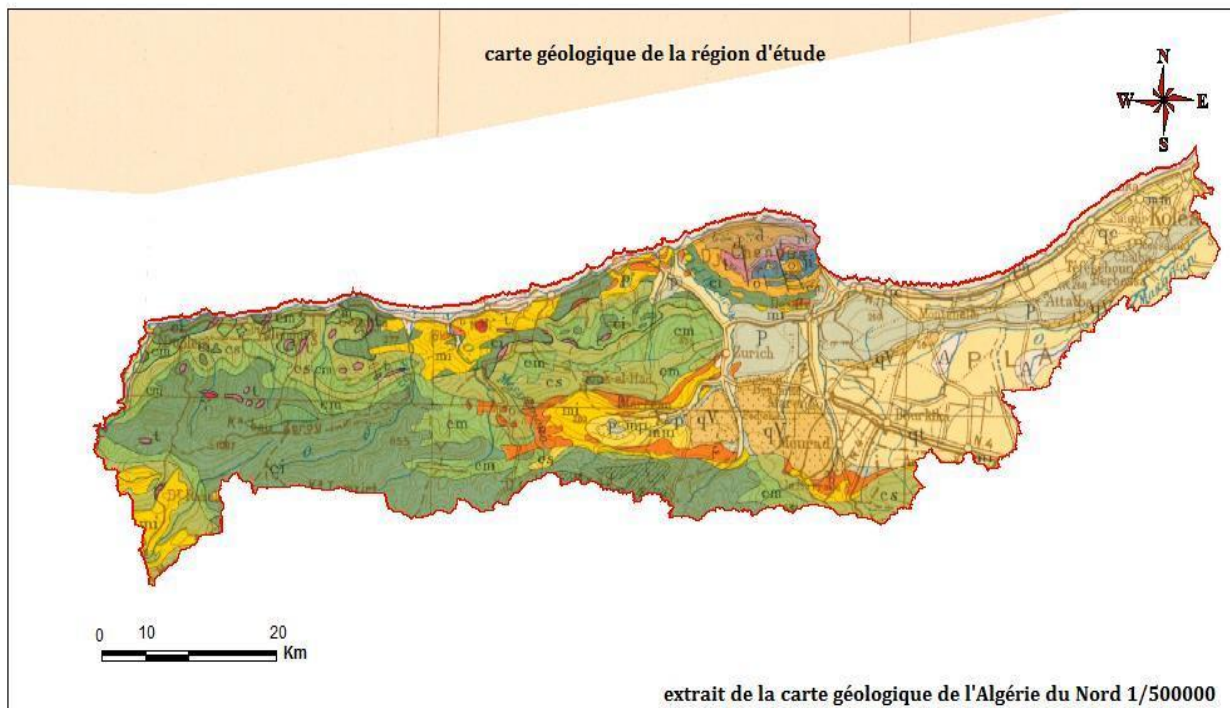


Figure II.6. Extrait de la carte géologique de la région de Tipaza échelle (1/500000). [29]

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

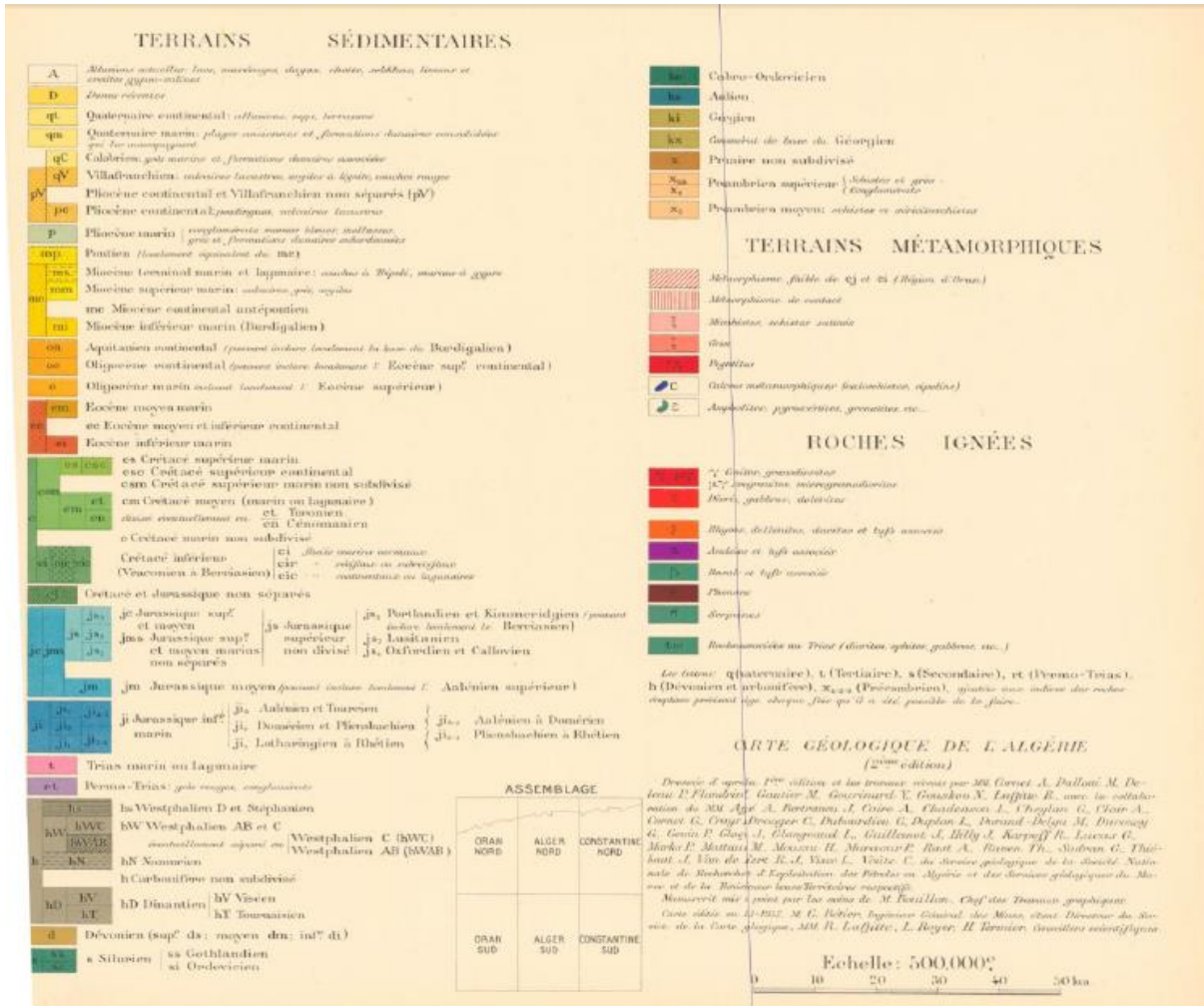


Figure II.7. Notice de la carte géologique de la wilaya de Tipaza (à partir de la carte géologique de l'Algérie du Nord au 1/500000). [29]

II. 4. La géomorphologie

Le territoire de la wilaya de Tipaza couvre une superficie de 1 707 km² qui se répartit en quatre grands ensembles :

- ✓ Montagnes : 336 km² soit 19.6 % de la superficie de la Wilaya ;
- ✓ Piémonts et collines : 577 Km², soit 33.8 % de la superficie ;
- ✓ Plaines : 611 Km², soit 35.7 % du territoire de la Wilaya ;
- ✓ Autres : 183 Km², soit 10.8 % de la superficie de la Wilaya. (Oueds, barrage ...).

Au nord-ouest de la Wilaya, la chaîne de montagne comprenant l'Atlas blidéen laisse place à deux importants ensembles :

- ✓ Les Monts du Dahra et du Zaccar ;
- ✓ Les Monts du Chenoua.

Au Nord-Est, la Mitidja s'étend essentiellement sur la wilaya de Blida et se trouve limitée au niveau de la wilaya de Tipaza par le bourrelet constitué par le Sahel.

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

Au Nord du Sahel un cordon littoral présente un rétrécissement et une élévation graduelle d'Est en Ouest jusqu'à disparition par endroits à Tipasa et dans les Daïras de Cherchell et Sidi Amar où le relief très accidenté autour du mont du Chenoua présente des escarpements importants en bordure de la mer. [29]

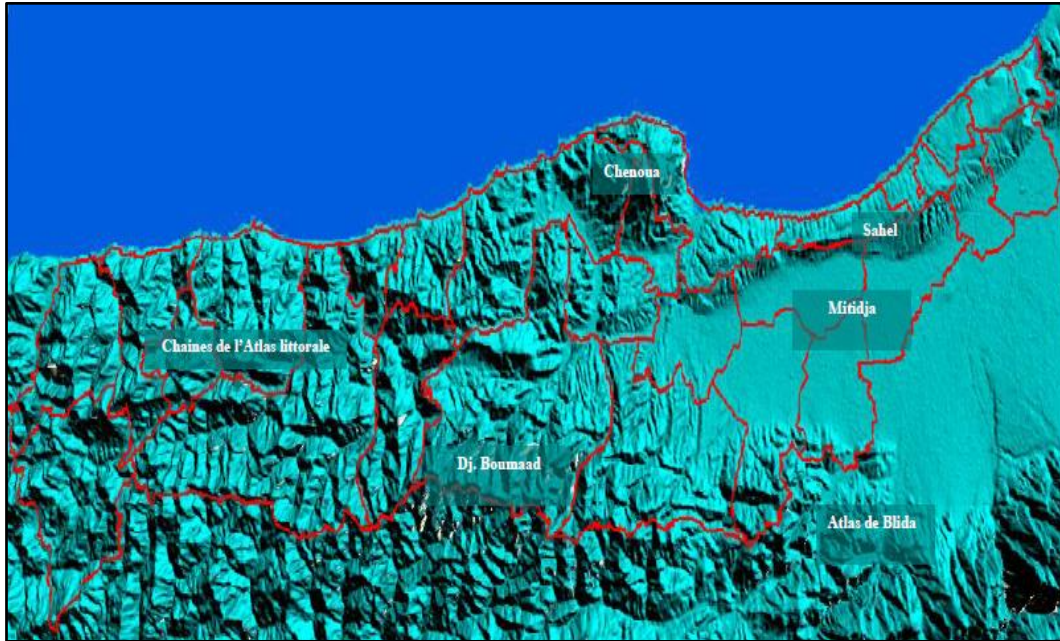


Figure II.8. Carte géomorphologique de la wilaya de Tipaza. [29]

Le terrain autour du projet présente une morphologie accidentée du **Sud** vers le **Nord** globalement, qui dépasse les 10%.

Le siège de CREAD est implanté dans la partie avale d'une colline caractérisée par la présence de quelques arbres et arbustes comme le montre la photo ci-dessous : [32]



Figure II.9. Photo satellite du site en date du (04.09.2009). [30]

II. 5. L'hydrogéologie

II. 5.1. L'hydrogéologie régionale

Les principaux aquifères existant dans la région d'Alger (Figure II.10) sont :

II. 5.1.1. L'aquifère Astien

La formation aquifère la plus importante dans la région d'Alger est la molasse Astienne, cet aquifère, dont le mur est les marnes plaisanciennes, s'étend sous la majeure partie du bassin.

Les principales caractéristiques de cet aquifère sont :

- De grandes surfaces d'affleurements et de larges épaisseurs ;
- Une forte perméabilité ;
- Une recharge assez régulière assurée par la forte pluviométrie (600 à 800 mm/ans).

II. 5.1.2. L'aquifère des alluvions quaternaires

Il est formé principalement par des alluvions récentes, qui passent latéralement aux sables rouges, constitués par le produit d'altération astiens, un certain nombre de puits traditionnels captent ces formations. [31]

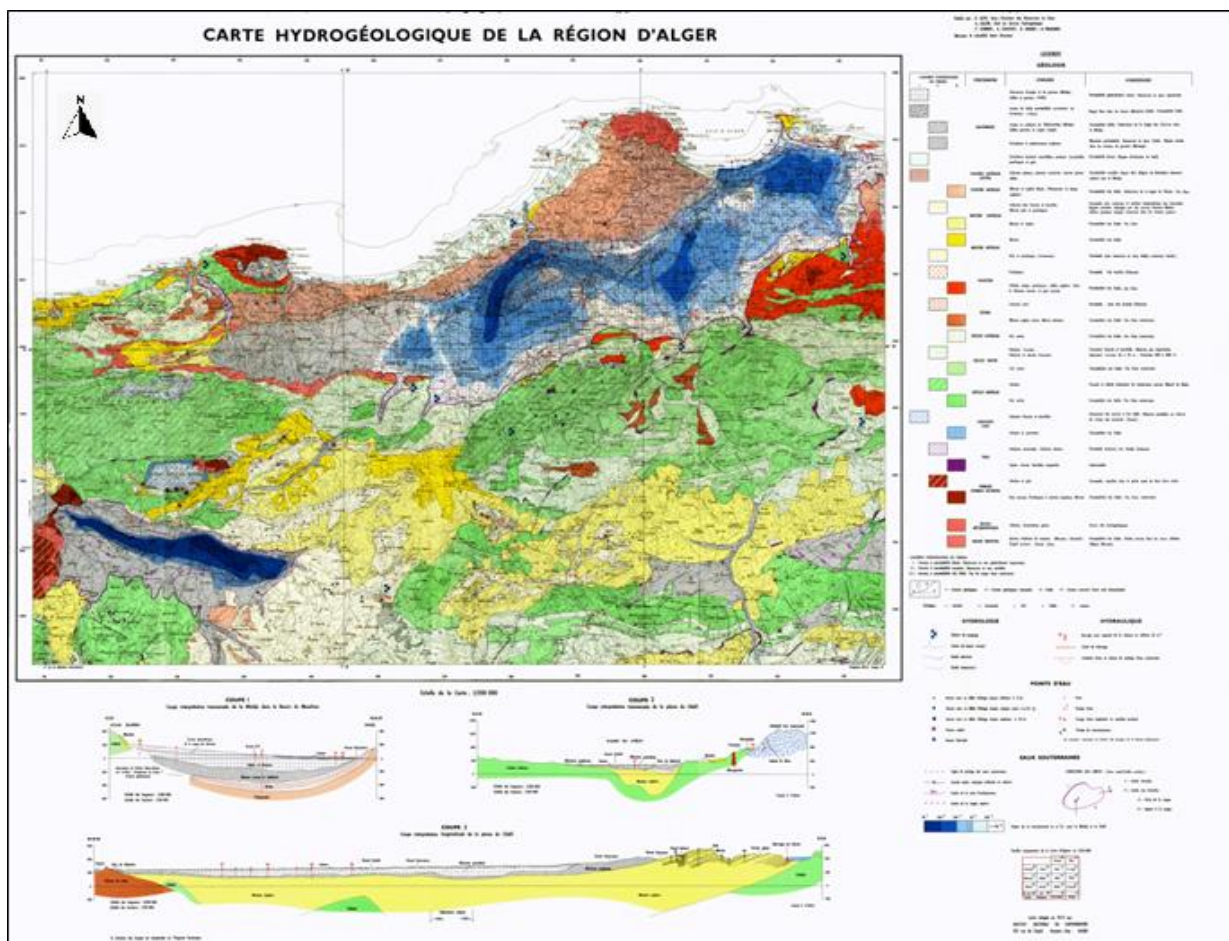


Figure II.10. Carte hydrogéologique de la région d'Alger échelle (1/200.000). [31]

II. 5.2. L'hydrogéologie locale

Au niveau de la wilaya de Tipaza, après la consultation et la synthèse des données disponibles.

Sur l'hydrogéologie de la région, nous distinguons 5 types d'aquifères qui sont les suivantes :

- L'aquifère de la Mitidja ;
- L'aquifère des vallées des cours d'eau actuels ;
- L'aquifère du cordon dunaire ;
- L'aquifère de l'Astien du Sahel d'Alger ;
- L'aquifère karstique des reliefs carbonatés (Zeccar, Chenoua). [29]

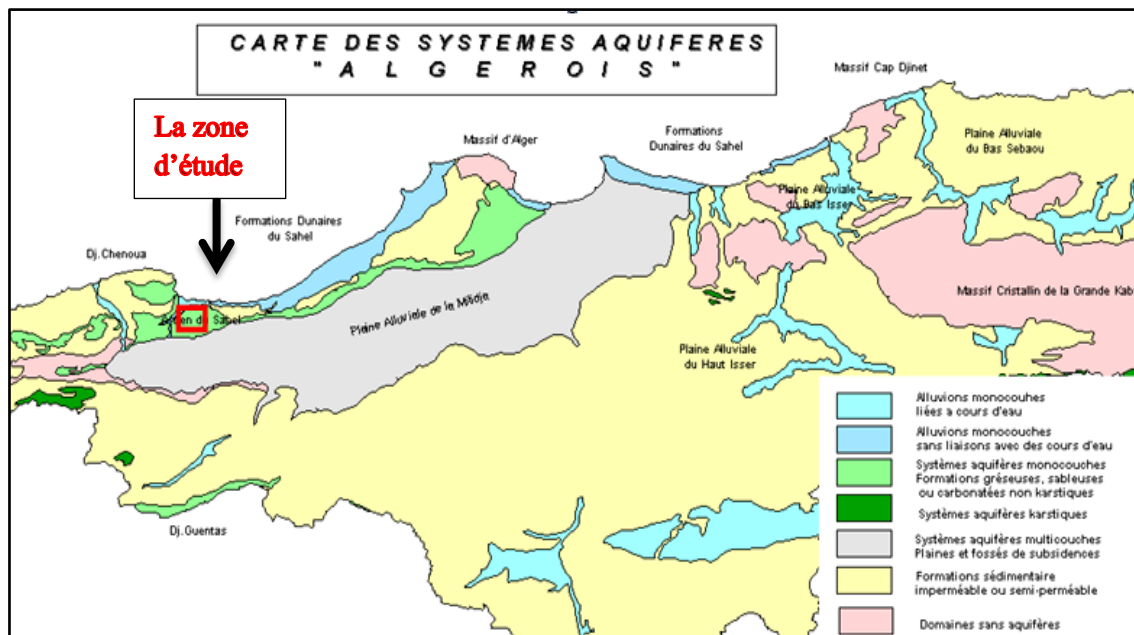


Figure II.11. Carte des systèmes aquifères Algérois. [30]

Notre secteur d'étude appartient aux systèmes aquifères suivants :

- Alluvions monocouches sans liaison avec des cours d'eau ;
- Système aquifère monocouche de formation gréseuse, sableuse ou carbonaté non karstique ;
- Formations sédimentaires perméable ou semi perméables.

Et caractérisée par une nappe libre dans les sables argileux (perméabilité faible). [30]

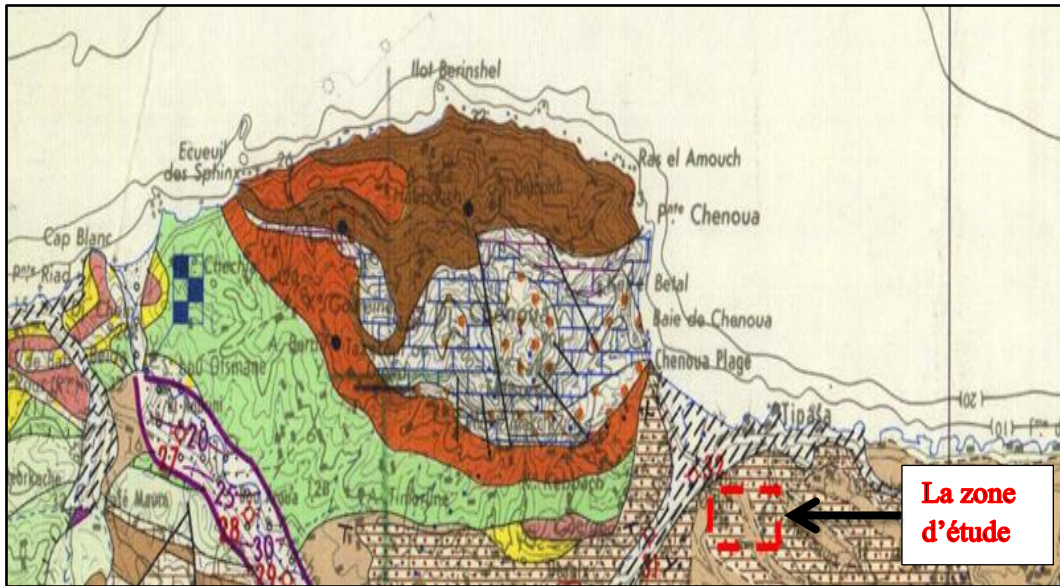


Figure II.12. La carte hydrogéologique de secteur d'étude. [30]

II.6. L'hydrologie

II. 6.1. Hydrographie

Compte tenu de sa position géographique la willaya de Tipaza dispose d'un réseau hydrographique relativement important d'Est en Ouest, nous rencontrons :

Oued Mazafran ; Oued Nador ; Oued El-Hachem ; Oued Messelmoun ; Oued Sebt ; Oued Harbil et Oued Damous.

La zone d'étude est traversée par un oued de Nador, et par un oued secondaire, Oued Mazafran. [29]

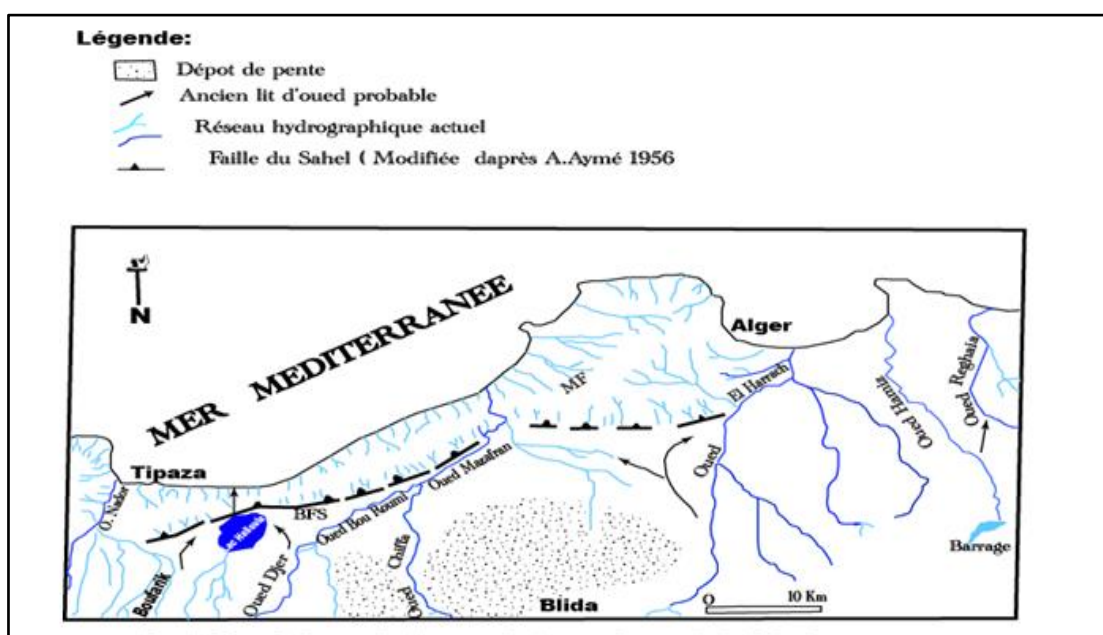


Figure II.13. Réseau hydrographique de la Mitidja (Source A. Aymé 1959). [30]

II. 6.2. Précipitation

Le graphique montre la variation des précipitations annuelles durant la période (2000-2015), la partie centrale de la wilaya montre que l'année la plus pluvieuse est 2012 avec un maximum de 764 mm enregistrée au niveau de la station de Boukerdane et la plus sèche est 2014 avec 382.58 mm au niveau de la station de cherchell. [29]

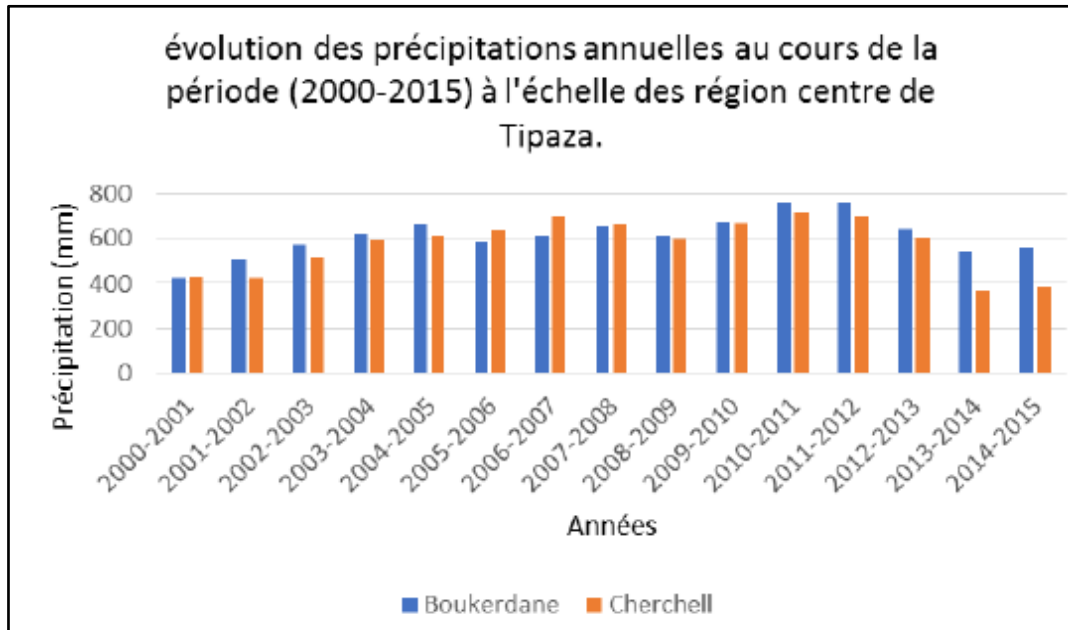


Figure II.14. Variation des précipitations annuelles au cours de la période 2000-2015 dans la région centre de la wilaya de Tipaza. [29]

II. 7. La sismicité

II. 7.1. Classification parasismique

D'après les règles parasismiques Algériennes (RPA 99/version 2003) document Technique réglementaire (B.C2.48), qui ont donné lieu à l'établissement d'un système de classification des zones sismiques détaillé, le territoire national est divisé en cinq (05) zones de sismicité croissante que sont :

- ✓ **Zone 0** : Sismicité négligeable ;
- ✓ **Zone I** : Sismicité faible ;
- ✓ **Zone IIa et IIb** : Sismicité moyenne ;
- ✓ **Zone III** : Sismicité élevée.

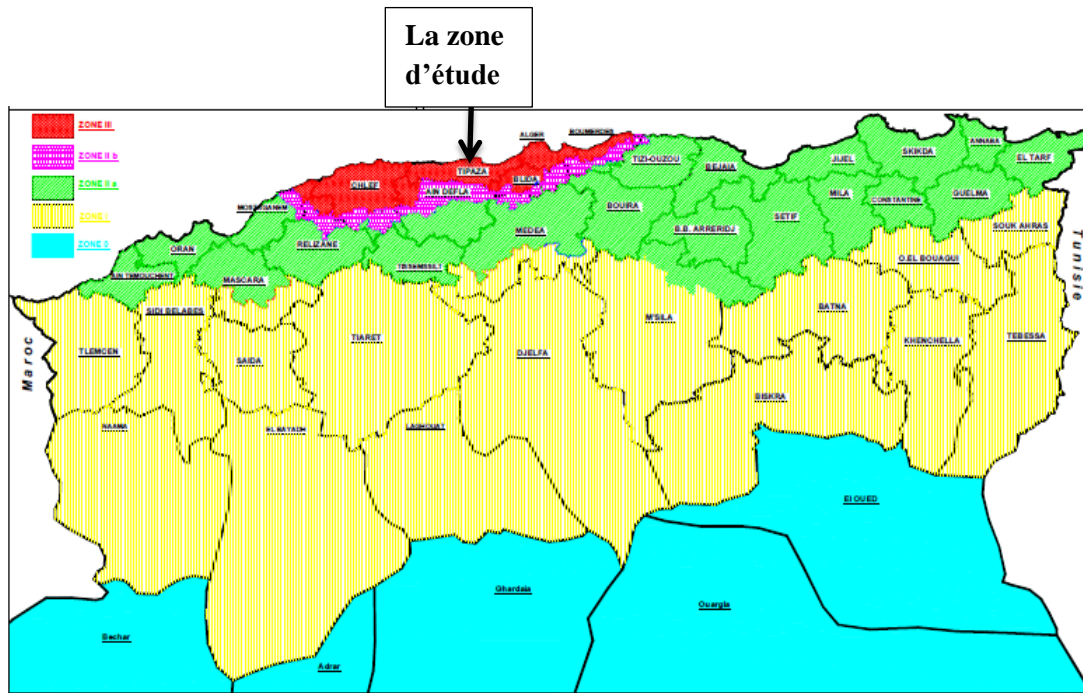


Figure II.15. Carte de zonage sismique de l'Algérie du Nord établie après le séisme du 21 mai 2003. (Source CGS). [32]

D'après ce découpage, notre projet appartient à la zone III de sismicité élevée.

II. 7.2. La sismo-tectonique et sismicité historique

La zone d'étude fait partie du Sahel d'Alger qui est un anticlinal asymétrique d'âge plio-quadernaire, situé à l'Ouest d'Alger. Il est caractérisé par un flanc sud plus raide que le flanc nord, formant la limite septentrionale du bassin de la Mitidja. Cet anticlinal est allongé sur plus de 100 km le long de la côte occidentale d'Alger, entre Tipaza à l'Ouest et Alger à l'Est, sur une largeur de 3 km. Cette région est caractérisée par une activité sismique modérée à forte. Plusieurs séismes de magnitudes inférieures à 5 ont été localisés dans les régions de Mhelma, Zeralda, Berard et Kolea. Le plus fort séisme qu'a connu la région occidentale du Sahel est celui de Chenoua du 29 octobre 1989.

La zone algéroise a été le siège de plusieurs séismes importants :

- ✓ Le séisme du Chenoua du 29/10/1989 ($M_s = 6,0$) ;
- ✓ Le séisme de Tipaza du 09/02/1990 ($M_s = 4,9$) ;
- ✓ Le séisme d'Ain Benian du 04/09/1996 ($M_s = 5,7$).

L'épicentre du séisme de Chenoua a été localisé en mer au large de la ville de Tipaza (NEIC, IGN), alors qu'il a été localisé sous le Mont de Chenoua par le CRAAG. La zone des répliques a une direction NE-SW, sur une longueur de 10 km et une largeur de 5 km. [30]

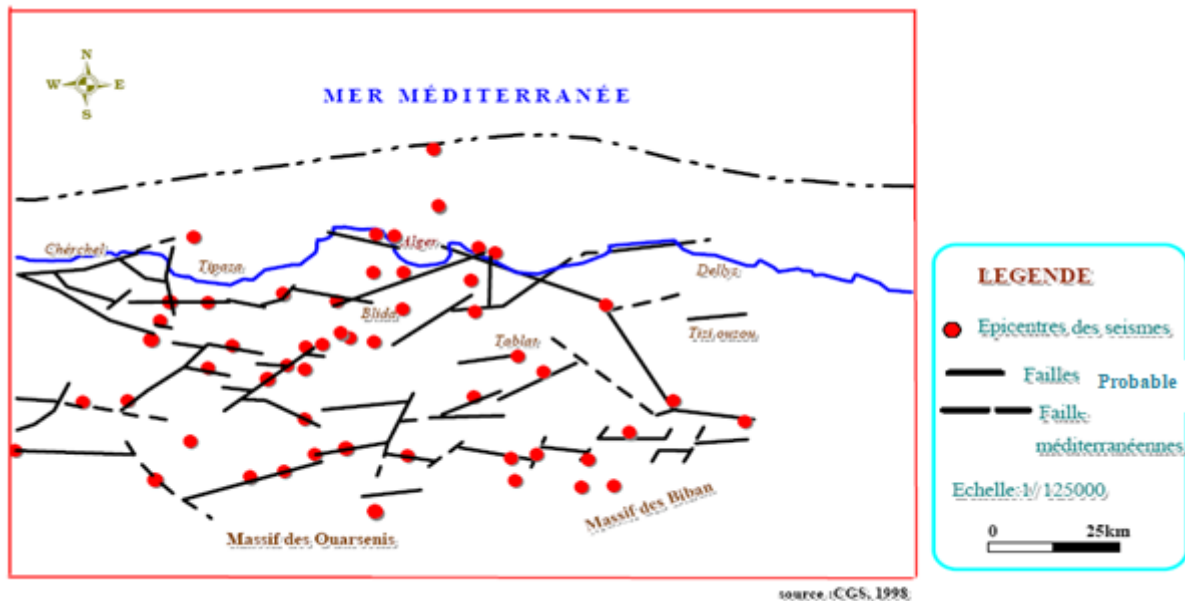


Figure II.16. Carte sismo-tectonique de la région d'Alger (CGS, 1998). [32]

II. 8. Reconnaissances géotechniques

Les reconnaissances géotechniques sont nécessaires pour une description correcte des terrains et l'estimation de leurs propriétés physiques et mécaniques qui seront utilisés dans les calculs. Il existe, généralement deux types de reconnaissance géotechnique : essais in-situ et essais en laboratoire.

II. 8.1. L'investigation in-situ

Le programme d'investigation in situ a consisté à la réalisation de : [30]

- Cinq (05) Sondages carottés de 30 m de profondeur ;
- Un (01) Sondage carotté de 15 m de profondeur ;
- Deux (02) Sondages pressiométriques un 30 m et 20 m de profondeur ;
- Trois (03) Poses inclinométriques (SC02-SC03 et SC04) ;
- Un (01) Sondage équipé de pose piézomètre (SP01).

L'implantation de l'ensemble des essais est donnée sur le plan suivant :

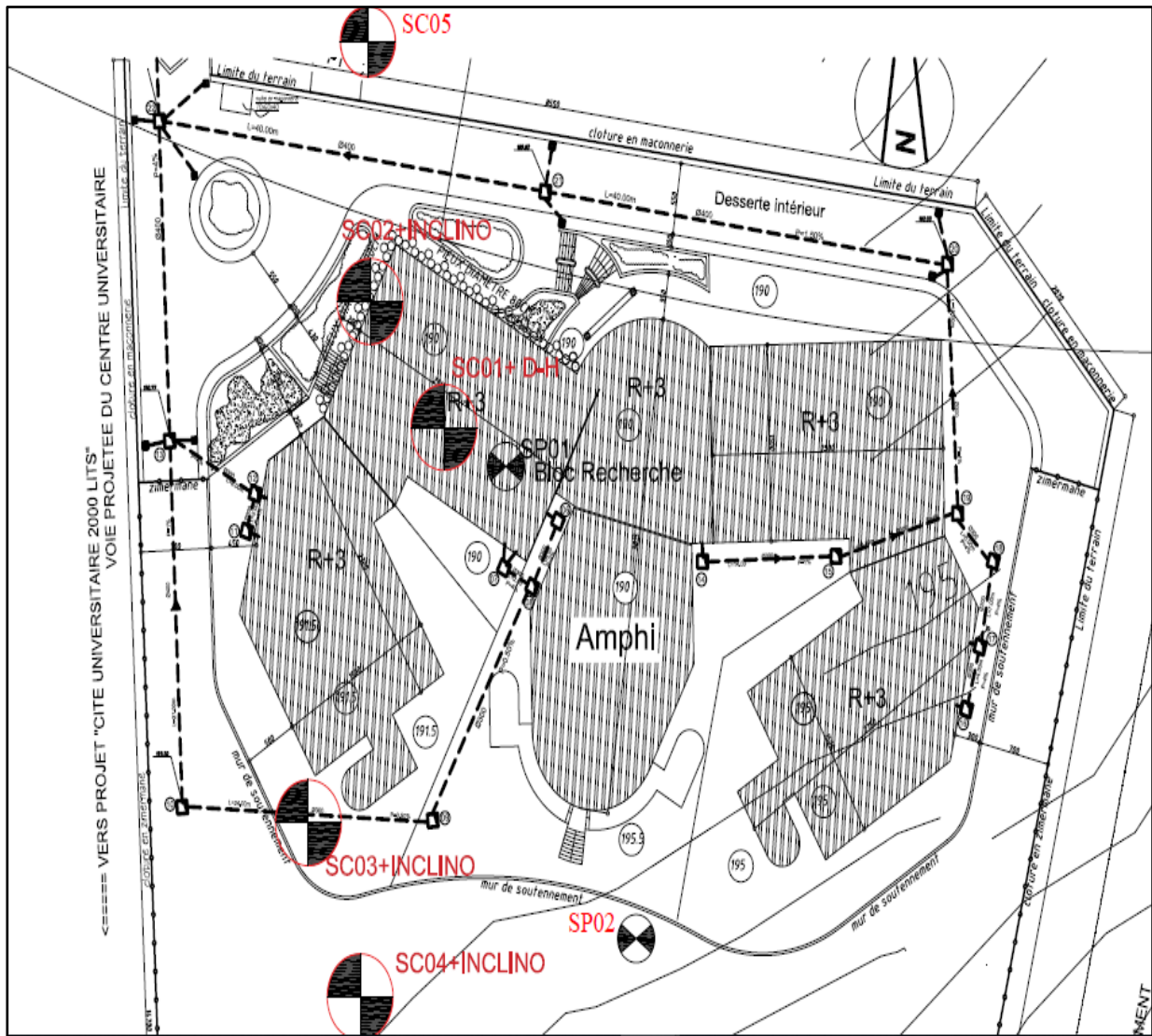


Figure II.17. Plan d'implantation des sondages. [30]

II. 8.1.1. Sondages carottés

Les sondages carottés sont des modes d'investigation réalisés sur place dans le but de :

- Prélever des échantillons pour réaliser des essais au laboratoire ;
- Connaître la nature lithologique des différentes couches constituant le sous-sol.

La lithologie des sondages carottés effectués est résumée dans le tableau suivant :

Tableau II.1. Lithologie des sondages carottés. [30]

Sondages	Profondeurs (m)	Descriptions
SC01	0,00 – 3,00	Remblais
	3,00 – 16,00	Argile sableuse beige bariolée du gris à concrétions calcaires et présence de traces d'oxydations
	16,00 – 23,50	Argile sableuse bariolée avec présence de traces d'oxydations et débris de coquilles
	23,50 – 24,40	Argile marneuse avec présence de concrétions calcaires beige bariolée du gris
	24,40 – 30,00	Marne sableuse grise à débris de coquilles
SC02	0,00 – 2,60	Remblais
	2,60 – 11,00	Argile sableuse à concrétions calcaires beige avec traces d'oxydations très plastique
	11,00 – 15,00	Argile marneuse bariolée du gris compacte
	15,00 – 30,00	Marne sableuse grise à débris de coquilles
SC03	0,00 – 3,00	Remblais
	3,00 – 11,20	Argile sableuse beige peu graveleuse à concrétions calcaires et plastique
	11,20 – 17,00	Argile marneuse beige bariolée du gris à traces d'oxydations présence de concrétions calcaires peu compacte
	17,00 – 20,00	Argile beige à concrétions calcaires plastique
	20,00 – 23,00	Argile marneuse grise bariolée à traces d'oxydations et concrétions calcaires
	23,00 – 30,00	Marne sableuse grise à débris de coquilles
SC04	0,00 – 2,50	Remblais
	8,00 – 15,50	Argile sableuse beige bariolée avec présence de nodules de calcaires et traces d'oxydations
	15,50 – 22,50	Argile marneuse peu sableuse beige à grisâtre avec présence débris coquilles peu compacte, plastique
	22,50 – 30,00	Marne sableuse grise à débris de coquilles
SC05	0,00 – 1,50	Terre végétale
	1,50 – 5,00	Argile sableuse jaunâtre peu graveleuse à plages de calcaires
	5,00 – 9,50	Argile sableuse beige bariolée à concrétions de calcaires
	9,50 – 15,00	Marne argileuse sableuse grise à concrétions calcaires
SC06	0,00 – 3,00	Terre végétale constitué d'argile noirâtre graveleuse à nodules calcaires et matières organiques
	3,00 – 3,80	Argile brunâtre à concrétions calcaires
	3,80 – 9,20	Argile sableuse beige à jaunâtre avec plages de calcaires peu graveleuse
	9,20 – 14,30	Argile sableuse bariolée à concrétions calcaires compacte et traces d'oxydations
	14,30 – 23,60	Argile brune à traces d'oxydations
	23,60 – 30,00	Marne sableuse grise compacte à traces d'oxydations

Les six (06) sondages carottés réalisés ont mis en évidence une nature lithologiques constituées essentiellement par des marnes sableuses grise et une argile marneuse grise bariolé surmontée par une autre couche d'argile sableuse beige bariolée du gris avec présence de concrétions calcaires et traces d'oxydations , le tous et couvert par une couche de remblai. [30]

Les coupes lithologiques et les photos de caisses de l'ensemble des sondages sont données en annexe.

II. 8.1.2. Essais pressiométriques

L'essai pressiométrique est un essai in-situ, il consiste à descendre dans un forage soigneusement calibré une sonde cylindrique gonflable on mesure les variations de volume du sol au contact de la sonde en fonction de la pression appliquée, les essais sont réalisés par passe de 1 m et 2 m en profondeur. [30]

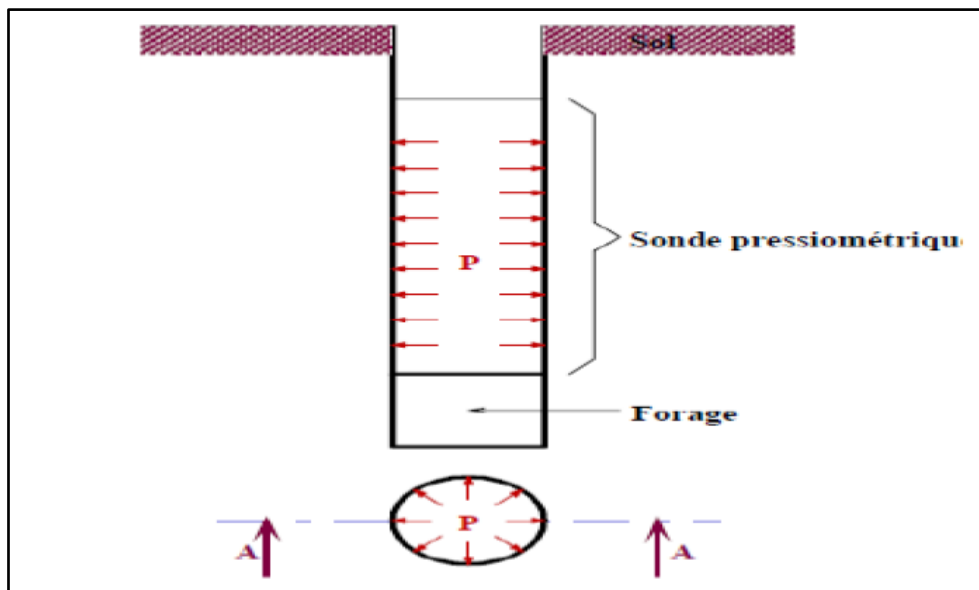


Figure II.18. Schéma d'un sondage pressiométrique. [30]

Tableau II.2. Classification des sites. [32]

Catégorie	Description	PI (MPa) (e)	Ep (MPa) (e)
S1	Rocheux	> 5	> 100
S2	Ferme	> 2	> 20
S3	Meuble	1-2	5-20
S4	Très meuble	< 1	< 5

La coupe lithologique des deux forages à la tarière a donné la lithologie suivante :

Tableau II.3. Coupes de sondages à la tarière. [30]

N° du Sondage	Profondeur (m)	Formation
SP01	0,00 – 4,00	Remblais
	4,00 – 18,70	Argile sableuse beige à concrétions calcaires
	18,70 – 24,50	Argile marneuse grise bariolée
	24,50 – 30,00	Marne sableuse grise
SP02	0,00 – 2,50	Remblai constitué d'une argile brunâtre et des graves
	2,50 – 4,00	Argile sableuse beige à concrétions calcaires
	4,00 – 10,00	Argile beige bariolée
	10,00 – 20,00	Argile sableuse beige très molle

Trois caractéristiques du sol sont déterminées de l'essai :

- Le module pressiométrique « E » qui définit le comportement pseudo-élastique du sol ;
- Pression de fluage « Pf » qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et la phase plastique ;
- La pression limite « Pl » qui définit la résistance du sol à la rupture. [30]

✎ **Caractéristiques pressiométriques**

Les valeurs du module pressiométrique « E » et de la pression limite « Pl » ainsi que celle du rapport « E/ Pl » sont reportées sur les tableaux suivants :

Tableau II.4. Valeurs de (E/PL) et type de sol. [30]

N° du sondage	Formations	E (Bar)	Pl (Bar)	E/Pl
SP01	Argile sableuse beige à concrétions calcaires et Argile marneuse grise bariolée	85,30 – 341,01	6,26 – 28,53	12,73
	Marne sableuse grise	412,84 – 997,36	32,36 – 39,85	15,72
SP02	Argile sableuse beige bariolée à concrétions calcaires	132,86 – 87,90	6,21-8,52	14,77
	Argile sableuse beige molle	86,95 – 304,28	7,32 – 18,45	14,40

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

✎ Classification du site

Le tableau suivant résume des valeurs calculées des moyennes harmoniques du module pressiométrique (E) et de La pression limite (Pl) le pressiomètre, ainsi que la classification des formations d'après le RPA 99 Version 2003.

Tableau II.5. Moyenne harmonique des valeurs des essais pressiométriques et classification du site. [30]

	\bar{E} (moyen) (Bar)	\bar{P}_l (moyenne) (Bar)	Classe selon le RPA
SP01	154.54	10.25	(S3) meuble
	556.50	35.84	(S2) ferme
SP02	136.48	9.14	(S4) très meuble
	194.32	14.04	(S3) meuble

Moyenne harmonique calculée selon la formule (RPA 99, version 2003).

$$\bar{p}_l = \frac{\sum_i^n h_i}{\sum_i^n \left[\frac{h_i}{P_i} \right]} ; \quad \bar{E} = \frac{\sum_i^n h_i}{\sum_i^n \left[\frac{h_i}{E_i} \right]} \quad (\text{II.1})$$

II. 8.1.3. Niveau 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 et 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. [30]

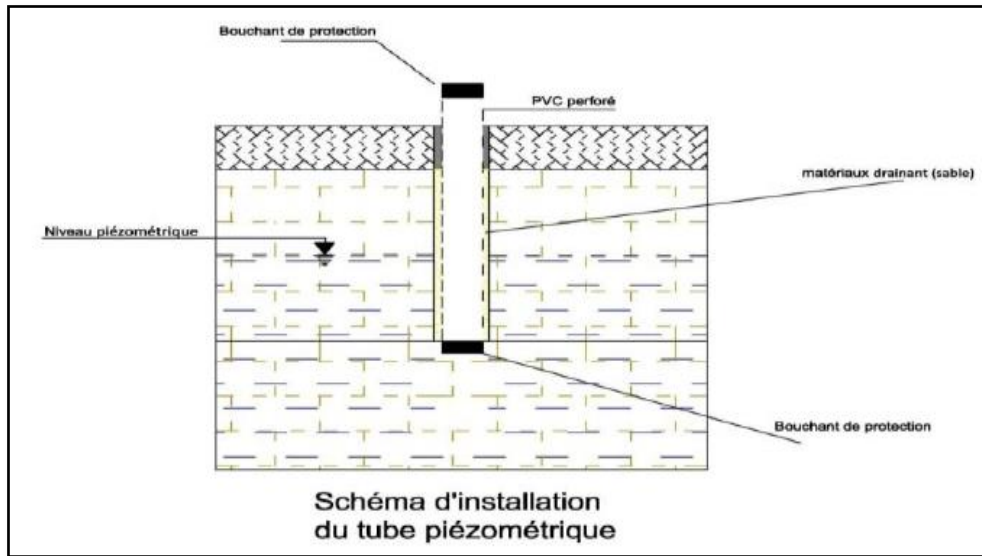


Figure II.19. Schéma l'installation du tube piézométrique. [30]

Les niveaux d'eau relevée par les piézomètres placés au niveau des sondages carottés sont donnés comme suit :

Tableau II.6. Lectures piézométrique. [30]

Désignation des sondages	Date du prélèvement	Niveau d'eau (m)
	18/12/2019	3,00
	19/12/2019	2,30
	22/12/2019	2,25
	25/12/2019	3,00
	26/12/2019	2,30
	29/12/2019	2,25
	31/12/2019	2,14
	27/01/2020	2,00
	27/02/2020	2,00
	02/03/2020	2,00

Le niveau piézométrique mesuré en mois de décembre 2019 et janvier 2020 entre 3,00 m et 2,00 m. Il faut préciser que le piézomètre est placé au niveau de l'ancien Bloc démolé, et il présente une fluctuation d'eau pour une durée de 40 jours, ce qui explique l'accumulation des eaux.

II. 8.1.4. Essai inclinométrique

La campagne inclinométrique réalisée sur site a permis d'obtenir les résultats des inclinaisons d'origines des tubes scellés au sol par un colis de ciment. Les tubes sont profonds de 30 m pour les trois sondages (SC 02- SC 03 et SC 04).

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

Les mesures réalisées sont données pour chaque sondage dans l'ordre suivant :

- ✓ Tableau des données brutes dans les directions A+ et B+ et le sens opposé A- et B- ;
- ✓ Valeurs moyennes des deux sommes des lectures ;
- ✓ Valeurs moyennes cumulées des deux sommes dénotent un léger déplacement géométrique des tubes inclinométriques.

L'orientation de la sonde lors des mesures est choisie selon les directions suivantes :

- ✓ **A+ :** Vers le sens du glissement ;
- ✓ **B+ :** Direction perpendiculaire à A et vers la droite de celle-ci soit 90° de la direction initiale ;
- ✓ **A- et B- :** Sont des directions respectivement opposées à A+ et B+. [30]



Figure II.20. Mesure à l'inclinomètre au niveau du site d'étude.

Tableau II.7. Résultats d'essai inclinométrique de (30/12/2019 au 09/03/2020). [30]

N° du sondage	Profondeur (m)	Déplacement (mm)
SC02	17.00 - 22.00	1.3
SC03	9.50 - 18.50	0.3 - 0.5
SC04	0.5 - 5.00	0.1- 0.5

II. 8.2. Identification au laboratoire

II. 8.2.1. Essais physiques

a. Teneur en eau naturelle (w %) NF P 94- 053

C'est le rapport du poids d'eau que le sol contient au poids de ses éléments secs, après dessiccation à l'étuve à 105 °C (60 °C dans le cas des sols contenant des éléments organiques).

$$w \% = \frac{W_w}{W_s} \cdot 100 = \frac{m_w}{m_s} \cdot 100 \quad (\text{II.2})$$

Avec : $m_w = m - m_s$

La connaissance de la teneur en eau d'un sol est très importante car elle permet, avec d'autre caractéristique, d'apprécier l'état dans lequel se trouve ce sol. [33]

b. Degré de saturation (S_r %)

C'est le rapport du volume de l'eau au volume des vides d'un sol. [33]

$$S_r \% = \frac{V_w}{V_v} \cdot 100 \quad (\text{II.3})$$

c. Poids spécifique

✓ **Poids spécifique du sol humide**

C'est le rapport du poids total d'une certaine quantité de sol à son volume apparent. [33]

$$\gamma_h = \frac{w}{v} \quad (\text{II.4})$$

✓ **Poids spécifique du sol sec**

C'est le rapport du poids de matériau sec contenu dans une certaine quantité de sol au volume de ce même sol. [33]

$$\gamma_d = \frac{w}{v_s} \quad (\text{II.5})$$

Tableau II.8. Résultats des essais d'identification physique. [30]

Nature du sol	S _r (%)	(W %)	(γ _h T/ m ³)	(γ _d T/ m ³)
Remblai	90	20	2,02	1,68
Argile sableuse à concrétions calcaires beige avec traces d'oxydations très plastique	95 – 100	20 - 27	2,01 – 2,08	1,60 – 1,74
Argile marneuse bariolée compacte	98 – 100	20 - 29	1,96 – 2,07	1,52 – 1,68

d. Analyse granulométrie NF P 94-057

L'analyse granulométrique permet de mesurer la distribution dimensionnelle en poids des éléments d'un matériau. Elle comprend deux opérations :

- Le tamisage, pour la distribution dimensionnelle en poids des particules de dimension supérieur à 80 μ m.
- La sédimentométrie, pour la distribution dimensionnelle en poids des particules de dimension inférieure à 80 μ m. La sédimentométrie est basée sur la loi de Stokes qui donne la vitesse limite d'une particule tombant sous l'action de la pesanteur dans un liquide visqueux.

L'analyse granulométrique se traduit par la courbe granulométrique. Cette courbe contribue à l'identification du matériau et permet de prévoir certaines de ses propriétés. [33]

e. Limite d'atterberg NF P 94-051

Les limites d'Atterberg (limites de liquidité et de plasticité) sont les teneurs en eau pondérales correspondantes à des états particuliers d'un sol. Elles visent à déterminer le domaine hydrique dans lequel un sol argileux a un comportement plastique.

➤ La limite de plasticité (WP)

Est la teneur en eau d'un sol remanié au point de transition entre les états plastique et solide.

➤ La limite de liquidité (WL)

Est la teneur en eau d'un sol remanié au point de transition entre les états liquide et plastique.

➤ L'indice de plasticité I_p

Est la différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité. L'indice de plasticité mesure l'étendue du domaine de plasticité du sol. Il s'exprime donc par la relation : [33]

$$I_p = W_L - W_P \quad (\text{II.6})$$

Tableau II.9. Classification du sol selon l'indice I_p . [34]

Indice de plasticité I_p	Etat-du sol
0-5	Non plastique
5-15	Peu plastique
15-40	Plastique
> 40	Très plastique

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

➤ Indice de consistance I_c

La comparaison de la teneur en eau naturelle w d'un sol et des limites d'Atterberg permet de se faire une idée de l'état d'une argile qu'on peut caractériser par son indice de consistance :

$$I_c = \frac{W_L - W}{W_L - W_P} = \frac{W_L - W}{I_P} \quad (\text{II.7})$$

Tableau II.10. État du sol en fonction de l'indice de consistance. [17]

Indice de consistance I_c	État du sol
$I_c > 1$	Solide
$0 < I_c < 1$	Plastique
$I_c < 0$	Liquide

Les résultats obtenus pour l'ensemble des échantillons analysés sont comme suit :

Tableau II.11. Résultats des sols testés selon l'abaque de CASAGRANDE. [30]

Nature du sol	Wl	Ip
Remblai	50	25
Argile sableuse à concrétions calcaires beige avec traces d'oxydations très plastique	52 – 55	26 – 27
Argile marneuse bariolé compacte	53 – 56	27 – 29

II. 8.2.2. Essais mécaniques

a. Essais de cisaillement rectiligne à la boîte

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 dernières constitue un plan de glissement correspondant au plan de cisaillement de l'éprouvette. L'essai 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 de l'éprouvette selon le plan horizontal de glissement des deux demi-boîtes l'une par rapport à l'autre en leur imposant un déplacement relatif dl à vitesse constante ;
- ✓ Mesurer l'effort horizontal de cisaillement (T) correspondant. [34]

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

Les échantillons de sol, qui ont fait l'objet d'essai de cisaillement rectiligne à la boîte de CASAGRANDE du type non consolidé non drainé (UU) et type consolidé drainé (CD). Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.12. Valeurs de C et ϕ Cisaillement rectiligne type (UU-CD). [30]

Nature du sol	Cisaillement rectiligne type : UU-CD			
	C_{UU} (bar)	Φ_{UU}	C_{CD} (bar)	Φ_{CD}
Remblais	/	/	0.05	25
Argile brunâtre à concrétions calcaires	/	/	/	/
Argile sableuse à concrétions calcaires beige avec traces d'oxydations très plastique	0.047	11	0.035-0.057	14 - 16
Argile marneuse bariolée compacte	/	/	0.040	14
Marne sableuse grise à concrétions calcaires	/	/	/	/

b. Essai de cisaillement triaxial

L'essai triaxial a pour but de déterminer la cohésion et l'angle de frottement. Dans ce cas l'échantillon est constitué d'un cylindre (élancement 2 en général) placé dans une chambre de pressurisation (cellule). La cellule contient un fluide sous pression qui impose une contrainte constante sur la surface latérale du cylindre.

L'échantillon est préalablement recouvert d'une membrane élastique pour empêcher que le fluide contenu dans la cellule (généralement de l'eau) ne pénètre dans le matériau étudié.

[35]



Figure II.21. Cellule triaxial.

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

Essais de cisaillement triaxial de type consolidé drainé (CD) est consigné dans le tableau suivant :

Tableau II.13. Valeurs de C et ϕ Essai triaxial. [30]

Nature du sol	Cisaillement triaxial type : CD	
	C' _{CD} (bar)	Φ' _{CD}
Remblais	0.05	25
Argile brunâtre à concrétions calcaires	0.052	15
Argile sableuse à concrétions calcaires beige avec traces d'oxydations très plastiques	0.033 – 0.041	15 – 17
Argile marneuse bariolée compacte	/	/
Marne sableuse grise à concrétions calcaires	0.048 – 0.050	19 – 25.6

II. 8.2.3. Analyse chimique

Les échantillons prélevés ont subi des analyses chimiques dans le but est de déterminer le taux d'agressivité du sol vis-à-vis du béton de l'infrastructure, la teneur en matière organique, en carbonates et en chlorures. [30]

Tableau II.14. Résultats d'analyses chimiques. [30]

Sondage	Profondeur (m)	Sulfate SO ₄ ⁻ (mg/kg)	Carbonates CaCO ₃ (%)	Chlorures Cr (%)	Matière organique
SC03	3.40-3.80	Traces	38.19	Traces	Traces
SC04	5.40-5.90	Traces	29.51	Traces	0.05

📌 *Interprétation*

- Les valeurs des ions de sulfates SO₄⁻ obtenues montrent que le sol n'est pas agressif envers le béton de l'infrastructure, d'où, il n'y a aucune précaution à prendre en considération pour la confection de ce dernier ;
- Le taux de carbonates indique un sol faiblement marneux à marneux selon la norme XP P 94-011 ;
- Le taux de la matière organique indique un sol non organique selon la norme XP P 94-011.

II. 9. Reconnaissance géophysique

Le laboratoire a procédé à des essais géophysiques qui permettent de connaître la lithologie du terrain d'où ils ont effectué :

- ✓ Un (01) Down-Hole équipé dans un sondage carotté (SC 01) ;
- ✓ Un (01) profil sismique. [30]

II. 9.1. Essai géophysique (Down-Hole)

La méthode Down-hole consiste à mesurer les vitesses des ondes de compression (V_P) et des ondes de cisaillement (V_S) d'une entité géologique entre la surface du sol et la position du capteur dans le sondage. Cette technique permet aussi la détermination des caractéristiques géodynamique du terrain, lesquelles sont destinées le plus souvent à procéder à la classification du site. [30]

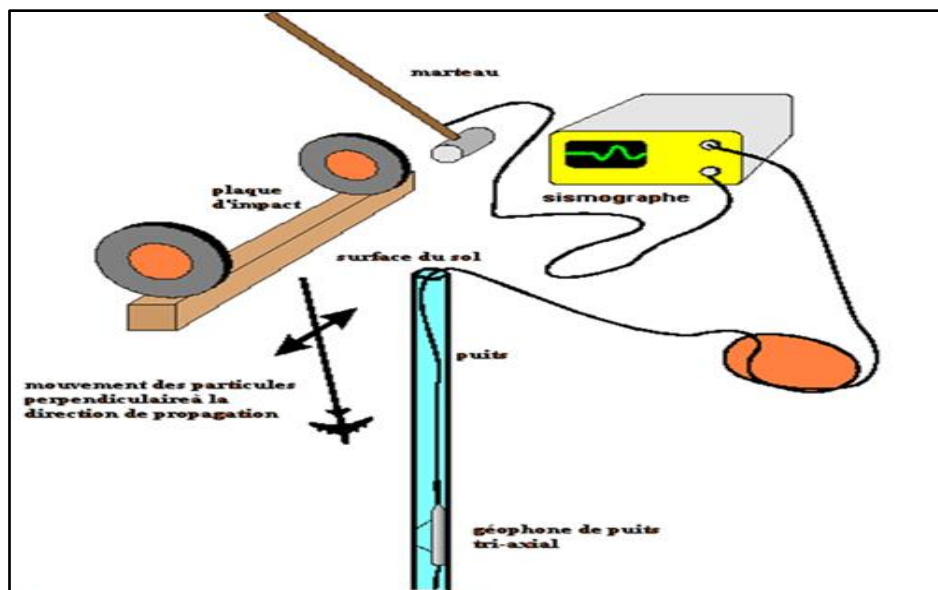


Figure II.22. Principe de la méthode Down Hole. [30]

➤ Résultats obtenus

A partir des temps des ondes primaires et des ondes secondaires correspondants aux différentes profondeurs, un tracé des dromochroniques dont les pentes sont égales aux vitesses de propagation « V_P » et « V_S ». Ces vitesses sont liées aux paramètres de la loi de comportement du milieu. Les résultats sont récapitulés ci-dessous : [30]

Tableau II.15. Les valeurs de V_P et V_S . [30]

Profondeurs (m)	SC 01	
	V_P (m/s)	V_S (m/s)
0 - 3.1	293	120
3.1 - 10.5	656	230
10.5 - 16.6	1055	286
16.6 - 30	2116	337
V_{Smoy} (m/s)	251.89	

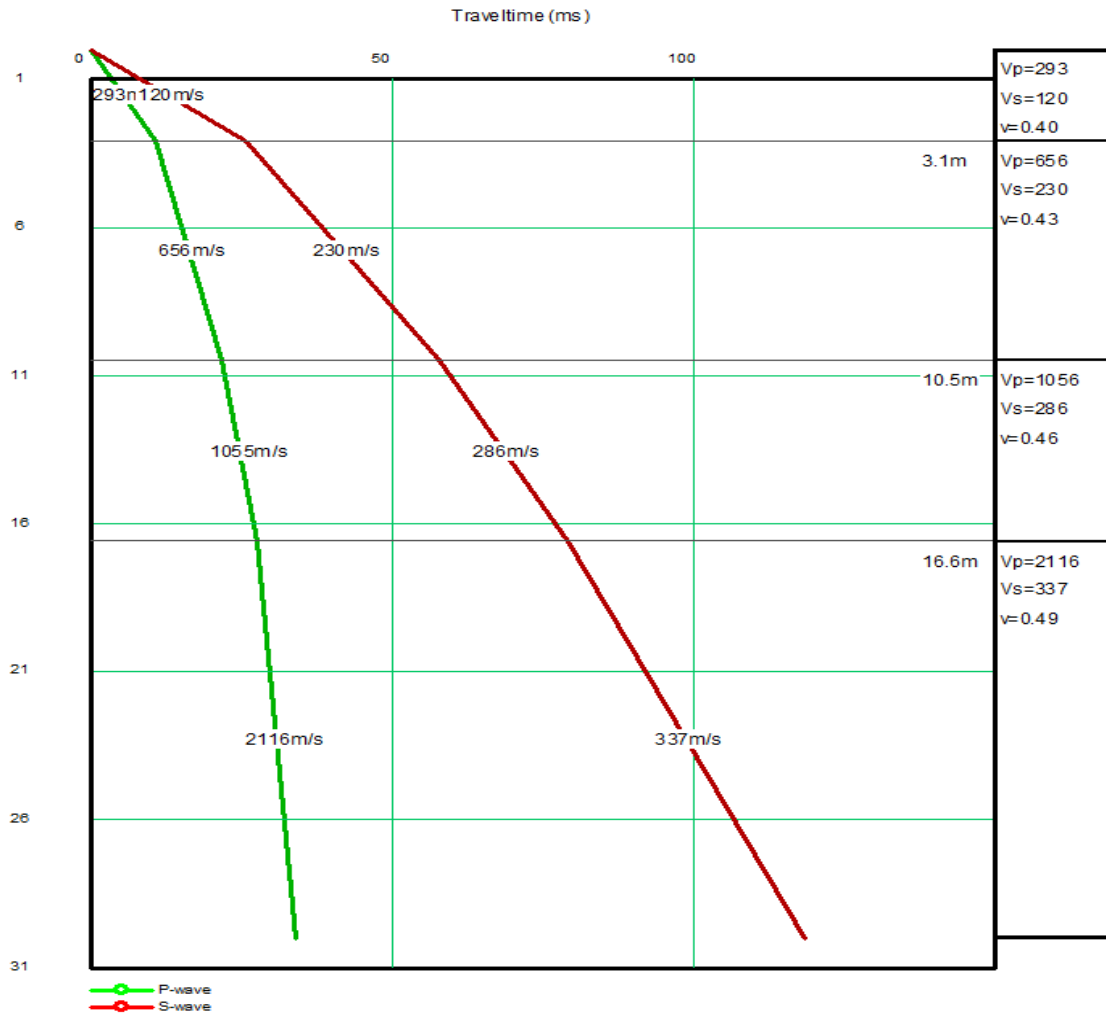


Figure II.23. Variation des vitesses V_P et V_S en fonction de la profondeur. [30]

➤ **Calcul des paramètres dynamique (les modules E , G et K)**

Ces modules sont liées aux vitesses V_P et V_S par les relations suivantes :

- **Le coefficient de poisson**

$$\nu = [V_P^2 - V_S^2] / 2 [V_P^2 + V_S^2] \quad (\text{II.8})$$

- **Le module de compression ou de Young E**

$$E = 2\rho \cdot V_S^2 (1 + \nu) \quad (\text{II.9})$$

- **Le module de cisaillement G**

$$G = \rho \cdot V_S^2 \quad (\text{II.10})$$

- **Le module de compressibilité K**

$$K = \rho (V_P^2 - 4/3 V_S^2) \quad (\text{II.11})$$

Tableau II.16. Les modules dynamiques pour le SC 01.

Profondeur (m)	V _p (m/s)	V _s (m/s)	ρ (g/cm ³)	ν	G(Mpa)	E(Mpa)	K (Mpa)
3.1-10.5	656	230	2.01	0.4299	106.329	304.084	723.203
10.5-16.6	1055	286	2.02	0.4603	165.228	482.578	2028.007
16.6-30	2116	337	2.04	0.4869	231.681	689.013	8825.103

Les vitesses des ondes de cisaillement peuvent être utilisées pour la classification du site en utilisant l'expression suivante :

$$\bar{V} = \frac{\sum_i^n h_i}{\sum_i^n \left[\frac{h_i}{V_{Si}} \right]} \quad (\text{II.12})$$

Où

V_{si} : Vitesse d'onde de cisaillement à travers la couche n^oi.

h_i : L'épaisseur de la couche i.

V_{S1}= 251.89 m/s

Le calcul précédent nous a permis de classer le sol selon les règles parasismiques Algérienne (RPA 1999 version 2003) en catégorie S3 (Sol Meuble).

II. 9.2. Essais géophysique (sismique réfraction)

La sismique réfraction consiste à provoquer un ébranlement artificiel à l'aide d'un marteau, l'ébranlement déforme le milieu traversé, ces déformations se propagent sous forme d'ondes réfractées sur les surfaces de discontinuité et enregistrées à l'aide des géophones. Les temps de propagation permettent de calculer les vitesses de propagation des ondes dans le sous-sol.

Dans notre étude on ne s'intéresse qu'aux ondes primaires de vitesses "V_P", qui permettent de mesurer les épaisseurs des couches et d'apprécier leur nature, et aux ondes secondaires de vitesse "V_S" qui permettent de classer le sol d'après les règles parasismiques Algériennes. [30]

➤ MASW (MÉTHODE ACTIVE)

Les méthodes sismiques par ondes de surface utilisent la dispersion des ondes de Rayleigh afin de déterminer la distribution des vitesses des ondes de cisaillement dans le sol.

La méthode MASW (Multi-Channel Analysis of Surface Waves) est méthode active qui utilise une source (masse, explosifs) pour créer une onde de choc dispersion des ondes de hautes fréquences et donc d'obtenir des informations en surface. [30]

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

➤ Acquisition des données sismiques

Nous avons réalisé un profil sismique avec une longueur égale à 92 mètres et un pas régulier de 4 mètres, puis nous avons effectué sept tirs :

- ✓ Un tir au milieu du profil tir centré (TC) source = 46 m ;
- ✓ Deux tirs direct (TD) sources = (- 18 m,- 4 m) ;
- ✓ Deux tirs inverse (TR) sources = (96 m, 110 m) ;
- ✓ Deux tirs fenêtre (Tf) sources = (22 m, 70 m). [30]

➤ Résultat du profil sismique

L'objectif de ces profils, est la détermination des contrastes des vitesses de propagation des ondes de compression (V_P) et des vitesses de propagation des ondes de cisaillement (V_S) et la classification du site.

L'interprétation des données a permis de différencier généralement l'existence de quatre terrains présentant les vitesses suivantes :

Tableau II.17. Valeurs des V_p et V_s pour chaque terrain. [30]

Les couches	Epaisseur Moyenne (m)	V_P (m/s)	V_S (m/s)
Couche de recouvrement superficielle	1	320	115
Deuxième terrain	3.6	620	174
Troisième terrain	7.9	1120	219
Quatrième terrain	12.5	1450	296

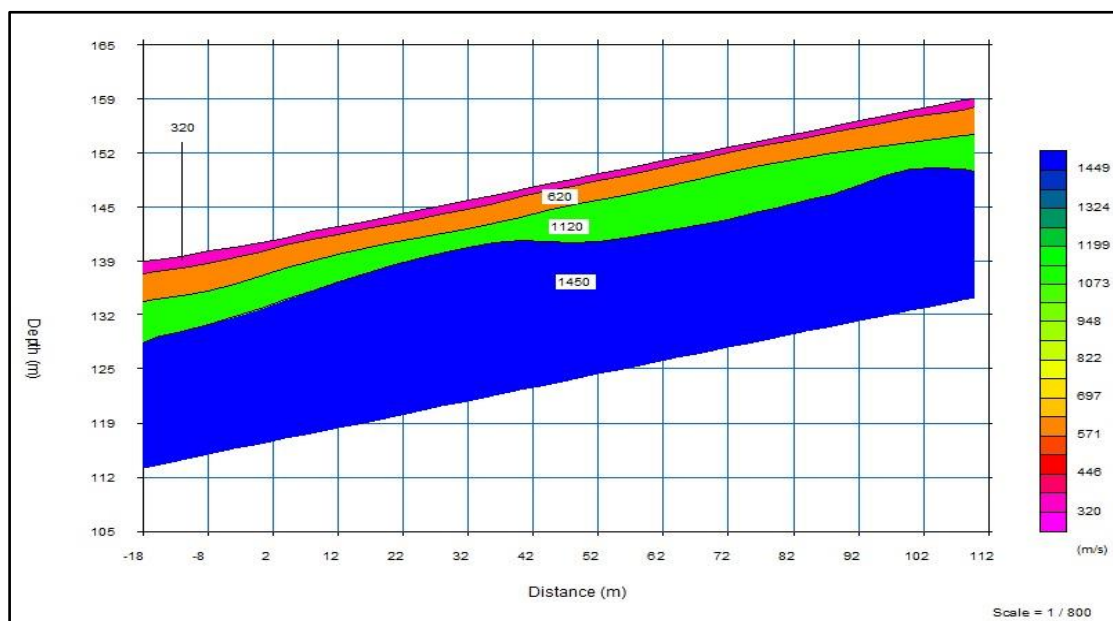


Figure II.24. Modèle de terrain de profil sismique 01. [30]

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

Les vitesses des ondes de cisaillement déterminées aux moyens l'essai géophysique réalisé sur site avec MASW :

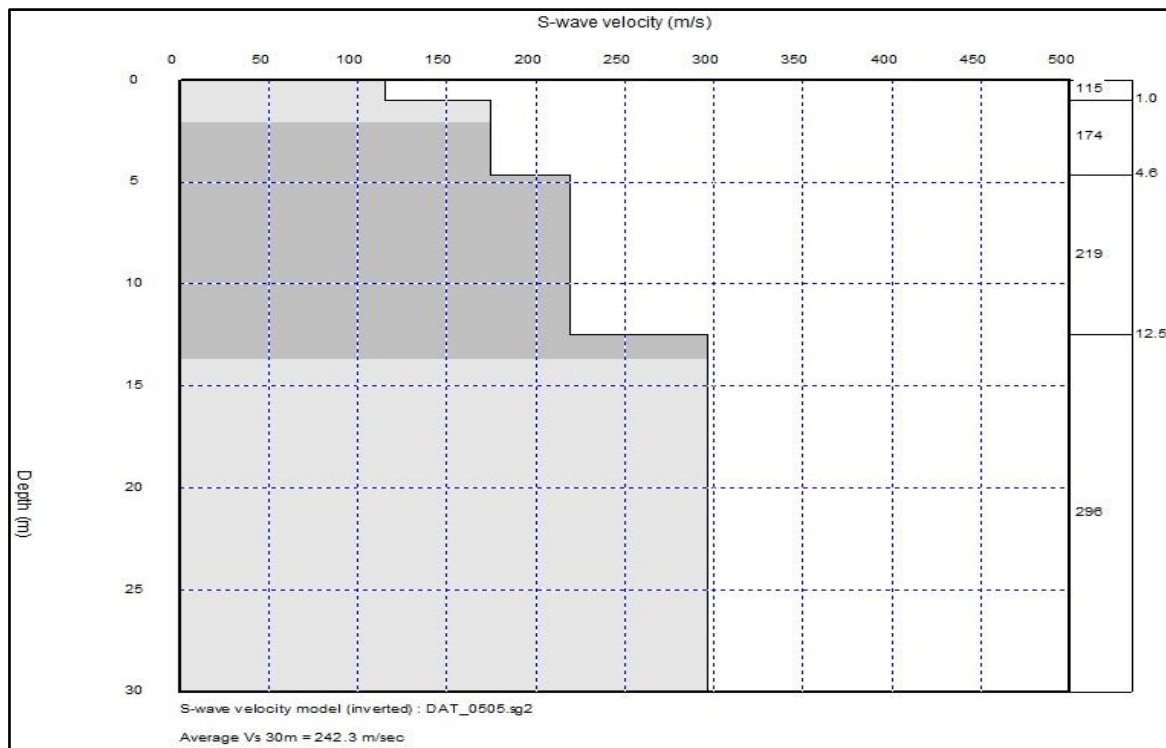


Figure II.25. Modèle de vitesses des ondes S. [30]

II. 10. Classifications des terrains et des sols

II. 10.1. Classification L.P.C

La classification des laboratoires des ponts et chaussées s'appuie essentiellement sur l'analyse granulométrique et les caractéristiques de plasticité pour la fraction fine, complétée par des essais très simples (couleur, odeur, effets de l'eau...etc.).

II. 10.1.1. Les Sols grenus

La classification des sols grenus se fait par la granulométrie et les limites d'Atterberg, elle précisée dans tableau ci-après : [36]

Tableau II.18. Classification des sols grenus.

Définitions		Symboles	Conditions	Désignations géotechniques
GRAVES	Plus de 50% des éléments > 0,08 mm ont un diamètre > 2 mm	moins de 5% d'éléments < 0,08 mm	Gb $c_U = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ et $c_C = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$ compris entre 1 et 3	grave propre bien graduée
			Gm Une des conditions de Gb non satisfaite	grave propre mal graduée
	plus de 12% d'éléments < 0,08 mm	GL Limites d'Atterberg au-dessous de la ligne A ¹⁷	grave limoneuse	
		GA Limites d'Atterberg au-dessus de la ligne A ¹⁷	grave argileuse	
SABLES	Plus de 50% des éléments > 0,08 mm ont un diamètre < 2 mm	moins de 5% d'éléments < 0,08 mm	Sb $c_U = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ et $c_C = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$ compris entre 1 et 3	sable propre bien gradué
			Sm Une des conditions de Sb non satisfaite	sable propre mal gradué
	plus de 12% d'éléments < 0,08 mm	SL Limites d'Atterberg au-dessous de la ligne A ¹⁷	sable limoneux	
		SA Limites d'Atterberg au-dessus de la ligne A ¹⁷	sable argileux	

II. 10.1.2. 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 Casagrande » 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**. [36]

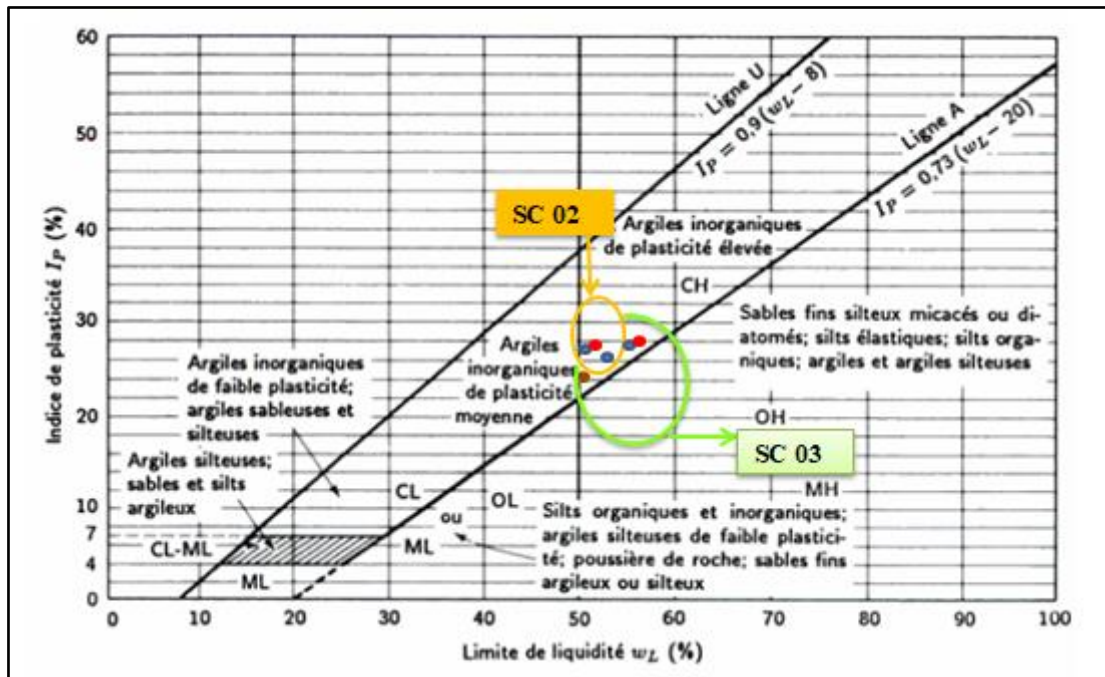


Figure II.26. Classification des sols pour SC 02 et SC 03.

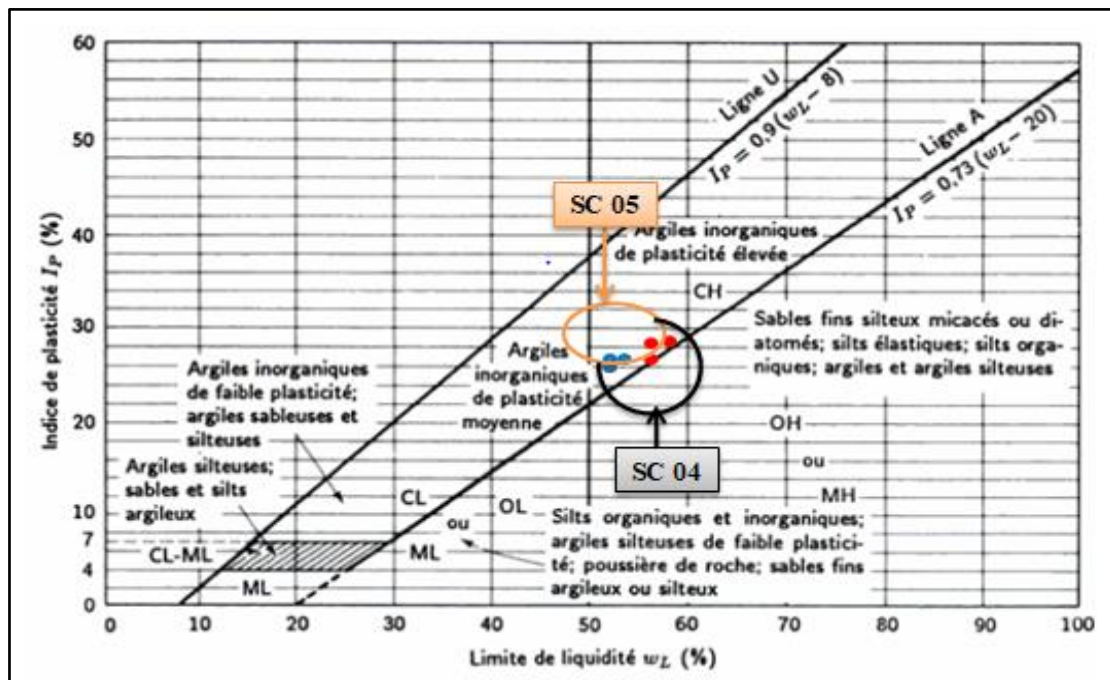


Figure II.27. Classification des sols pour SC 04 et SC 05.

Avec :

- Remblais ;
- Argile sableuse à concrétions calcaires beige avec traces d'oxydations très plastique ;
- Argile marneuse bariolé compacte.

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

- Les essais déterminant les caractéristiques physiques de sol ont donné les résultats suivants :
- Les analyses granulométriques montrent que le pourcentage des passants à 80µm, est supérieur à 50%, d'où il s'agit d'un sol fin ; de 11% particules grossières ;
- Le sol est classé dans la catégorie des argiles peu très plastique d'après l'abaque de Casagrande.

II. 10.2. Classification selon (Règles Parasismiques Algérienne) 1999 /version 2003

II. 10.2.1. Par les essais in situ

- D'après les résultats obtenus à partir de l'essai préssiométrique, le site est classé dans la catégorie S3 (site meuble), S2 (site ferme) pour SP01 et dans la catégorie S4 (site très meuble), S3 (site meuble) pour SP02 ;
- L'ensemble de résultats montre que les essais géophysiques (la sismique réfraction et down-Hole) ont permis de classer le terrain en catégorie S3 (Sol meuble).

II. 11. Problématique

On résume les constats de visite du point de vue géotechnique selon deux facteurs : [30]

- La présence d'une source d'eau courante non captée dans la partie sud-ouest du talus et la déviation du cours d'eau qui passait initialement par l'emprise du projet a favorisé l'infiltration davantage, des eaux de ruissellement et pluviales vers le sol de fondation considéré comme le point le plus bas essentiellement au niveau de celles du bloc démoli.



Figure II.28. La source d'eau courante non captée et les herbes d'indice d'eau. [30]

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

- La présence de constructions et de surchargement par remblais des travaux de terrassement en amont du site dû à la partie aval augmentent considérablement les poussées exercées sur la structure.



Figure II.29. Dépôt d'un remblai en haut de la pente. [30]

A travers les facteurs mentionnés dans ce chapitre (géologique, hydrogéologique... etc.). Les signes qui montrent que le terrain est en mouvement sont :

- L'apparition des signes de glissement de terrain ainsi que la forte présence d'eau en amont du site, tout en considérant les formations lithologiques relevées par les différents rapports de sol, confirment un mouvement du sol en amont et éventuellement sous les fondations ;



Figure II.30. Des fissures centimétriques au niveau du sol dans le sens perpendiculaire à la pente. [30]

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

- Dégradation du bâtiment ;



Figure II.31. Dégradation de bâtiment.

- L'apparition des fissures dans la structure ;



Figure II.32. Les fissures de traction dans la structure.

- Des cassures dans la dalle et les poutres.



Figure II.33. Cassure de la poutre.

II. 12. Conclusion

Nous concluons dans ce chapitre, à la base des données géologiques, hydrogéologique, géotechnique et sismique que la région d'étude située à Tipaza se trouve dans un état de dégradation élevée est présente un risque d'instabilité qui est marqué par les facteurs suivants:

- La région d'étude est constituée de deux formations :
 - Des argiles et marnes de Pliocène inférieur;
 - Des argiles et argile- sableuse de Pliocène supérieur.
- Le site présente une morphologie accidentée du Sud vers le Nord globalement, qui dépasse les 10%.
- La région d'étude est caractérisée par une nappe libre dans les sables argileux (perméabilité faible).
- La zone d'étude est traversée par un oued de Nador, et par un oued secondaire, Oued Mazafran.
- Le terrain est classé en Zone (III) de sismicités élevées, d'après la classification RPA 99.
- À travers les essais aux laboratoires et in situ, où il a été constaté ce qui suit :
 - La teneur en eau moyennement humide à humide ;
 - L'analyse granulométrique dénote 50% de sol fin et à 11% des particules grossières selon la classification du LCPC ;
 - Le sol est classé dans la catégorie des sols plastique à très plastique d'après l'abaque de Casagrande ;
 - D'après les essais mécaniques, Le sol est d'un état ferme avec un angle de frottement faible, expliquant le taux des particules sableuses présentes dans les formations argileuses ;
 - Le site est classé en catégorie S3 (site meuble en surface), S2 (site ferme en profondeur) pour SP01. Et dans la catégorie S4 (site très meuble en surface), S3 (site meuble en profondeur) pour SP02 selon RPA 99, obtenus par les essais pressiométriques, d'où les terrains sont classés généralement en zone S3 (site meuble) ;
 - Le prélèvement du niveau piézométrique montre l'accumulation des eaux à 2 m de profondeur ;
 - Les mesures inclinométriques montrent que le site est en mouvement et que le déplacement de terrain est lent (0.5-1.3 mm) pendant trois derniers mois.

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

- À travers des essais géophysiques réalisés, la sismique réflexion et down-Hole ont permis de classer le sol selon (RPA 99) en catégorie S3 (site meuble).
- Les dégradations observées dans les bâtiments (détérioration des poutres, fissure des murs, cassure de la dalle, etc.), l'apparition des fissures de tractions dans la partie amont sans oublier les travaux de terrassement dans la partie aval, indique que le site est en mouvement et montre un risque d'instabilité.

Finalement nous pouvons conclure que la zone d'étude se situe dans la catégorie des sols fins et meubles, en plus la présence d'eau en surface et en profondeur, le degré de sismicité élevé, l'apparition des fissures de traction dans les bâtiments et les sols, donc il y a un risque d'instabilité d'où il est nécessaire de procéder à une étude de stabilité.

Chapitre III:

*Méthodes classiques
de calcul de
stabilité des pentes.*



III. 1. Introduction

La rupture par glissement d'un talus se manifeste habituellement par un déplacement en bloc d'une partie du massif, l'analyse de la stabilité des talus est l'une des importants problèmes en géotechnique. L'estimation de la sécurité réelle vis-à-vis du risque de rupture est une question complexe surtout dans le domaine des données limitées ou peu connues.

L'étude d'un talus comporte, outre la connaissance du site (la géométrie, les surcharges, les effets dynamiques ou sismiques), le choix des caractéristiques mécaniques des sols et hydrauliques.

Le problème réside dans la détermination de la surface critique de rupture et le facteur de sécurité correspondant (F).

Dans ce chapitre on définit quelques méthodes de calcul de stabilité des talus (méthodes de Taylor, méthode des tranches, méthode globale..., etc.) et par la facilité de leur mise en œuvre (calculs automatiques à l'aide de logiciels) pour justifier la stabilité des terrains et de localiser le long de la surface à potentiel de glissement les zones à fort potentiel rupture.

III. 2. Notion du coefficient de sécurité

L'analyse de la stabilité des talus consiste à étudier les conditions d'équilibre de la masse de sols, supposée monolithique délimitée par une surface de rupture et soumise aux efforts suivants :

- ✓ Poids propre du massif ;
- ✓ Réaction du sol en place le long de la surface de rupture ;
- ✓ Pression interstitielle ;
- ✓ Chargement extérieur éventuel.

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

$$F_{\text{local}} = \frac{\tau_{\max}}{\tau} \quad (\text{III.1})$$

Si : $f > 1$, il n'y a pas rupture ;

Si : $f < 1$, il y a rupture locale. [37]

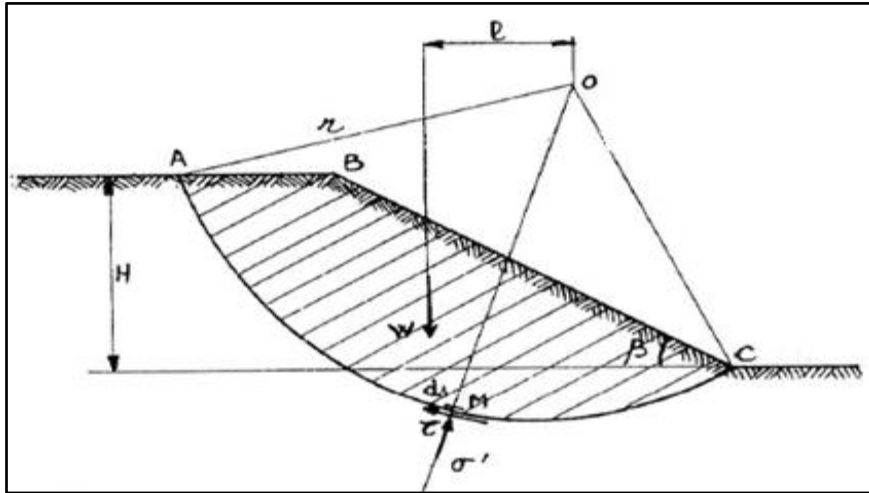


Figure III.1. État des contraintes le long de la courbe de rupture. [38]

Le facteur de sécurité pourrait être calculé, pour un paramètre sélectionné, en prenant le pourcentage de la valeur à la rupture, par la valeur calculée sous les conditions de projet de ce paramètre. [37]

Ce dernier peut être un rapport de force, de moments, de grandeurs par rapport à une grandeur limite comme le montre le tableau :

Tableau III.1. F_S en fonction de grandeur par rapport à une grandeur limite. [39]

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

Le tableau ci-dessous, nous donne les valeurs de F_S en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entoure :

Tableau III.2. Valeur de F_S en fonction de l'état de l'ouvrage. [3]

F_S	Etat de l'ouvrage
<1	Danger.
1-1.25	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. 3. Les méthodes classiques du calcul de stabilité des pentes

Les chercheurs géotechniciens proposent plusieurs méthodes d'évaluation et de prédiction des catastrophes naturelles engendrés par les glissements de terrain. Parmi ces méthodes on trouve essentiellement.

- Les méthodes analytiques ;
- Les méthodes numériques.

III. 3.1. Méthode analytiques

III. 3.1.1. La méthode globale

Un calcul global peut être effectué dans le cas :

- Un terrain homogène et isotrope défini par ses caractéristiques : γ , c , et par la pression U de l'aquifère ;
- Un talus de hauteur H faisant un angle β avec l'horizontal.

Le coefficient de sécurité de différents cercles peut être calculé analytiquement (si des hypothèses sur la répartition des contraintes le long de la surface de rupture sont effectuées) et le coefficient de sécurité du talus est le plus faible de ces coefficients. Il existe des abaques permettant de déterminer le coefficient de sécurité et la position de la surface la plus défavorable dans ces cas simple (Méthode de Tylor). [40]

III. 3.1.1.1. La méthode de Taylor

Appliquons cette méthode pour un talus d'angle i avec l'horizontal, de hauteur H , de frottement φ , de cohésion C et de poids volumique γ , Taylor à calculer systématiquement les cercles de glissement les plus défavorables et à exprimer par un facteur sans dimension :

$$T = \frac{c}{\gamma H} \quad (\text{III.2})$$

L'abaque de Taylor représenté par la (Figure III.2) pour les sols ayant une cohésion et frottement représente en abscisses la pente i du talus, en ordonnées le coefficient de Taylor $T = \frac{c}{\gamma H}$ et des courbes de strict équilibre, graduées des courbes de strict équilibre, graduées en frottement φ .

Dans un calcul de dimensionnement type, on choisit une sécurité F_φ sur le frottement, ce qui donne frottement admissible φ_{ad} . [41]

$$\tan \varphi_{ad} = \frac{\tan \varphi}{F_\varphi} \quad (\text{III.3})$$

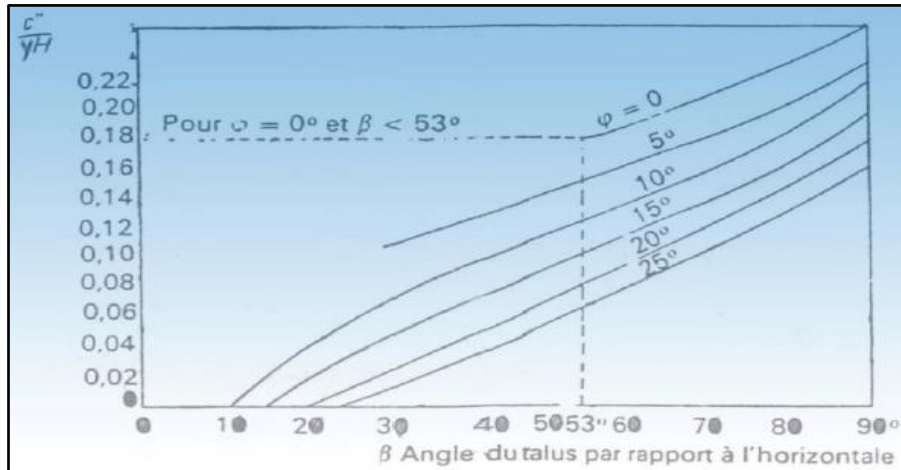


Figure III.2. L'abaque de Taylor. [41]

III. 3.1.2. Méthode des tranches

Le découpage de la masse instable en tranches verticales a permis le développement d'un très grand nombre de méthodes, symbolisées par la méthode Suédoise.

Trois hypothèses sont ajoutées par rapport à la méthode des blocs :

- ✓ Les bords des blocs sont devenus verticaux ;
- ✓ Le point de passage de la force à la base du bloc (de la tranche) est situé au centre de cette base ;
- ✓ Le coefficient de sécurité est unique et ne s'applique qu'à la base des tranches. [42]

III. 3.1.2.1. La méthode de FELLINUS

C'est la méthode la plus simple pour l'analyse de stabilité des talus. Fellinus fait l'hypothèse simplificatrice telle que, on considère que :

- ✓ La ligne de glissement est de forme circulaire ;
- ✓ Les efforts (horizontales et verticales) inter-tranches sont totalement négligés ; parce qu'elles sont parallèles aux bases des tranches.
- ✓ La seule force agissant sur l'arc AB est le poids W .

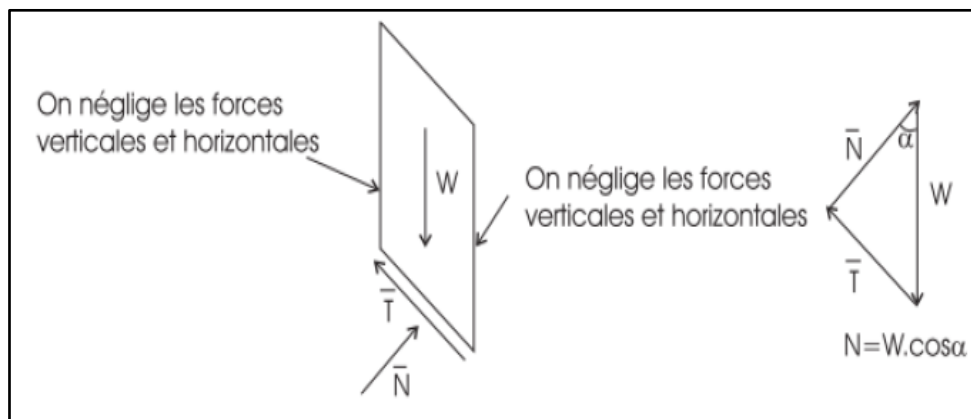


Figure III.3. Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellinus. [42]

Chapitre III : Méthodes classiques de calcul de stabilité des pentes.

La méthode vérifie l'équilibre des moments, et le coefficient de sécurité à la forme linéaire suivante :

$$F = \frac{\sum_{i=0}^n c' l + [W_i \cos \alpha_i - UL] \tan \phi'}{\sum_{i=0}^n W_i \sin \alpha_i} \quad (\text{III.4})$$

Avec :

α_i : Angle d'inclinaison du pied de la tranche par rapport à l'horizontale ;

W_i : Poids de chaque tranche ;

$W_i = \gamma A_i / A_i$: La superficie de chaque tranche tel que ;

γ : Densité du sol.

$A_i = h_i * b_i / h_i$: Hauteur de la tranche ;

L : Désigne la longueur du talus ;

UL : L'effort dû à la pression d'eau latérale ;

c' et ϕ' : Sont la cohésion effective et l'angle de frottement effectif respectivement. [42]

III. 3.1.2.2. Méthode de BISHOP simplifiée

Est assurément la méthode de calcul d'équilibre limite la plus employée pour l'analyse de stabilité. Elle permet de modéliser des talus à géométrie complexe comportant plusieurs couches de sol avec des conditions hydrauliques variées. Cette méthode repose sur les hypothèses suivantes :

- ✓ La ligne de glissement est toujours de forme circulaire;
- ✓ Les efforts verticaux inter-tranches sont nuls ($V_n - V_{n+1} = 0$);
- ✓ Le coefficient de sécurité F est constant tout le long de la surface de rupture.

La méthode de Bishop vérifie l'équilibre des moments ainsi que l'équilibre vertical pour chaque tranche, mais elle néglige l'équilibre horizontal des forces.

La formule du coefficient de sécurité donnée par Bishop est la suivante :

$$F = \frac{\sum_1^n (c' \cdot b + (w - ub) \cdot \tan \phi')}{m\alpha \sum_1^n w \cdot \sin \alpha} \quad (\text{III.5})$$

$$m\alpha = \cos \left(1 + \tan \alpha * \frac{\tan \phi'}{F} \right) \quad (\text{III.6})$$

Avec :

W : Poids de la tranche ;

U : La pression interstitielle au centre de la base de la tranche ;

ϕ : L'angle de frottement de la tranche ;

α : L'angle d'inclinaison par rapport à l'horizontale de la tangente à la courbe de rupture à la base de la tranche ;

b : Largeur de la tranche ;

h : Hauteur de la tranche ;

C' : La cohésion effective du sol à la base de la tranche. [43]

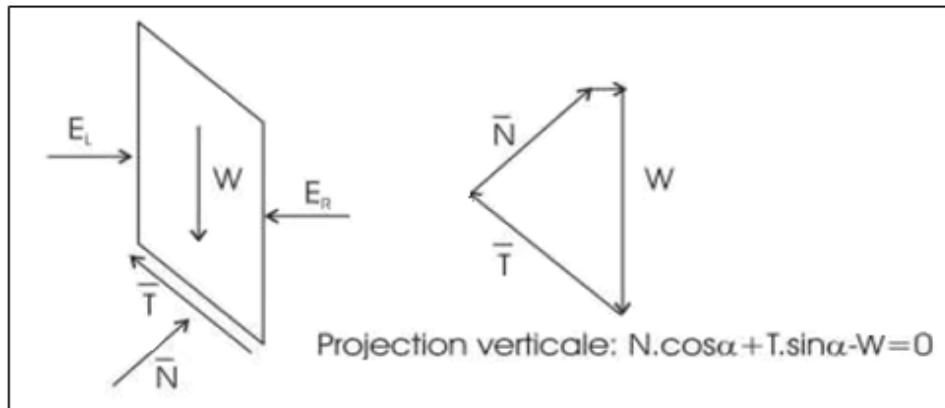


Figure III.4. Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Bishop. [42]

III. 3.1.3. Méthodes de l'équilibre des moments et des forces

Cette méthode est utilisée quand la surface de rupture peut être approchée de manière satisfaisante par 2 ou 3 lignes droites. Il semble qu'actuellement la méthode des tranches paraisse offrir la meilleure approche pour obtenir une solution précise pour n'importe quelle surface de rupture, ainsi que pour des sols stratifiés ou zonés.

III. 3.1.3.1. Méthode simplifiée de JANBU

Hypothèses

- ✓ La méthode suppose une surface de glissement quelconque (non circulaire);
- ✓ Elle suppose que les forces entre les tranches sont horizontales.

La méthode de Janbu vérifie l'équilibre des forces horizontales et verticales tout en négligeant l'équilibre des moments, ce qui aboutit à l'équation suivante :

$$Ff = \frac{\sum [c'l + (\bar{N} - ul) \tan \varphi'] \cos \alpha}{\sum \bar{N} \sin \alpha} \quad (\text{III.7})$$

Avec :

\bar{N} : Composantes normale de la force agissante à la base de la tranche.

Et si on projette parallèlement à la base de la tranche, cette équation équivaut à: [39]

$$Ff = \frac{\sum [c'l + (\bar{N} - ul) \tan \varphi'] \cos \alpha}{\sum w \tan \alpha} \quad (\text{III.8})$$

Chapitre III : Méthodes classiques de calcul de stabilité des pentes.

Ce coefficient de sécurité F_f est corrigé par un facteur f_0 dépendant de l'allure de la courbe de rupture et des propriétés du sol $F'_f = f_0 * F_f$. [43]

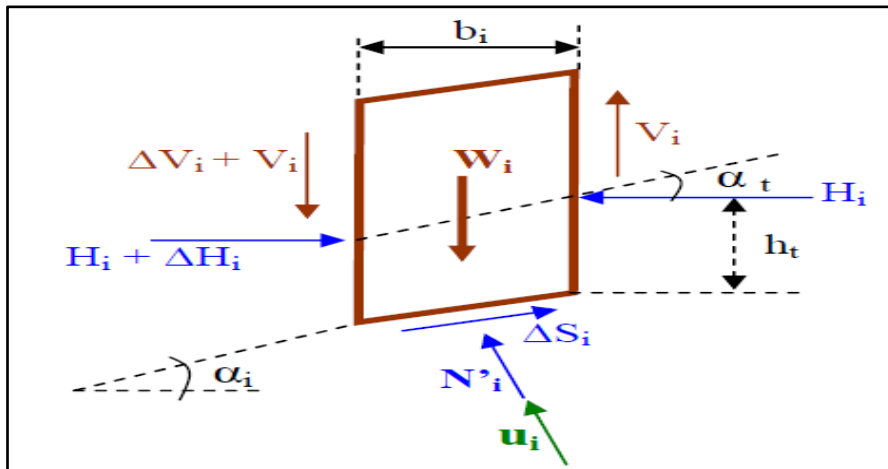


Figure III.5. Equilibre d'une tranche de sol (JANBU). [44]

III. 3.1.3.2. Méthode de Morgenstern-Price [1965]

La méthode de Morgenstern et Price définissent une fonction donnant l'inclinaison des efforts inter-tranches, cette méthode introduit une fonction mathématique arbitraire pour représenter la variation de la direction des forces entre les tranches :

$$\tan \theta_i = \frac{X}{E} = \lambda \cdot F(X'i) \quad (III.9)$$

Où :

θ_i : L'angle formé par la résultante et l'horizontale, il varie systématiquement d'une tranche à une autre le long de la surface de glissement;

λ : Une constante qui doit être évaluée pour le calcul du facteur de sécurité;

$f(x'i)$: Fonction de variation par rapport à la distance le long de la surface de glissement;

$x'i$: La normalisation linéaire des coordonnées x_i , avec les valeurs des deux bouts de la surface de rupture égales à zéro et π .

Les forces considérées sont indiquées dans la figure suivant : [45]

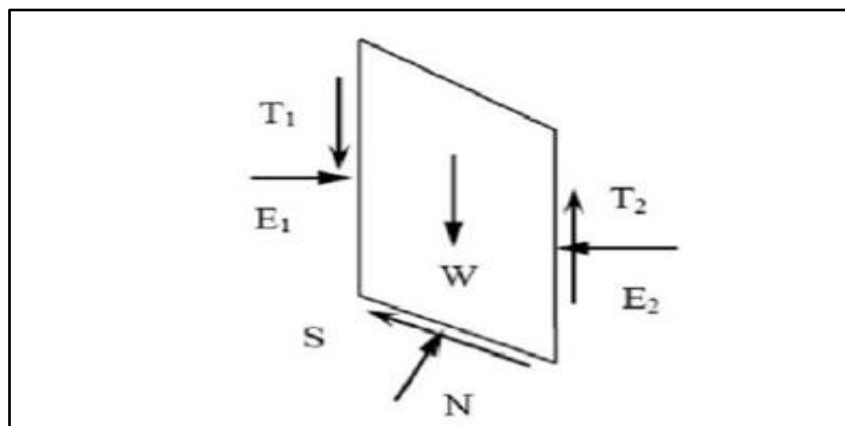


Figure III.6. Représentation graphique des forces sur une tranche. [45]

Cette technique vérifie l'équilibre horizontal et vertical des forces et l'équilibre des moments, en un point quelconque. Cette méthode est précise, elle s'applique à toutes les géométries et pour tous les types de sol.

III. 3.1.3.3. Méthode de spencer [1967]

La méthode de Spencer est initialement présentée pour les surfaces de rupture circulaire, mais la procédure peut être facilement étendue aux surfaces de rupture non circulaires.

Spencer (1967) a mis au point deux équations de coefficient de sécurité, l'un à l'égard de l'équilibre des forces horizontales et de l'équilibre de moment. Il a adopté un rapport constant entre les forces inter- tranches de cisaillement et normal.

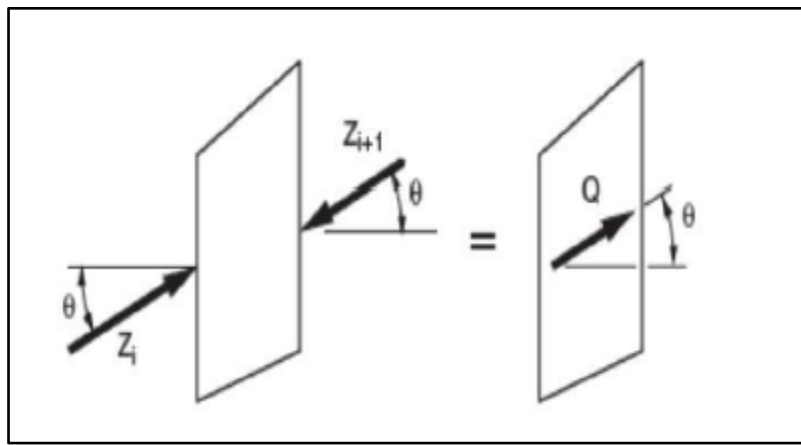


Figure III.7. Résultante des forces parallèles. [46]

L'équation de l'équilibre des forces :

$$\sum Q_i = 0 \text{ et } Q_i = Z_i - Z_{i+1} \tag{III.10}$$

Parce que les forces inter tranche sont supposées être parallèles, Q_i , Z_i , et Z_{i+1} ont même direction et Q_i , tout simplement est la différence scalaire entre les forces inter- tranches de gauche et de droite de la tranche.

Après une série de calcul, Spencer a trouvé une expression réduite pour le coefficient de sécurité comme suite : [46]

$$Q = \frac{-F_v \sin \alpha - F_h \cos \alpha - \left(\frac{c' \Delta l}{F}\right) + (F_v \cos \alpha - F_h \sin \alpha + u \cdot \Delta l) \left(\frac{\tan \phi'}{F}\right)}{\cos(\alpha - \theta) + \left[\frac{\sin(\alpha - \theta) \cdot \tan \phi'}{F}\right]} \tag{III.11}$$

III. 3.2. Les méthodes basées sur les éléments finis

La méthode des éléments finis (MEF) est une méthode d'approximation numérique de solutions des problèmes aux limites statiques ou dynamiques des milieux continus ou fluides en se basant sur les équations différentielles ou aux dérivées partielles avec des conditions aux limites déterminées.

C'est une méthode de discrétisation destinée à chercher une solution approchée à un problème physique mais sous une forme variationnelle, c'est-à-dire à chercher une solution approchée du problème. Elle consiste à décomposer la structure en éléments finis limités par des frontières, et à écrire la fonctionnelle globale à minimiser comme une somme de fonctionnelles relatives à chaque élément.

La méthode des éléments finis nécessite un grand nombre de calculs, cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique, il est par ailleurs possible d'utiliser des modèles couplés, mais leur mise en œuvre demeure complexe.

De nombreux logiciels existent sur le marché, les plus récents nécessitent une licence. On constate depuis quelques années un rapide élargissement du champ d'application des logiciels qui permettent maintenant de tenir compte d'un grand nombre de paramètres et qui intègrent les conditions hydrauliques et les sollicitations sismiques.

Nous citons quelques logiciels de calcul de stabilité des pentes : Talren - Plaxis - Geostudio - Slide -Clara -Flac -Petal. [47]

III. 4. Choix de la méthode de calcul

Un autre choix important, qui dépend des moyens que l'on peut mettre en œuvre, est celui entre une méthode modélisant toute la masse de sol et une méthode définie localement, le long d'une surface de rupture par exemple. Cependant, avec les possibilités d'analyse d'un grand nombre de courbes de rupture potentielles, les deux approches se rejoignent. Dans le cas d'une méthode intéressant toute la masse, le calcul fournira directement la zone de rupture la plus probable, alors qu'une méthode s'appuyant sur une courbe préalablement définie sera répétée un grand nombre de fois pour un résultat semblable.

Ce choix doit donc être fait en examinant les moyens disponibles, le comportement global de la pente, mais aussi en s'assurant de la possibilité d'obtenir les paramètres de calcul correspondants au modèle. Le comportement global de la pente correspond à quatre mécanismes qui se traduisent par des déplacements du sol différemment repartis :

- Pré-rupture, ou le comportement du sol est elastovisco- plastique et ou le massif est un milieu continu, sans zone de discontinuité ; les déformations sont quasi homogènes ;
- Rupture, ou une partie du massif se déplace par rapport à l'autre ; le modèle de sol est elasto-plastique, voire rigide-plastique ;
- Post-rupture, ou une partie du sol se déplace sur l'autre, comme un écoulement visqueux et avec une vitesse appréciable ;
- Réactivation, quand la partie du sol ayant déjà glissé et s'étant stabilisée, le mouvement reprend sur une surface prédéfinie, suivant un comportement rigide -plastique.

La distinction entre ces quatre mécanismes est fondamentale pour une étude fiable des pentes, et ceci va bien sur influencer sur le choix d'une méthode de calcul. Elle permet de choisir entre les types de méthodes rappelés ci-après. [48]

III. 5. Les différents types de rupture

L'étude de 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 passe par le pied.

Les différentes formes de rupture qui peuvent se produire sont : [38]

- Les cercles de pied de talus qui recourent le talus à son pied, on peut distinguer deux cas parmi ces cercles, suivant que les points le plus bas est situé au-dessus ou au-dessous du niveau du pied.

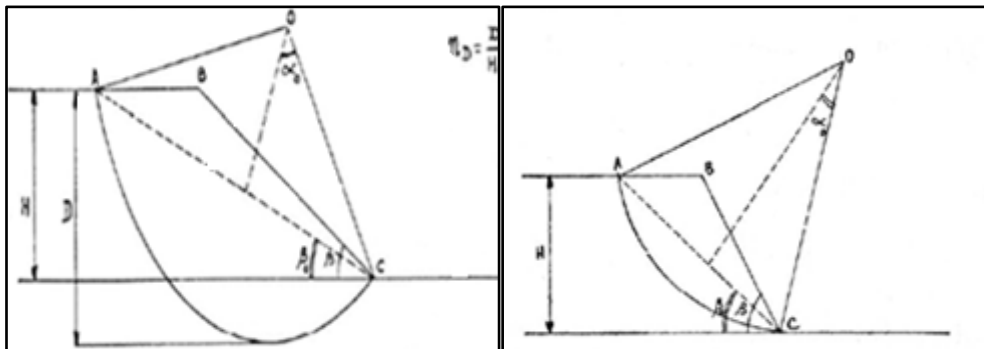


Figure III.8. Cercle du pied. [38]

- Les cercles de flanc de talus, le point bas du cercle a parfois sa position fixée par une couche résistante située peu en dessous du niveau du pied ; dans ces conditions, le cercle recoupe le talus dans la pente, au-dessus du pied.

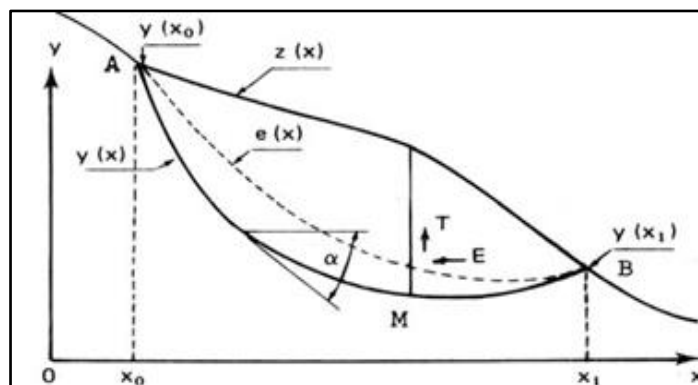


Figure III.9. Cercle du flanc de talus. [38]

- Les cercles de rupture profonde qui englobent une large masse de terrain, on peut montrer que dans ce cas, le centre O des cercles doit être situé à la verticale du milieu du talus, ceux qui expliquent le nom de cercle à mi-pente qu'on leur donne parfois.

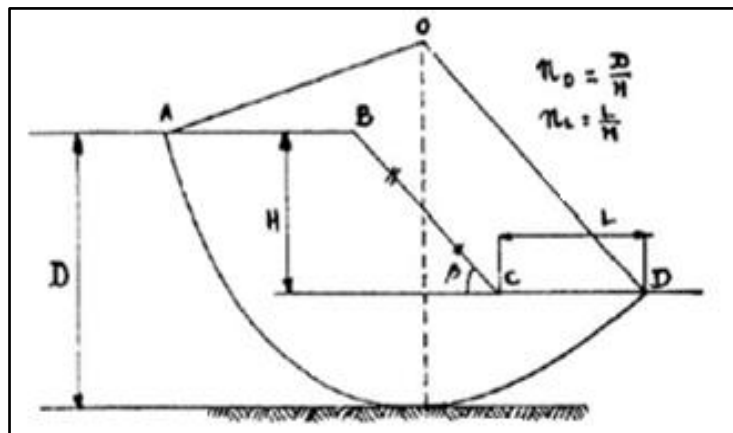


Figure III.10. Cercle à mi-pente. [38]

La grandeur et la position de ces cercles sont définies par une série des paramètres.

$$D = n_D \cdot H \text{ et } L = n_L \cdot H.$$

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. [38]

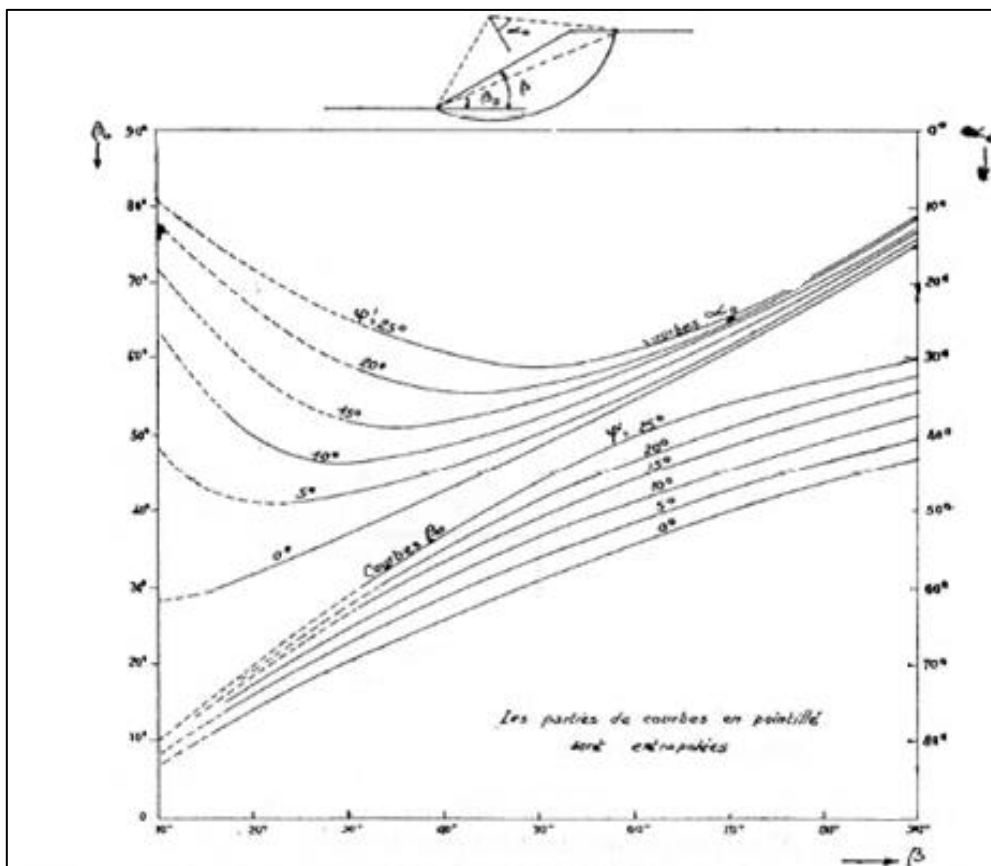


Figure III.11. L'abaque pour la détermination du cercle de rupture passant par le pied de talus. [38]

III. 5.1. Détermination du type de glissement et le cercle critique

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 F_S . 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. [38]

III. 5.2. 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 abrupt $\beta > 53^\circ$.

➤ Cercle profond dans d'autre 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. [38]

III. 6. Application pour le cas d'étude

D'après les résultats qu'on a obtenu (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 tel que α_0 et β_0 qui prend en considération la valeur de $\Phi' \neq 0$; $C' \neq 0$ et $\beta < 53^\circ$.

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.

Pour le calcul du coefficient de sécurité on applique la méthode des tranches (Fellinus et Bishop) pour deux cas sec et saturé qui nous donne la possibilité de voir l'effet des conditions hydrogéologiques sur la stabilité de la pente avant la construction du bâtiment.

III. 6.1. Calcul A Long Terme ($\varphi' = 14^\circ$)

La première étape consiste à déterminer la forme géométrique de la zone susceptible de glisser c'est-à-dire trouvé les couples β_0 et α_0 qui nous permet de tracer le cercle de glissement et la détermination du rayon R.

On utilisant l'abaque ci-dessous, qui représente β_0 et α_0 en fonction de l'angle de talus β et l'angle de frottement interne φ qui nous donne les valeurs suivantes : $\beta_0 = 10^\circ$ et $\alpha_0 = 19^\circ$.

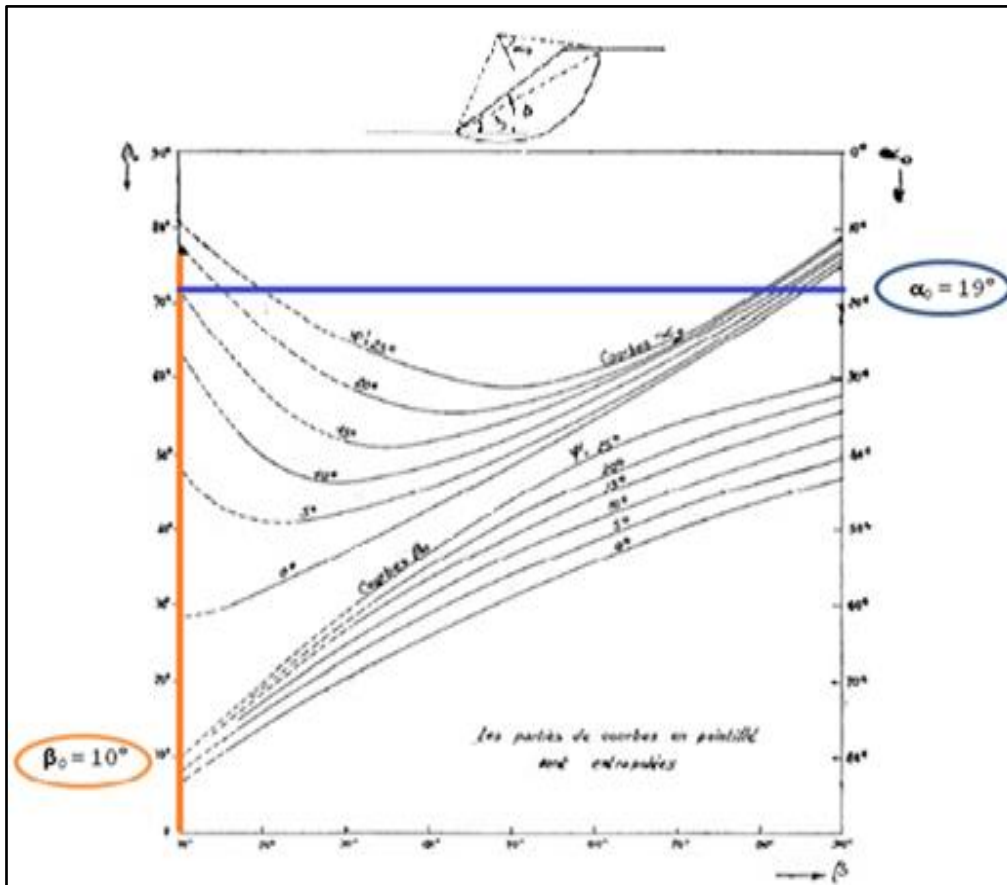


Figure III.12. L'abaque représentatif du cercle de rupture passant par le pied.

✓ **La localisation du centre de glissement**

Il est du type de cercle de pied de talus (talus raide) parce qu'il recoupe le talus à son pied, avec un rayon $R = 261.57$ m et $\beta = 10^\circ$.

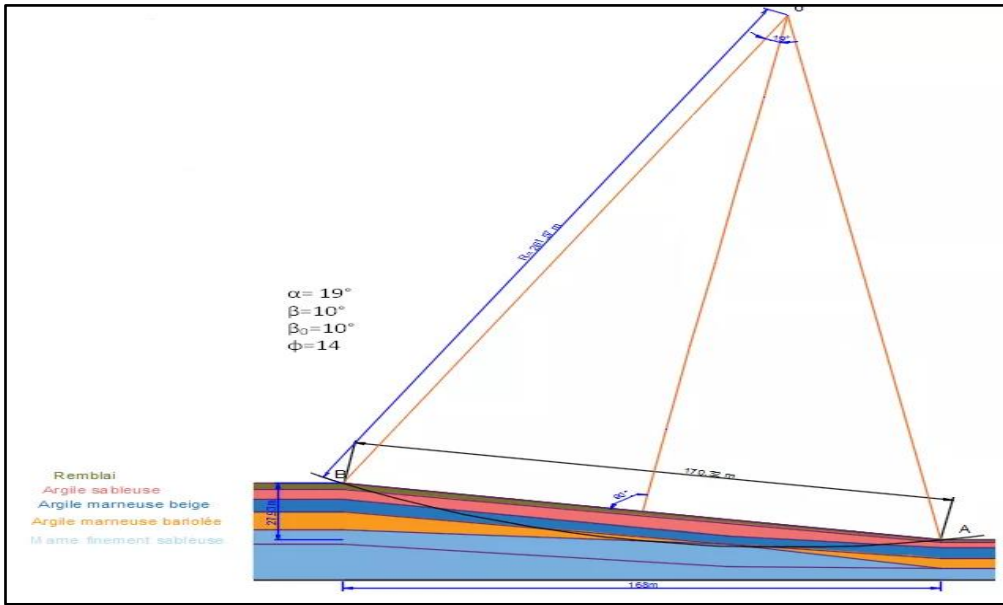


Figure III.13. Localisation du cercle de glissement du pied pour le talus doux.

III. 6.1.1. Calcul statique de coefficient de sécurité

On utilise deux méthodes de calcul du coefficient de sécurité FELLINUS et Bishop qui sont détaillés ci-dessous :

III. 6.1.1.1. Terrain vierge

III. 6.1.1.1.1. Calcul par la méthode de FELLINUS

Pour calculer le facteur de sécurité on subdivise la pente (la masse susceptible de glisser) en un certain nombre de tranches qui sont caractérisées par une largeur $b = 16.8$ m environ en suite la hauteur h de chaque est variable (ses deux paramètres nous permet de calculer le poids de chaque tranche).

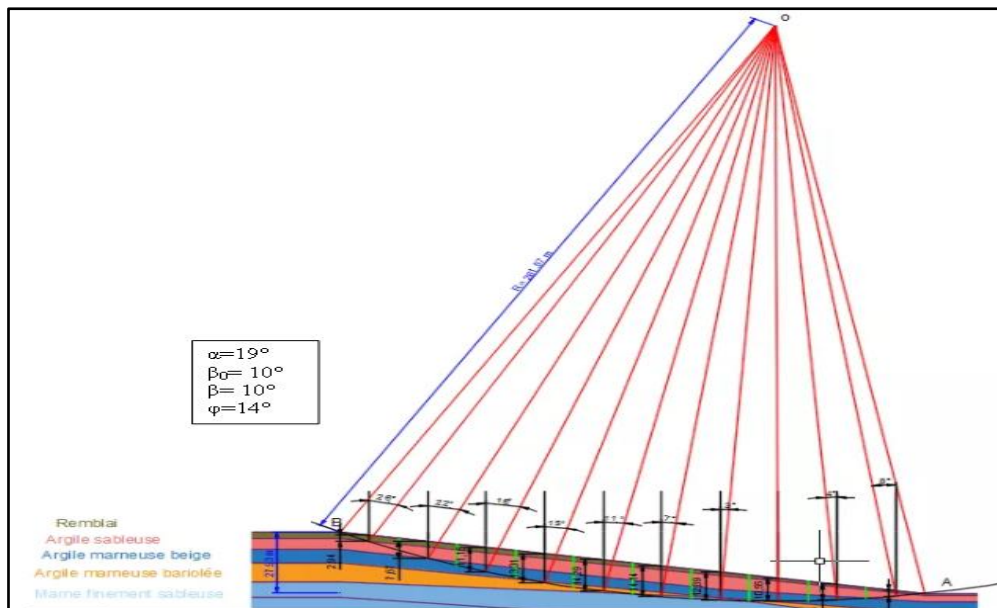


Figure III.14. Discrétisation par tranche de la pente.

Chapitre III : Méthodes classiques de calcul de stabilité des pentes.

a. Pour un sol sec

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

Tableau III.3. Résultat de calcul par la méthode de FELLINUS pour un sol sec.

N° tranche	Ai	Wi	Wicosai	1 /cosai	Wisinaï	tg φ (Wi cosai) 1/cosai	Cibi	
01	49.392	992.779	892.304	1.113	435.206	247.528	117.600	
02	128.856	2590.006	2401.411	1.079	970.233	645.761	117.600	
03	187.320	3765.132	3580.853	1.051	1163.490	938.753	117.600	
04	223.608	4494.521	4341.374	1.035	1163.268	1120.610	117.600	
05	240.072	4825.447	4736.790	1.019	920.739	1203.119	117.600	
06	237.552	4774.795	4739.205	1.008	581.901	1190.490	117.600	
07	216.552	4352.695	4346.730	1.001	227.802	1085.249	117.600	
08	117.240	2356.524	2356.524	1.000	0.000	587.547	117.600	
09	120.120	2414.412	2408.531	1.002	-168.421	601.981	117.600	
10	48.048	965.765	956.366	1.010	-134.408	240.792	117.600	
						Σ=5159.809	Σ= 7861.830	Σ= 1176.000
						F_S = 1.752		

Dans ce cas F_S obtenue est calculée par la formule suivante :

$$F_S = \frac{\sum C_i b_i + \sum \text{tg } \varphi (w_i \cos \alpha_i) 1/\cos \alpha_i}{\sum w \sin \alpha_i} \quad (\text{III.12})$$

En fonction de ces données, on a trouvé: **$F_S = 1.752$**

b. Pour un sol saturé

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

Tableau III.4. Résultat de calcul par la méthode de FELLINUS pour un sol saturé.

N° tranche	Ai	Wi	Wicos2α _i	U b	Ci bi	Wi sinai	(1/cosai)[cb+ (WiCos2αi-ub)tgφ]
01	49.392	1086.624	877.808	493.90	117.600	476.345	237.334
02	128.856	2834.832	2437.020	1288.560	117.600	1061.947	435.667
03	187.320	4121.040	3727.516	1873.200	117.600	1273.471	609.777
04	223.608	4919.376	4589.840	2236.080	117.600	1273.228	729.309
05	240.072	5281.584	5089.292	2400.720	117.600	1007.774	802.684
06	237.552	5226.144	5148.525	2375.520	117.600	636.907	815.063
07	216.552	4764.144	4751.095	2165.520	117.600	249.336	763.302
08	117.240	2579.280	2579.280	1772.400	117.600	0.000	318.778
09	120.120	2642.640	2629.781	1201.200	117.600	-184.341	474.942
10	48.048	1057.056	1036.582	446.880	117.600	-147.114	267.230
						Σ=5647.552	Σ= 5454.086
						F_S = 0.966	

Chapitre III : Méthodes classiques de calcul de stabilité des pentes.

Dans ce cas F_S obtenue est calculée par la formule suivante :

$$F_S = \frac{\sum 1/\cos\alpha [C'_i b_i + \sum (w \cos^2\alpha - ub) \operatorname{tg} \varphi']}{\sum w \sin\alpha} \quad (\text{III.13})$$

En fonction de ces données, on a trouvé: $F_S = 0.966$

➤ Interprétation des résultats

- **Cas sec** : $F_S = 1.752 > 1.5$ La pente est stable (terrain naturel).
- **Cas saturé** : $F_S = 0.966 < 1.5$ La pente est instable (présence des eaux).

III. 6.1.1.1.2. Calcul par la méthode de Bishop

Le calcul du coefficient de sécurité par la méthode de Bishop nécessite la détermination du m_α pour chaque tranche qui peut être tiré soit par l'abaque ou par la formule suivante :

$$m_\alpha = \cos \left(1 + \tan \alpha * \frac{\tan \phi'}{F} \right) \quad (\text{III.14})$$

D'où F_S dans l'équation peut être calculé par la méthode de Fellenius et ensuite on calcule m_α .

a. Pour un sol sec

Les résultats obtenus ainsi que le coefficient de sécurité calculés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.5. Résultats de calcul par la méthode de Bishop pour un sol sec.

N° tranche	$\cos\alpha_i$	$M\alpha_i$	$\operatorname{tg}\phi$	A_i	F	$[Cb + W \operatorname{tg}\phi] / [\cos\alpha_i + ((\sin\alpha_i \operatorname{tg} \phi) / F)]$	$W_i \sin\alpha_i$
01	0.899	0.5002	0.2493	49.392	1.752	251.749	435.206
02	0.927	0.5071	0.2493	128.856	1.752	778.537	970.233
03	0.951	0.5137	0.2493	187.320	1.752	1061.615	1163.490
04	0.966	0.5184	0.2493	223.608	1.752	1234.793	1163.268
05	0.982	0.5244	0.2493	240.072	1.752	1309.214	920.739
06	0.993	0.5303	0.2493	237.552	1.752	1295.275	581.901
07	0.999	0.5360	0.2493	2160552	1.752	1195.581	227.802
08	1.000	0.5403	0.2493	117.240	1.752	705.147	0.000
09	0.998	0.5459	0.2493	120.120	1.752	728.590	-168.421
10	0.990	0.5403	0.2493	48.048	1.752	369.302	-134.408
						$\Sigma = 8929.803$	$\Sigma = 5159.809$
						$F_S = 1.731$	

F_S obtenue est calculé par la formule suivante :

$$F_S = \frac{\sum (C_i b_i + \sum (w \operatorname{tg} \phi_i) / m_\alpha)}{\sum w_n \sin\alpha_i} \quad (\text{III.15})$$

En fonction de ces données, on a trouvé: $F_S = 1.731$

b. Pour un sol saturé

Les résultats obtenus ainsi que le coefficient de sécurité calculés sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.6. Résultats de calcul par la méthode de Bishop pour un sol saturé.

N° tranche	cos α_i	sin α_i	tg ϕ	A _i	F	U b	$\frac{[Cb + (W-ub) \text{tg}\phi]}{[\cos\alpha_i + ((\sin\alpha_i \text{tg}\phi)/F)]}$	W _i sin α_i
01	0.899	0.4810	0.249	49.392	0.966	493.920	262.239	476.345
02	0.927	0.4913	0.249	128.856	0.966	1288.560	491.386	1061.947
03	0.951	0.5010	0.249	187.320	0.966	1873.200	657.767	1273.471
04	0.966	0.5080	0.249	223.608	0.966	2236.080	761.679	1273.228
05	0.982	0.5169	0.249	240.072	0.966	2400.720	810.834	1007.774
06	0.993	0.5256	0.249	237.552	0.966	2375.520	808.919	636.907
07	0.999	0.5340	0.249	216.552	0.966	2165.520	756.327	249.336
08	1.000	0.5403	0.249	117.240	0.966	1772.400	318.778	0.000
09	0.998	0.5485	0.249	120.120	0.966	1201.200	486.947	-184.341
10	0.990	0.5569	0.249	48.048	0.966	446.880	282.640	-147.114
							$\Sigma = 5637.516$	$\Sigma = 5647.552$
							F_S = 0.998	

F_S obtenue est calculé par la formule suivante :

$$F_S = \frac{\sum [Cb + (w-ub) \text{tg}\phi / m\alpha]}{\sum w \sin\alpha} \quad (\text{III.16})$$

En fonction de ces données, on a trouvé : **F_S = 0.998**

👉 Interprétation des résultats

- **Cas sec** : F_S = 1.731 > 1.5 La pente est stable (terrain naturel).
- **Cas saturé** : F_S = 0.998 < 1.5 La pente est instable (présence des eaux).

III. 6.1.1.2. Terrain avec terrassement

Nous enlevons les trois dernières tranches où les travaux de terrassement ont été effectués et on calcule le coefficient de sécurité par les deux méthodes Fellinus et Bishop.

III. 6.1.1.2.1. Calcul par la méthode de FELLINUS

Le F_S est calculé pour chaque tranche d'où les résultats sont représentés chaque cas dans les tableaux suivants :

Chapitre III : Méthodes classiques de calcul de stabilité des pentes.

a. Pour un sol sec

Tableau III.7. Résultat de calcul par la méthode de Fellinus pour un sol sec.

N° tranche	Ai	Wi	Wi cosai	1 /cosai	Wisinaï	tg φ (Wi cosai) 1/cosai	Cibi
01	49.392	992.779	892.304	1.113	435.206	247.528	117.600
02	128.856	2590.006	2401.411	1.079	970.233	645.761	117.600
03	187.320	3765.132	3580.853	1.051	1163.490	938.753	117.600
04	223.608	4494.521	4341.374	1.035	1163.268	1120.610	117.600
05	240.072	4825.447	4736.790	1.019	920.739	1203.119	117.600
06	237.552	4774.795	4739.205	1.008	581.901	1190.490	117.600
07	216.552	4352.695	4346.730	1.001	227.802	1085.249	117.600
08	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000
09	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000
10	0.000	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000
					Σ=5462.638	Σ= 6431.509	Σ= 823.200
					F_s = 1.328		

b. Pour un sol saturé

Tableau III.8. Résultat de calcul par la méthode de Fellinus pour un sol saturé.

N° tranche	Ai	Wi	Wi cos2ai	Ub	Ci bi	Wi sinai	(1/cosai)[cb+ (WiCos2ai- ub) tgφ]
01	49.392	1086.624	877.808	493.90	117.600	476.345	237.334
02	128.856	2834.832	2437.020	1288.560	117.600	1061.947	435.667
03	187.320	4121.040	3727.516	1873.200	117.600	1273.471	609.777
04	223.608	4919.376	4589.840	2236.080	117.600	1273.228	729.309
05	240.072	5281.584	5089.292	2400.720	117.600	1007.774	802.684
06	237.552	5226.144	5148.525	2375.520	117.600	636.907	815.063
07	216.552	4764.144	4751.095	2165.520	117.600	249.336	763.302
08	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
09	0.000	0.000	0.000	0,000	0.000	0.000	0.000
10	0.000	0.000	0.000	0,000	0.000	0.000	0.000
					Σ= 5979.007	Σ= 4393.136	
					F_s = 0.735		

↳ Interprétation des résultats

- **Cas sec** : $F_s = 1.328 < 1.5$ La pente est moyennement stable (décroissement des résultats à cause des travaux de terrassement qui minimisent les forces de résistance en pied).
- **Cas saturé** : $F_s = 0.735 < 1.5$ La pente est très instable (diminution des résultats en présence d'eau et à cause des travaux de terrassement qui minimisent les forces de résistance ou la buté en pied).

Chapitre III : Méthodes classiques de calcul de stabilité des pentes.

III. 6.1.1.2.2. Calcul par la méthode de Bishop

Le F_S est calculer pour chaque tranche d'où les résultats sont représentés chaque cas dans les tableaux suivant :

a. Pour un sol sec

Tableau III.9. Résultat de calcul par la méthode de Bishop pour un sol sec.

N° tranche	$\cos \alpha_i$	$m \alpha_i$	$Tg \varphi$	A_i	F	$[Cb + W \operatorname{tg} \varphi] / [\cos \alpha_i + ((\sin \alpha_i \operatorname{tg} \varphi) / F)]$	$W_i \sin \alpha_i$
01	0.899	0.5002	0.2493	49.392	1.328	246.643	435.206
02	0.927	0.5071	0.2493	128.856	1.328	765.265	970.233
03	0.951	0.5137	0.2493	187.320	1.328	1046.857	1163.490
04	0.966	0.5184	0.2493	223.608	1.328	1220.493	1163.268
05	0.982	0.5244	0.2493	240.072	1.328	1298.069	920.739
06	0.993	0.5303	0.2493	237.552	1.328	1288.218	581.901
07	0.999	0.5360	0.2493	216.552	1.328	1192.764	227.802
08	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
09	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
$\Sigma = 7058,309$						$\Sigma = 5462.639$	
$F_S = 1.292$							

b. Pour un sol saturé

Tableau III.10. Résultat de calcul par la méthode de Bishop pour un sol saturé.

N° tranche	$\cos \alpha_i$	$m \alpha_i$	$tg \varphi$	A_i	F	U b	$[Cb + (W - ub) \operatorname{tg} \varphi] / [\cos \alpha_i + ((\sin \alpha_i \operatorname{tg} \varphi) / F)]$	$W_i \sin \alpha_i$
01	0.899	0.4810	0.249	49.392	0.735	493.920	253.332	476.345
02	0.927	0.4913	0.249	128.856	0.735	1288.560	477.216	1061.947
03	0.951	0.5010	0.249	187.320	0.735	1873.200	642.143	1273.471
04	0.966	0.5080	0.249	223.608	0.735	2236.080	746.496	1273.228
05	0.982	0.5169	0.249	240.072	0.735	2400.720	798.834	1007.774
06	0.993	0.5256	0.249	237.552	0.735	2375.520	801.180	636.907
07	0.999	0.5340	0.249	216.552	0.735	2165.520	753.166	249.336
08	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1772.400	0.000	0.000
09	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1201.200	0.000	0.000
10	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	446.880	0.000	0.000
$\Sigma = 4472.368$						$\Sigma = 5979.007$		
$F_S = 0.748$								

👉 Interprétation des résultats

- **Cas sec :** $F_S = 1.292 < 1.5$ La pente est moyennement stable (décroissement des résultats à cause des travaux de terrassement qui minimisent les forces de résistance ou la buté en pied).
- **Cas saturé :** $F_S = 0.748 < 1.5$ La pente est instable (diminution des résultats en présence d'eau et à cause des travaux de terrassement qui minimisent les forces de résistance ou la buté en pied).

Chapitre III : Méthodes classiques de calcul de stabilité des pentes.

III. 6.1.1.3. Terrain avec bâtiment

Nous ajoutant le bâtiment. On calcule le coefficient de sécurité par les deux méthodes Fellinus et Bishop.

III. 6.1.1.3.1. Calcul par la méthode de FELLINUS

Le F_s est calculer pour chaque tranche d'où les résultats sont représentés chaque cas dans les tableaux suivant :

a. Pour un sol sec

Tableau III.11. Résultat de calcul par la méthode de FELLINUS pour un sol sec.

N° tranche	Ai	Wi cosai	1 /cosai	Wi sinai	tg φ (Wi cos ai) 1/cosai	Ci bi	q	
01	49.392	892.304	1.113	435.206	247.528	117.600	200	
02	128.856	2401.411	1.079	970.233	645.761	117.600	200	
03	187.320	3580.853	1.051	1163.490	938.753	117.600	200	
04	223.608	4341.374	1.035	1163.268	1120.610	117.600	200	
05	240.072	4736.790	1.019	920.739	1203.119	117.600	200	
06	237.552	4739.205	1.008	581.901	1190.490	117.600	200	
07	216.552	4346.730	1.001	227.802	1085.249	117.600	0.00	
08	117.240	2356.524	1.000	0.000	587.547	117.600	0.00	
09	120.120	2408.531	1.002	-168.421	601.981	117.600	0.00	
10	48.048	956.366	1.010	-134.408	240.792	117.600	0.00	
					Σ=5159.809	Σ=7861.830	Σ= 1176.000	Σ=1200
F_s = 1.421								

b. Pour un sol saturé

Tableau III.12. Résultat de calcul par la méthode de FELLINUS pour un sol saturé.

N° tranche	Ai	Wicos2α _i	U b	Wi sinai	(1/cosai)[cb+ (WiCos2ai-ub) tgφ]	q	
01	49.392	877.808	493.90	476.345	237.334	200	
02	128.856	2437.020	1288.560	1061.947	435.667	200	
03	187.320	3727.516	1873.200	1273.471	609.777	200	
04	223.608	4589.840	2236.080	1273.228	729.309	200	
05	240.072	5089.292	2400.720	1007.774	802.684	200	
06	237.552	5148.525	2375.520	636.907	815.063	200	
07	216.552	4751.095	2165.520	249.336	763.302	0.00	
08	117.240	2579.280	1772.400	0.000	318.778	0.00	
09	120.120	2629.781	1201.200	-184.341	474.942	0.00	
10	48.048	1036.582	446.880	-147.114	267.230	0.00	
					Σ= 5647.552	Σ= 5454.086	Σ=1200
F_s = 0.797							

↳ Interprétation des résultats

- **Cas sec** : $F_S = 1.421 < 1.5$ La pente est stable (la présence du bâtiment à l'état initial de terrain, se trouve dans un état stable et ne cause aucun danger).
- **Cas saturé** : $F_S = 0.797 < 1.5$ La pente est très instable et présente un danger pour les bâtiments existantes (le soulèvement de niveau piézométrique rend les calculs en terme de contrainte totale (diminution des forces de cohésion par la présence d'eau) qui influe sur les forces de résistances et augmente l'effet des forces motrices qui diminue le facteur de sécurité).

III. 6.1.1.3.2. Calcul par la méthode de Bishop

Les résultats obtenus ainsi que le coefficient de sécurité calculés sont résumés dans le tableau suivant :

a. Pour un sol sec

Tableau III.13. Résultats de calcul par la méthode de Bishop pour un sol sec.

N° tranche	A_i	α_i	F	$[C_b + W \operatorname{tg} \varphi] / [\cos \alpha_i + ((\sin \alpha_i \operatorname{tg} \varphi) / F)]$	$W_i \sin \alpha_i$	q
01	49.392	26	1.421	248.005	435.206	200
02	128.856	22	1.421	768.813	970.233	200
03	187.320	18	1.421	1050.812	1163.490	200
04	223.608	15	1.421	1224.332	1163.268	200
05	240.072	11	1.421	1301.067	920.739	200
06	237.552	7	1.421	1290.121	581.901	200
07	216.552	3	1.421	1193.525	227.802	0.00
08	117.240	0	1.421	705.147	0.000	0.00
09	120.120	-4	1.421	730.297	-168.421	0.00
10	48.048	-8	1.421	371.064	-134.408	0.00
				$\Sigma = 8883.184$	$\Sigma = 5159.809$	$\Sigma = 1200$
$F_S = 1.397$						

b. Pour un sol saturé

Tableau III.14. Résultats de calcul par la méthode de Bishop pour un sol saturé.

N° tranche	A_i	$\cos\alpha_i$	F	$[Cb + (W-ub) \operatorname{tg}\varphi] /$ $[\cos\alpha_i + ((\sin\alpha_i \operatorname{tg}\varphi) / F)]$	$W_i \sin\alpha_i$	q
01	49.392	0.899	0.797	256.152	476.345	200
02	128.856	0.927	0.797	481.718	1061.947	200
03	187.320	0.951	0.797	647.125	1273.471	200
04	223.608	0.966	0.797	751.350	1273.228	200
05	240.072	0.982	0.797	802.684	1007.774	200
06	237.552	0.993	0.797	803.672	636.907	200
07	216.552	0.999	0.797	754.188	249.336	0.00
08	117.240	1.000	0.797	318.778	0.000	0.00
09	120.120	0.998	0.797	488.857	-184.341	0.00
10	48.048	0.990	0.797	284.919	-147.114	0.00
				$\Sigma=5589.442$	$\Sigma=5647.552$	$\Sigma=1200$
$F_S = 0.816$						

👉 *Interprétation des résultats*

- **Cas sec :** $F_S = 1.397 < 1.5$ La pente est moyennement stable (la présence du bâtiment à l'état initial de terrain, se trouve dans un état stable et ne cause aucun danger).
- **Cas saturé :** $F_S = 0.816 < 1.5$ La pente est très instable et présente un danger pour les bâtiments existantes (le soulèvement de niveau piézométrique rend les calculs en terme de contrainte totale (diminution des forces de cohésion par la présence d'eau) qui influe sur les forces de résistances et augmente l'effet des forces motrices qui diminue le facteur de sécurité).

III. 6.1.1.4. Terrain terrassé avec bâtiment

On calcule le coefficient de sécurité après les travaux de terrassement avec l'existence le bâtiment par les deux méthodes Fellinus et Bishop.

III. 6.1.1.4.1. Calcul par la méthode de FELLINUS

Le F_S est calculer pour chaque tranche d'où les résultats sont représentés chaque cas dans les tableaux suivant :

Chapitre III : Méthodes classiques de calcul de stabilité des pentes.

a. Pour un sol sec

Tableau III.15. Résultat de calcul par la méthode de Fellinus pour un sol sec.

N° tranche	Ai	Wi cosai	1 /cosai	Wi sinai	tg φ (Wi cosai) 1/cosai	Ci bi	q	
01	49.392	892.304	1.113	435.206	247.528	117.600	200	
02	128.856	2401.411	1.079	970.233	645.761	117.600	200	
03	187.320	3580.853	1.051	1163.490	938.753	117.600	200	
04	223.608	4341.374	1.035	1163.268	1120.610	117.600	200	
05	240.072	4736.790	1.019	920.739	1203.119	117.600	200	
06	237.552	4739.205	1.008	581.901	1190.490	117.600	200	
07	216.552	4346.730	1.001	227.802	1085.249	117.600	0.00	
08	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.00	
09	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.00	
10	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
					Σ=5462.638	Σ=6431.509	Σ= 823.200	Σ=1200
F_S = 1.089								

b. Pour un sol saturé

Tableau III.16. Résultat de calcul par la méthode de Fellinus pour un sol saturé.

N° tranche	Ai	Wi cos2ai	Ub	Ci bi	Wi sinai	(1/cosai)[cb+ (WiCos2ai-ub)tgφ]	q
01	49.392	877.808	493.90	117.600	476.345	237.334	200
02	128.856	2437.020	1288.560	117.600	1061.947	435.667	200
03	187.320	3727.516	1873.200	117.600	1273.471	609.777	200
04	223.608	4589.840	2236.080	117.600	1273.228	729.309	200
05	240.072	5089.292	2400.720	117.600	1007.774	802.684	200
06	237.552	5148.525	2375.520	117.600	636.907	815.063	200
07	216.552	4751.095	2165.520	117.600	249.336	763.302	0.00
08	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
09	0.000	0.000	0,000	0.000	0.000	0.000	0.00
10	0.000	0.000	0,000	0.000	0.000	0.000	0.00
					Σ= 5979.007	Σ= 4393.136	Σ= 1200
F_S = 0.612							

👉 Interprétation des résultats

- **Cas sec** : $F_S = 1.089 < 1.5$ La pente est très instable (diminution des résultats à cause des travaux de terrassement qui minimisent les forces de résistance ou la buté en pied qui causent des dégâts sur les bâtiments).
- **Cas saturé** : $F_S = 0.612 < 1.5$ La pente est très instable ou danger (diminution des résultats en présence d'eau et à cause des travaux de terrassement qui minimisent les forces de

Chapitre III : Méthodes classiques de calcul de stabilité des pentes.

résistance ou la buté en pied qui cause des dégâts sur les bâtiments, effondrement, cassure des toits, des poutres et poteaux d'où un danger doit être déclarée).

III. 6.1.1.4.2. Calcul par la méthode de Bishop

Le F_S est calculer pour chaque tranche d'où les résultats sont représentés chaque cas dans les tableaux suivant :

a. Pour un sol sec

Tableau III.17. Résultat de calcul par la méthode de Bishop pour un sol sec.

N° tranche	$\cos \alpha_i$	$Tg \varphi$	A_i	F	$\frac{[Cb + W \operatorname{tg} \varphi]}{[\cos \alpha_i + ((\sin \alpha_i \operatorname{tg} \varphi)/F)]}$	$W_i \sin \alpha_i$	q	
01	0.899	0.2493	49.392	1.089	242.180	435.206	200	
02	0.927	0.2493	128.856	1.089	753.593	970.233	200	
03	0.951	0.2493	187.320	1.089	1033.800	1163.490	200	
04	0.966	0.2493	223.608	1.089	1207.786	1163.268	200	
05	0.982	0.2493	240.072	1.089	1288.106	920.739	200	
06	0.993	0.2493	237.552	1.089	1281.874	581.901	200	
07	0.999	0.2493	216.552	1.089	1190.217	227.802	0.00	
08	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	
09	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	
10	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	
					$\Sigma = 6997.555$	$\Sigma = 5462.639$	$\Sigma = 1200$	
								$F_S = 1.050$

b. Pour un sol saturé

Tableau III.18. Résultat de calcul par la méthode de Bishop pour un sol saturé.

N° tranche	$\cos \alpha_i$	$\operatorname{tg} \varphi$	A_i	F	U b	$\frac{[Cb + (W - ub) \operatorname{tg} \varphi]}{[\cos \alpha_i + ((\sin \alpha_i \operatorname{tg} \varphi)/F)]}$	$W_i \sin \alpha_i$	q
01	0.899	0.249	49.392	0.735	493.920	253.332	476.345	200
02	0.927	0.249	128.856	0.735	1288.560	477.216	1061.947	200
03	0.951	0.249	187.320	0.735	1873.200	642.143	1273.471	200
04	0.966	0.249	223.608	0.735	2236.080	746.496	1273.228	200
05	0.982	0.249	240.072	0.735	2400.720	798.834	1007.774	200
06	0.993	0.249	237.552	0.735	2375.520	801.180	636.907	200
07	0.999	0.249	216.552	0.735	2165.520	753.166	249.336	0.00
08	1.000	0.000	0.000	0.000	1772.400	0.000	0.000	0.00
09	1.000	0.000	0.000	0.000	1201.200	0.000	0.000	0.00
10	1.000	0.000	0.000	0.000	446.880	0.000	0.000	0.00
					$\Sigma = 4472.368$	$\Sigma = 5979.007$	$\Sigma = 1200$	
								$F_S = 0.603$

↳ Interprétation des résultats

- **Cas sec** : $F_S = 1.050 < 1.5$ La pente est très instable (diminution des résultats à cause des travaux de terrassement qui minimisent les forces de résistance ou la buté en pied qui causent des dégâts sur les bâtiments).
- **Cas saturé** : $F_S = 0.603 < 1.5$ La pente très instable ou danger (diminution des résultats en présence d'eau et à cause des travaux de terrassement qui minimisent les forces de résistance ou la buté en pied qui causent des dégâts sur les bâtiments, effondrement, cassure des toits, des poutres et poteaux d'où un danger doit être déclarée).

III. 6.1.2. Calcul pseudo statique de coefficient de sécurité

Le calcul pseudo statique exprimé par des accélérations constantes horizontales et verticales attachées à la masse du sol.

Dans le site d'étude les ouvrages sont classées dans les ouvrages courants (Habitations – Bureaux) avec une sismicité élevée (zone III) donc le coefficient d'accélération égale 0.25.

Tableau III.19. Coefficient d'accélération (RPA).

Groupe	Zone I	Zone II-a	Zone II-b	Zone III	Classification des ouvrages selon leurs importances
1A	0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrages d'importance vitale : Sécurité- Hôpitaux
1B	0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrages de grande importance: Scolaire et Culte
2	0.10	0.15	0.20	0.25	Ouvrages courants : Habitations- Bureaux
3	0.07	0.10	0.14	0.18	Ouvrages de faible importance: Hangars

III. 6.1.2.1. Terrain vierge

III. 6.1.2.1.1. Calcul par la méthode de FELLINUS

Le F_S est calculer pour chaque tranche d'où les résultats sont représentés chaque cas dans les tableaux suivant :

Chapitre III : Méthodes classiques de calcul de stabilité des pentes.

a. Pour un sol sec

Tableau III.20. Résultat de calcul par la méthode de FELLINUS pour un sol sec.

N° tranche	R	α_i	$W_i \sin \alpha_i$	$\text{tg } \varphi (W_i / \cos \alpha_i)$	$C_i b_i$	$A W_i d_i / R$
01	261.57	26	435.206	247.528	117.600	48.916
02	261.57	22	970.233	645.761	117.600	93.473
03	261.57	18	1163.490	938.753	117.600	93.410
04	261.57	15	1163.268	1120.610	117.600	74.713
05	261.57	11	920.739	1203.119	117.600	44.352
06	261.57	7	581.901	1190.490	117.600	18.687
07	261.57	3	227.802	1085.249	117.600	3.657
08	261.57	0	0.000	587.547	117.600	0
09	261.57	-4	-168.421	601.981	117.600	-2.704
10	261.57	-8	-134.408	240.792	117.600	-4.316
			$\Sigma = 5159.809$	$\Sigma = 7861.830$	$\Sigma = 1176,000$	$\Sigma = 370.190$
$F_S = 1.634$						

b. Pour un sol saturé

Tableau III.21. Résultat de calcul par la méthode de FELLINUS pour un sol saturé.

N° tranche	R	α_i	$C_i b_i$	$W_i \sin \alpha_i$	$(1/\cos \alpha_i)[c_b + (W_i \cos 2\alpha_i - u_b) \text{tg } \varphi]$	$A W_i d_i / R$
01	261.57	26	117.600	476.345	237.334	53.540
02	261.57	22	117.600	1061.947	435.667	102.309
03	261.57	18	117.600	1273.471	609.777	102.239
04	261.57	15	117.600	1273.228	729.309	81.776
05	261.57	11	117.600	1007.774	802.684	48.545
06	261.57	7	117.600	636.907	815.063	20.453
07	261.57	3	117.600	249.336	763.302	4.003
08	261.57	0	117.600	0.0000	318.778	0
09	261.57	-4	117.600	-184.341	474.942	-2.959
10	261.57	-8	117.600	-147.114	267.230	-4.7243
			$\Sigma = 5647.552$	$\Sigma = 5454.086$	$\Sigma = 405.183$	
$F_S = 0.901$						

👉 Interprétation des résultats

- **Cas sec** : $F_S = 1.634 > 1$ La pente est stable (terrain naturel).
- **Cas saturé** : $F_S = 0.901 < 1$ La pente est moyennement stable (L'étude dynamique à l'aide de la méthode pseudo-statique par majoration dynamique de la force sismique en présence d'eau influe sur les forces de résistance des formations argileuse et minimise le coefficient de sécurité par rapport à l'état sec).

III. 6.1.2.1.2. Calcul par la méthode de Bishop

Les résultats obtenus ainsi que le coefficient de sécurité calculés sont résumés dans les tableaux suivants :

a. Pour un sol sec

Tableau III.22. Résultat de calcul par la méthode de Bishop pour un sol sec.

N° tranche	R	α_i	Ci bi	$[Cb+ W \operatorname{tg}\phi]/$ $[\cos\alpha_i+ ((\sin\alpha_i \operatorname{tg} \phi)/F)]$	$W_i \sin\alpha_i$	A $W_i d_i/ R$
01	261.57	26	117.600	250.582	435.206	48.916
02	261.57	22	117.600	775.511	970.233	93.473
03	261.57	18	117.600	1058.259	1163.490	93.410
04	261.57	15	117.600	1231.547	1163.268	74.7138
05	261.57	11	117.600	1306.690	920.739	44.352
06	261.57	7	117.600	1293.681	581.901	18.687
07	261.57	3	117.600	1194.946	227.802	3.657
08	261.57	0	117.600	705.147	0.000	0
09	261.57	-4	117.600	729.116	-168.421	-2.704
10	261.57	-8	117.600	369.844	-134.408	-4.316
				$\Sigma=8915.322$	$\Sigma= 5159.809$	$\Sigma= 370.190$
				$F_S = 1.612$		

b. Pour un sol saturé

Tableau III.23. Résultats de calcul par la méthode de Bishop pour un sol saturé.

N° tranche	R	α_i	Ci bi	$[Cb+ (W-ub) \operatorname{tg}\phi]/$ $[\cos\alpha_i+ ((\sin\alpha_i \operatorname{tg} \phi)/F)]$	$W_i \sin\alpha_i$	A $W_i d_i/ R$
01	261.57	26	117.600	260.152	476.345	53.540
02	261.57	22	117.600	488.079	1061.947	102.309
03	261.57	18	117.600	654.134	1273.471	102.239
04	261.57	15	117.600	758.160	1273.228	81.7763
05	261.57	11	117.600	808.064	1007.774	48.5451
06	261.57	7	117.600	807.139	636.907	20.4534
07	261.57	3	117.600	755.603	249.336	4.00356
08	261.57	0	117.600	318.778	0.000	0
09	261.57	-4	117.600	487.590	-184.341	-2.95994
10	261.57	-8	117.600	283.406	-147.114	-4.72437
				$\Sigma= 5621.105$	$\Sigma= 5647.552$	$\Sigma= 405.183$
				$F_S = 0.929$		

👉 Interprétation des résultats

- **Cas sec :** $F_S = 1.612 > 1$ La pente est stable (terrain naturel).
- **Cas saturé :** $F_S = 0.929 < 1$ La pente est moyennement stable (L'étude dynamique à l'aide de la méthode pseudo-statique par majoration dynamique de la force sismique en présence d'eau influe sur les forces de résistance des formations argileuse et minimise le coefficient de sécurité par rapport à l'état sec).

III.6.1.2.2. Terrain avec terrassement

Nous enlevons les trois dernières tranches où les travaux de terrassement ont été effectués et on calcule le coefficient de sécurité par les deux méthodes Fellinus et Bishop.

III.6.1.2.2.1. Calcul par la méthode de FELLINUS

Le F_S est calculé pour chaque tranche d'où les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

a. Pour un sol sec

Tableau III.24. Résultat de calcul par la méthode de Fellinus pour un sol sec.

N° tranche	R	α_i	$W_i \sin \alpha_i$	$\text{tg } \varphi (W_i \cos \alpha_i) / \cos \alpha_i$	$C_i b_i$	$A W_i d_i / R$
01	261.57	26	992.779	247.528	117.600	48.916
02	261.57	22	2590.006	645.761	117.600	93.473
03	261.57	18	3765.132	938.753	117.600	93.410
04	261.57	15	4494.521	1120.610	117.600	74.713
05	261.57	11	4825.447	1203.119	117.600	44.352
06	261.57	7	4774.795	1190.490	117.600	18.687
07	261.57	3	4352.695	1085.249	117.600	3.657
08	261.57	0	0.000	0.000	0.000	0.000
09	261.57	-4	0.000	0.000	0.000	0.000
10	261.57	-8	0.000	0.000	0.000	0.000
			$\Sigma = 5462.639$	$\Sigma = 6431.509$	$\Sigma = 823.200$	$\Sigma = 377.211$
$F_S = 1.242$						

b. Pour un sol saturé

Tableau III.25. Résultat de calcul par la méthode de Fellinus pour un sol saturé.

N° tranche	R	α_i	$C_i b_i$	$W_i \sin \alpha_i$	$(1/\cos \alpha_i)[c_b + (W_i \cos 2\alpha_i - ub) \text{tg } \varphi]$	$A W_i d_i / R$
01	261.57	26	117.600	476,345	237.334	53.540
02	261.57	22	117.600	1061,947	435.667	102.309
03	261.57	18	117.600	1273,471	609.777	102.239
04	261.57	15	117.600	1273,228	729.309	81.776
05	261.57	11	117.600	1007,774	802.684	48.545
06	261.57	7	117.600	636,907	815.063	20.453
07	261.57	3	117.600	249,336	763.302	4.003
08	261.57	0	0.000	0.000	0.000	0.000
09	261.57	-4	0.000	0.000	0.000	0.000
10	261.57	-8	0.000	0.000	0.000	0.000
			$\Sigma = 5979,007$	$\Sigma = 4393.136$	$\Sigma = 412.868$	
$F_S = 0.687$						

↳ Interprétation des résultats

- **Cas sec :** $F_S = 1.242 > 1$ La pente est stable (décroissement des résultats à cause des travaux de terrassement et l'effet dynamique influe sur la stabilité qui minimisent les forces de résistance ou la buté en pied).
- **Cas saturé :** $F_S = 0.687 < 1$ La pente est très instable et dangereuse pour la construction (diminution des résultats en présence d'eau et à cause des travaux de terrassement sous l'effet dynamique aggrave la situation et qui minimisent les forces de résistance dans la pente avec le soulèvement de la buté en pied qui déséquilibre le rapport entre les forces de résistance et les forces motrices).

III. 6.1.2.2.2. Calcul par la méthode de Bishop

Le F_S est calculer pour chaque tranche d'où les résultats sont représentés chaque cas dans les tableaux suivants :

a. Pour un sol sec

Tableau III.26. Résultat de calcul par la méthode de Bishop pour un sol sec.

N° tranche	R	α_i	$C_i b_i$	$[Cb + W \operatorname{tg} \phi] / [\cos \alpha_i + ((\sin \alpha_i) \operatorname{tg} \phi) / F]$	$W_i \sin \alpha_i$	$A W_i d_i / R$
01	261.57	26	117.600	245.222	435.206	48.916
02	261.57	22	117.600	761.557	970.233	93.473
03	261.57	18	117.600	1042.717	1163.490	93.410
04	261.57	15	117.600	1216.470	1163.268	74.713
05	261.57	11	117.600	1294.920	920.739	44.352
06	261.57	7	117.600	1286.217	581.901	18.687
07	261.57	3	117.600	1191.962	227.802	3.657
08	261.57	0	0.000	0.000	0.000	0.000
09	261.57	-4	0.000	0.000	0.000	0.000
10	261.57	-8	0.000	0.000	0.000	0.000
				$\Sigma = 7039.066$	$\Sigma = 5462.639$	$\Sigma = 377.211$
				$F_S = 1.205$		

b. Pour un sol saturé

Tableau III.27. Résultat de calcul par la méthode de Bishop pour un sol saturé.

N° tranche	R	α_i	Ci bi	$[Cb + (W-ub) \operatorname{tg}\phi] /$ $[\cos\alpha_i + ((\sin\alpha_i \operatorname{tg}\phi) / F)]$	$W_i \sin\alpha_i$	$A W_i d_i / R$
01	261.57	26	117.600	250.872	476.345	53.540
02	261.57	22	117.600	473.276	1061.947	102.309
03	261.57	18	117.600	637.770	1273.471	102.239
04	261.57	15	117.600	742.224	1273.228	81.776
05	261.57	11	117.600	795.435	1007.774	48.545
06	261.57	7	117.600	798.973	636.907	20.453
07	261.57	3	117.600	752.259	249.336	4.003
08	261.57	0	0.000	0.000	0.000	0.000
09	261.57	-4	0.000	0.000	0.000	0.000
10	261.57	-8	0.000	0.000	0.000	0.000
				$\Sigma = 4450.809$	$\Sigma = 5979.007$	$\Sigma = 412.860$
				$F_s = 0.696$		

↳ Interprétation des résultats

- **Cas sec :** $F_s = 1.205 > 1$ La pente est stable (décroissement des résultats à cause des travaux de terrassement et l'effet dynamique influe sur la stabilité qui minimise les forces de résistance ou la buté en pied).
- **Cas saturé :** $F_s = 0.696 < 1$ La pente est très instable et dangereuse pour la construction (diminution des résultats en présence d'eau et à cause des travaux de terrassement sous l'effet dynamique aggrave la situation et qui minimisent les forces de résistance dans la pente avec le soulèvement de la buté en pied qui déséquilibre le rapport entre les forces de résistance et les forces motrices).

III. 6.1.2.3. Terrain avec bâtiment

III .6.1.2.3.1. Calcul par la méthode de FELLINUS

Le F_s est calculer pour chaque tranche d'où les résultats sont représentés chaque cas dans les tableaux suivant :

Chapitre III : Méthodes classiques de calcul de stabilité des pentes.

a. Pour un sol sec

Tableau III.28. Résultat de calcul par la méthode de FELLINUS pour un sol sec.

N° tranche	R	α_i	Ci bi	$\text{tg } \varphi (W_i \cos \alpha_i) / \cos \alpha_i$	$W_i \sin \alpha_i$	$A W_i d_i / R$	q	
01	261.57	26	117.600	247.528	435.206	48.916	200	
02	261.57	22	117.600	645.761	970.233	93.473	200	
03	261.57	18	117.600	938.753	1163.490	93.410	200	
04	261.57	15	117.600	1120.610	1163.268	74.713	200	
05	261.57	11	117.600	1203.119	920.739	44.352	200	
06	261.57	7	117.600	1190.490	581.901	18.687	200	
07	261.57	3	117.600	1085.249	227.802	3.657	0.00	
08	261.57	0	117.600	587.547	0.000	0.000	0.00	
09	261.57	-4	117.600	601.981	-168.421	-2.704	0.00	
10	261.57	-8	117.600	240.792	-134.408	-4.316	0.00	
				$\Sigma = 1176.000$	$\Sigma = 7861.830$	$\Sigma = 5159.809$	$\Sigma = 370.190$	$\Sigma = 1200$
$F_s = 1.343$								

b. Pour un sol saturé

Tableau III.29. Résultat de calcul par la méthode de FELLINUS pour un sol saturé.

N° tranche	R	α_i	Ci bi	$W_i \sin \alpha_i$	$(1/\cos \alpha_i)[c b + (W_i \cos 2 \alpha_i - u b) \text{tg } \varphi]$	$A W_i d_i / R$	q
01	261.57	26	117.600	476.345	237.334	53.540	200
02	261.57	22	117.600	1061.947	435.667	102.309	200
03	261.57	18	117.600	1273.471	609.777	102.239	200
04	261.57	15	117.600	1273.228	729.309	81.7763	200
05	261.57	11	117.600	1007.774	802.684	48.545	200
06	261.57	7	117.600	636.907	815.063	20.453	200
07	261.57	3	117.600	249.336	763.302	4.003	0.00
08	261.57	0	117.600	0.000	318.778	0	0.00
09	261.57	-4	117.600	-184.341	474.942	-2.959	0.00
10	261.57	-8	117.600	-147.114	267.230	-4.724	0.00
				$\Sigma = 5647.552$	$\Sigma = 5454.086$	$\Sigma = 405.183$	$\Sigma = 1200$
$F_s = 0.752$							

👉 Interprétation des résultats

- **Cas sec :** $F_s = 1.343 > 1$ La pente est stable (la présence du bâtiment à l'état initial de terrain se trouve dans un état stable et ne cause aucun danger même sous l'effet des charges sismiques).
- **Cas saturé :** $F_s = 0.752 < 1$ La pente est très instable et présente un danger pour les bâtiments existantes (le soulèvement de niveau piézométrique rend les calculs en terme de contrainte totale (diminution des forces de cohésion par la présence d'eau) en plus l'effet dynamique et les surcharge dus au bâtiment influent sur les forces de résistances et

Chapitre III : Méthodes classiques de calcul de stabilité des pentes.

augmente l'effet des forces motrices qui rend la pente instable qui diminue le facteur de sécurité).

III. 6.1.2.3.2. Calcul par la méthode de Bishop

Les résultats obtenus ainsi que le coefficient de sécurité calculés sont résumés dans le tableau suivant :

a. Pour un sol sec

Tableau III.30. Résultats de calcul par la méthode de Bishop pour un sol sec.

N° tranche	R	α_i	Ci bi	$[Cb+ W \operatorname{tg}\phi]/$ $[\cos\alpha_i+ ((\sin\alpha_i$ $\operatorname{tg}\phi)/F]$	$W_i \sin\alpha_i$	A $W_i d_i/ R$	q
01	261.57	26	117.600	246.872	435.206	48.916	200
02	261.57	22	117.600	765.862	970.233	93.473	200
03	261.57	18	117.600	1047.523	1163.490	93.410	200
04	261.57	15	117.600	1221.140	1163.268	74.713	200
05	261.57	11	117.600	1298.574	920.739	44.352	200
06	261.57	7	117.600	1288.540	581.901	18.687	200
07	261.57	3	117.600	1192.893	227.802	3.657	0.00
08	261.57	0	117.600	705.147	0.000	0.000	0.00
09	261.57	-4	117.600	730.826	-168.421	-2.704	0.00
10	261.57	-8	117.600	371.611	-134.408	-4.316	0.00
				$\Sigma = 8868,988$	$\Sigma = 5159,809$	$\Sigma = 370,190$	$\Sigma = 1200$
$F_S = 1.318$							

b. Pour un sol saturé

Tableau III.31. Résultats de calcul par la méthode de Bishop pour un sol saturé.

N° tranche	R	α_i	Ci bi	$[Cb+ (W-ub)$ $\operatorname{tg}\phi]/ [\cos\alpha_i+ ((\sin\alpha_i$ $\operatorname{tg}\phi)/F]$	$W_i \sin\alpha_i$	A $W_i d_i/ R$	q
01	261.57	26	554.400	374.889	476.345	53.540	200
02	261.57	22	554.400	914.420	1061.947	102.309	200
03	261.57	18	554.400	1257.662	1273.471	102.239	200
04	261.57	15	554.400	1446.263	1273.228	81.776	200
05	261.57	11	554.400	1483.796	1007.774	48.545	200
06	261.57	7	554.400	1408.369	636.907	20.453	200
07	261.57	3	554.400	1235.260	249.336	4.003	0.00
08	261.57	0	554.400	374.828	0.000	0.00	0.00
09	261.57	-4	554.400	642.155	- 184.341	- 2.959	0.00
10	261.57	-8	554.400	262.793	- 147.114	- 4.724	0.00
				$\Sigma = 9400,436$	$\Sigma = 5647,552$	$\Sigma = 405,183$	$\Sigma = 1200$
$F_S = 0.768$							

↳ Interprétation des résultats

- **Cas sec :** $F_S = 1.318 > 1$ La pente est stable (la présence du bâtiment à l'état initial de terrain se trouve dans un état stable et ne cause aucun danger même sous l'effet des charges sismiques).
- **Cas saturé :** $F_S = 0.768 < 1$ La pente est très instable et présente un danger pour les bâtiments existantes (le soulèvement de niveau piézométrique rend les calculs en terme de contrainte totale (diminution des forces de cohésion par la présence d'eau) en plus l'effet dynamique et la surcharge dus au bâtiment influent sur les forces de résistances et augmentent l'effet des forces motrices qui rend la pente instable qui diminuent le facteur de sécurité).

III. 6.1.2.4. Terrain terrassé avec bâtiment

Nous enlevons les trois dernières tranches où les travaux de terrassement ont été effectués et on calcule le coefficient de sécurité par les deux méthodes Fellinus et Bishop.

III. 6.1.2.4.1. Calcul par la méthode de FELLINUS

Le F_S est calculé pour chaque tranche d'où les résultats sont représentés chaque cas dans les tableaux suivants :

a. Pour un sol sec

Tableau III.32. Résultat de calcul par la méthode de Fellinus pour un sol sec.

N° tranche	R	α_i	$W_i \sin \alpha_i$	$\operatorname{tg} \varphi (W_i \cos \alpha_i) / \cos \alpha_i$	$C_i b_i$	$A W_i / d_i / R$	q
01	261.57	26	992.779	247.528	117.600	48.916	200
02	261.57	22	2590.006	645.761	117.600	93.473	200
03	261.57	18	3765.132	938.753	117.600	93.410	200
04	261.57	15	4494.521	1120.610	117.600	74.713	200
05	261.57	11	4825.447	1203.119	117.600	44.352	200
06	261.57	7	4774.795	1190.490	117.600	18.687	200
07	261.57	3	4352.695	1085.249	117.600	3.657	0.00
08	261.57	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
09	261.57	-4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
10	261.57	-8	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
			$\Sigma = 5462.639$	$\Sigma = 6431.509$	$\Sigma = 823.200$	$\Sigma = 377.211$	$\Sigma = 1200$
$F_S = 1.031$							

b. Pour un sol saturé

Tableau III.33. Résultat de calcul par la méthode de Fellinus pour un sol saturé.

N° tranche	R	α_i	$C_i b_i$	$W_i \sin \alpha_i$	$(1/\cos \alpha_i)[c b + (W_i \cos 2 \alpha_i - u b) \operatorname{tg} \varphi]$	$A W_i d_i / R$	q	
01	261.57	26	117.600	476,345	237.334	53.540	200	
02	261.57	22	117.600	1061,947	435.667	102.309	200	
03	261.57	18	117.600	1273,471	609.777	102.239	200	
04	261.57	15	117.600	1273,228	729.309	81.776	200	
05	261.57	11	117.600	1007,774	802.684	48.545	200	
06	261.57	7	117.600	636,907	815.063	20.453	200	
07	261.57	3	117.600	249,336	763.302	4.003	0.00	
08	261.57	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	
09	261.57	-4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	
10	261.57	-8	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	
					$\Sigma = 5979,007$	$\Sigma = 4393.136$	$\Sigma = 412.868$	$\Sigma = 1200$
					$F_S = 0.579$			

👉 Interprétation des résultats

- **Cas sec :** $F_S = 1.031 > 1$ La pente est stable (diminution des résultats à cause des travaux de terrassement, prise en compte de l'effet sismique qui minimisent les forces de résistance ou la buté en pied qui causent des dégâts sur les bâtiments).
- **Cas saturé :** $F_S = 0.579 < 1$ La pente est très instable ou danger (diminution des résultats en présence d'eau, les travaux de terrassement, la surcharge dus au bâtiment, l'effet sismique minimisent les forces de résistance et crée un déséquilibre en pied qui causent des dégâts sur le bâtiment, effondrement, cassure des toits, des poutres et poteaux d'où un danger doit être déclarée).

III. 6.1.2.4.2. Calcul par la méthode de Bishop

Le F_S est calculer pour chaque tranche d'où les résultats sont représentés chaque cas dans les tableaux suivant :

Chapitre III : Méthodes classiques de calcul de stabilité des pentes.

a. Pour un sol sec

Tableau III.34. Résultat de calcul par la méthode de Bishop pour un sol sec.

N° tranche	R	α_i	Ci bi	$[Cb + W \operatorname{tg}\phi] /$ $[\cos\alpha_i + ((\sin\alpha_i$ $\operatorname{tg}\phi)/F)]$	$W_i \sin\alpha_i$	$A W_i d_i /$ R	q
01	261.57	26	117.600	245.222	435.206	48.916	200
02	261.57	22	117.600	761.557	970.233	93.473	200
03	261.57	18	117.600	1042.717	1163.490	93.410	200
04	261.57	15	117.600	1216.470	1163.268	74.713	200
05	261.57	11	117.600	1294.920	920.739	44.352	200
06	261.57	7	117.600	1286.217	581.901	18.687	200
07	261.57	3	117.600	1191.962	227.802	3.657	0.00
08	261.57	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
09	261.57	-4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
10	261.57	-8	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
				$\Sigma = 7039.066$	$\Sigma = 5462.639$	$\Sigma = 377.211$	$\Sigma = 1200$
$F_S = 0.991$							

b. Pour un sol saturé

Tableau III.35. Résultat de calcul par la méthode de Bishop pour un sol saturé.

N° tranche	R	α_i	Ci bi	$[Cb + (W - ub)$ $\operatorname{tg}\phi] /$ $[\cos\alpha_i + ((\sin\alpha_i \operatorname{tg}$ $\phi)/F)]$	$W_i \sin\alpha_i$	$A W_i d_i /$ R	q
01	261.57	26	117.600	250.872	476.345	53.540	200
02	261.57	22	117.600	473.276	1061.947	102.309	200
03	261.57	18	117.600	637.770	1273.471	102.239	200
04	261.57	15	117.600	742.224	1273.228	81.776	200
05	261.57	11	117.600	795.435	1007.774	48.545	200
06	261.57	7	117.600	798.973	636.907	20.453	200
07	261.57	3	117.600	752.259	249.336	4.003	0.00
08	261.57	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
09	261.57	-4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
10	261.57	-8	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
				$\Sigma = 4450.809$	$\Sigma = 5979.007$	$\Sigma = 412.860$	$\Sigma = 1200$
$F_S = 0.578$							

👉 Interprétation des résultats

- **Cas sec :** $F_S = 0.991 < 1$ La pente est moyennement stable (diminution des résultats à cause des travaux de terrassement, prise en compte de l'effet sismique qui minimisent les forces de résistance ou la buté en pied qui causent des dégâts sur les bâtiments).

Chapitre III : Méthodes classiques de calcul de stabilité des pentes.

- **Cas saturé** : $F_S = 0.578 < 1$ La pente est très instable ou danger (diminution des résultats en présence d'eau, les travaux de terrassement, les surcharges dus au bâtiment, l'effet sismique minimisent les forces de résistance et crée un déséquilibre en pied qui cause des dégâts sur les bâtiments, effondrement, cassure des toits, des poutres et poteaux d'où un danger doit être déclarée).

III. 6.1.3. Représentation des résultats obtenus

Les résultats obtenus après le calcul de coefficient de sécurité sont montrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.36. Les valeurs de F_S pour tous les cas de calcul.

Calcul statique			
Terrain vierge			
La méthode de FELLINUS		La méthode de Bishop	
sol sec	sol saturé	sol sec	sol saturé
1.752	0.966	1.731	0.998
Terrain avec terrassement			
La méthode de FELLINUS		La méthode de Bishop	
sol sec	sol saturé	sol sec	sol saturé
1.328	0.735	1.292	0.748
Terrain avec bâtiment			
La méthode de FELLINUS		La méthode de Bishop	
sol sec	sol saturé	sol sec	sol saturé
1.421	0.797	1.397	0.816
Terrain terrassé avec bâtiment			
La méthode de FELLINUS		La méthode de Bishop	
sol sec	sol saturé	sol sec	sol saturé
1.089	0.612	1.050	0.623
Calcul pseudo statique			
Terrain vierge			
La méthode de FELLINUS		La méthode de Bishop	
sol sec	sol saturé	sol sec	sol saturé
1.634	0.901	1.612	0.929
Terrain avec terrassement			
La méthode de FELLINUS		La méthode de Bishop	
sol sec	sol saturé	sol sec	sol saturé
1.242	0.687	1.205	0.696
Terrain avec bâtiment			
La méthode de FELLINUS		La méthode de Bishop	
sol sec	sol saturé	sol sec	sol saturé
1.343	0.752	1.318	0.768
Terrain terrassé avec bâtiment			
La méthode de FELLINUS		La méthode de Bishop	
sol sec	sol saturé	sol sec	sol saturé
1.031	0.579	0.991	0.578

III. 7. Conclusion

D'après l'étude de stabilité dans cette section nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

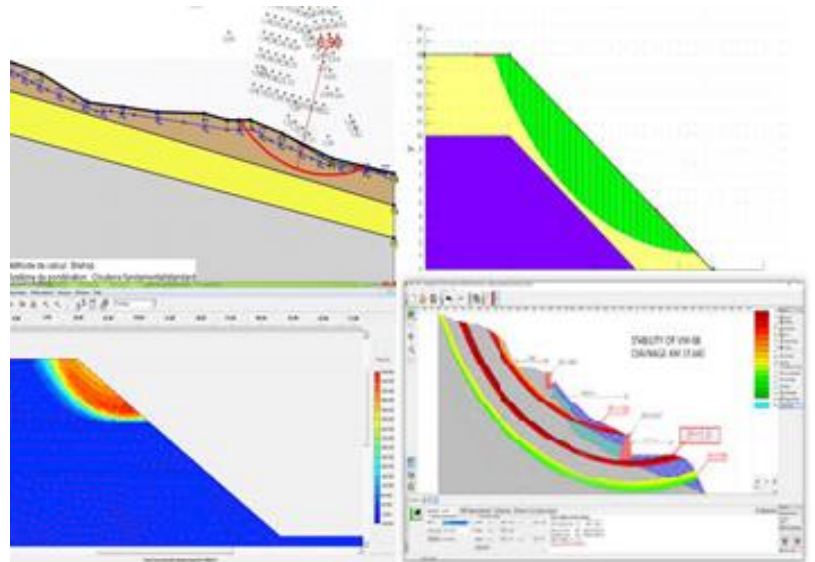
- Les résultats trouvés par les deux méthodes classiques (Fellinus et Bishop) soit pour l'étude statique et dynamique sont de mêmes ordres et qui ne dépasse pas les 3% d'écart avec une légère variation est qui nous montre que la zone est stable dans le cas d'un terrain vierge et instable lors d'un terrain saturé et qui devient très instable et dangereuse lors des travaux de terrassement en présence de bâtiment ;
- Les résultats de calcul pour les configurations (état vierge en présence du bâtiment dans les conditions statique et sismique) à l'état sèches sont acceptables est qui indique que la pente est stable et reste dans le domaine de sécurité admissible, tandis pour les conditions de saturation on a remarqué que les résultats décroît rapidement jusqu'à (0.797 à 0.752) qui représente un taux de 70 % de décroissement par rapport à l'état de stabilité qui montre que la zone étudiée est très instable ou dangereuse pour la construction.
- Les résultats de calcul pour l'état de (terrassement en présence du bâtiment dans les conditions statique et pseudo statique) pour les différentes conditions hydrauliques sont inacceptables et dangereuse est qui indique que la pente est instable d'où on constate que les travaux de terrassement en présence d'eau influent considérablement sur la stabilité, d'où on a remarqué que les résultats décroît rapidement jusqu'à (1.089 à 0.612) dans le cas statique et jusqu'à (1.031 à 0.578) pour la configuration dynamique qui représente un taux de 90 % de décroissement par rapport à l'état de stabilité qui montre que la zone étudiée est très instable ou dangereuse pour la construction et qui est marqué par les dégradations observées sur site (cassure de la dalle et les poutres, dégradation du bâtiment, cassure des toits...etc.) ;
- Finalement nous pouvons conclure que les fortes variations des valeurs du coefficient de sécurité trouvées indiquent que la pente étudiée est très instable, cette instabilité est liée aux différentes conditions tel que, premièrement la variation de la forme géométrique de la pente suite aux travaux de terrassement qui créent un déséquilibre entre les forces moteurs et motrices marqués par la diminution de buté dans la partie aval, deuxièmement la chute des caractéristiques mécaniques des formations (perte de résistance) suite aux variation de la forme topographique et au conditions hydrauliques (écoulement de surface et soulèvement de la nappe phréatique), troisièmement sans oublier l'existence de l'effet

Chapitre III : *Méthodes classiques de calcul de stabilité des pentes.*

anthropique (bâtiment) qui crée une pression supplémentaire qui augmente les forces motrices et aussi la présence des sollicitations sismique qui influent sur la stabilité la pente d'où il nécessite de procéder au moyen de confortement tels que les inclusions rigides (des pieux et des micro pieux de différentes nappes), de procéder à la protection de surface contre les écoulements, des purges pour abaisser le niveau de la nappe de la partie amont et la partie aval, procéder au travaux de reprofilage pour équilibrer les forces existantes avec un nouveau profil de différentes formes topographiques, la mise en place d'un système de soutènement en béton armé avec des systèmes d'ancrage à proximité des bâtiments existants.

Chapitre IV:

*Modélisation
numérique d'un
glissement de terrain.*



IV. 1. Introduction

Cette partie est la plus importante dans notre projet dont le but de réaliser une modélisation numérique d'un glissement de terrain ainsi que vérifier la fiabilité de système de confortement choisit et trouver les solutions les plus favorables techniquement et économiquement afin de stabiliser le glissement, avec différentes situations et méthodes à savoir statique et dynamique.

Pour cela, nous allons utiliser plusieurs logiciels pour la prise en compte de tous les paramètres physiques, mécaniques et géométriques et conduisent à des solutions générales plus réalistes de la stabilité des pentes. Ces logiciels peuvent utiliser à la fois les lois d'équilibre limite (Morgenstern- Price, Fellinius et Bishop) et les méthodes des éléments finis (Calcul à la rupture) selon l'approche du critère de Mohr-Coulomb pour décrire le comportement des sols. Parmi ces logiciels : Plaxis V8.2, Geo - slope, Geo 5 et Taleren 04.

Leur choix d'utilisation des plusieurs logiciels pour avoir une bonne idée sur la valeur de coefficient de sécurité suivant différentes situations d'étude avec et sans confortement, statique et dynamique selon différentes conditions d'écoulement afin de mieux valider les résultats trouvés au par avants.

IV. 2. Présentation de programme PLAXIS

Le logiciel PLAXIS est conçu par des géotechniciens numériques, le code d'éléments finis PLAXIS représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse pseudo-statique 2D, scientifiquement c'est un outil d'analyse non linéaire élastoplasticité non standard, avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes éprouvées ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti, bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds). [49]

IV. 2.1. Plan général de du programme PLAXIS

Le plan général du programme PLAXIS est présenté dans l'organigramme 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).

- **PLAXIS-Input:** Le sous-programme Input appelé aussi le pré-processing programme contient les toutes facilités nécessaires à la création et modifications 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 noeuds, 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. [49]

IV. 2.2. Le modèle numérique du calcul de glissement par PLAXIS

IV. 2.2.1. Définition des données

Nous allons réaliser une étude bidimensionnelle (déformation plane) d'un glissement de terrain ses sous couches qu'est décrite ci-dessous. Deux cas possibles peuvent être étudiés le terrain naturel (statique et dynamique) :

IV. 2.2.2. La géométrie de modèle

Dans ce système l'état de contrainte et de déformation est plan, on va créer un modèle géométrique caractérisée par une hauteur de 50 m et de largeur de 208 m, les différentes épaisseurs des couches sont représentées dans la figure suivante :

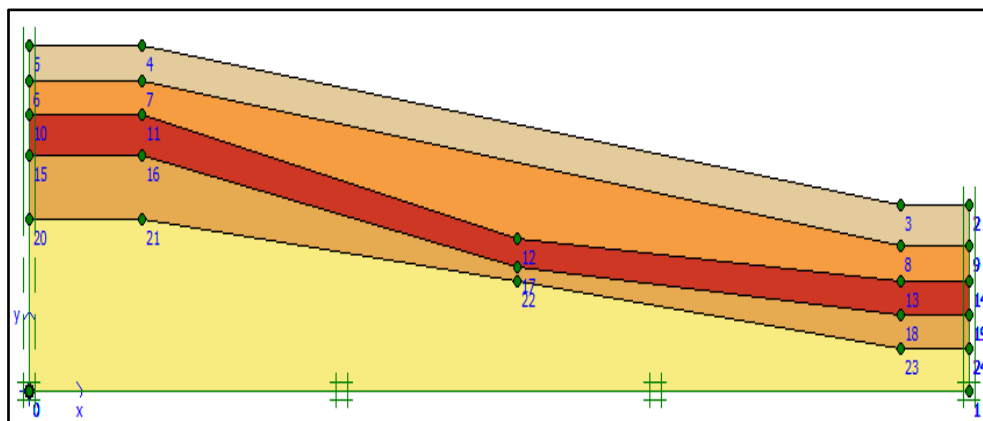


Figure IV.1. Modèle géométrique du talus.

IV. 2.2.3. Les conditions aux limites

On choisit les conditions aux limites par défaut, c'est-à-dire les déplacements horizontaux sont bloqués dans les côtés du système et les déplacements verticaux sont libérés, tandis les déplacements de la base sont entièrement bloqués.

IV. 2.2.4. Caractéristiques des matériaux

Les propriétés des couches de sol sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau IV.1. Propriétés des sols.

Matériau	Type	γ_{unsat} (KN/m ³)	γ_{sat} (KN/m ³)	K_x (m/s)	K_y (m/s)	ν	E (KN/m ²)	C (KPa)	$\Phi(^{\circ})$
Remblais	Drainé	15,00	20,00	$1*10^{-8}$	$1*10^{-8}$	0.42	304084	5	25
Argile sableuse	Drainé	16,30	20,20	$1*10^{-7}$	$1*10^{-7}$	0.46	482578	7	15
Argile marneuse beige	Drainé	17,40	20,80	$1*10^{-8}$	$1*10^{-8}$	0.48	689013	7	16
Argile marneuse bariolé	Drainé	16,10	20,20	$1*10^{-8}$	$1*10^{-8}$	0.48	689013	7	14
Marne sableuse	Drainé	17,00	21,00	$1*10^{-7}$	$1*10^{-7}$	0.48	689013	6	13

IV. 2.2.5. Génération du Maillage

Le modèle de référence se fait par des éléments à 15 nœuds. Le nombre d'éléments est de (204) éléments et le nombre des nœuds est de (1733 nœuds, on utilise un maillage global (global Coarseness), comme indiquée sur la figure suivante :

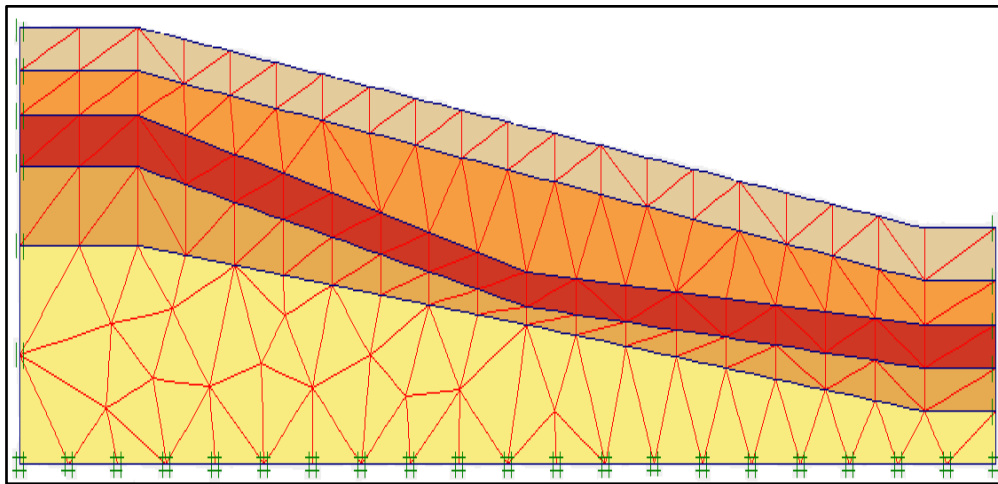


Figure IV.2. Maillage du modèle.

IV. 2.2.6. Conditions initial

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

a. Conditions hydrauliques

Le niveau de la nappe dans les cas secs est tracé à la base du modèle.

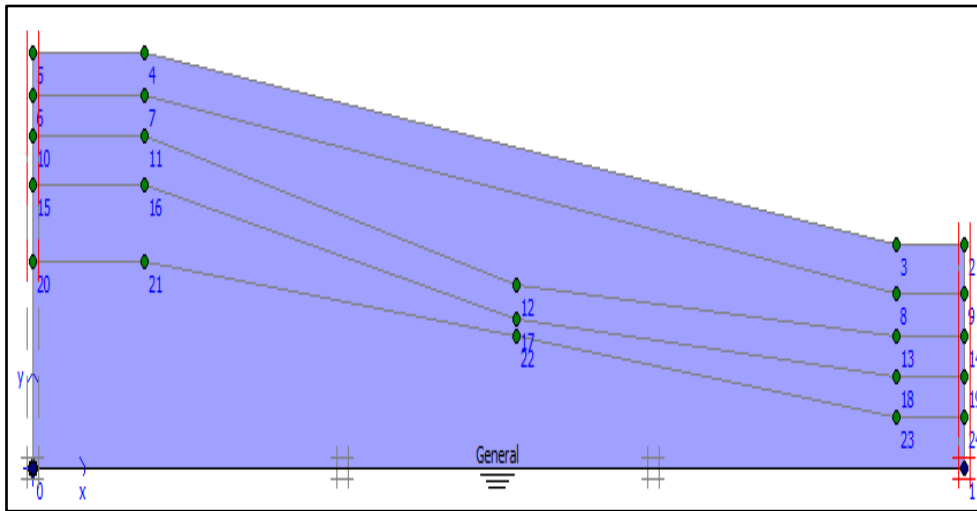


Figure IV.3. Les conditions hydrauliques.

b. Contrainte initial

Pour la génération des contraintes initiales en prenant les valeurs de K_0 . La valeur de K_0 est proposée automatiquement d'après la formule de Jacky $k_0 = (1 - \sin \phi)$. Le poids du sol sera gardé à 1, ce qui correspond à une application totale de la gravité.

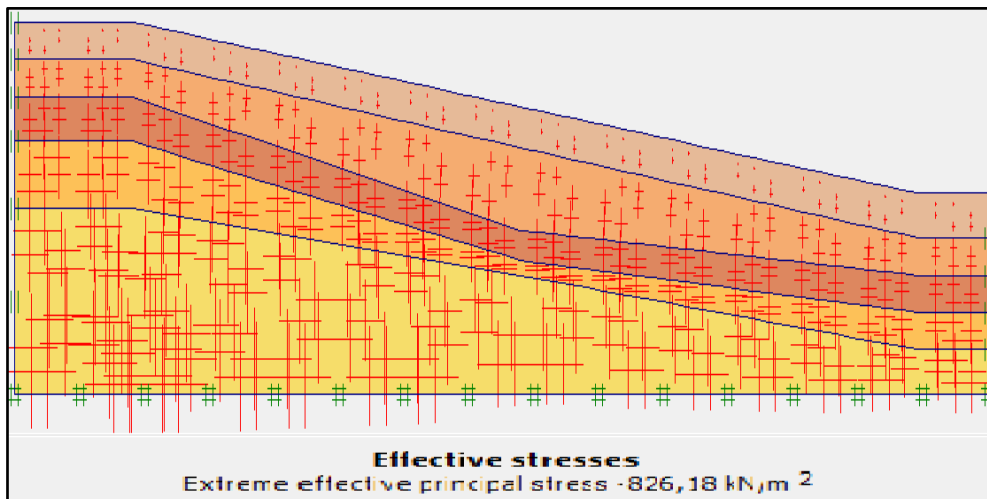


Figure IV.4. La distribution des contraintes effectives.

IV. 2.2.7. Phasage de calcul

Le calcul est défini par deux phases pour quatre cas différents à savoir (terrain vierge, terrassement, en cas de séisme et par la mise en place de confortement).

- ✓ **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 :

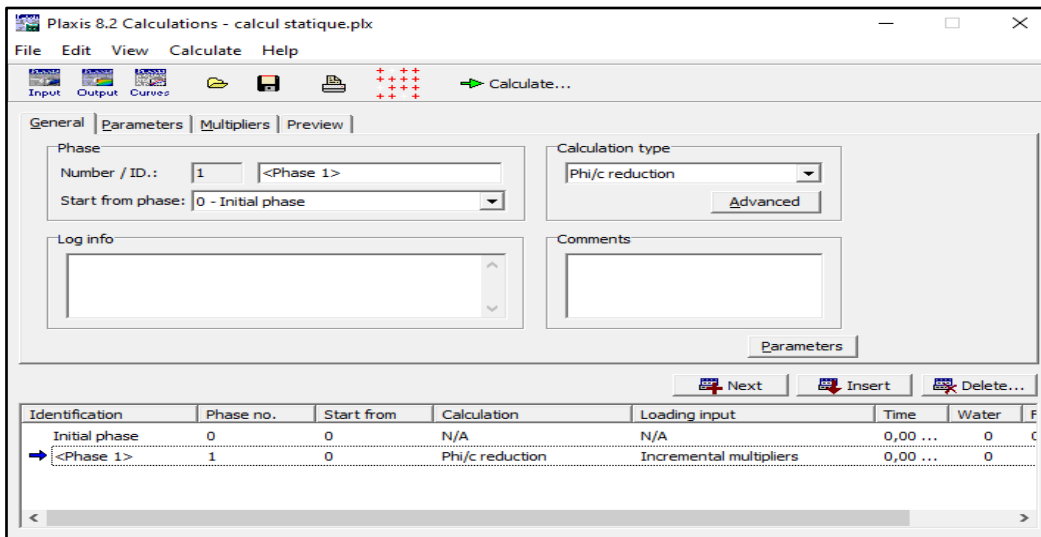


Figure IV.5. Procédure de calcul statique.

IV. 2.2.8. Les résultats de la modélisation

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

- Déformation de maillage ;
- Déformation des couches de sol : le coefficient de sécurité ;
- Les accélérations dans le cas dynamique.

Nous allons donner les résultats de la dernière phase de chaque cas étudié :

IV. 2.2.8.1. Dans le cas statique

a. Terrain vierge à l'état sec

➤ Déformation de cisaillement

Les cercles de glissements trouvés dans la pente passent par le pied qui est de même nature proposée par les méthodes graphiques, c'est-à-dire des cercles de glissements qui passent par le pied et peu profonds.

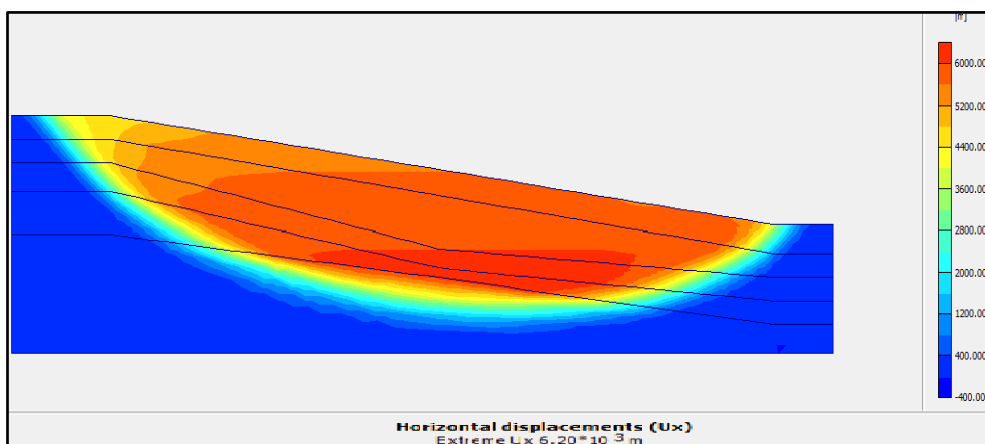


Figure IV.6. Déplacement horizontal.

➤ La valeur de coefficient de sécurité

La valeur de coefficient de sécurité trouvée dans les conditions sec est proche à celle trouvée par le calcul analytique et indique que le talus est très stable.

Step Info		Multipliers	
Step	100 of 100	Incremental Multipliers	Total Multipliers
PLASTIC STEP	Extrapolation factor: 1,000	Mdisp: 0,000	Σ -Mdisp: 1,000
	Relative stiffness: 0,000	MloadA: 0,000	Σ -MloadA: 1,000
		MloadB: 0,000	Σ -MloadB: 1,000
		Mweight: 0,000	Σ -Mweight: 1,000
		Maccel: 0,000	Σ -Maccel: 0,000
		Msf: 0,000	Σ -Msf: 2,264
		Increment: 0,000	End time: 0,000
		Increment: 0,000	End time: 0,000

Figure IV.7. Valeur de coefficient de sécurité (terrain vierge à l'état sec).

b. Terrain vierge à l'état saturé

➤ La déformation de maillage et des éléments

La pris en compte des écoulements d'eau en surface qui saturent la pente dans la partie amont influent considérablement sur le comportement des éléments du modèle qui est illustré dans la figure suivante :

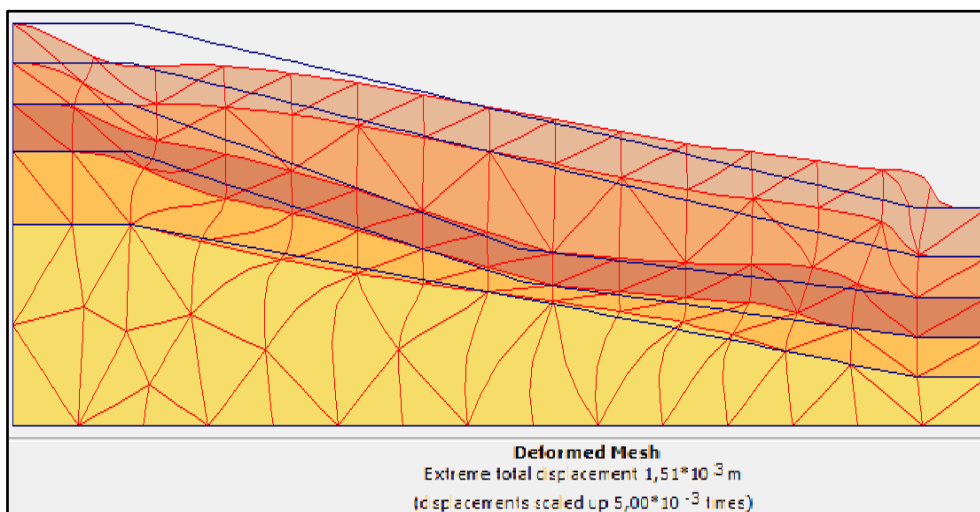


Figure IV.8. Les mailles déformées.

➤ Déformation au cisaillement

Les cercles de glissements trouvés dans la pente sont peu profonds passent par le pied du talus qui est de même type trouver par les méthodes graphiques.

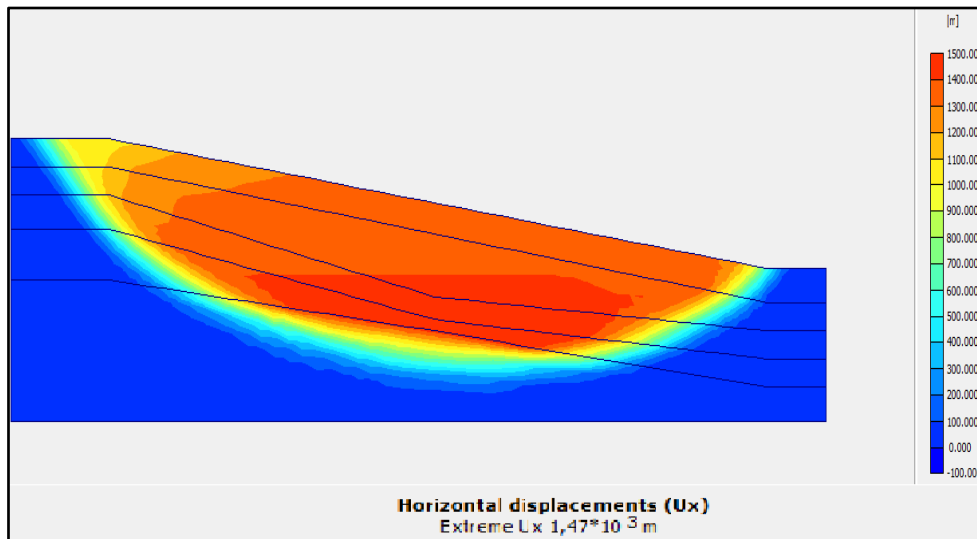


Figure IV.9. Déplacement horizontale du modèle.

➤ **Le coefficient de sécurité**

La valeur de coefficient de sécurité indique que le talus est instable, ce qui montre que les infiltrations des eaux sont l'un des facteurs déclenchant le glissement. La valeur trouvée est presque celle trouvée par le calcul classique.

Multipliers		Additional Info		Step Info	
Step Info		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:	1,184	
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000	
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time:	0,000	

Figure IV.10. Valeur de coefficient de sécurité (terrain vierge à l'état saturé).

c. Terrain terrassé à l'état sec

Nous respectons les mêmes étapes réalisées dans le cas d'un terrain vierge prenant en considération les travaux de terrassement en aval de talus, on obtient les résultats ci-dessous :

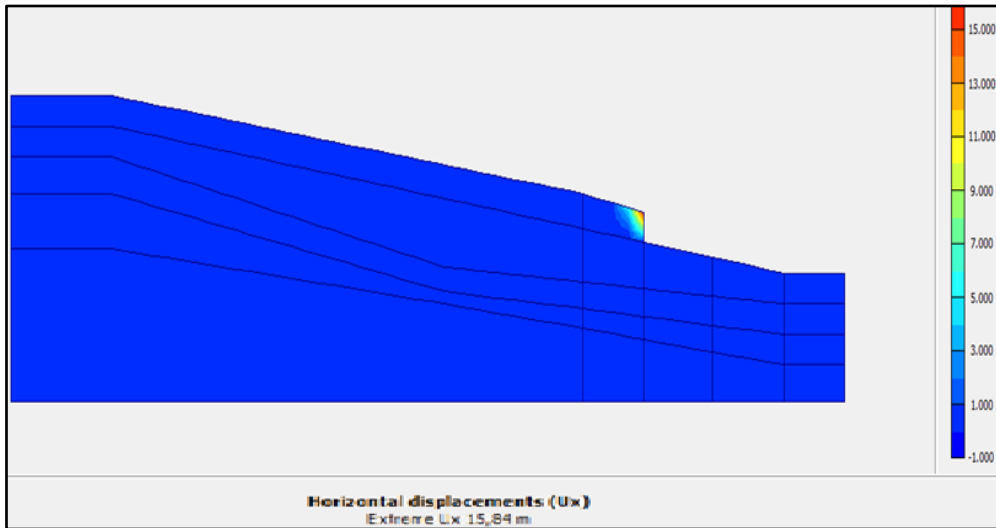


Figure IV.11. Déplacement horizontal du modèle.

➤ **Le coefficient de sécurité**

La valeur de coefficient de sécurité trouvée dans les conditions sec est proche à celle trouvée par le calcul analytique, le résultat obtenu indique que le talus est très instable (décroissement de coefficient de sécurité à cause des travaux de terrassement qui minimisent les forces de résistance ou la buté en pied).

Multipliers			
Step Info			
Step	100 of 100	Extrapolation factor	2,000
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
Strength reduction factor	Msf:	0,001	Σ -Msf: 0,904
Time	Increment:	0,000	End time: 0,000
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time: 0,000

Figure IV.12. Valeur de coefficient de sécurité (terrain terrassé à l'état sec).

d. Terrain terrassé à l'état saturé

La pris en compte des saturations totales et les travaux de terrassement en aval influent considérablement sur le comportement des éléments du modèle qui est illustré dans la figure suivante :

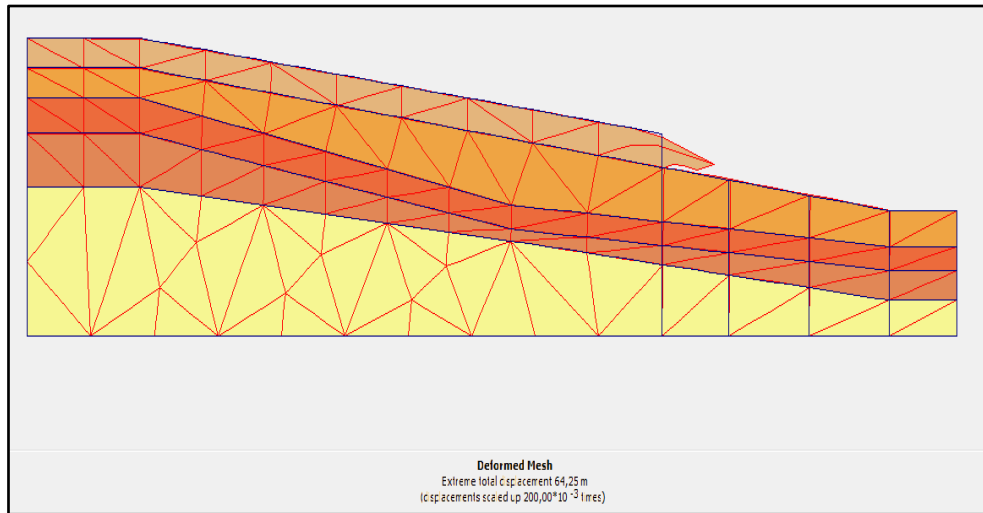


Figure IV.13. La maille déformée.

L'affichage ci-après indique que les travaux de terrassement influent sur l'affichage des cercles de glissement qui influent sur le coefficient de sécurité.

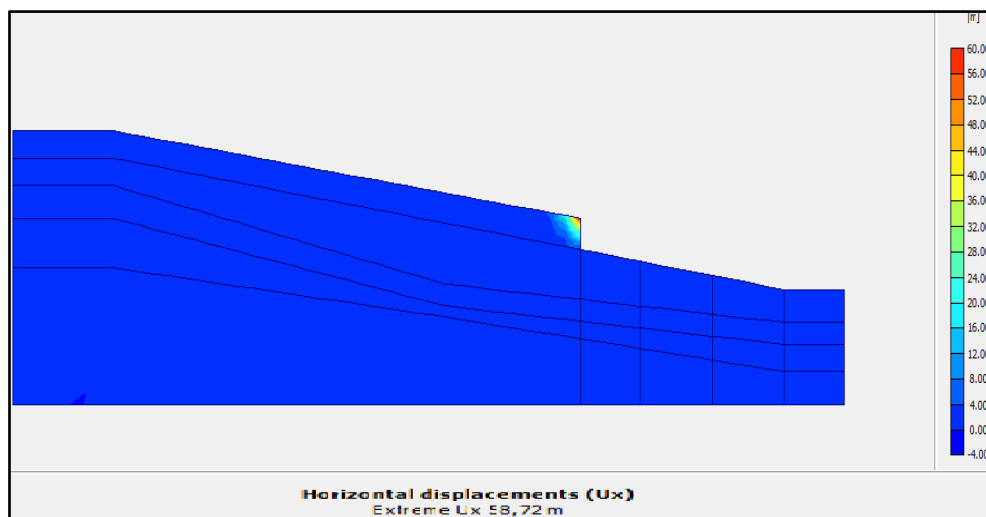


Figure IV.14. Le déplacement horizontal.

➤ **Le coefficient de sécurité**

La valeur de coefficient de sécurité indique que le talus est très instable ou dans un état dangereux, ce qui montre la diminution des forces de cohésion à cause des infiltrations des eaux et la diminution des forces de résistance ou la buté en pied de talus dus aux travaux de terrassement.

La valeur trouvée est presque celle trouvée par les calculs classiques qui affiché dans la figure suivante :

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:	0,724	
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000	
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time:	0,000	

Figure IV.15. Valeur de coefficient de sécurité (terrain terrassé à l'état saturé).

e. Terrain avec bâtiment à l'état sec

Nous respectons les mêmes étapes réalisées dans les cas ci-dessus, en prenant en considérations le bâtiment. On obtient les résultats suivants :

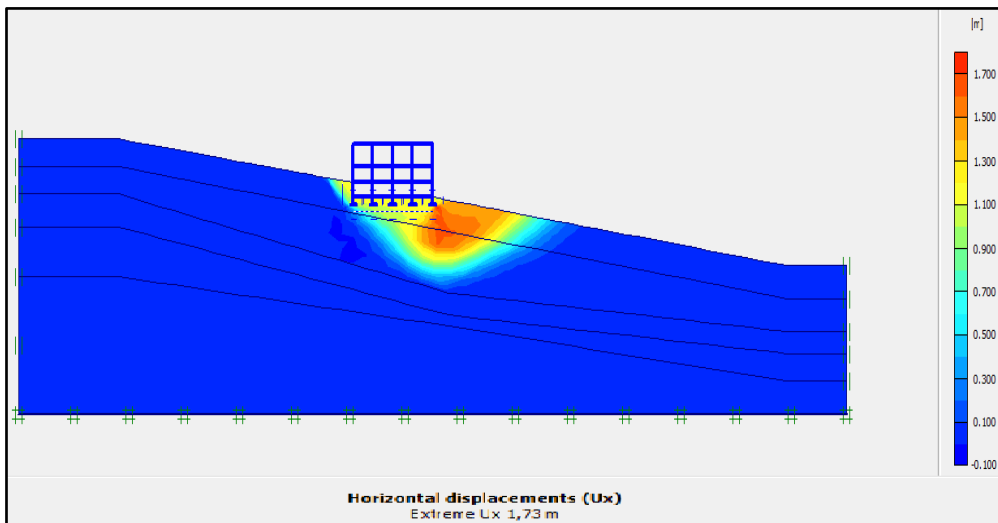


Figure IV.16. Déplacement horizontal du modèle.

➤ **Le coefficient de sécurité**

La valeur de coefficient de sécurité trouvée dans les conditions sèches est proche à celle trouvée par le calcul analytique, le résultat obtenu indique que le talus est stable par rapport à un coefficient de sécurité 1.5 ce qui montre que la présence du bâtiment dans la zone critique n'influe pas sur la stabilité de terrain et ne cause aucun danger et qui est affiché dans la figure suivante :

Multipliers		Additional Info		Step Info	
Step Info					
Step	123 of 123	Extrapolation factor	2,000		
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:	1,699	
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000	
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time:	0,000	

Figure IV.17. Valeur de coefficient de sécurité (terrain avec surcharge à l'état sec).

f. Terrain avec bâtiment à l'état saturé

La pris en compte des écoulements d'eau en surface dans la partie amont en présence de bâtiment influent considérablement sur le comportement des éléments du modèle qui est illustré dans la figure suivante :

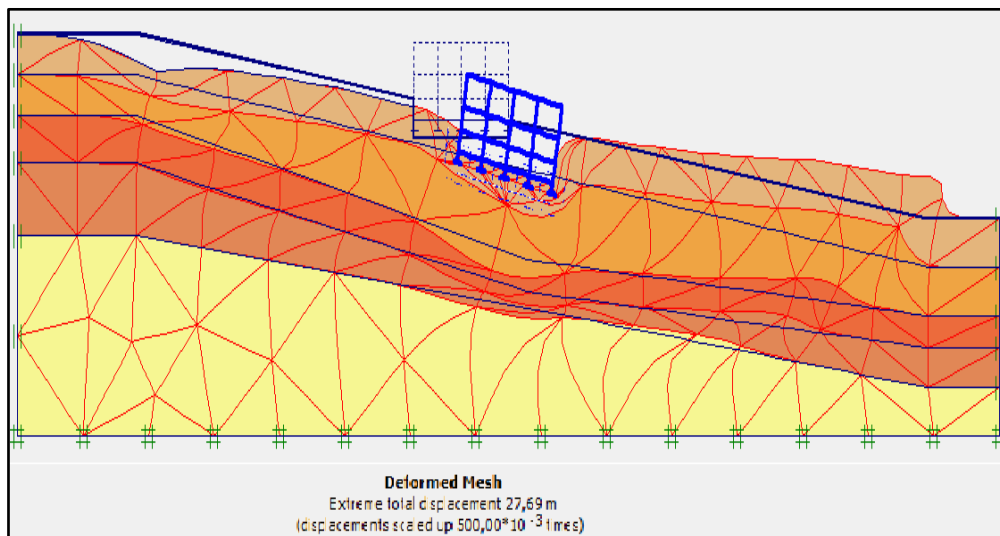


Figure IV.18. La maille déformée.

Les cercles de glissements trouvés dans la pente passent par le pied du talus qui est de même type trouver par les méthodes graphiques d'où on observe que le bâtiment est localisé dans la zone critique sous les cercles de glissements.

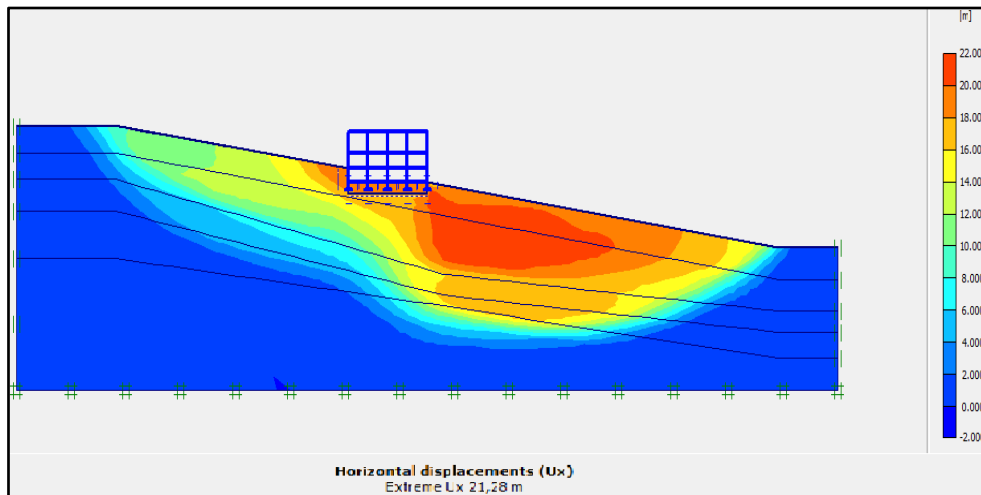


Figure IV.19. Déplacement horizontal du modèle.

➤ **Le coefficient de sécurité**

La valeur de coefficient de sécurité indique que le talus est très instable et présente un danger sur les bâtiments existants, ce qui montre la diminution des forces de cohésions en présence d'eau qui influent sur les forces de résistances et augmente l'effet des forces motrices qui diminue le facteur de sécurité.

Multipliers			
Step Info			
Step	130 of 130	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: 1,162
Time	Increment:	0,000	End time: 0,000
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time: 0,000

Figure IV.20. Valeur de coefficient de sécurité (terrain avec surcharge à l'état saturé).

g. Terrain terrassé avec bâtiment à l'état sec

Nous respectons les mêmes étapes réalisées dans les cas ci-dessus on prenant en considération les travaux de terrassement en présence du bâtiment, on obtient les résultats suivants :

Les cercles de glissements trouvés changent de position à cause des travaux de terrassement dans la pente passent par la demi-pente du talus qui est différent que celle trouver par les méthodes analytiques puisque la forme géométrique est changée.

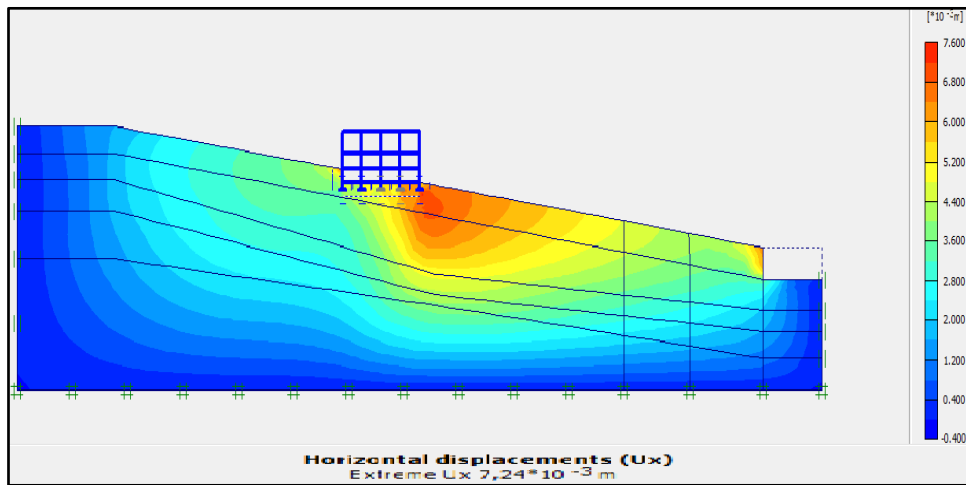


Figure IV.21. Déplacement horizontal du modèle.

➤ **Le coefficient de sécurité**

La valeur de coefficient de sécurité indique que le talus est très instable, ce qui montre une diminution des forces de résistance ou la buté à cause des travaux de terrassement. La valeur trouvée est même à celle trouver par les calculs classiques.

Multipliers			
Step Info			
Step	9 of 109	Extrapolation factor	0,117
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0,124
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: 1,000
Time	Increment:	0,000	End time: 0,000
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time: 0,000

Figure IV.22. Valeur de coefficient de sécurité (terrain terrassé avec bâtiment à l'état sec).

h. Terrain terrassé avec bâtiment à l'état saturé

La pris en compte des écoulements d'eau en surface qui saturent la pente dans la partie amont, les travaux de terrassement avec bâtiment influent considérablement sur le comportement des éléments du modèle qui est illustré dans la figure suivante :

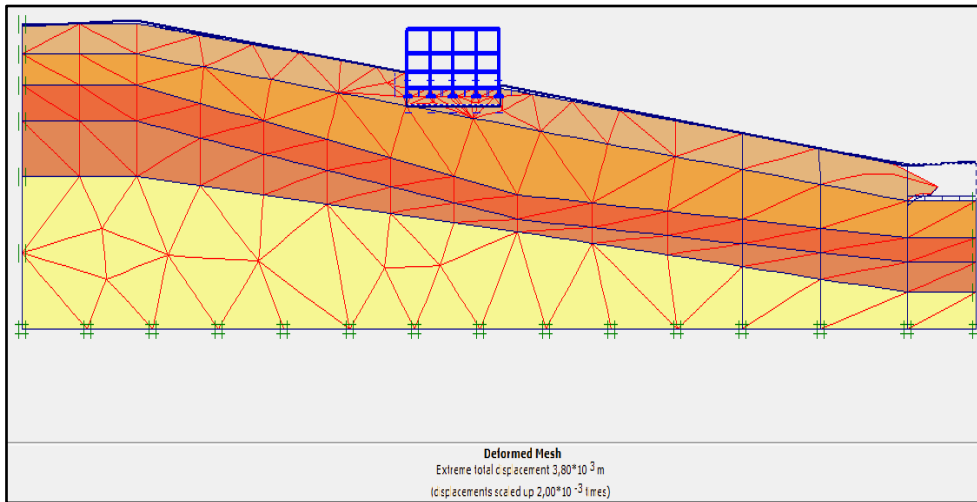


Figure IV.23. La maille déformée.

L'affichage ci-après indique que les travaux de terrassement en présence du bâtiment influent sur l'affichage des cercles de glissement qui minimise le coefficient de sécurité.

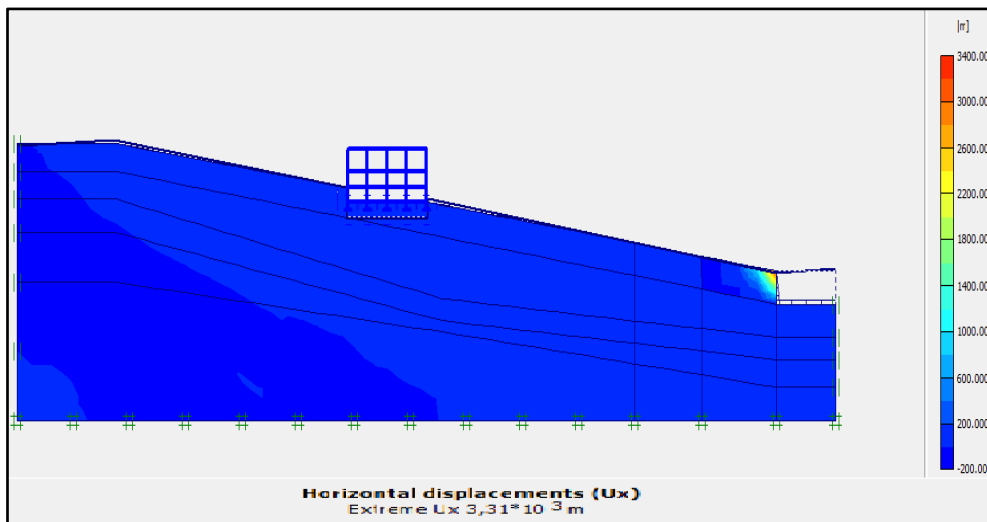


Figure IV.24. Déplacement horizontal du modèle.

➤ **Le coefficient de sécurité**

La valeur de coefficient de sécurité indique que le talus est très instable (très dangereux pour les bâtiments existantes), ce qui montre un déséquilibre causé par la diminution des forces de cohésion à cause des infiltrations des eaux et minimise la buté ou les forces de résistance en pied à cause des travaux de terrassement. La valeur trouvée est même à trouver par les calculs analytiques.

Multipliers		Additional Info		Step Info	
Step Info					
Step	119 of 119	Extrapolation factor	0,500		
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:	0,790	
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000	
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time:	0,000	

Figure IV.25. Valeur de coefficient de sécurité (terrain terrassé avec surcharge à l'état saturé).

Les résultats du déplacement horizontal

- **Le sondage SC 02:** La valeur de déplacement dans le sondage SC 02 détecté par les capteurs (inclinomètre) pour la profondeur 17 m est de 1.3 mm qui est presque la même valeur obtenue par modélisation numérique qui confirme les modèles géométriques proposés qui certifie les résultats trouvés.

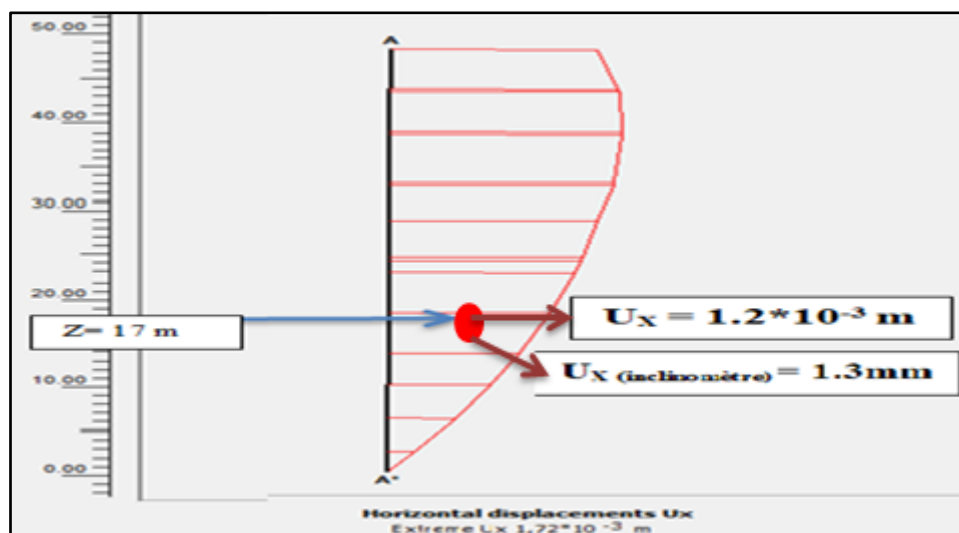


Figure IV.26. Comparaison des résultats (déplacement horizontale / l'essai inclinométrique).

- **Le sondage SC 03:** La valeur de déplacement dans le sondage SC 03 détecté par les capteurs (inclinomètre) pour la profondeur 10 m est de 0.30 mm qui est presque la même valeur obtenue par modélisation numérique qui confirme les modèles géométriques proposés qui certifie les résultats trouvés.

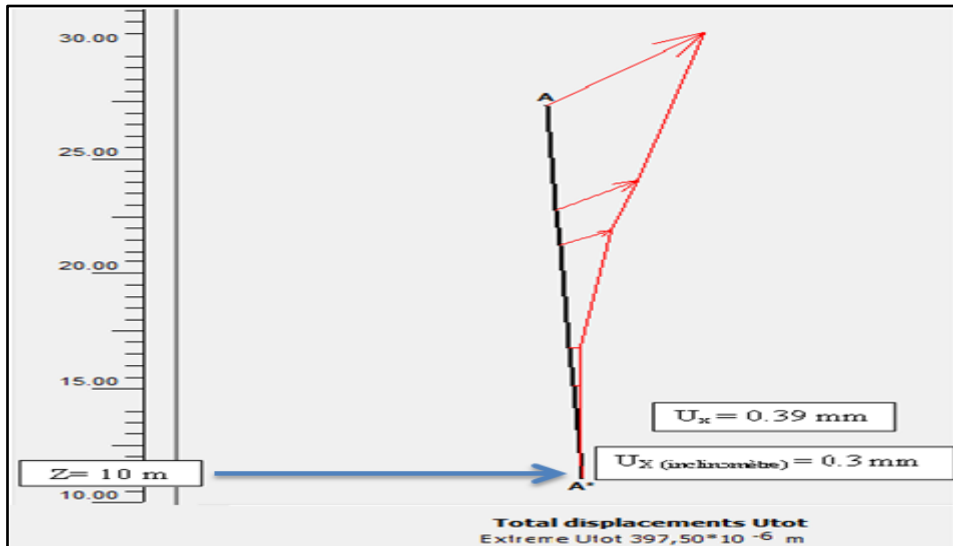


Figure IV.27. Comparaison des résultats (déplacement horizontale / l'essai inclinométrique).

IV.2.2.8.2. Dans le cas dynamique

Le calcul comporte trois phases, pour six cas différents à savoir (terrain vierge, terrassement, avec surcharge en cas de séisme et par la mise en place de confortement, sec et saturé).

- ✓ **Phase 1** : Est un calcul plastique normal dans lequel le bâtiment est construit ;
- ✓ **Phase 2** : Est une analyse dynamique dans laquelle le séisme est simulé. Pour analyser en détail les effets du séisme, les déplacements sont menues à zéro au débute de cette phase ;
- ✓ **Phase 3** : Calcul de glissement (C / Φ réduction). [50]

Les procédures de calculs sont présentées dans la figure suivante :

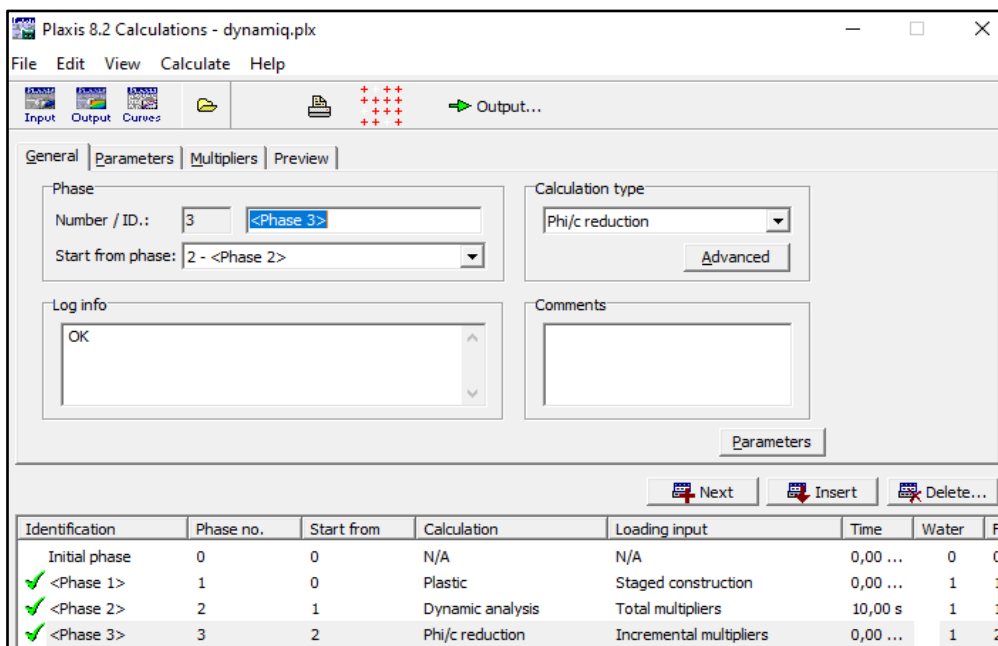


Figure IV.28. Procédure de calcul dynamique.

a. Terrain vierge à l'état sec

➤ **Déformation de cisaillement**

Les cercles de glissements trouvés dans l'étude dynamique sont plus développés et deviennent plus profonde par rapport à l'état statique qui sont des cercles de pied de talus, l'allure des cercles indique que la zone d'étude est dans un état dangereuse de stabilité pour les bâtiments existants qui sont affichées dans la figure suivante :

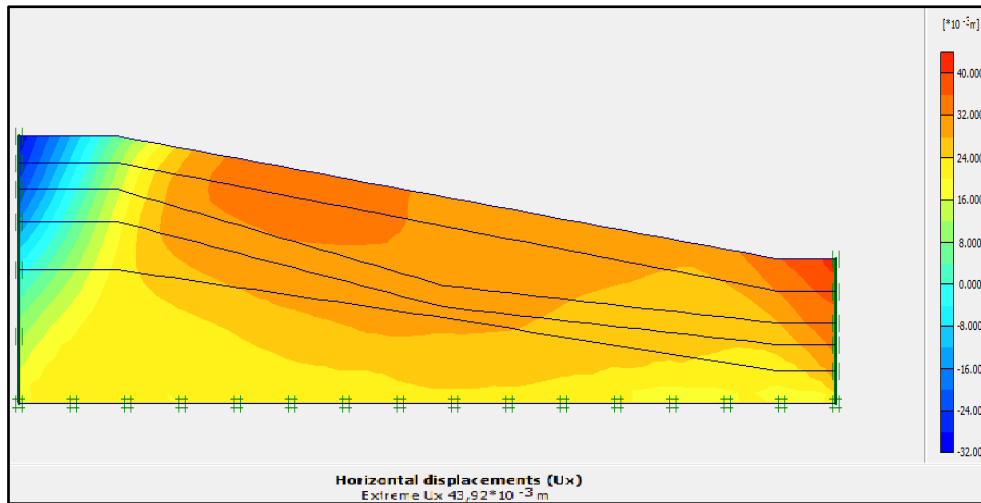


Figure IV.29. Déplacement horizontal.

➤ **La valeur de coefficient de sécurité**

La valeur de coefficient de sécurité trouvée dans le cas sismique à l'état sec est proche à celle trouvée par le calcul analytique et indique que le talus est stable.

Multipliers		Additional Info		Step Info	
Step Info					
Step	250 of 350	Extrapolation factor	0,000		
DYNAMIC STEP		Relative stiffness	1,000		
Multipliers					
	Incremental Multipliers		Total Multipliers		
Prescribed displacements	Mdisp:	0,024	Σ -Mdisp:	2,005	
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:	1,000	
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000	
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time:	10,000	

Figure IV.30. Valeur de coefficient de sécurité (terrain vierge à l'état sec).

b. Terrain vierge à l'état saturé

➤ **La déformation de maillage et des éléments**

Les conditions hydrogéologiques influent considérablement sur le comportement des éléments du modèle qui est illustré dans la figure suivante :

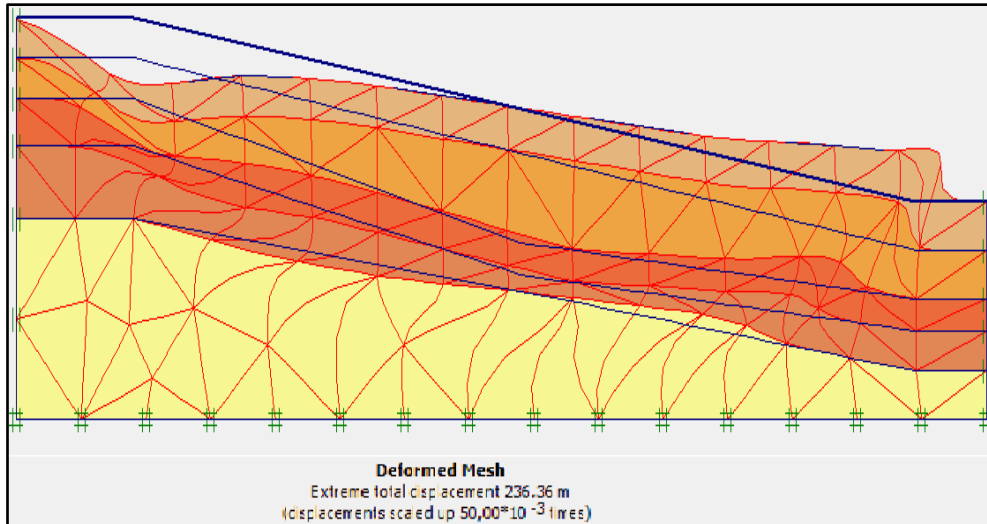


Figure IV.31. Les mailles déformées.

➤ **Déformation au cisaillement**

On constate un changement de l'allure des cercles de glissements qui sont devenues des cercles de flanc de talus (passe par la tête) par rapport au cercle trouvé au paravent qui est des cercles de pied.

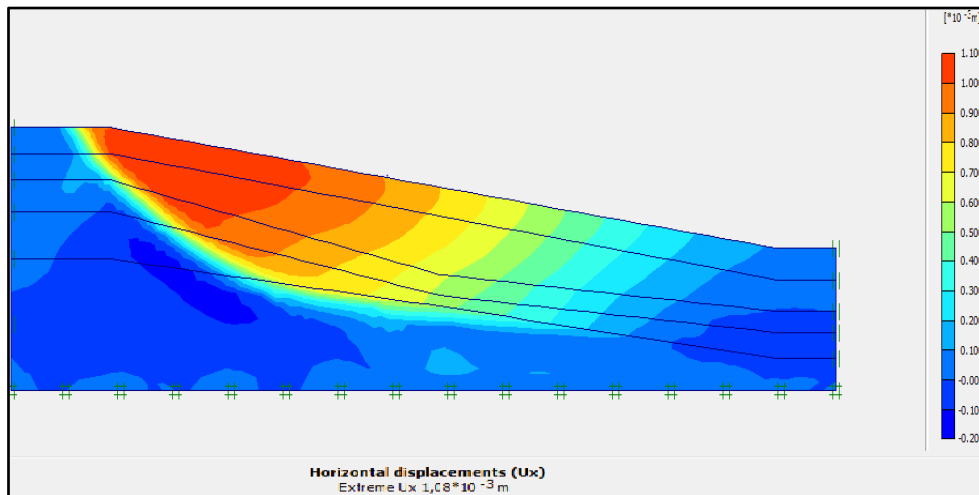


Figure IV.32. Déplacement horizontale du modèle.

➤ **Le coefficient de sécurité**

La valeur de coefficient de sécurité indique que le talus est très instable et très dangereux pour les bâtiments existants, ce qui montre que l'étude dynamique en présence d'eau influe

sur les forces de résistance des formations argileuse et minimise le coefficient de sécurité par rapport à l'état sec ou $F_s = 0.4 < 1$ qui est très dangereux dans le domaine de la construction.

Multipliers		Additional Info		Step Info	
Step Info		Step		350 of 350	
PLASTIC STEP		Extrapolation factor		2,000	
		Relative stiffness		1,000	
Multipliers					
	Incremental Multipliers			Total Multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp:	2,005	
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:	-0,006	Σ -Msf:	0,411	
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000	
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time:	10,000	

Figure IV.33. Valeur de coefficient de sécurité (terrain vierge à l'état saturé).

c. Terrain terrassé à l'état sec

Nous respectons les mêmes étapes réalisées dans le cas d'un terrain vierge prenant en considération les travaux de terrassement en aval de talus sous l'effet sismique, on obtient les résultats ci-dessous :

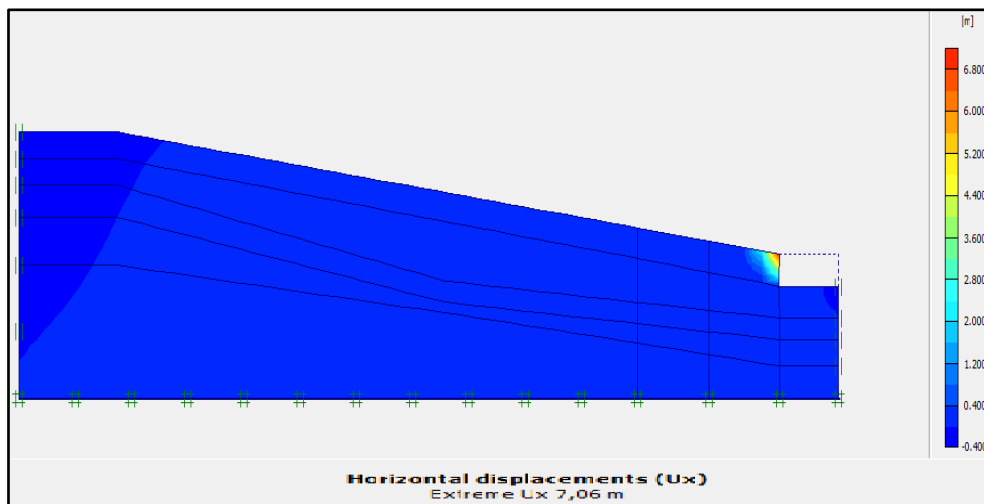


Figure IV.34. Déplacement horizontal du modèle.

➤ **Le coefficient de sécurité**

La valeur de coefficient de sécurité trouvée indique que le talus est instable par rapport à un coefficient de sécurité 1 (cas sismique), ce qui montre une diminution de buté ou les forces de résistance à cause des travaux de terrassement et l'effet sismique.

Multipliers		Additional Info		Step Info	
Step Info		Step	355 of 355	Extrapolation factor	2,000
PLASTIC STEP				Relative stiffness	0,000
Multipliers		Incremental Multipliers		Total Multipliers	
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp:	2,005	
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:	0,001	Σ -Msf:	0,838	
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000	
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time:	10,000	

Figure IV.35. Valeur de coefficient de sécurité (terrain terrassé à l'état sec).

d. Terrain terrassé à l'état saturé

La pris en compte des écoulements d'eau en surface et les travaux de terrassement en aval de la pente influent considérablement sur le comportement des éléments du modèle qui est illustré dans la figure suivante :

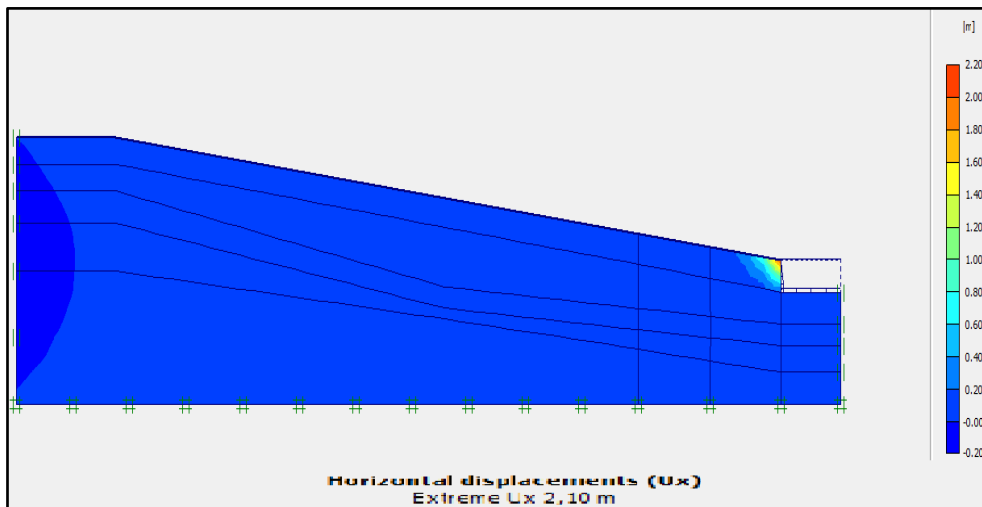


Figure IV.36. Le déplacement horizontal.

➤ Le coefficient de sécurité

La valeur de coefficient de sécurité indique que le talus est très instable et dangereux sur la stabilité de bâtiment (diminution des résultats en présence d'eau et à cause des travaux de terrassement sous l'effet dynamique aggrave la situation et qui minimisent les forces de résistance dans la pente avec le soulèvement de la buté en pied qui déséquilibre le rapport entre les forces de résistance et les forces motrices). La valeur trouvée est presque celle trouvée par les calculs classiques.

Multipliers		Additional Info		Step Info	
Step Info					
Step	359 of 359	Extrapolation factor	2,000		
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0,000		
Multipliers					
	Incremental Multipliers		Total Multipliers		
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp:	2,005	
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:	0,001	Σ -Msf:	0,768	
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000	
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time:	10,000	

Figure IV.37. Valeur de coefficient de sécurité (terrain terrassé à l'état saturé).

e. Terrain avec bâtiment à l'état sec

Nous respectons les mêmes étapes réalisées dans les cas ci-dessus avec prise en compte de bâtiment d'où on obtient les résultats suivants :

Le bâtiment se trouve dans la limite des cercles de glissements qui on était trouvés dans la pente qui passe par le pied du talus qui est de même type trouver par les méthodes graphiques.

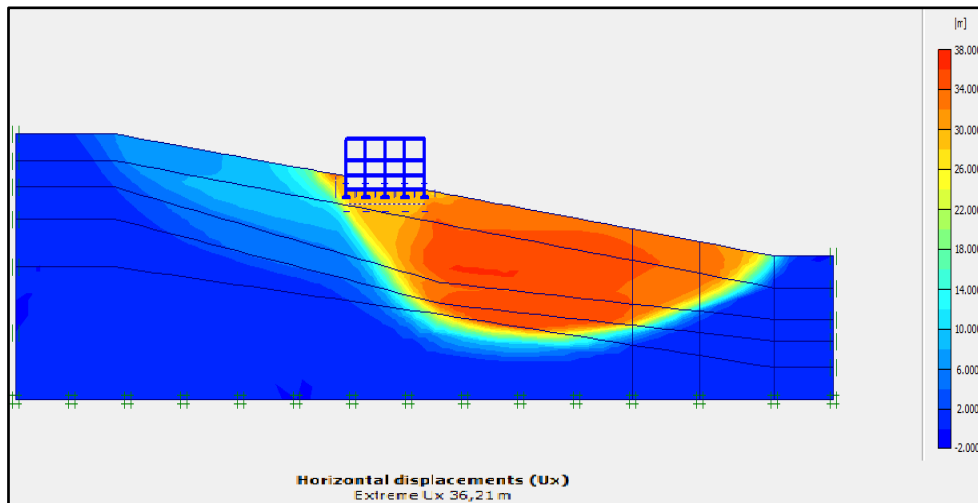


Figure IV.38. Déplacement horizontal du modèle.

➤ **Le coefficient de sécurité**

La valeur de coefficient de sécurité indique que le talus est stable qui est supérieur à 1 (la présence du bâtiment à l'état initial de terrains ne cause aucun danger même sous l'effet des charges sismiques). La valeur est presque celle trouvée par les calculs classiques.

Multipliers		Additional Info		Step Info	
Step Info					
Step	366 of 366	Extrapolation factor	0,500		
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0,000		
Multipliers					
	Incremental Multipliers		Total Multipliers		
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp:	2,005	
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:	1,170	
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000	
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time:	10,000	

Figure IV.39. Valeur de coefficient de sécurité (terrain avec surcharge à l'état sec).

f. Terrain avec bâtiment à l'état saturé

La pris en compte des saturations totales avec existence de bâtiment sous l'effet sismique avec prise en compte d'un accélérogramme influent considérablement sur le comportement des éléments du modèle qui est illustré dans la figure suivante :

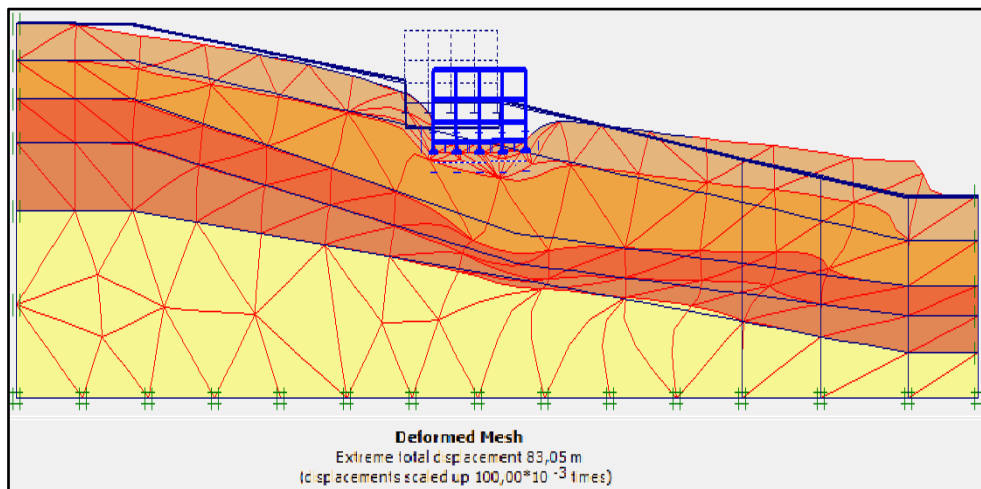


Figure IV.40. La maille déformée.

L'affichage ci- après indique aussi que le glissement est peu profond qui passe par le pied du talus qui est identique au cercle trouvé au paravent.

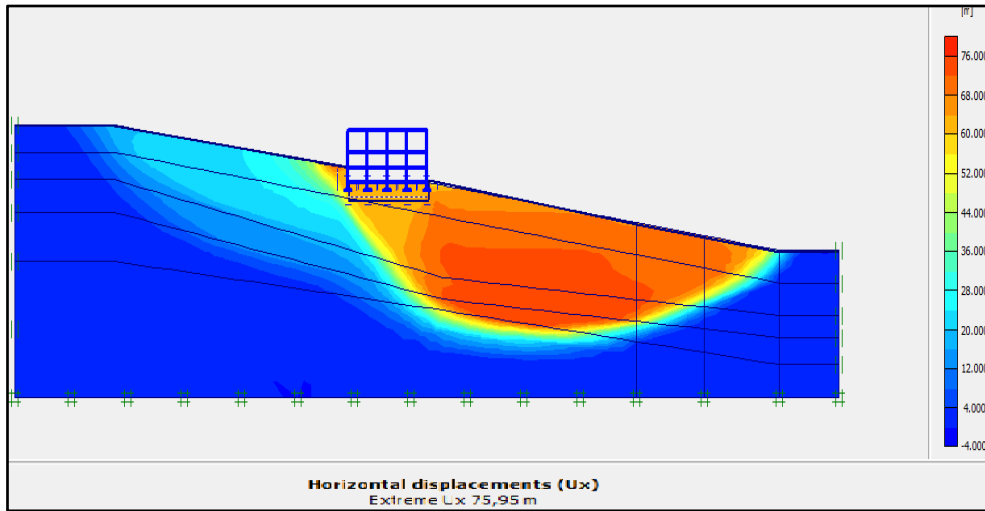


Figure IV.41. Déplacement horizontal du modèle.

➤ **Le coefficient de sécurité**

La valeur de coefficient de sécurité indique que le talus est stable et diminue par rapport à l'état sec.

Multipliers		Additional Info		Step Info	
Step Info					
Step	384 of 384	Extrapolation factor	1,000		
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0,000		
Multipliers					
	Incremental Multipliers		Total Multipliers		
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp:	0,000	
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:	1,087	
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000	
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time:	10,000	

Figure IV.42. Valeur de coefficient de sécurité (terrain avec bâtiment à l'état saturé).

g. Terrain terrassé avec bâtiment à l'état sec

Nous respectons les mêmes étapes réalisées dans les cas ci-dessus, avec les travaux de terrassement et le bâtiment on obtient les résultats suivants :

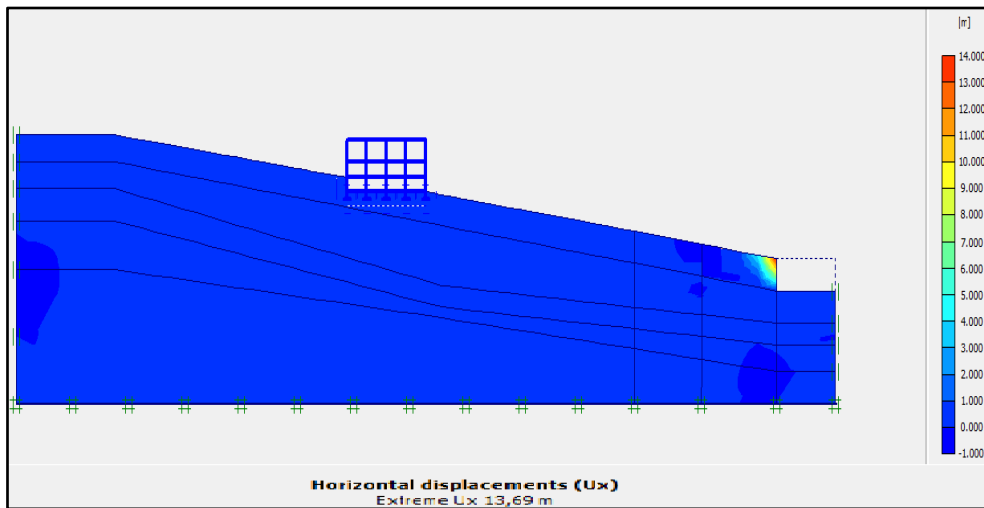


Figure IV.43. Déplacement horizontal du modèle.

➤ **Le coefficient de sécurité**

La valeur de coefficient de sécurité indique que le talus est instable, ce qui montre une diminution des résultats à cause des travaux de terrassement, prise en compte de l'effet sismique qui minimisent les forces de résistance ou la butée en pied qui causent des dégâts sur le bâtiment). La valeur trouvée est presque celle trouvée par le calcul analytique.

Multipliers		Additional Info		Step Info	
Step Info					
Step	375 of 375	Extrapolation factor	2,000		
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0,000		
Multipliers					
	Incremental Multipliers		Total Multipliers		
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp:	2,005	
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:	0,881	
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000	
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time:	10,000	

Figure IV.44. Valeur de coefficient de sécurité (terrain terrassé avec bâtiment à l'état sec).

h. Terrain terrassé avec bâtiment à l'état saturé

La prise en compte des saturations totales avec le bâtiment, influence considérablement sur le comportement des éléments du modèle qui est illustré dans la figure suivante :

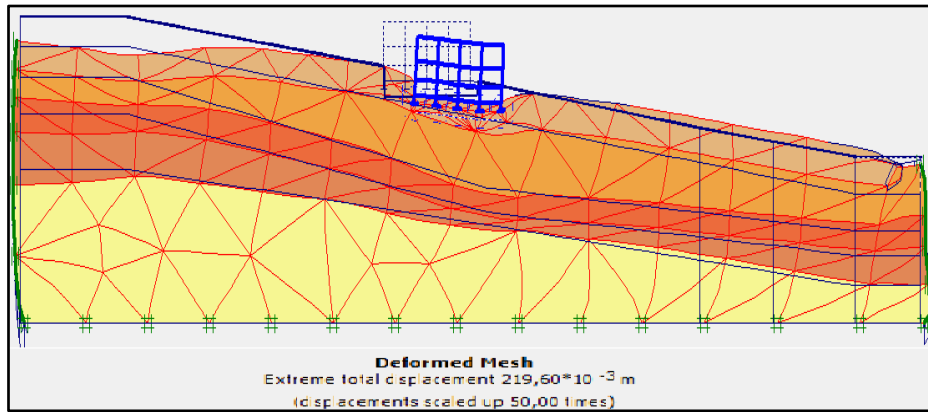


Figure IV.45. La maille déformée.

L'affichage ci-après indique que les travaux de terrassement en présence du bâtiment influent sur l'affichage des cercles de glissement qui deviennent en surface qui minimisent le coefficient de sécurité.

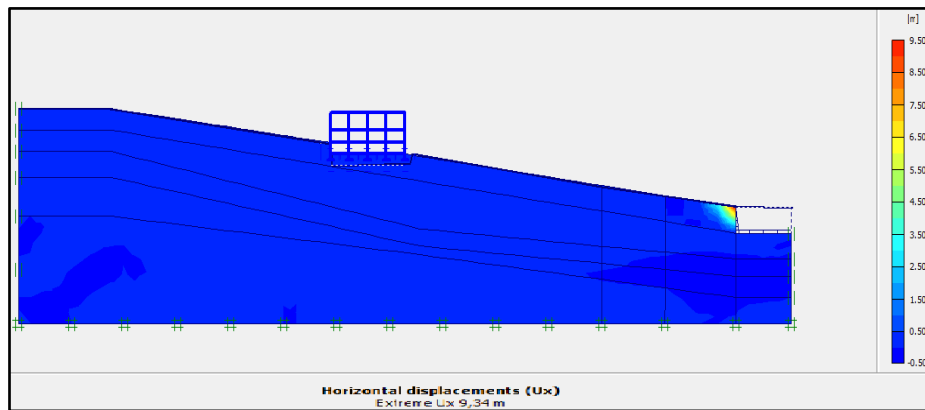


Figure IV.46. Déplacement horizontal du modèle.

➤ Le coefficient de sécurité

Le résultat de coefficient de sécurité diminue par rapport à l'état sec qui indique que le talus est instable.

Multipliers			
Step Info			
Step	363 of 363	Extrapolation factor	0,500
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0,000
Multipliers			
	Incremental Multipliers		Total Multipliers
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp: 2,005
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: 0,786
Time	Increment:	0,000	End time: 0,000
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time: 10,000

Figure IV.47. Valeur de coefficient de sécurité (terrain terrassé avec bâtiment à l'état saturé).

➤ L'accélération horizontale

Les accélérations horizontales sont présentées dans la figure suivante qui montrent que le bâtiment est localisé dans la zone la plus dangereuse ou il y'a un risque d'effondrement qui est confirmé par les dégradations sur site.

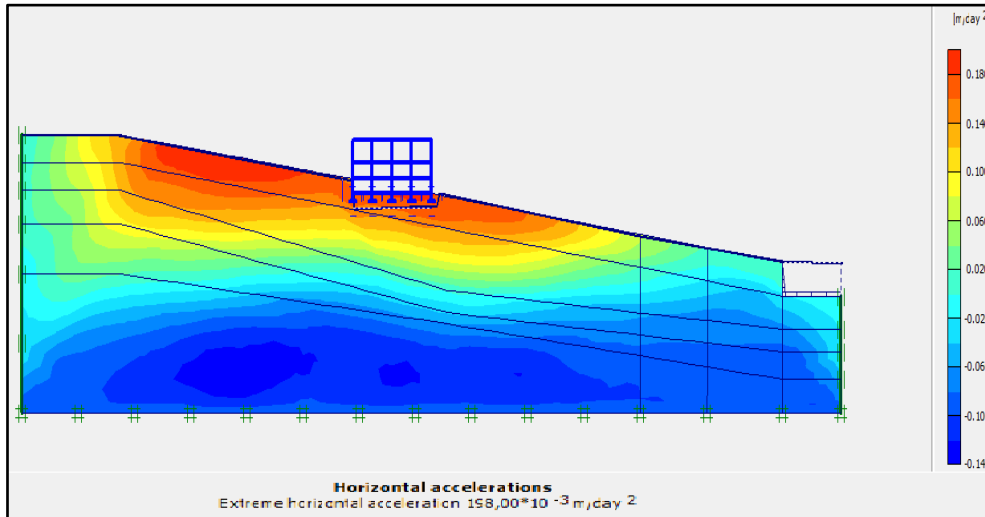


Figure IV.48. Valeur d'accélération horizontale pour un terrain terrassé avec bâtiment.

IV. 3. Présentation de Logiciel TALREN

TALREN 4 est un logiciel convivial sous Windows permettant la vérification de la stabilité des ouvrages géotechniques, calculer le coefficient de sécurité le plus faible avec ou sans renforcements.

Ce logiciel s'adresse aux ingénieurs d'études et a pour objet :

- L'utilisation pratique du logiciel pour les applications courantes ;
- L'approfondissement des différents types de renforcements disponibles dans TALREN 4 ;
- Une introduction de la méthode du calcul à la rupture et de ses applications possibles.

[51]

IV. 3.1. Les principales caractéristiques de TALREN 4

IV. 3.1.1. L'interface graphique interactive

L'interface de TALREN 4 est une interface graphique interactive, développée en fonction des principes suivants :

- La plupart des manipulations, en particulier le dessin de la coupe, peuvent être effectuées à l'aide de la souris. Il est également possible de visualiser et de modifier les propriétés des différents éléments (données et résultats) à l'aide du bouton droit de la souris.

- Le logiciel TALREN 4 propose une visualisation graphique chaque fois que c'est possible : les courbes d'anisotropie, ou les contraintes le long de la surface de rupture sont 2 exemples d'affichage graphique proposés.
- Chaque donnée n'est saisie qu'une seule fois, pour garantir une grande fiabilité et limiter les manipulations nécessaires en cas de modification des données.
- De nombreux assistants (jeux de pondérations/sécurité partiels) et bases de données (sol, renforcements) sont disponibles. [51]

IV. 3.1.2. La gestion du phasage

TALREN 4 permet d'étudier des projets et non plus seulement des coupes, c'est-à-dire que la gestion du phasage d'exécution est intégrée au logiciel : à partir d'une coupe initiale (qui doit comporter tous les éléments qui seront utilisés dans le phasage : lignes géométriques, caractéristiques des sols, surcharges, renforcements). Il est possible de définir dans le même fichier plusieurs phases d'exécution successives (chaque phase correspondant à une coupe du projet) :

- Activation/désactivation d'éléments de sols, surcharges, ou renforcements ;
- Modification de certaines caractéristiques de sols ;
- Modification des conditions hydrauliques. [51]

IV. 3.1.3. La recherche automatique de surfaces de rupture

Dans le cas des surfaces de rupture circulaires, une option de recherche automatique des surfaces de rupture est disponible en complément de l'option de définition du quadrillage manuel.

IV. 3.1.4. Méthodes de calculs à la rupture (spiraux logarithmiques)

TALREN 4 propose, outre les 3 méthodes de calcul à l'équilibre limite (Fellnius, Bishop, perturbations), la méthode de calcul à la rupture (avec des surfaces de rupture de type spirales logarithmiques). [51]

IV. 3.2. Présentation de l'étude

Lancer TALREN puis compléter la fenêtre avec les informations demandées dans la figure ci-dessous :

Figure IV.49. Description générale de projet.

- **Concernant Xmin et Xmax :** Il ne s'agit pas que d'une configuration de l'affichage graphique : **Xmin** et **Xmax** définissent la largeur sur laquelle le projet doit être impérativement défini.
- **Unités :** Le système d'unités choisi sera valable pour tout le projet. Par contre, il est possible de revenir ultérieurement modifier ce système d'unités.
- **Méthode de calcul et pondérations par défaut :** Il s'agit de choix qui seront ensuite retenus comme valeurs par défaut lors de la définition des situations (mais éventuellement modifiables pour chaque situation individuellement).

Nom	Gamma_min
Clouterre fundamental/standard	1
Clouterre fundamental/sensitive	1
Clouterre accidental/standard	1
Clouterre accidental/sensitive	1
XP P 94-240 fundamental 1-2a	1
XP P 94-240 fundamental 2b	1
XP P 94-240 accidental 1-2a	1
XP P 94-240 accidental 2b	1
XP P 94-220 fundamental/standard	1
XP P 94-220 fundamental/sensitive	1
XP P 94-220 accidental/standard	1
XP P 94-220 accidental/sensitive	1
Traditional/Provisional	1.3
Traditional/Permanent	1.5

Figure IV.50. Les différents jeux de coefficient de sécurité.

IV. 3.3. Définition de la géométrie

Les coordonnées des points définissant la géométrie du talus ainsi que les limites de couches sont définies sur la figure ci-dessous :

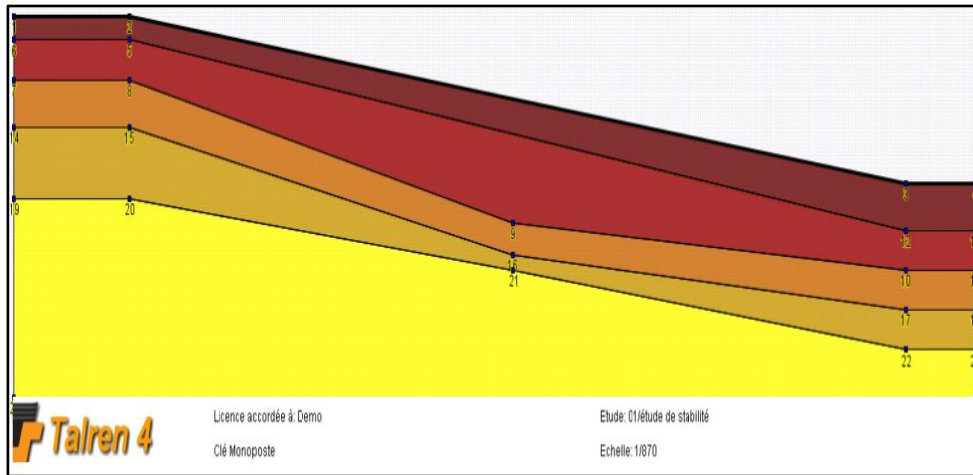


Figure IV.51. La géométrie du terrain.

Le projet doit toujours être défini avec l'amont à gauche et l'aval à droite (le sens du glissement doit être de la gauche vers la droite).

IV. 3.4. Définition des caractéristiques du sol

Cinq couches de sol sont à définir et leurs caractéristiques sont montrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.2. Caractéristiques des couches de sol.

Sol	γ (KN/m ³)	Φ (°)	C(KPa)
Remblais	15,00	25	5
Argile sableuse	16,30	15	7
Argile marneuse beige	17,40	16	7
Argile marneuse bariolé	16,10	14	7
Marne sableuse	17,00	13	6

IV. 3.5. Calcul dans le cas statique

IV. 3.5.1. Phase 1 : Terrain vierge

Cette phase correspond à l'activation des couches de sol. Par défaut, la première phase est générée automatiquement avec activation de toutes les zones de sol et désactivation de tous les renforcements et surcharges s'ils sont disponibles. Dans cette phase, il n'y a pas de conditions hydrauliques à définir.

IV. 3.5.1.1. Situation 1 : État sec

a. Définition de la situation

La première situation de chaque phase est créée automatiquement. Il convient néanmoins de définir ses propriétés, et notamment : pondérations partielles et surfaces de rupture.

- **Méthode de calcul :** Bishop (option choisie par défaut dans la description générale).

Chapitre IV : Modélisation numérique d'un glissement de terrains.

- **Pondérations partielles :** Clouterre Fondamental / Ouvrage courant (option choisie par défaut dans la description générale).
- **Sismique :** Nous n'allons pas définir de conditions sismiques pour cette situation.
- **Définition des surfaces de rupture :** Nous allons choisir par exemple pour cette première situation des surfaces de rupture circulaires passant en pied d'excavation, en recherche manuel.

Définition de la situation

Méthode de calcul pour cette situation

Stockage des résultats par tranche

Pondérations pour cette situation [Assistant Jeu de coefficients](#)

Prise en compte du séisme

Surfaces de rupture Type de recherche

Surface de rupture circulaire en recherche manuelle

Nombre de tranches

Conditions de passage dans certains sols

RECOMMANDATION : Si vous n'avez pas fait de modification, utilisez "Annuler" pour fermer la fenêtre.

OK Annuler Aide

Figure IV.52. Définition de la phase 1 situation 1.

X m Y m

Incrément X m Incrément Y m

Angle/horizontale ° Angle/verticale °

Nombre de centres en X Nombre de centres en Y

Incrément sur le rayon m Nombre d'incrément sur le rayon

Abscisse émergence limite

Type de recherche

X m Y m

Figure IV.53. Définition de la surface de rupture.

b. Calcul et résultats

Le choix des coordonnées du cercle de glissement est celle trouvée par la méthode graphique et la valeur trouvée de coefficient de sécurité correspond à la valeur minimale trouvée par les méthodes analytiques qui est représentée dans la figure suivante :

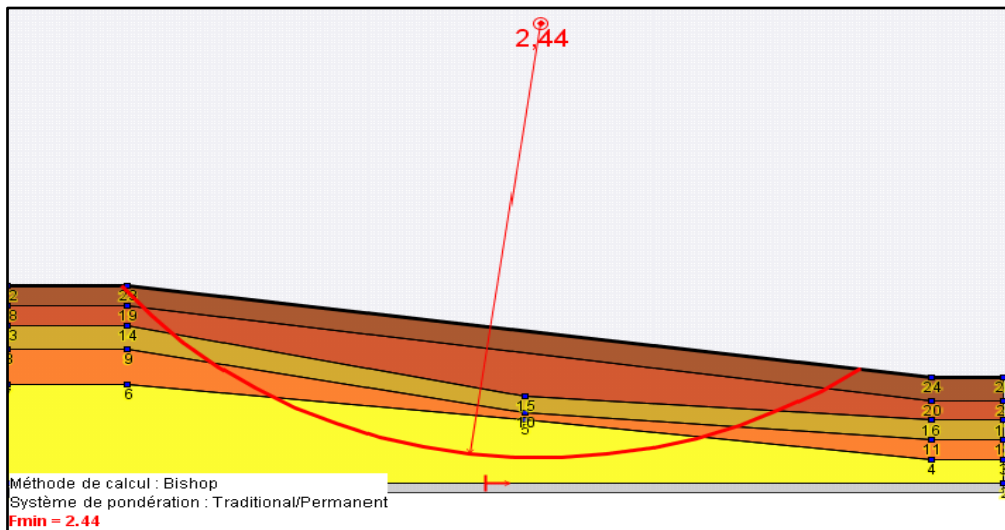


Figure IV.54. Résultat affiché par défaut pour la situation 1 de la phase 1.

IV. 3.5.1.2. Situation 2 : État saturé

a. Définition de la situation

Il faut tout d'abord créer une nouvelle situation. Nous allons définir les mêmes propriétés que pour la situation 1, sauf pour les conditions hydrauliques (saturé).

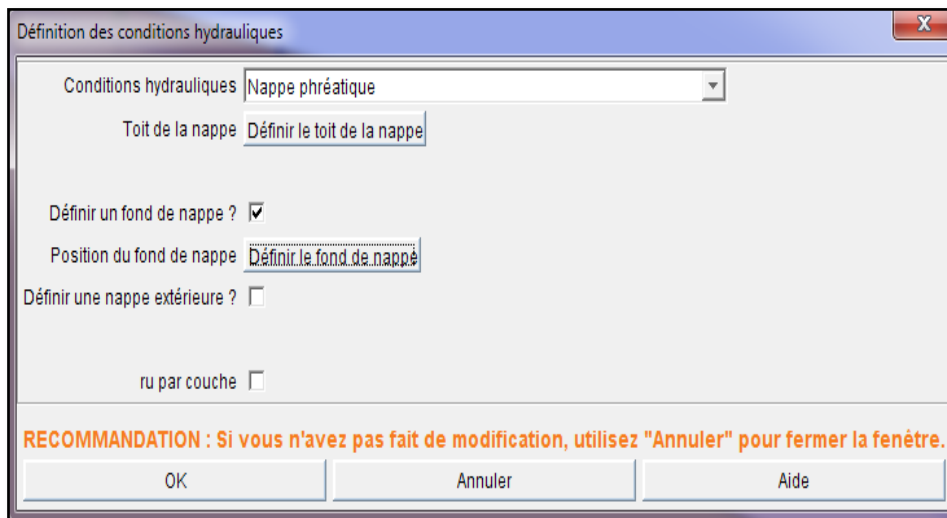


Figure IV.55. Définition de niveau de l'eau.

b. Calcul et résultats

Procéder de la même façon que pour la situation 1. Le résultat obtenu est identique aux résultats trouvés au paravent qui est instable et affiché sur la figure suivante :

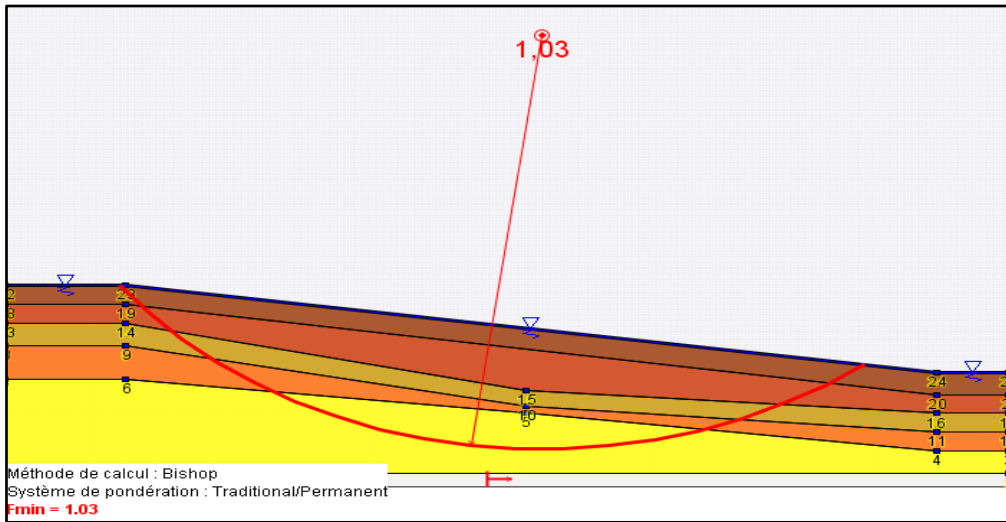


Figure IV.56. Résultat affiché par défaut pour la phase 1 situation 2.

IV. 3.5.2. Phase 2 : Terrain avec terrassement

IV. 3.5.2.1. Définition et calcul de situation 1 : État sec

En suivant les mêmes étapes de la phase 1, prenant en considération les travaux de terrassement, on constat les mêmes observations sur le coefficient de sécurité qui sera affiché dans la figure suivante :

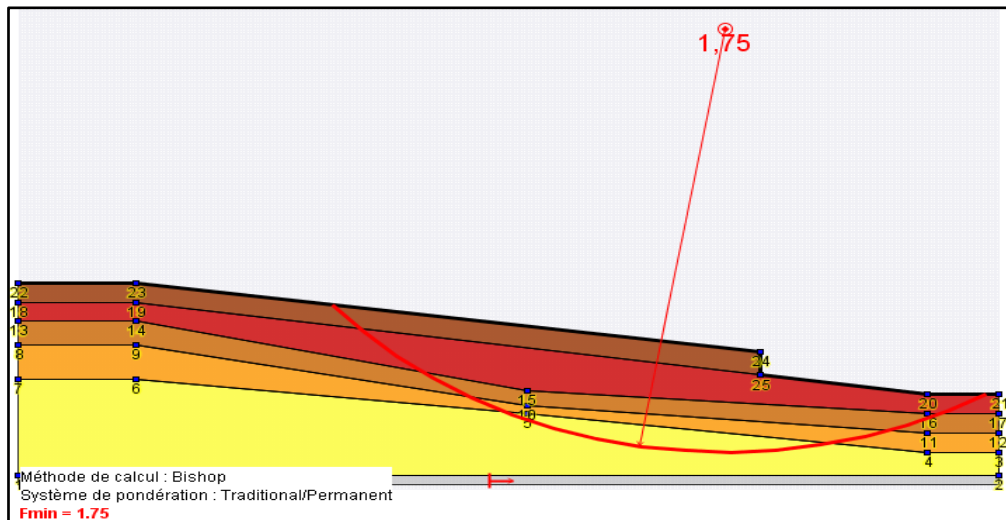


Figure IV.57. Résultat affiché par défaut pour la phase 2 situation 1.

IV. 3.5.2.2. Définition et calcul de situation 2 : État saturé

Procéder de même façon que pour la situation 1, prenant en considération les conditions hydrauliques (saturé), la valeur trouvée est confirmé par les méthodes précédentes qui est illustrée sur la figure suivante :

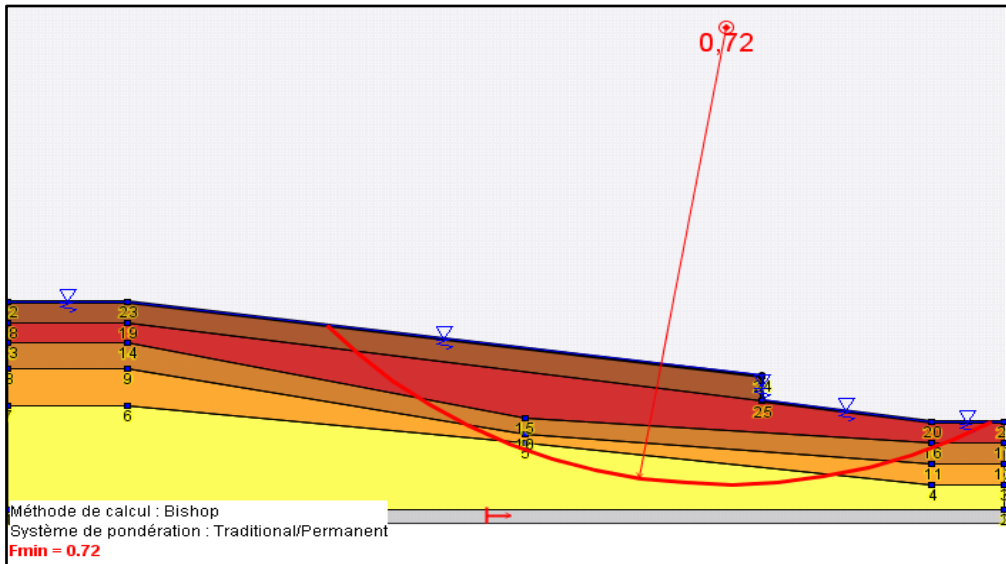


Figure IV.58. Résultat affiché par défaut pour la phase 2 situation 2.

IV. 3.5.3. Phase 3 : Terrain avec bâtiment

IV. 3.5.3.1. Définition et calcul de situation 1 : État sec

En suivant les mêmes étapes de la phase 1, prenant en considération le bâtiment.

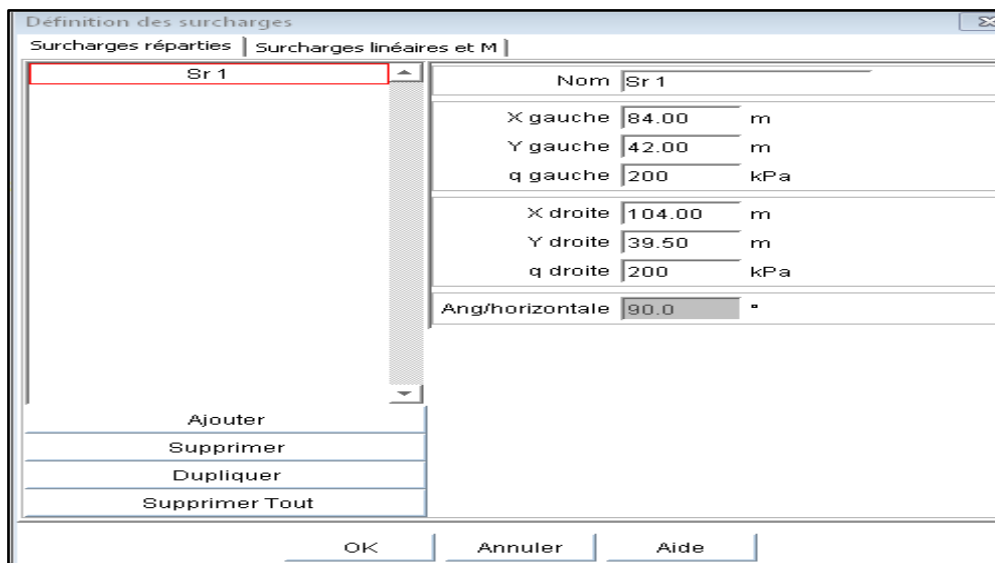


Figure IV.59. Définition de la charge de bâtiment.

Le résultat obtenu indique que le talus est stable par rapport à un coefficient de sécurité 1.5 ce qui montre que la présence du bâtiment dans la zone critique n'influe pas sur la stabilité de terrain et ne cause aucun danger.

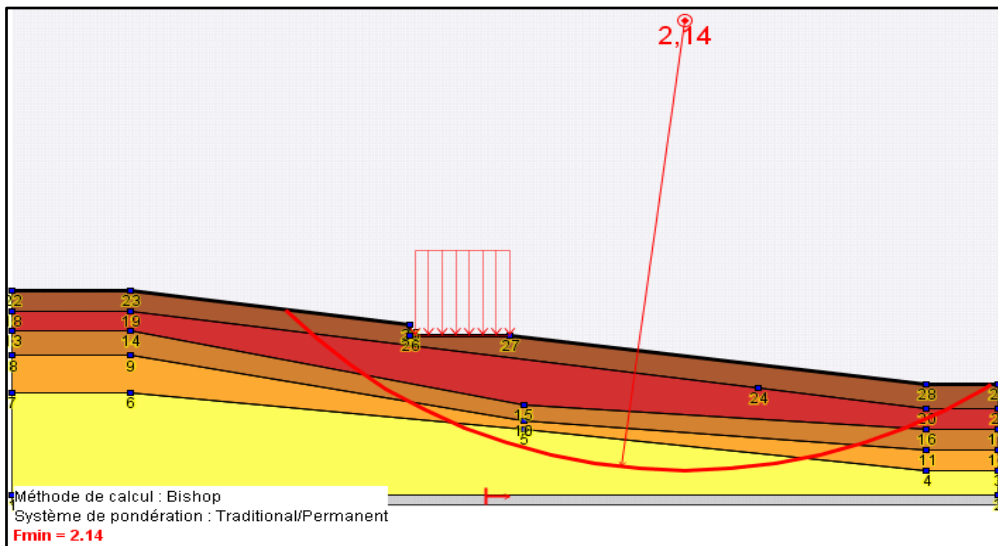


Figure IV.60. Résultat affiché par défaut pour la phase 3 situation 1.

IV. 3.5.3.2. Définition et calcul de situation 2 : État saturé

Procéder de la même façon que pour la situation 1, prenant en considération les conditions hydrauliques, le résultat obtenu indique que le talus est instable par rapport à un coefficient de sécurité 1.5 ce qui montre que le bâtiment se trouve dans la zone critique de glissement qui est très dangereuse.

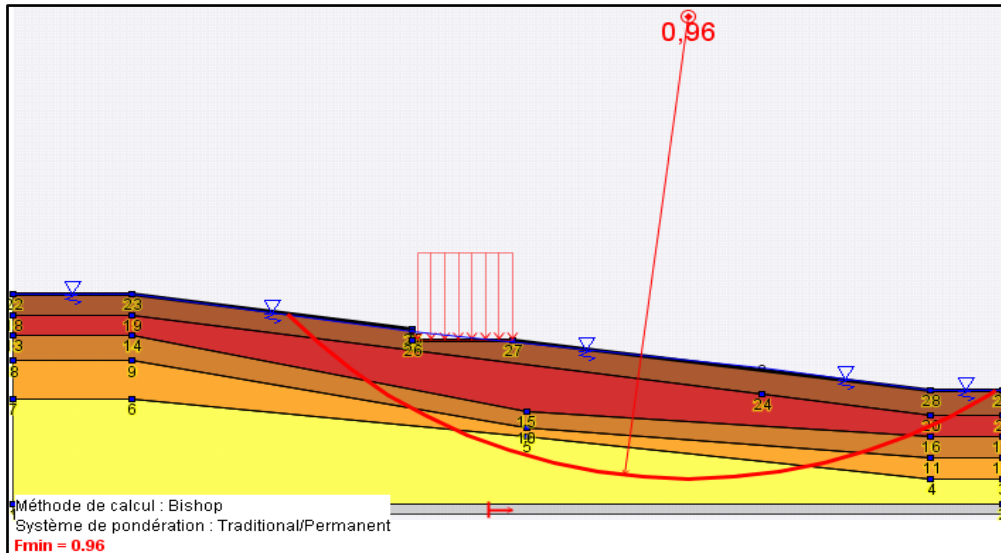


Figure IV.61. Résultat affiché par défaut pour la phase 3 situation 2.

IV. 3.5.4. Phase 4 : Terrain terrassé avec bâtiment

Nous allons définir les mêmes propriétés que pour la phase ci-dessus, en prenant en considération le bâtiment et les travaux de terrassement, les résultats de chaque situation présentées dans les figures suivantes :

IV. 3.5.4.1. Définition et calcul de situation 1 : État sec

La valeur de coefficient de sécurité indique que la pente est stable, ce qui montre une diminution des forces de résistance ou la buté à cause des travaux de terrassement. La valeur trouvée n'est la même à celle trouver par les calculs classiques.

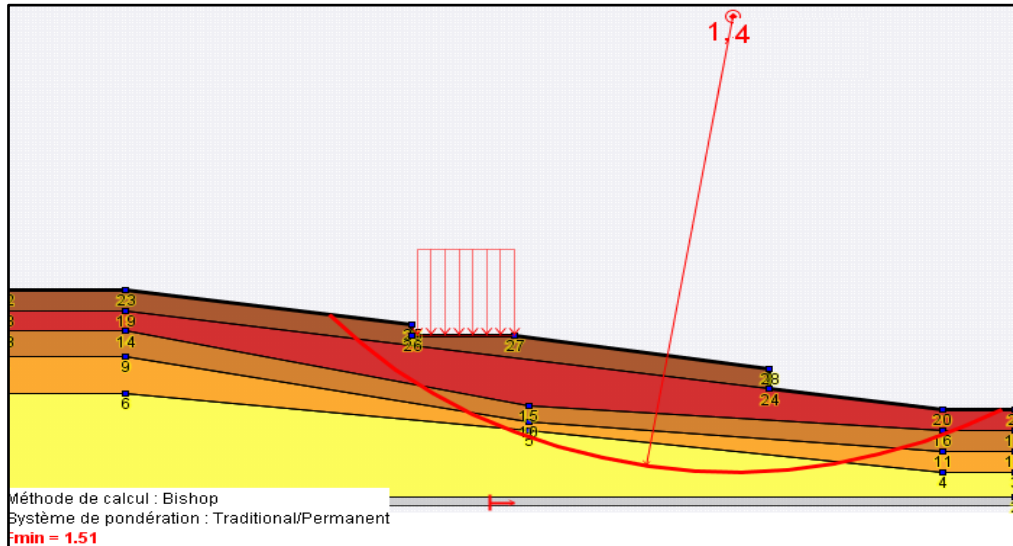


Figure IV.62. Résultat affiché par défaut pour la phase 4 situation 1.

IV. 3.5.4.2. Définition et calcul de situation 2 : État saturé

Le résultat obtenu indique que le talus est très instable et présente un danger sur les bâtiments existants qui est illustré sur la figure suivante :

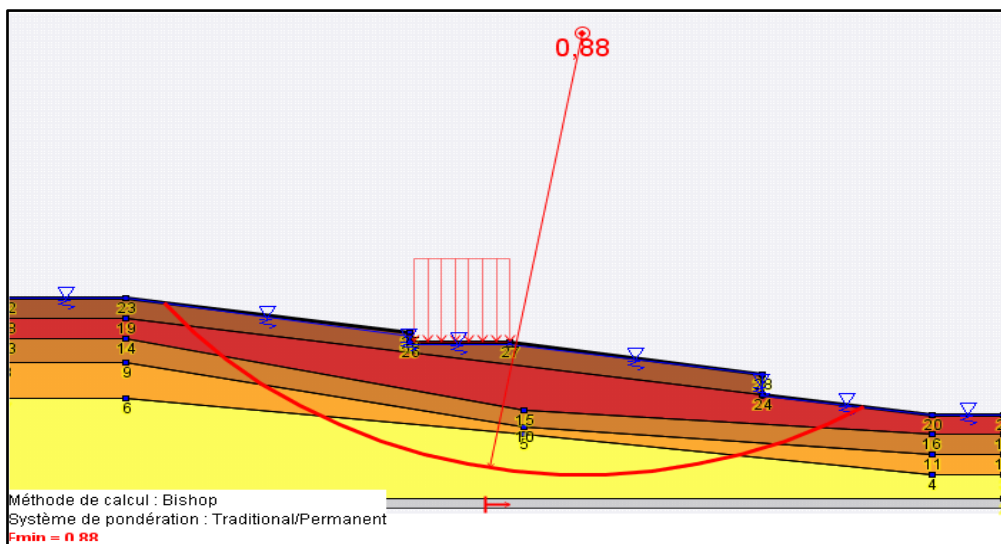


Figure IV.63. Résultat affiché par défaut pour la phase 4 situation 2.

IV. 3.6. Calcul dans le cas dynamique

Procéder de la même façon que pour le calcul statique pour les différentes situations (terrain vierge, terrain terrassé, terrain avec surcharge, terrain terrassé avec surcharge) prenant

en compte en considération l'effet sismique par une majoration des forces sismiques avec les valeurs : $a_h = 0.25$ et $a_v = 0$, à l'état sec et saturé.

IV. 3.6.1. Phase 1 : Terrain vierge

IV. 3.6.1.1. Calcul de situation 1 : État sec

La valeur de coefficient de sécurité trouvée dans le cas pseudo-statique à l'état sec est n'est pas à celle trouvée par le calcul analytique et indique que le talus moyennement stable à cause de la localisation du centre et des cercles de glissement qui influent sur les résultats qui est indiquées sur le figure suivante :

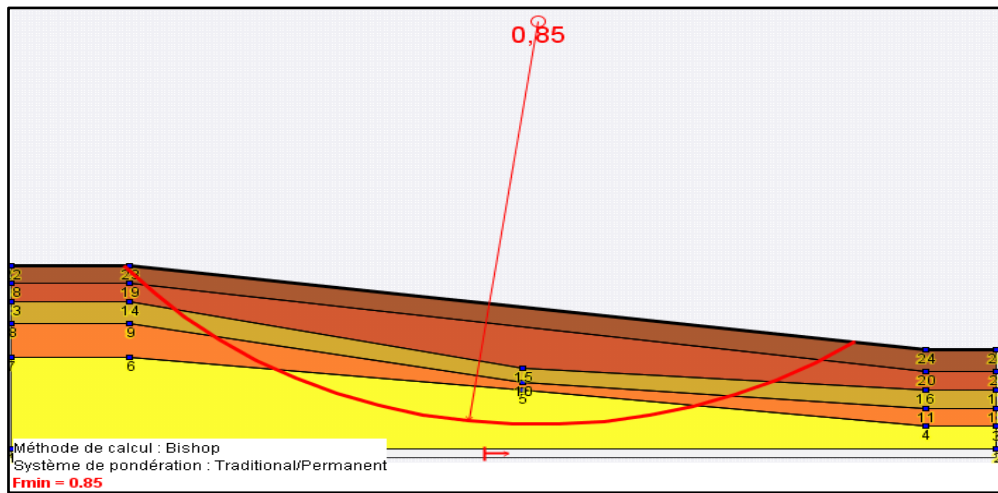


Figure IV.64. Résultat affiché par défaut de la phase 1 situation 1.

IV. 3.6.1.2. Calcul de situation 2 : État saturé

Le résultat obtenu n'est pas la même que celle trouvé dans les méthodes analytiques puisque le choix du coordonnées de centre de glissement n'est pas automatique qui indique que le talus est très instable et présente un danger majeur sur la stabilité des bâtiments qui est affiché dans la figure ci-dessous :

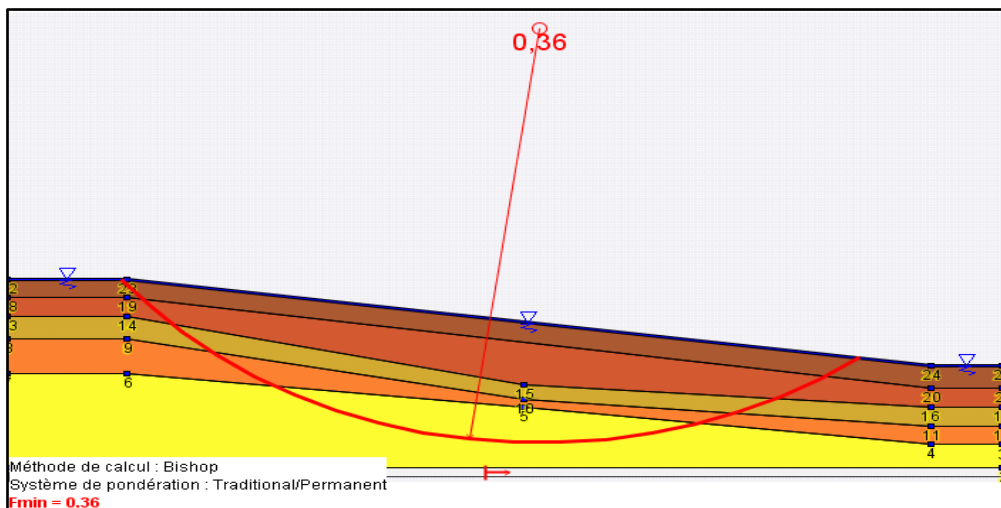


Figure IV.65. Résultat affiché par défaut de la phase 1 situation 2.

IV. 3.6.2. Phase 2 : Terrain avec terrassement

IV. 3.6.2.1. Calcul de situation 1 : État sec

La valeur de facteur de sécurité indique que le talus est très instable, ce qui montre une diminution de la buté en pied à cause des travaux de terrassement qui est présenté dans la figure suivante :

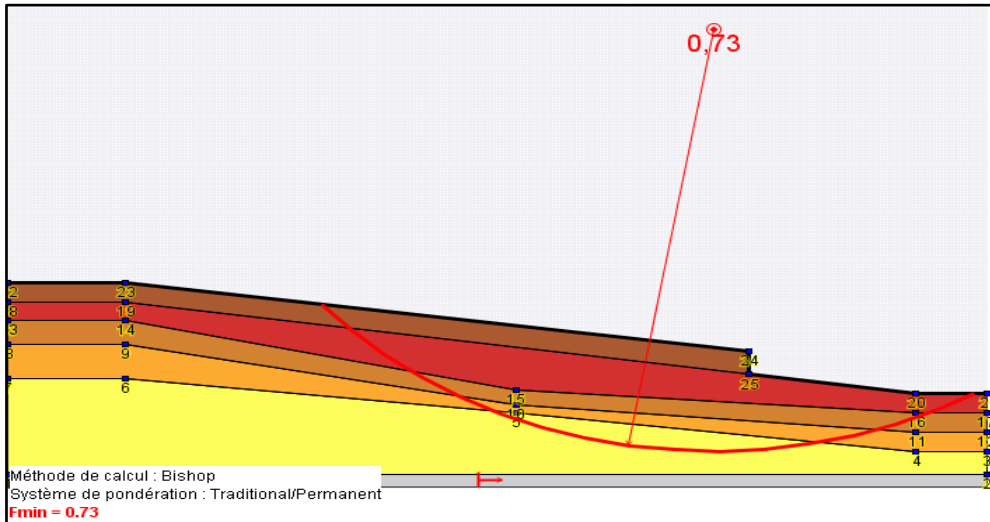


Figure IV.66. Résultat affiché par défaut pour la phase 2 situation 1.

IV. 3.6.2.2. Définition et calcul de situation 2 : État saturé

La valeur de coefficient de sécurité indique que le talus se trouve dans un état catastrophique et dangereux sur la stabilité de bâtiment à cause des travaux de terrassement en présence d'eau sous l'effet dynamique, qui est illustrée dans la figure suivante :

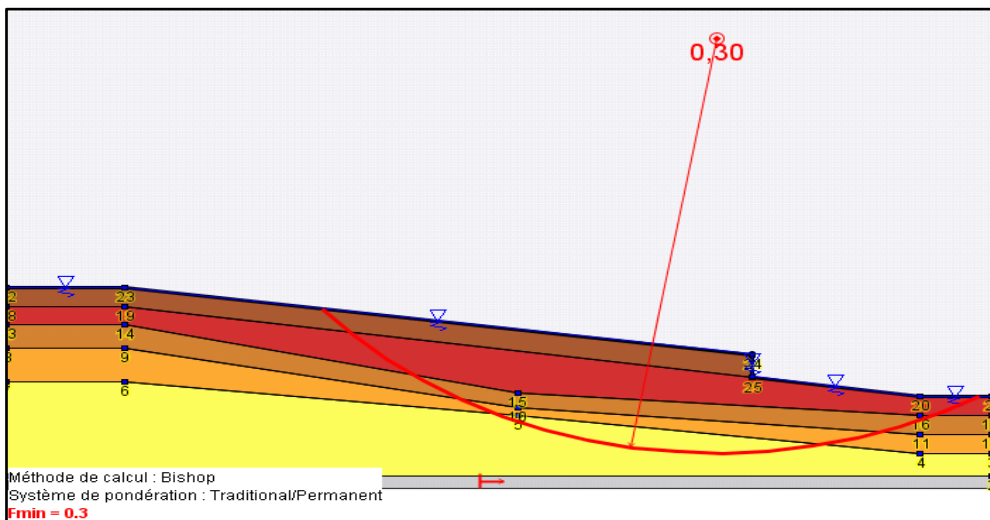


Figure IV.67. Résultat affiché par défaut pour la phase 2 situation 2.

IV. 3.6.3. Phase 3 : Terrain avec bâtiment

IV. 3.6.3.1. Calcul de situation 1 : État sec

L'affichage ci-après indique que le talus est instable par rapport à un coefficient de sécurité 1, ce qui montre que le bâtiment se trouve dans la zone critique de glissement qui est très dangereuse.

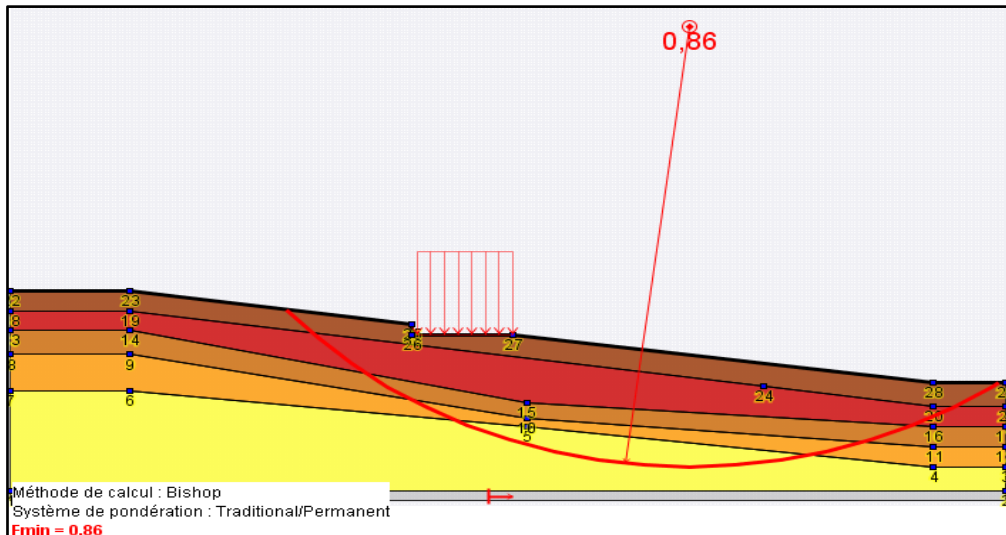


Figure IV.68. Résultat affiché par défaut pour la phase 3 situation 1.

IV. 3.6.3.2. Calcul de situation 2 : État saturé

Le résultat obtenu indique que le talus est dans un état catastrophique et dangereuse, ce qui montre que le bâtiment se trouve dans la zone critique est influé sur la stabilité de terrain qui est présenté dans la figure suivante :

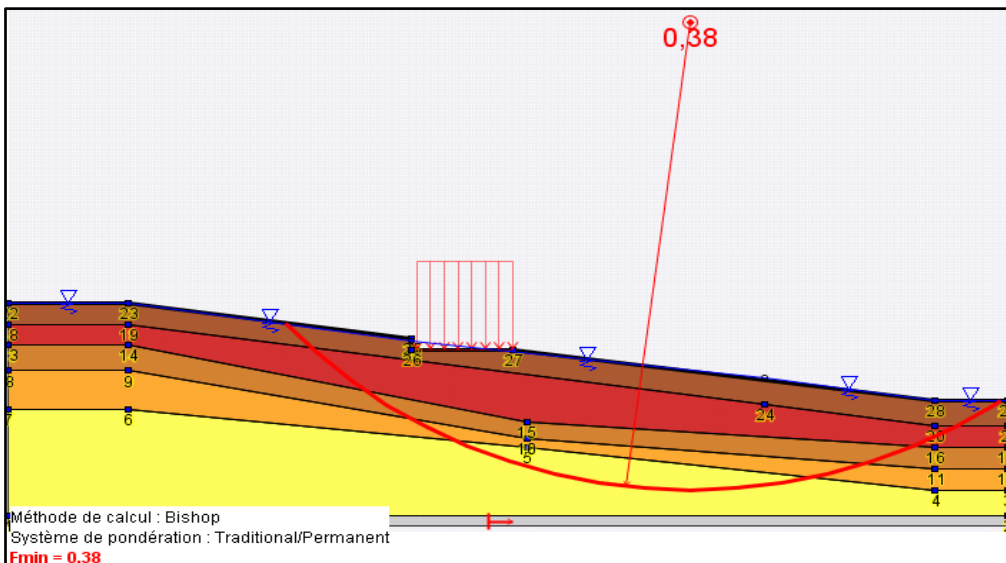


Figure IV.69. Résultat affiché par défaut pour la phase 3 situation 2.

IV. 3.6.4. Phase 4 : Terrain terrassé avec bâtiment

IV. 3.6.4.1. Calcul de situation 1 : État sec

La valeur de coefficient de sécurité indique que la pente très instable, ce qui montre une diminution des forces de résistance qui est présentée dans la figure suivante :

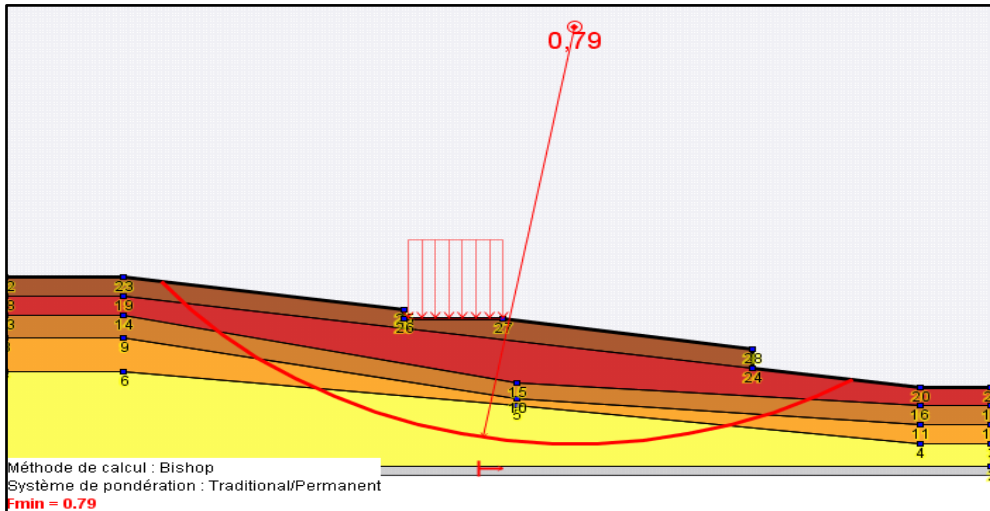


Figure IV.70. Résultat affiché par défaut pour la phase 4 situation 1.

IV. 3.6.4.2. Calcul de situation 2 : État saturé

Le résultat obtenu indique que le talus est dans un état catastrophique et présente un danger sur les bâtiments existants qui est illustré sur la figure suivante :

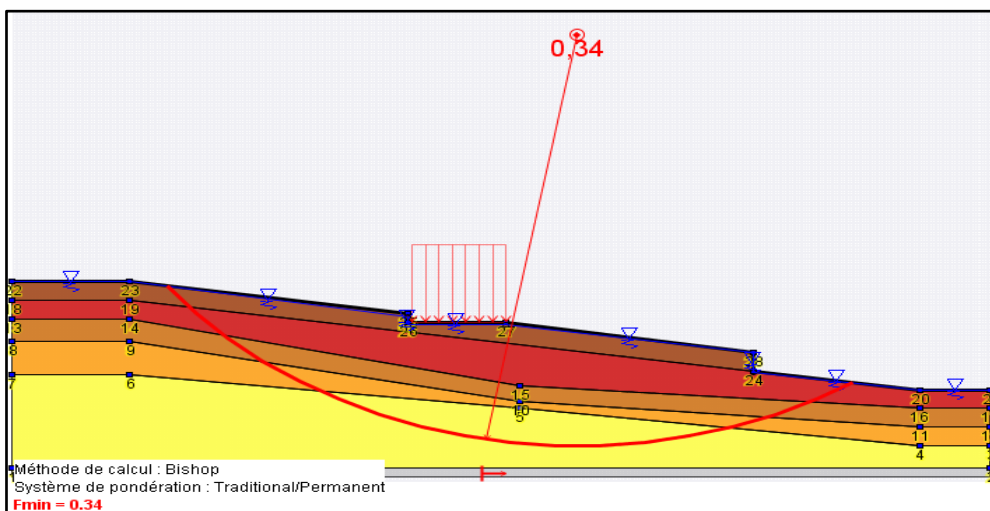


Figure IV.71. Résultat affiché par défaut pour la phase 4 situation 2.

IV. 4. Présentation de Logiciel Geostudio 2012

Geostudio 2007 est un logiciel de calcul géotechnique permettant de traiter les différents problèmes du sol comme les glissements de terrains, les tassements, la consolidation, les infiltrations des eaux dans le corps de la digue d'un barrage et d'autres problèmes liés à la géotechnique.

Dans ce programme, toutes les données du problème sont modifiables de façon itératives, ce qui permet de tester successivement des jeux de valeurs (géométriques, hydraulique, paramètres géotechniques, les surcharges....etc.) et donc de dégager l'influence de chacun de ces paramètres sur la stabilité. Plusieurs programmes sont intégrés dans la fenêtre générale du logiciel :

- ✓ **SLOPE/W** : Permet de calculer le coefficient de sécurité d'un talus naturel ou artificiel par les méthodes d'analyse classiques et aussi par la méthode des éléments finis mais à l'aide de la modélisation obtenue par le programme SIGMA/W.
- ✓ **SEEP/W** : Permet de calculer les infiltrations des eaux (par la méthode des éléments finis).
- ✓ **QUAKE/W** : modélisation par éléments finis du comportement du sol sous séisme
- ✓ **SIGMA/W** : Permet d'analyser les problèmes de la relation contraintes / déformation (par la méthode des éléments finis).
- ✓ **TEMP/W** : Permet d'analyser les problèmes géothermiques du sol (par la méthode des éléments finis)...et autres logiciels.
- ✓ **CTRAN/W** : Modélisation du mouvement d'une contamination dans des matériaux poreux.
- ✓ **AIR/W** : Analyse des interactions entre l'eau et l'air du sol dans des matériaux poreux.
- ✓ **VADOSE/W** : Analyse de flux en dessous de la surface du sol, dans la vadose non saturée et qui rejoignent le régime de l'eau dans le sol.

Dans notre travail, les deux modules utilisés sont SLOPE/W et QUAKE qui permet de décrire la géométrie du problème, la stratigraphie du site, les paramètres de résistances des sols et de modéliser la non-saturation du sol. [52][53]

➤ Le programme SLOPE/W

SLOPE/W est l'un des programmes intégrés dans la fenêtre du Geostudio 2007 et qui est basée sur la théorie de l'équilibre limite dans les calculs du coefficient de sécurité des pentes. L'élaboration de ce programme permet d'analyser facilement à la fois des problèmes simple et complexe de stabilité des pentes en utilisant une variété de méthodes pour calculer le coefficient de sécurité. [52]

IV. 4.1. Calcul par Geoslope

Le modèle géométrique ainsi que la position des cercles de glissement et les paramètres d'entrées et sorties sont présentés dans la figure ci-après :

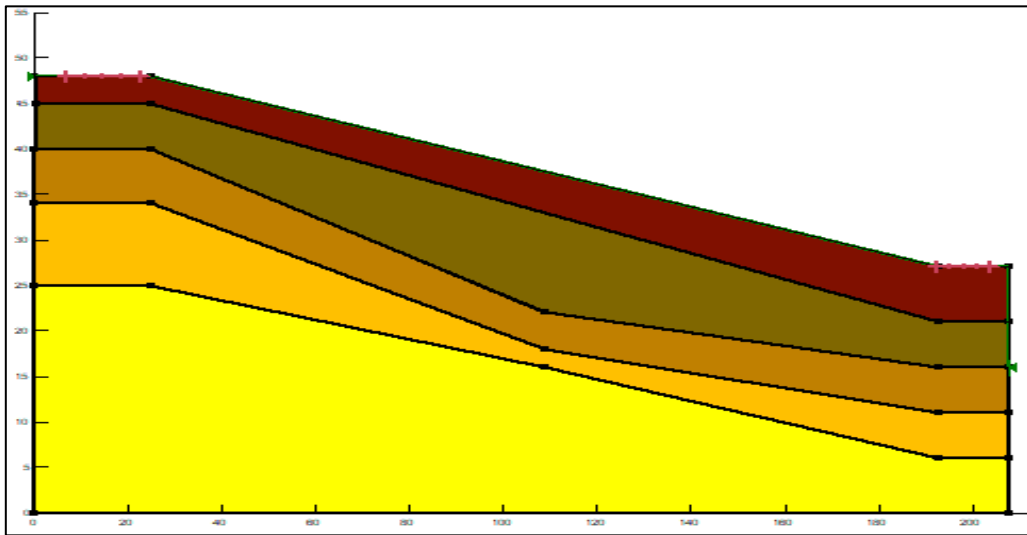


Figure IV.72. Le modèle géométrique adopté.

IV. 4.1.1. Dans le cas statique

a. Terrain vierge à l'état sec

Le calcul du coefficient de sécurité effectué par les variantes précédentes (Fellnius, Bishop, Jambu, etc.) et la localisation des cercles de ruptures est schématisé sur la figure suivante :

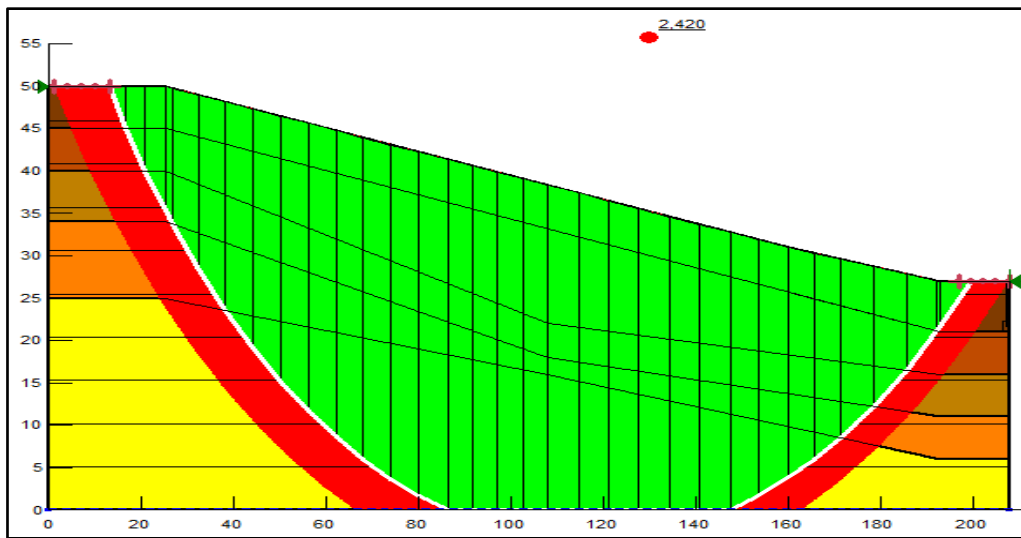


Figure IV.73. Valeur de coefficient de sécurité pour un terrain vierge à l'état sec.

b. Terrain vierge à l'état saturé

Le calcul du coefficient de sécurité effectué en présence des conditions hydrauliques en surface et la localisation des cercles de ruptures est montré dans la figure ci-dessous :

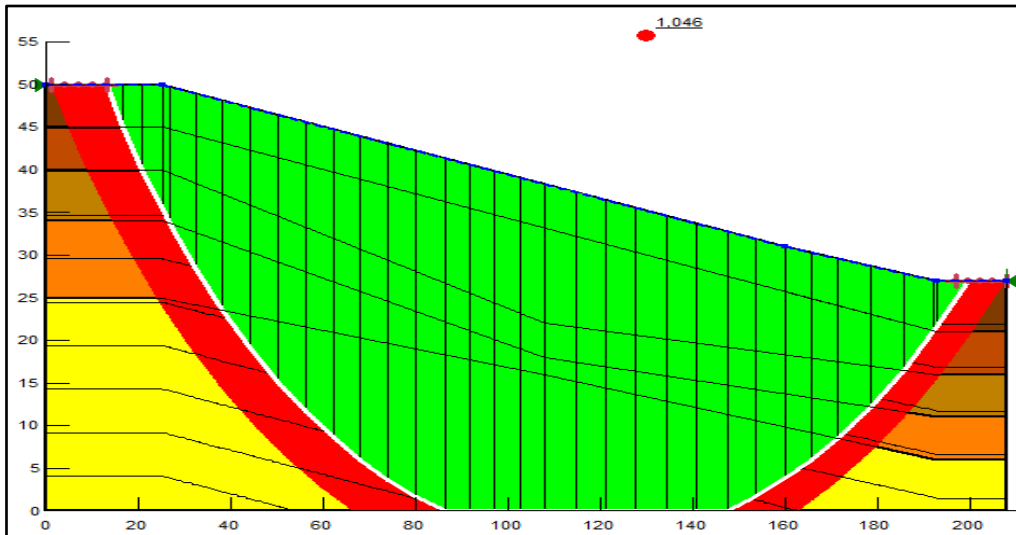


Figure IV.74. Valeur de coefficient de sécurité pour un terrain vierge à l'état saturé.

c. Terrain terrassé à l'état sec

Le calcul de coefficient de sécurité effectué pour un terrain terrassé dans la condition sec influe sur l'affichage des cercles de glissement qui devienne peu profond par rapport à l'état vierge, qui minimisent le coefficient de sécurité jusqu'à 1.790 qui présenté dans la figure suivante :

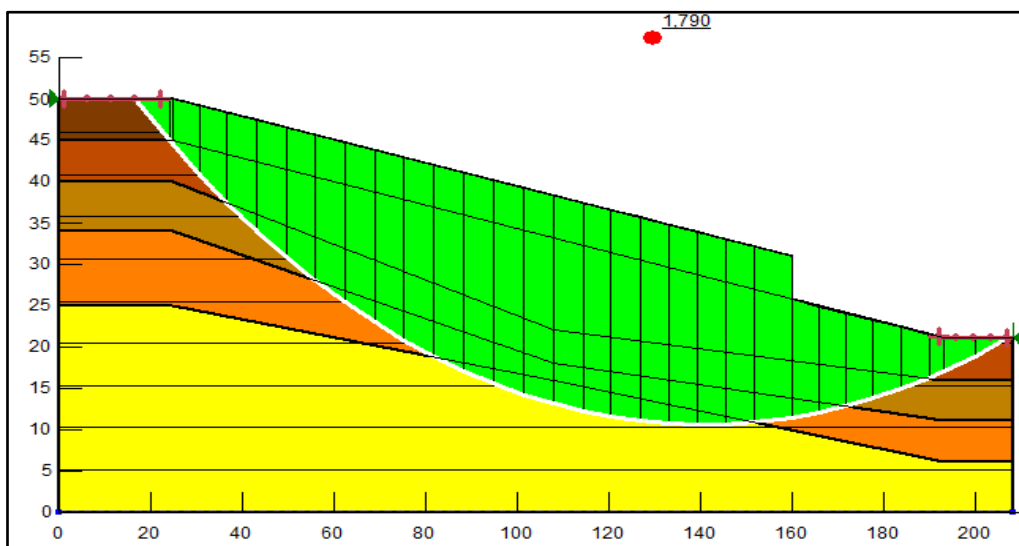


Figure IV.75. Valeur de coefficient de sécurité pour un terrain terrassé à l'état sec.

d. Terrain terrassé à l'état saturé

La valeur de coefficient de sécurité décroît rapidement à cause des travaux de terrassement en présence des eaux en surface qui minimisent la buté en pied de talus qui devient très instable, le résultat est montré dans la figure ci-dessous :

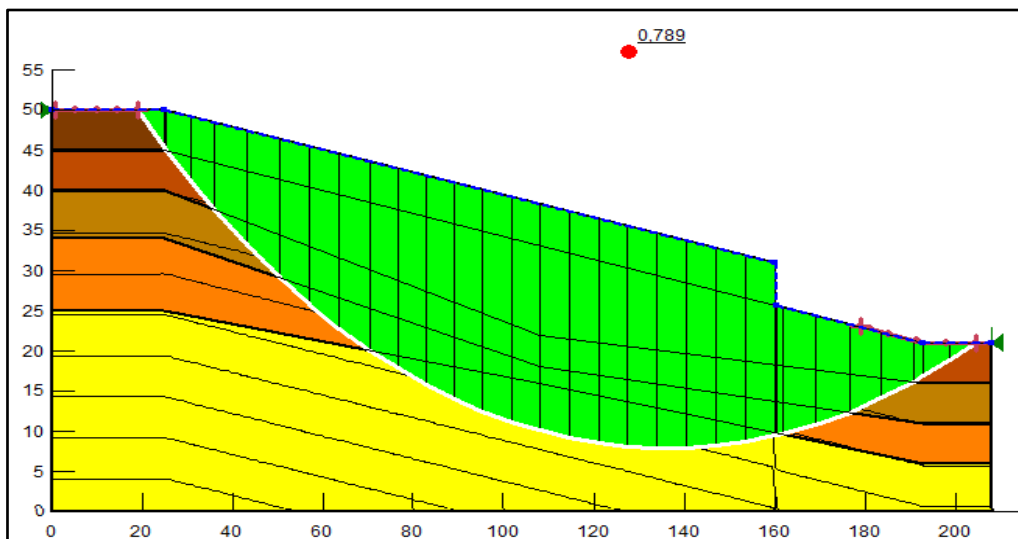


Figure IV.76. Valeur de coefficient de sécurité pour un terrain terrassé à l'état saturé.

e. Terrain avec bâtiment à l'état sec

La valeur de coefficient de sécurité calculé pour un terrain sec avec le bâtiment indique que la pente est stable (la présence du bâtiment dans la zone critique n'influe pas sur la stabilité de terrain et ne cause aucun danger).

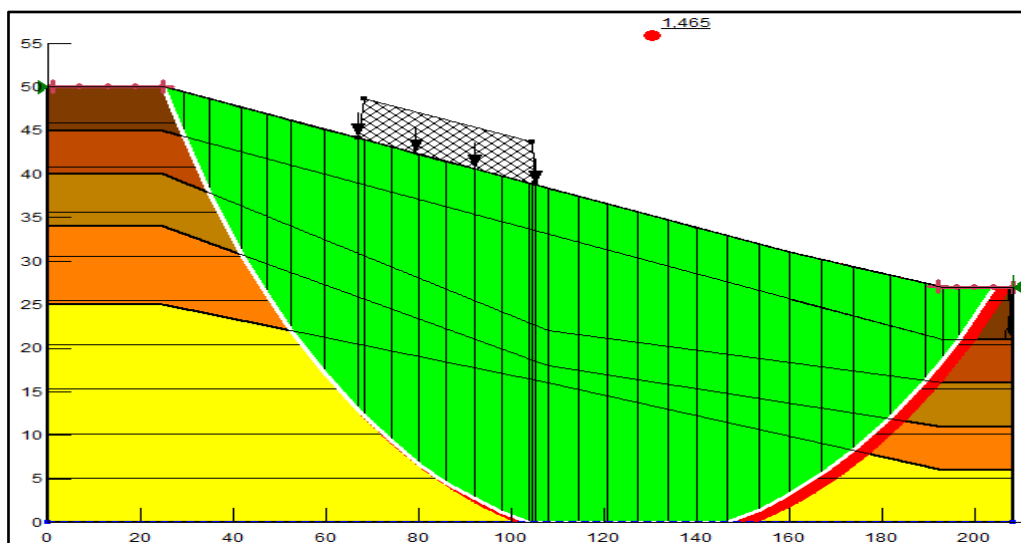


Figure IV.77. Valeur de coefficient de sécurité pour un terrain avec bâtiment à l'état sec.

f. Terrain avec bâtiment à l'état saturé

Le résultat obtenu indique que le talus est dans un état dangereux, ce qui montre que le bâtiment se trouve dans la zone critique est influe sur la stabilité de terrain qui est présenté dans la figure suivante :

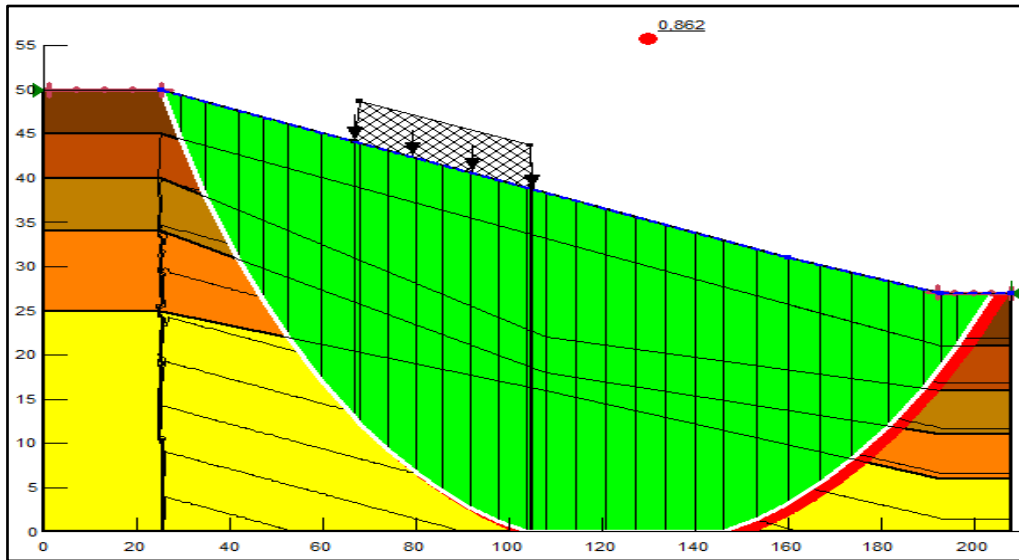


Figure IV.78. Valeur de coefficient de sécurité pour un terrain avec bâtiment à l'état saturé.

g. Terrain terrassé avec bâtiment à l'état sec

La valeur de coefficient de sécurité indique que le talus est instable inférieur à 1.5, ce qui montre une diminution des forces de résistance ou la buté à cause des travaux de terrassement. La valeur trouvée est affiché dans la figure ci -dessous :

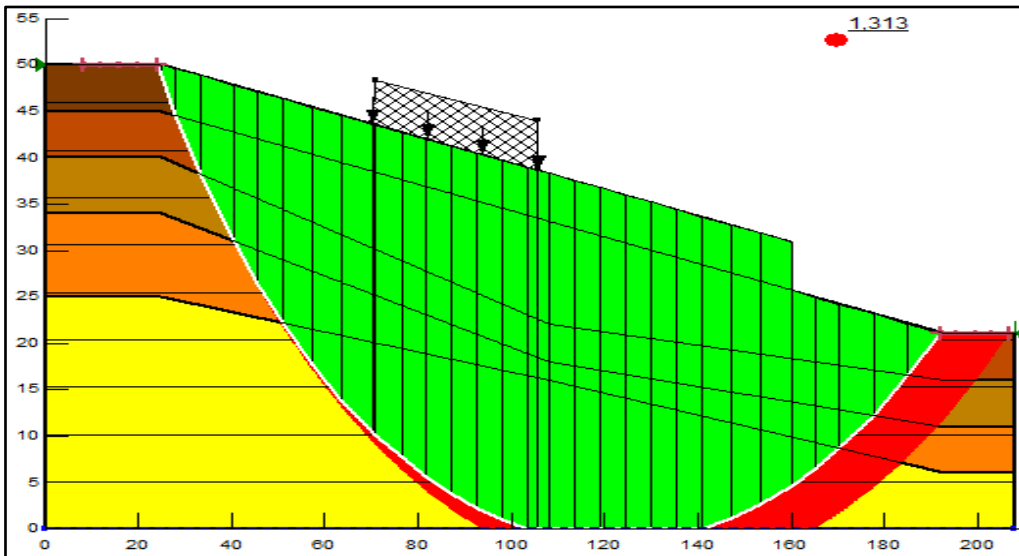


Figure IV.79. Valeur de coefficient de sécurité pour un terrain terrassé avec bâtiment à l'état sec.

h. Terrain terrassé avec bâtiment à l'état saturé

La valeur de coefficient de sécurité effectué pour un terrain terrassé dans la condition saturé en présence de bâtiment indique que le talus se trouve dans un état très dangereux qui est illustré dans la figure suivante :

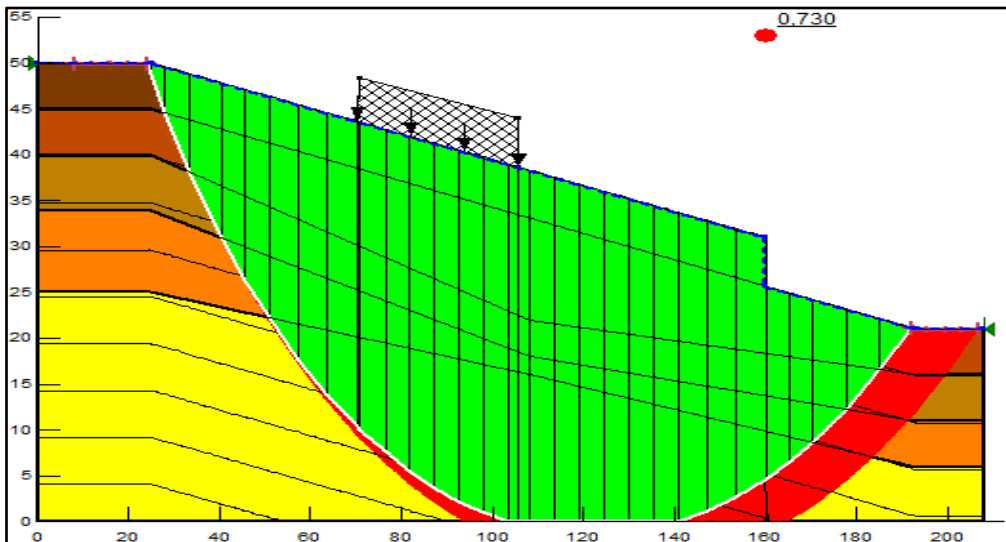


Figure IV.80. Valeur de coefficient de sécurité pour un terrain terrassé avec bâtiment à l'état saturé.

IV. 4.1.2. Dans le cas pseudo-statique

Le calcul dans le cas pseudo-statique procéder la même façon que pour le calcul statique pour les différentes situations (terrain vierge, terrain terrassé, terrain avec surcharge, terrain terrassé avec surcharge) prenant en considération l'effet sismique avec les valeurs : $a_h = 0.25$ et $a_v = 0$ à l'état sec et saturé.

a. Terrain vierge à l'état sec

La valeur de coefficient de sécurité trouvée à l'état sec est n'est pas à celle trouvée par le calcul analytique et indique que le talus est instable qui est illustré sur le figure suivante :

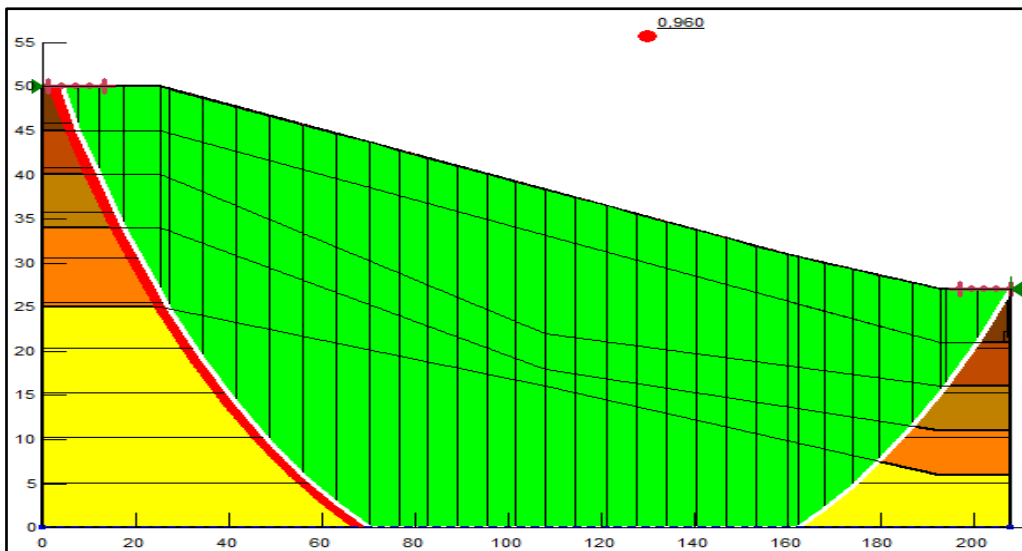


Figure IV.81. Valeur de coefficient de sécurité pour un terrain vierge à l'état sec.

b. Terrain vierge à l'état saturé

L'affichage ci-après présente que la valeur de coefficient de sécurité décroît rapidement jusqu'à 0.539 à cause des écoulements des eaux en surface qui minimisent les forces de cohésion entre les particules des sols.

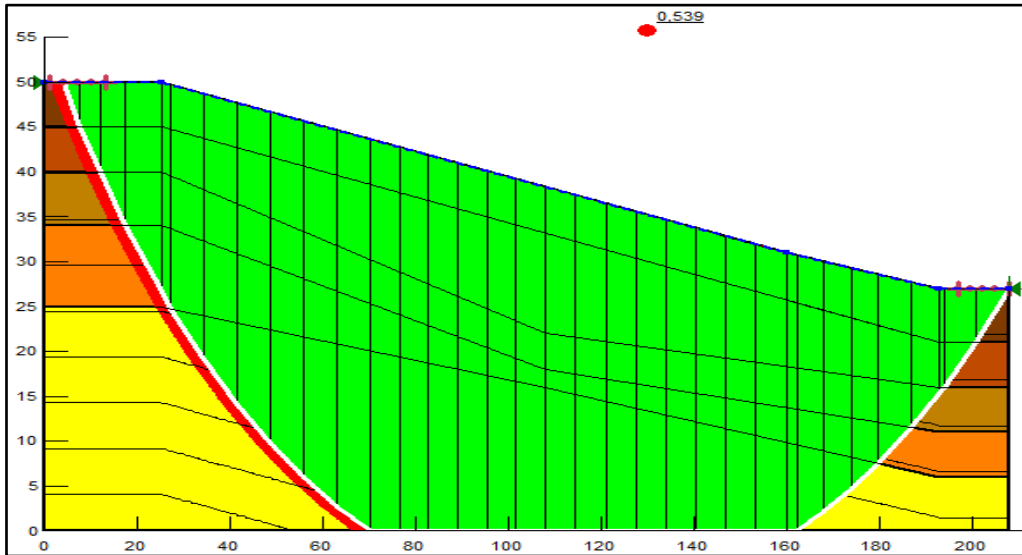


Figure IV.82. Valeur de coefficient de sécurité pour un terrain vierge à l'état saturé.

c. Terrain terrassé à l'état sec

Le calcul de coefficient de sécurité effectué pour un terrain terrassé sous l'effet sismique dans la condition sec influe sur l'affichage des cercles de glissement qui devient peu profond par rapport à l'état vierge et montre que le talus est très instable, qui présenté dans la figure suivante :

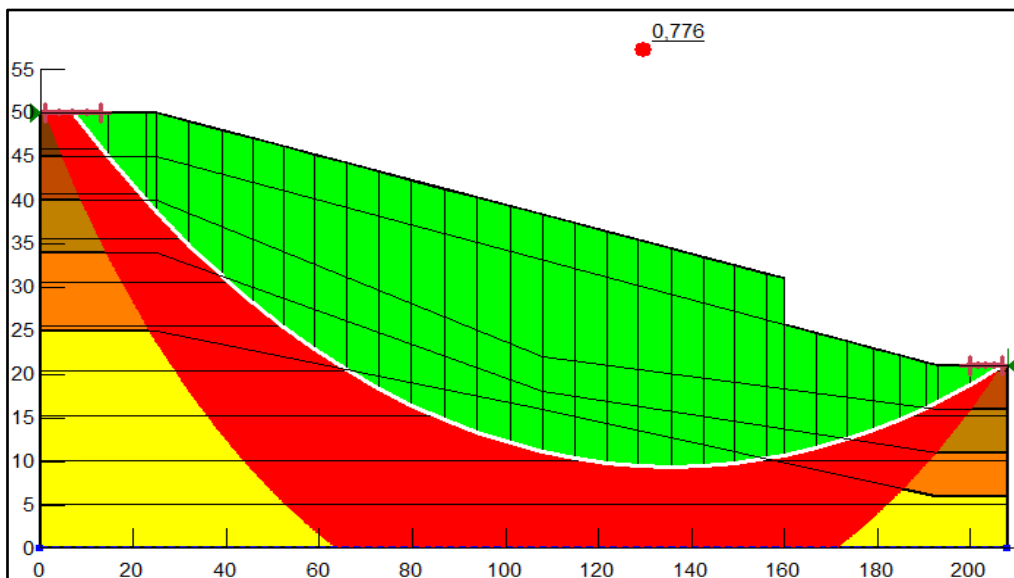


Figure IV.83. Valeur de coefficient de sécurité pour un terrain terrassé à l'état sec.

d. Terrain terrassé à l'état saturé

En suivant les mêmes étapes ci-dessus en prenant en considération les travaux de terrassement sous l'effet des charges sismiques qui minimisent la valeur de coefficient de sécurité jusqu'à 0.422, cette valeur indique le talus est dans un état catastrophique qui illustre dans la figure suivante :

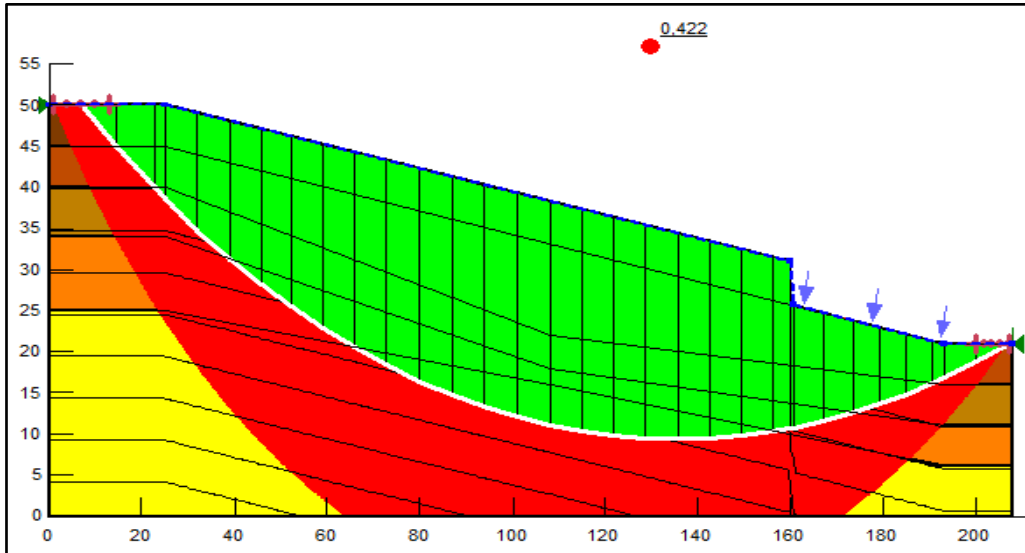


Figure IV.84. Valeur de coefficient de sécurité pour un terrain terrassé à l'état saturé.

e. Terrain avec bâtiment à l'état sec

L'affichage ci-après indique que le talus est stable par rapport à un coefficient de sécurité 1, ce qui montre que le bâtiment se trouve dans un état initial et n'influe pas sur la stabilité de terrain, la valeur trouvée est presque celle trouvée par le calcul analytique.

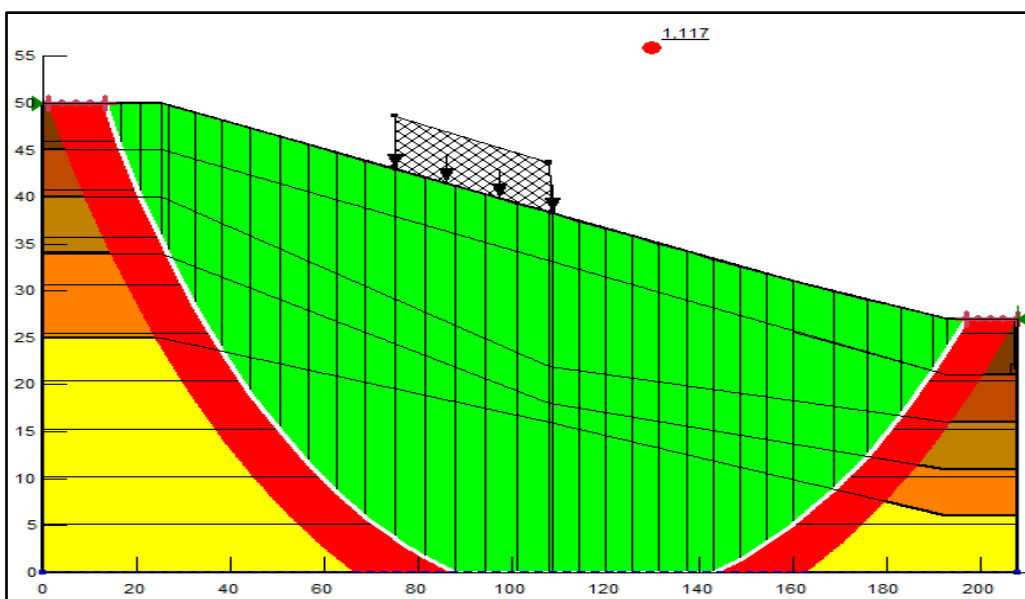


Figure IV.85. Valeur de coefficient de sécurité pour un terrain avec bâtiment à l'état sec.

f. Terrain avec bâtiment à l'état saturé

Procéder de la même façon que pour la situation ci-dessus, prenant en considération la saturation totale, le résultat obtenu indique que le talus est très instable et présente un danger sur les bâtiment existants, la valeur trouvée c'est la même celle trouver dans le calcul analytique qui est présenté dans la figure suivante :

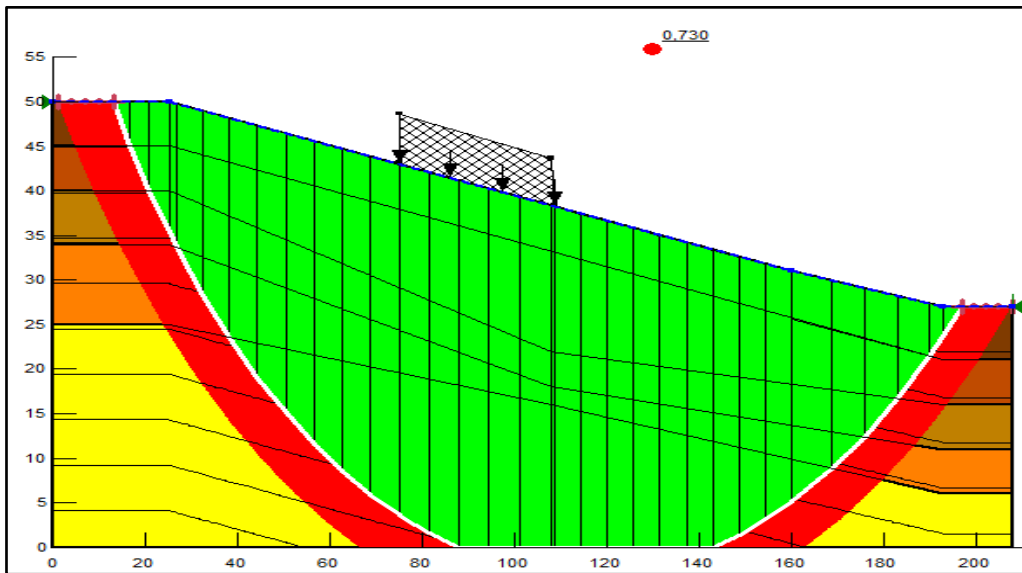


Figure IV.86. Valeur de coefficient de sécurité pour un terrain avec bâtiment à l'état saturé.

g. Terrain terrassé avec bâtiment à l'état sec

Le résultat obtenu indique que le talus est dans un état catastrophique et présent un danger sur les bâtiments existants sous l'effet des charges sismiques, qui est illustré sur la figure suivante :

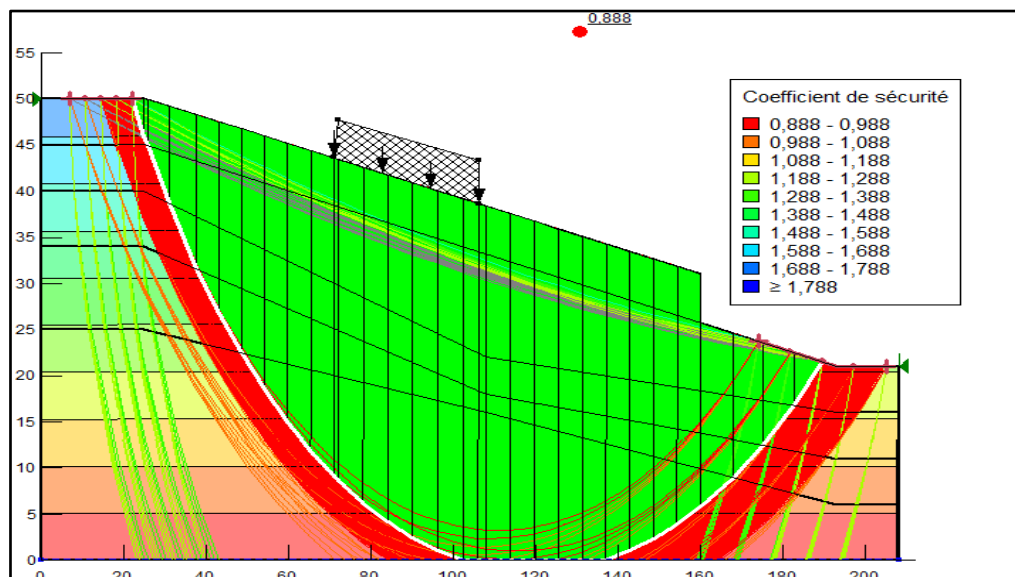


Figure IV.87. Valeur de coefficient de sécurité pour un terrain terrassé avec bâtiment à l'état sec.

h. Terrain terrassé avec bâtiment à l'état saturé

La valeur de coefficient de sécurité indique que le talus est dans un état catastrophique et présente un danger sur les bâtiments existants ce qui montre un déséquilibre causé par la diminution des forces de cohésion à cause des infiltrations des eaux et minimise la buté ou les forces de résistance en pied à cause des travaux de terrassement, qui est illustrée sur la figure suivante :

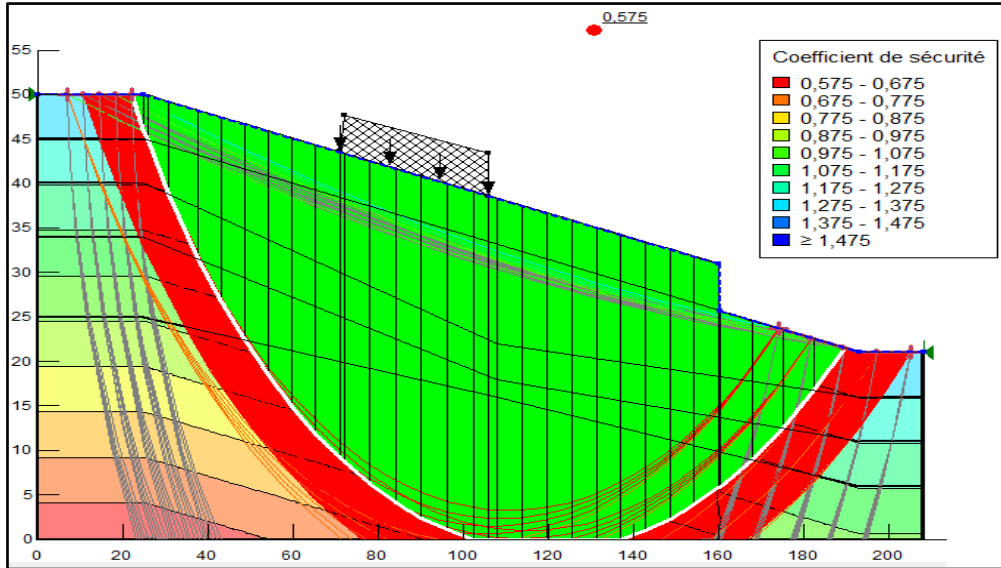


Figure IV.88. Valeur de coefficient de sécurité pour un terrain terrassé avec surcharge à l'état saturé.

IV.4.1.2. Dans le cas dynamique

Pour l'analyse dynamique de la terre structures soumises à des tremblements de terre et d'autre charge on utilise QUAKE/W (par la méthode des éléments finis). [54]

Les résultats de calcul dynamique du déplacement et d'accélération pour les différentes situations (terrain vierge, terrain terrassé, terrain avec surcharge, terrain terrassé avec surcharge).

a. Terrain vierge

➤ **Le déplacement vertical**

La valeur de déplacement est présentée dans la figure suivante ce qui montre que la localisation du cercle de glissement trouvés dans l'étude dynamique sont plus développés et deviennent plus profonde.

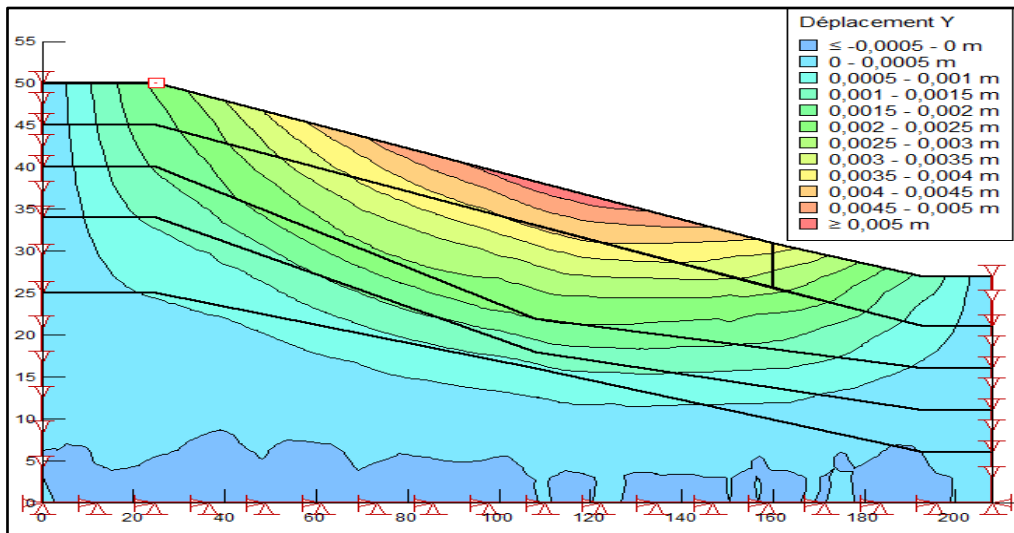


Figure IV.89. Résultats de déplacement pour un terrain vierge.

➤ **L'accélération**

La valeur de l'accélération selon Y est présentée dans la figure suivante qui montre que la valeur maximale se trouve en surface qui sont des remblais meubles de nature argileuses plastique à très plastique qui sont des supports des bâtiments prés existantes dans le talus ou il y'a un risque très dangereux pour les structures existants.

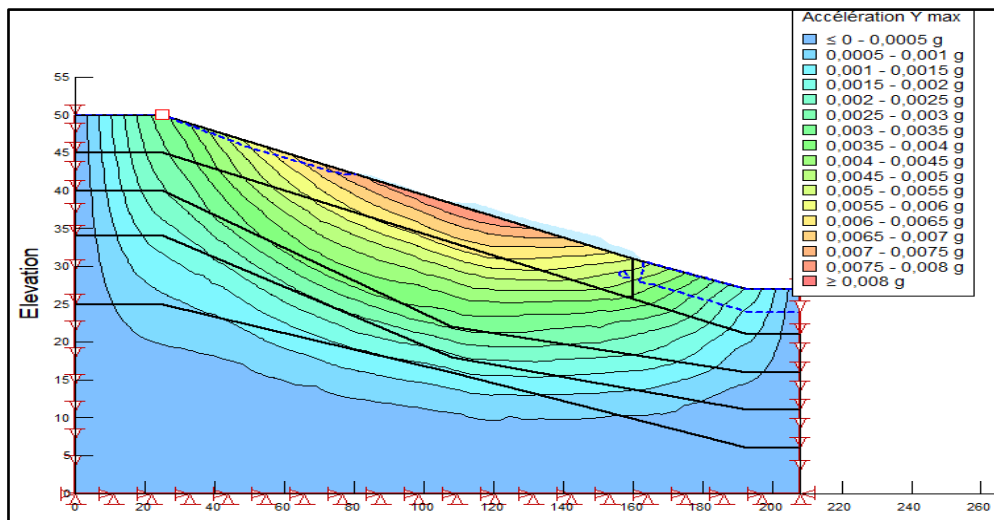


Figure IV.90. Résultats d'accélération pour un terrain vierge.

b. Terrain terrassé

➤ **Le déplacement vertical**

Les valeurs de déplacement suggèrent que le mode de rupture le plus probable serait divisé en deux parties à cause des travaux de terrassement d'où la partie supérieure devienne plus instable que la partie inférieure ou la rupture passant par le pied. Le déplacement minimal est localisé dans la partie aval de talus est inférieur à 0.005 cm qui atteint une valeur maximale aux milieux de la pente sous les bâtiments qui est de l' de 0,6 cm.

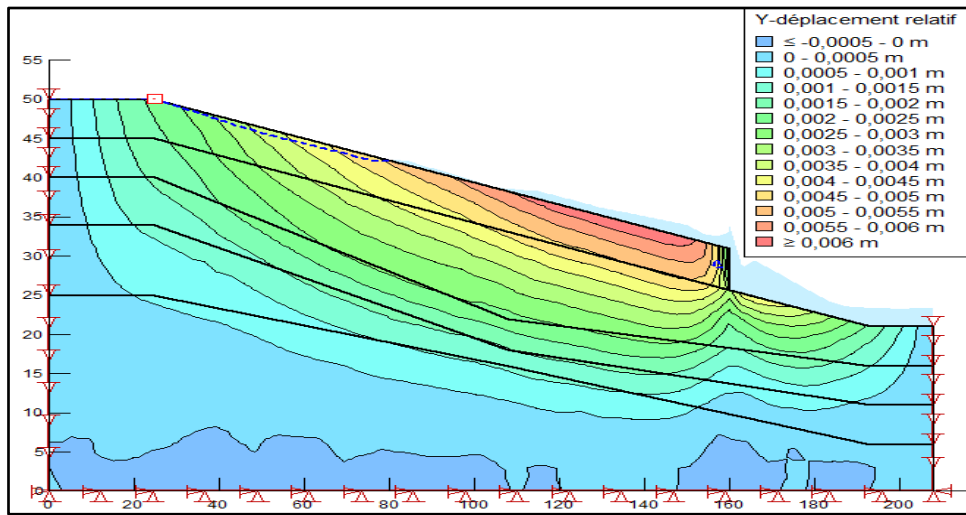


Figure IV.91. Résultats de déplacement pour un terrain terrassé.

➤ L'accélération

Les cercles de glissements sont divisées en deux parties ou dans la première partie les cercles deviennent peu profondes avec des valeurs d'accélérations inférieure à 0.0005 g ou on constate une stabilité importante dans la partie aval par contre la deuxième partie ; les cercles deviennent plus profonde ou la plus grande valeur se trouve dans la partie amont sous l'effet des travaux de terrassement qui sont supérieur à 0.009 g comme représente la figure suivante :

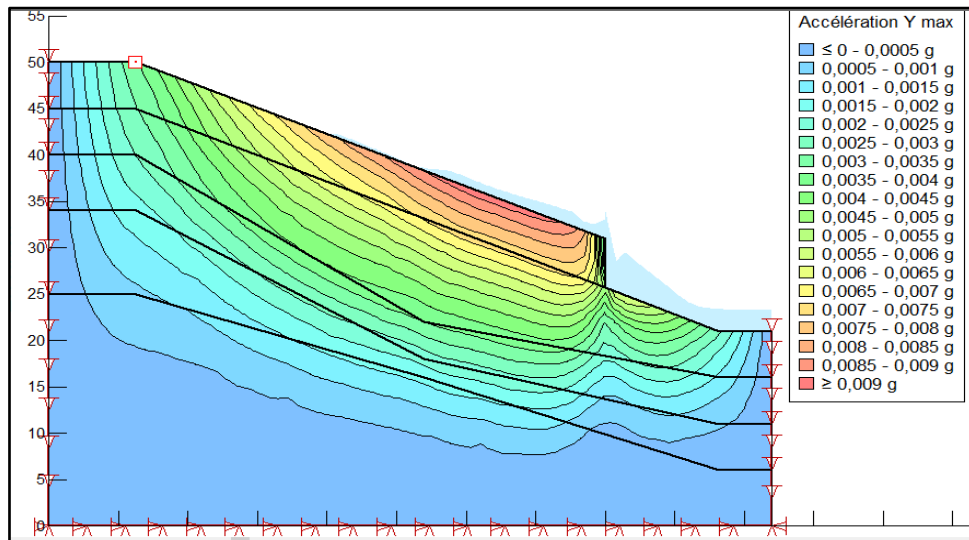


Figure IV.92. Résultats d'accélération pour un terrain terrassé.

c. Terrain vierge avec bâtiment

Les résultats obtenus montrent que la valeur la plus grande de déplacement se trouve sous les fondations de la partie aval des bâtiments (> 0.5cm) qui confirme que le bâtiment est localisés dans la zone la plus dangereuse ou il y'a un risque d'effondrement ou basculement

qui est confirmé par les dégradations sur site, par contre la partie amont est plus stable ou les déplacements ne dépasse pas 0.4 cm.

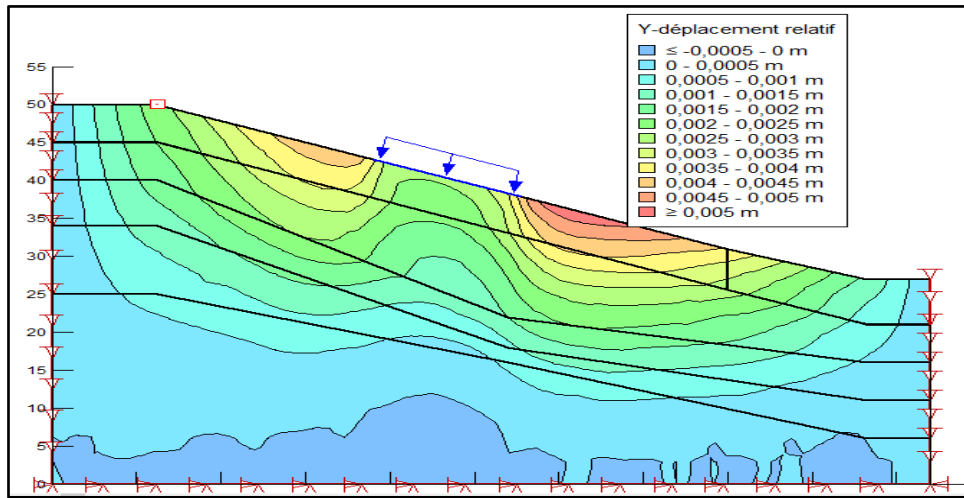


Figure IV.93. Résultats de déplacement pour un terrain avec bâtiment.

➤ L'accélération

L'affichage ci-après montre que les cercles de glissements deviennent plus profondes et le bâtiment se trouve dans la zone la plus dangereuse puisque les valeurs d'accélération sont supérieures à 0.008g ou il y'a un risque d'effondrement qui est confirmé par les dégradations sur site.

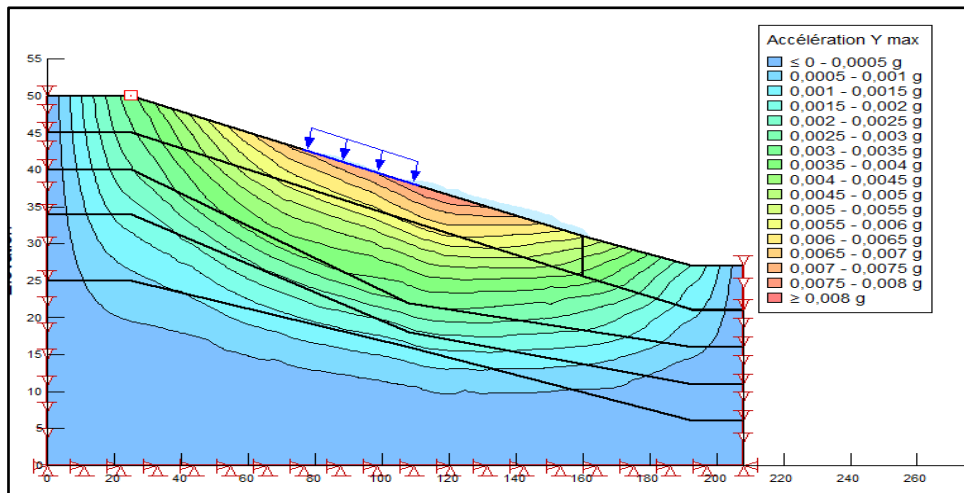


Figure IV.94. Résultats d'accélération pour un terrain avec surcharge.

d. Terrain terrassé avec bâtiment

➤ Le déplacement vertical

L'allure des cercles de glissement divisés en deux parties montrent que les travaux de terrassement influent considérablement sur la stabilité des bâtiments ou la valeur de déplacement verticale maximale est supérieur à 1cm, les résultats obtenus sont affichés sur la figure suivante:

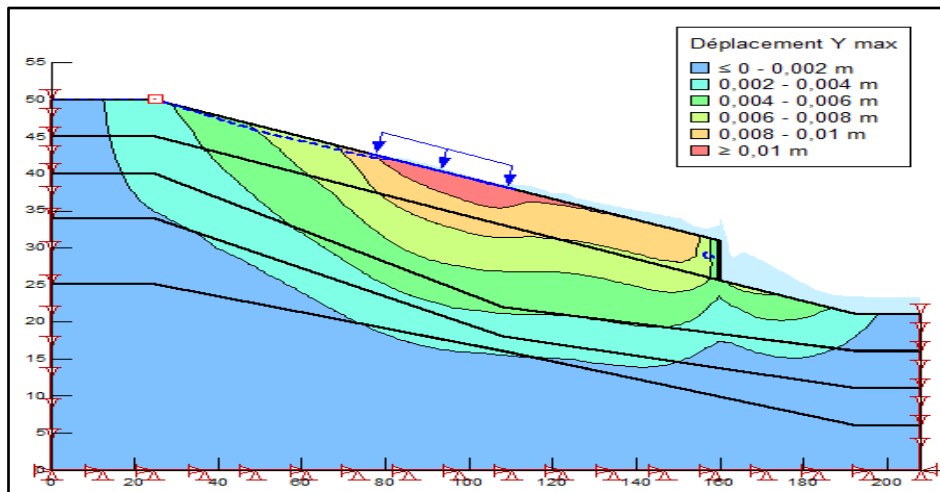


Figure IV.95. Résultats de déplacement pour un terrain terrassé avec surcharge.

➤ L'accélération

Les cercles de glissements sont divisés en deux parties ou dans la première partie les cercles deviennent peu profondes avec des valeurs d'accélération inférieure à 0.0005 g ou on constate une stabilité importante dans la partie aval par contre la deuxième partie ; les cercles deviennent plus profonde ou la plus grande valeur se trouve dans la partie amont sous l'effet des travaux de terrassement qui sont supérieur à 0.009 g comme représente la figure suivante :

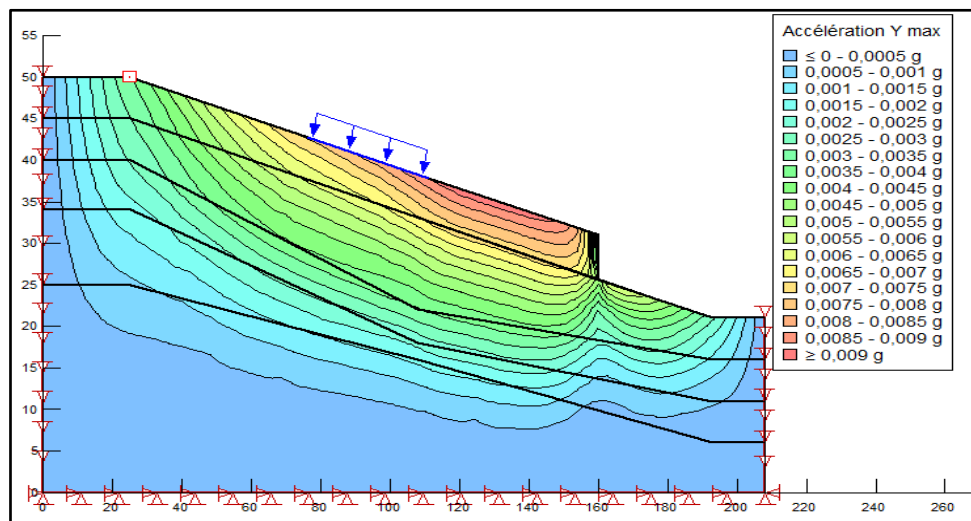


Figure IV.96. Résultats d'accélération pour un terrain terrassé avec bâtiment.

IV. 5. Logiciel Geo5

GEO5 est un logiciel géotechnique intuitif basé sur les méthodes analytiques et la méthode des éléments finis pour l'analyse de la majorité des problèmes géotechniques et la vérification d'une large gamme de solution géotechnique incluant (tassement du terrain, analyse des tunnels, stabilité des pentes, excavations..). Il offre plusieurs modèles de

matériaux pour l'analyse des sols et une variété des éléments structurels ainsi que murs, ancrages, géotextiles, des surcharges et d'effectuer la modélisation des effets sismiques. [55]

Le programme résout des problèmes de stabilité en supposant soit des surfaces de glissement circulaires (méthode de Bishop, Fellenius / Petterson, Janbu, Morgenstern-Price ou Spencer) ou polygonales (méthode de Sarma, Janbu, Morgenstern-Price ou Spencer), contenant une recherche automatique de la surface critique. [56]

IV. 5.1. Calcul statique

IV. 5.1.1. Terrain vierge à l'état sec

a. Introduction des données

Avant de commencer notre projet, il faut insérer les différentes informations concernant ce projet. Pour cela il faut aller dans projet on peut donc définir : l'auteur, l'actualité et le système d'unités.

Figure IV.97. Informations sur le projet.

- Dans paramètre nous allons définir les normes que nous souhaitons utiliser ici on a choisit la norme française.

Numéro	Type	Nom	Validité	Visible	Par défaut
1	Standard	Standard - coefficients de sécurité	Tous	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="radio"/>
2	Standard	Standard - états limites	Tous	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="radio"/>
3	Standard	Standard - EN 1997 - DA1	Tous	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="radio"/>
4	Standard	Standard - EN 1997 - DA2	Tous	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="radio"/>
5	Standard	Standard - EN 1997 - DA3	Tous	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="radio"/>
6	Standard	Standard - LRFD 2003	Tous	<input type="checkbox"/>	<input type="radio"/>
7	Standard	Standard - sans réduction	Tous	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="radio"/>
8	Standard	République tchèque - normes anciennes CSN (73 1001, 73 1002, 73 0037)	Tous	<input type="checkbox"/>	<input type="radio"/>
9	Standard	Slovaquie - normes anciennes CSN (73 1001, 73 1002, 73 0037)	Tous	<input type="checkbox"/>	<input type="radio"/>
10	Standard	Slovaquie - EN 1997	Tous	<input type="checkbox"/>	<input type="radio"/>
11	Standard	Pologne - EN 1997	Tous	<input type="checkbox"/>	<input type="radio"/>
12	Standard	Pologne - EN 1997, gamma de l'eau=1.0	Tous	<input type="checkbox"/>	<input type="radio"/>
13	Standard	Pologne - coefficients de sécurité	Tous	<input type="checkbox"/>	<input type="radio"/>
14	Standard	Allemagne - EN 1997	Tous	<input type="checkbox"/>	<input type="radio"/>
15	Standard	Autriche - EN 1997	Tous	<input type="checkbox"/>	<input type="radio"/>
16	Standard	Hongrie - EN 1997	Tous	<input type="checkbox"/>	<input type="radio"/>
17	Standard	Hongrie - EN 1997, gamma d'eau=1.0	Tous	<input type="checkbox"/>	<input type="radio"/>
18	Standard	Grèce - EN 1997	Tous	<input type="checkbox"/>	<input type="radio"/>
19	Standard	Grèce - EN 1997, gamma d'eau=1.0	Tous	<input type="checkbox"/>	<input type="radio"/>
20	Standard	Slovénie - EN 1997	Tous	<input type="checkbox"/>	<input type="radio"/>
21	Standard	Slovénie - EN 1997, gamma d'eau=1.0	Tous	<input type="checkbox"/>	<input type="radio"/>

Figure IV.98. Norme choisie (norme française).

b. Entrée des caractéristiques générales

✓ **Model de versant naturel**

Il s'agit d'un versant naturel d'une hauteur de 50 m et une inclinaison de 10°, constitué de cinq couches de sol, une couverture des remblais, argile sableuse, argile marneuse et marne sableuse.

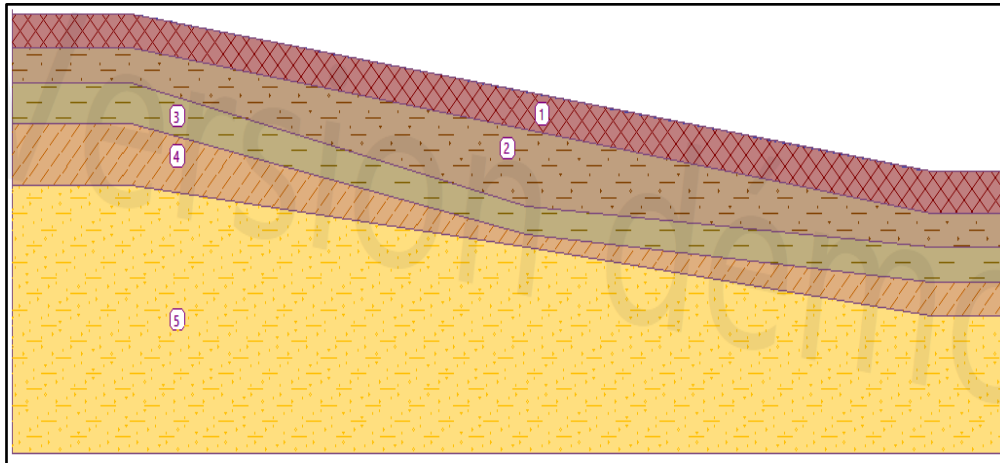


Figure IV.99. Le modèle géométrique de talus.

c. Données du problème

Le modèle de référence est limité à un espace totale. Il présente une extension latérale de 208 m, depuis l'axe de l'ouvrage et descend verticalement jusqu'à 50 m, on a choisi dans le menu. On peut alors rentrer les différents points :

La coordonnée X. - La coordonnée Y.

Num.	Placement de l'interface	Coordonnées des points de l'interface [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		0,00	50,00	25,00	50,00	193,00	27,00
		208,00	27,00				
2		0,00	45,00	25,00	45,00	193,00	21,00
		208,00	21,00				
3		0,00	40,00	25,00	40,00	108,00	22,00
		193,00	16,00	208,00	16,00		
4		0,00	34,00	25,00	34,00	108,00	18,00
		193,00	11,00	208,00	11,00		
5		0,00	25,00	25,00	25,00	108,00	16,00
		193,00	6,00	208,00	6,00		

Figure IV.100. Les coordonnées des points du model.

d. Paramètre des matériaux

Après avoir entrée les paramètres de sol, il faut faire l'assignation des sols.

Paramètres des sols - état de contraintes effectives


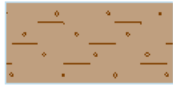



Num.	Nom	Echantillon	ϕ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]
1	remblais		25,00	5,00	15,00
2	argile sableuse		15,00	7,00	16,30
3	argile marneuse beige		15,00	7,00	17,40
4	argile marneuse bariolé		14,00	7,00	16,10
5	marne sableuse		13,00	6,00	17,00

Figure IV.101. Paramètre des sols.

- L'étape suivante sert à définir le type de pression d'eau et la profondeur de la nappe et dans ce cas nous avons choisis et aussi pas de fissure de traction.



Figure IV.102. Les conditions d'eau choisis.

- On va choisir comme paramètres de la phase une situation permanente.

e. Phase de calcul

Après la réalisation de toutes les étapes, on peut lancer le calcul et suivre les étapes suivantes :

- ✓ Choisir une surface de glissement circulaire;
- ✓ Entrer les coordonnées du cercle de glissement et la valeur du rayon ;
- ✓ Choisir la méthode de calcul et le type d'analyse ;
- ✓ À la fin on peut lancer le calcul et avoir la valeur de coefficient de sécurité.

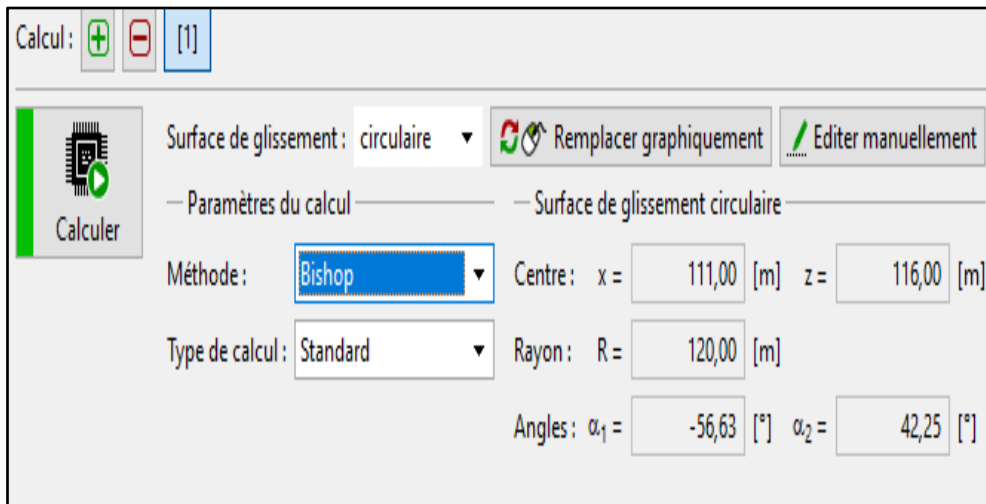


Figure IV.103. Les étapes de calcul.

Le résultat obtenu n'est pas la même que celle trouvée dans les méthodes analytiques puisque le choix des coordonnées de centre de glissement n'est pas automatique qui indique que le talus est très stable qui est affiché dans la figure ci-dessous :

Vérification de la stabilité de pente (Bishop)	
Somme des forces actives :	$F_a = 9448,08 \text{ kN/m}$
Somme des forces passives :	$F_p = 24059,28 \text{ kN/m}$
Moment de glissement :	$M_a = 1133769,50 \text{ kNm/m}$
Moment résistant :	$M_p = 2887113,52 \text{ kNm/m}$
Coefficient de sécurité = 2,55 > 1,50	
Stabilité de pente ADMISSIBLE	

Figure IV.104. Résultat de calcul de coefficient de sécurité.

IV. 5.1.2. Terrain vierge à l'état saturé

Suivant les mêmes étapes pratiquées dans le 1^{er} cas et définir la nappe phréatique à la surface, on observe que la valeur de coefficient de sécurité décroît jusqu'à 1.36 qui est moyennement stable, le résultat obtenu est présenté dans la figure ci-dessous :

Vérification de la stabilité de pente (Bishop)	
Somme des forces actives :	$F_a = 11747,96 \text{ kN/m}$
Somme des forces passives :	$F_p = 15986,60 \text{ kN/m}$
Moment de glissement :	$M_a = 1409755,76 \text{ kNm/m}$
Moment résistant :	$M_p = 1918392,21 \text{ kNm/m}$
Coefficient de sécurité = 1,36 < 1,50	
Stabilité de pente NON ADMISSIBLE	

Figure IV.105. Résultat de calcul de coefficient de sécurité.

IV.5.1.3. Terrain terrassé à l'état sec

Les mêmes phases seront réalisées comme on a indiqué dans le cas d'un terrain vierge en prenant en considération le terrassement. Après la réalisation de toutes les étapes on peut lancer le calcul.

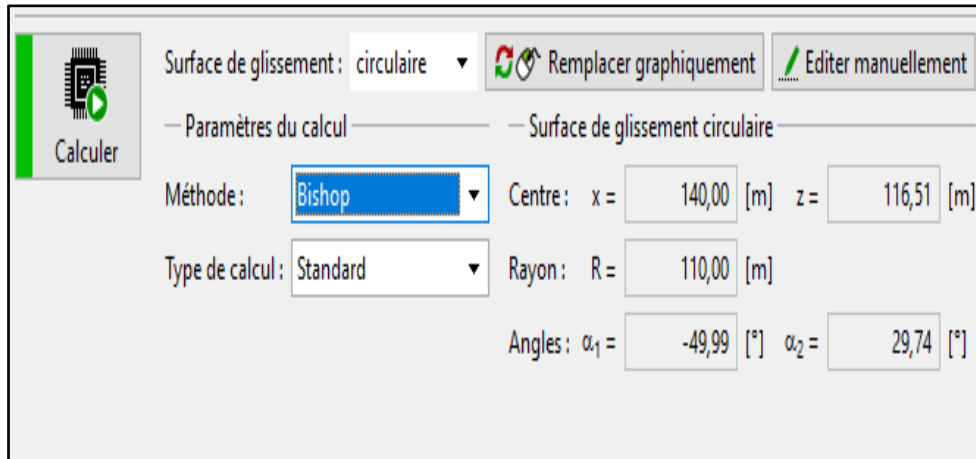


Figure IV.106. Les étapes de calcul.

La valeur de coefficient de sécurité trouvée indique que le talus stable, le résultat obtenu est présenté dans la figure ci-dessous :

Vérification de la stabilité de pente (Bishop)	
Somme des forces actives :	$F_a = 6583,97$ kN/m
Somme des forces passives :	$F_p = 11732,92$ kN/m
Moment de glissement :	$M_a = 774236,64$ kNm/m
Moment résistant :	$M_p = 1290621,63$ kNm/m
Coefficient de sécurité = 1,78 > 1,50	
Stabilité de pente ADMISSIBLE	

Figure IV.107. Résultat de calcul de coefficient de sécurité.

IV. 5.1.4. Terrain terrassé à l'état saturé

La valeur de coefficient de sécurité indique que le talus est instable (diminution des résultats en présence d'eau et à cause des travaux de terrassement qui déséquilibre le rapport entre les forces de résistance et les forces motrices. La valeur trouvée est affichée dans la figure suivante :

Vérification de la stabilité de pente (Bishop)	
Somme des forces actives :	$F_a = 8343,69$ kN/m
Somme des forces passives :	$F_p = 7829,54$ kN/m
Moment de glissement :	$M_a = 917805,90$ kNm/m
Moment résistant :	$M_p = 361249,94$ kNm/m
Coefficient de sécurité = 0,94 < 1,50	
Stabilité de pente NON ADMISSIBLE	

Figure IV.108. Résultat de calcul de coefficient de sécurité.

IV. 5.1.5. Terrain avec bâtiment à l'état sec

En suivant les mêmes étapes pratiquées dans le 1^{er} cas et définir la données de bâtiment.

Nouvelle surcharge

Nom : batimant

— Caractéristique de la surcharge

Type : bande

Application : constante

Placement : sur la surface

Origine : x = 85,00 [m]

Longueur : l = 19,00 [m]

Inclin. : α = 0,00 [°]

— Intensité de la surcharge

Intensité : q = 200 [kN/m²]

Ajouter Annuler

Figure IV.109. Les données de la surcharge.

Après ont dessiné la charge sur le modèle géométrique de terrain, qui illustrée dans la figure suivante :

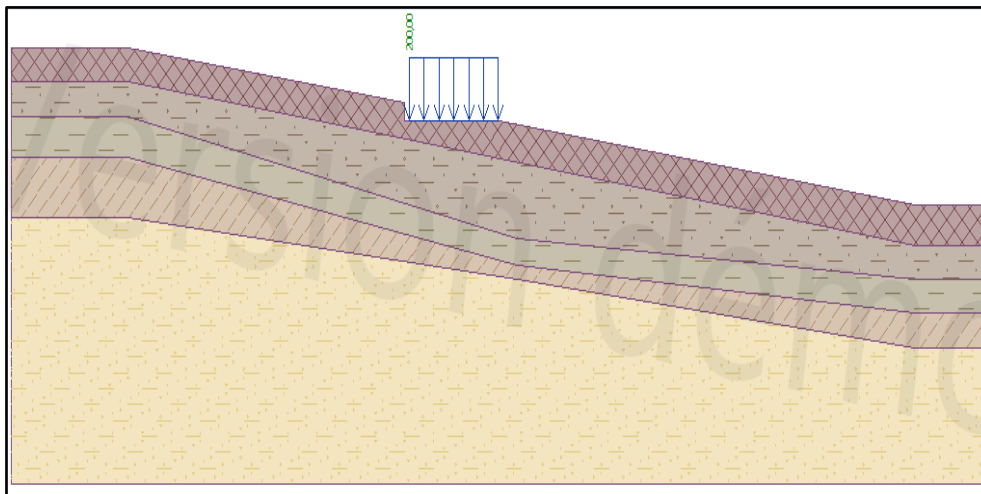


Figure IV.110. La géométrie du modèle avec bâtiment.

Entrer les coordonnées du cercle de glissement et la valeur de rayon, après on choisit la méthode de calcul. Les données sont illustrées dans la figure ci -dessous

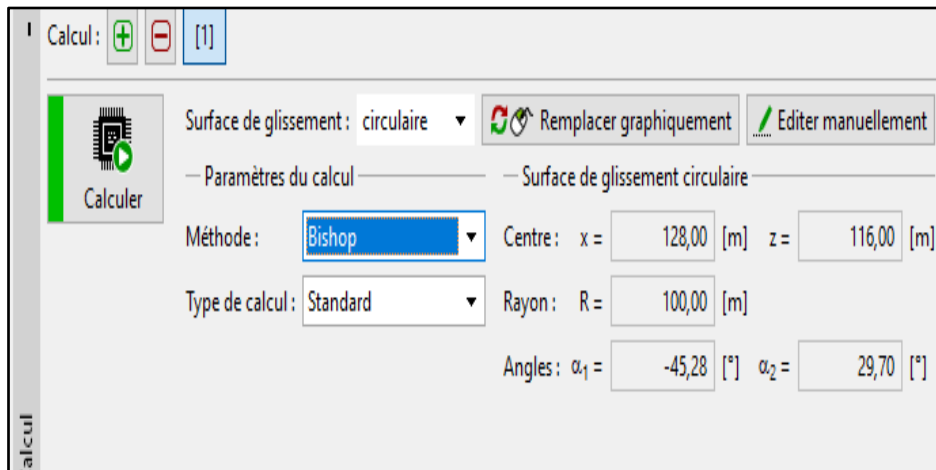


Figure IV.111. Les étapes de calcul.

Le résultat de coefficient de sécurité indique que le talus est dans état stable ce qui montre que la présence de bâtiment n'influe pas sur la stabilité et ne cause aucun danger, qui est affiché dans la figure suivante :

Vérification de la stabilité de pente (Bishop)	
Somme des forces actives :	$F_a = 4384,36 \text{ kN/m}$
Somme des forces passives :	$F_p = 9411,48 \text{ kN/m}$
Moment de glissement :	$M_a = 438436,06 \text{ kNm/m}$
Moment résistant :	$M_p = 941148,22 \text{ kNm/m}$
Coefficient de sécurité = 2,15 > 1,50	
Stabilité de pente ADMISSIBLE	

Figure IV.112. Résultat de calcul de coefficient de sécurité.

IV. 5.1.6. Terrain avec bâtiment à l'état saturé

La valeur de coefficient de sécurité indique que le talus est instable ou dans un état dangereux, ce qui montre la diminution des forces de cohésion à cause des infiltrations des eaux, qui est illustrée dans la figure suivante :

Vérification de la stabilité de pente (Bishop)	
Somme des forces actives :	$F_a = 5027,28 \text{ kN/m}$
Somme des forces passives :	$F_p = 6967,81 \text{ kN/m}$
Moment de glissement :	$M_a = 502727,57 \text{ kNm/m}$
Moment résistant :	$M_p = 696781,42 \text{ kNm/m}$
Coefficient de sécurité = 1,39 < 1,50	
Stabilité de pente NON ADMISSIBLE	

Figure IV.113. Résultat de calcul de coefficient de sécurité.

IV. 5.1.7. Terrain terrassé avec bâtiment à l'état sec

Procéder les mêmes étapes, prenant en considération les travaux de terrassement dans la partie aval de talus.

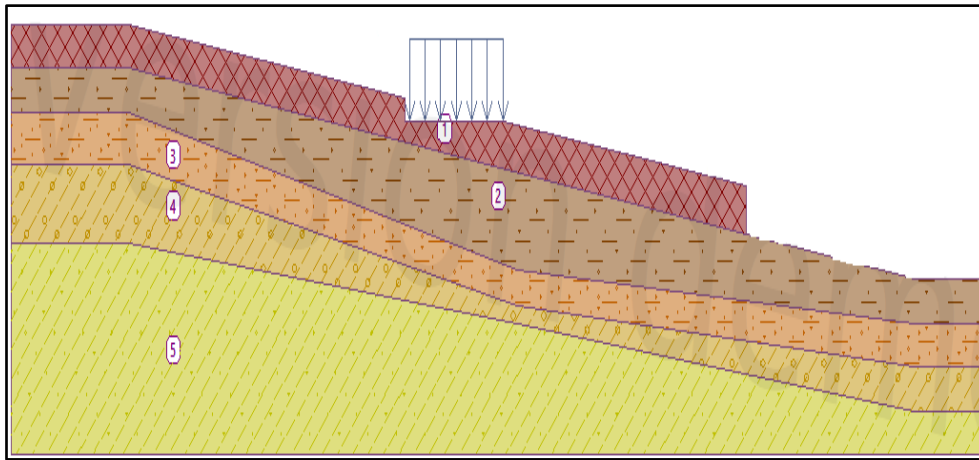


Figure IV.114. La géométrie du modèle avec terrassement et bâtiment.

Les données de calcul sont affichées dans la figure ci-dessous :

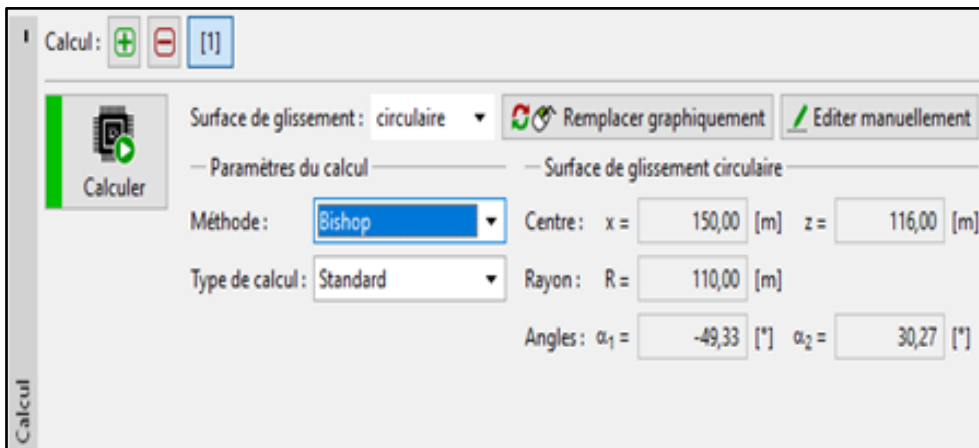


Figure IV.115. Les étapes de calcul.

Le résultat obtenu n'est pas la même que celle trouvée dans le calcul analytique puisque le choix des coordonnées de centre de glissement n'est pas automatique qui indique que le talus est stable qui est affiché dans la figure ci-dessous :

Vérification de la stabilité de pente (Bishop)	
Somme des forces actives :	$F_a = 8095,32 \text{ kN/m}$
Somme des forces passives :	$F_p = 11959,86 \text{ kN/m}$
Moment de glissement :	$M_a = 890484,91 \text{ kNm/m}$
Moment résistant :	$M_p = 1315584,92 \text{ kNm/m}$
Coefficient de sécurité = 1,48 < 1,50	
Stabilité de pente NON ADMISSIBLE	

Figure IV.116. Résultat de calcul de coefficient de sécurité.

IV.5.1.8. Terrain terrassé avec bâtiment à l'état saturé

La valeur de coefficient de sécurité indique que le talus est dans un état très instable et présente un danger sur les bâtiments existants ce qui montre un déséquilibre causé par la diminution des forces de cohésion à cause des infiltrations des eaux et minimise la buté ou les forces de résistance en pied à cause des travaux de terrassement, qui est illustré sur la figure suivante :

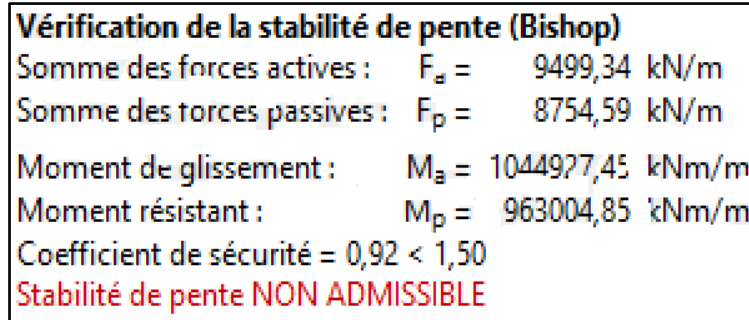


Figure IV.117. Résultat de calcul de coefficient de sécurité.

IV. 5.2. Calcul pseudo statique

En suivant les étapes précédentes en ajoutant les paramètres sismiques k_h et k_v qui représentent l'effet des forces horizontale et verticale (analyse pseudo-statique), On obtient les résultats suivants pour les différents cas à l'état sec et saturé :

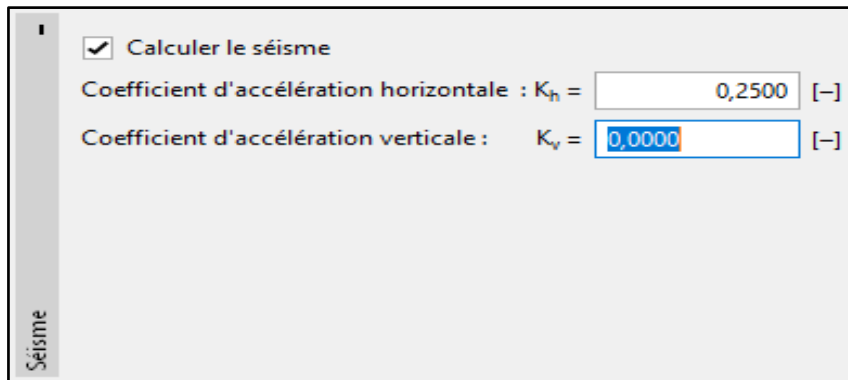


Figure IV.118. Valeurs des accélérations sismiques.

IV. 5.2.1. État vierge sec

La valeur de coefficient de sécurité trouvée dans le cas pseudo-statique à l'état sec est n'est pas à celle trouvée par le calcul analytique et indique que le talus est instable à cause de la localisation du centre et des cercles de glissement qui influent sur les résultats qui est indiquée sur le figure suivante :

Vérification de la stabilité de pente (Bishop)	
Somme des forces actives :	$F_a = 27025,54 \text{ kN/m}$
Somme des forces passives :	$F_p = 23803,06 \text{ kN/m}$
Moment de glissement :	$M_a = 3243064,95 \text{ kNm/m}$
Moment résistant :	$M_p = 2856366,77 \text{ kNm/m}$
Coefficient de sécurité = $0,88 < 1$	
Stabilité de pente NON ADMISSIBLE	

Figure IV.119. Résultat de calcul de coefficient de sécurité.

IV.5.2.2. État vierge saturé

Le résultat obtenu n'est pas la même que celle trouvée dans les méthodes analytiques puisque le choix du coordonnées de centre de glissement n'est pas automatique qui indique que le talus est dans état catastrophique et présente un danger majeur sur la stabilité des bâtiments qui est affiché dans la figure ci-dessous :

Vérification de la stabilité de pente (Bishop)	
Somme des forces actives :	$F_a = 33650,96 \text{ kN/m}$
Somme des forces passives :	$F_p = 16324,86 \text{ kN/m}$
Moment de glissement :	$M_a = 4038115,29 \text{ kNm/m}$
Moment résistant :	$M_p = 1958983,42 \text{ kNm/m}$
Coefficient de sécurité = $0,49 < 1$	
Stabilité de pente NON ADMISSIBLE	

Figure IV.120. Résultat de calcul de coefficient de sécurité.

IV. 5.2.3. État d'un terrain terrassé sec

La valeur de coefficient de sécurité indique que le talus est très instable à cause des travaux de terrassement sous l'effet des forces sismiques qui minimisent la butée en pied de talus, qui est illustrée dans la figure suivante :

Vérification de la stabilité de pente (Bishop)	
Somme des forces actives :	$F_a = 15675,98 \text{ kN/m}$
Somme des forces passives :	$F_p = 11383,44 \text{ kN/m}$
Moment de glissement :	$M_a = 1774357,34 \text{ kNm/m}$
Moment résistant :	$M_p = 1252178,18 \text{ kNm/m}$
Coefficient de sécurité = $0,73 < 1$	
Stabilité de pente NON ADMISSIBLE	

Figure IV.121. Résultat de calcul de coefficient de sécurité.

IV. 5.2.4. État d'un terrain terrassé saturé

La valeur de coefficient de sécurité indique que la pente se trouve dans un état catastrophique et dangereuse sur la stabilité des bâtiments à cause des travaux de terrassement en présence d'eau sous l'effet des forces sismiques, qui est illustrée dans la figure suivante :

Vérification de la stabilité de pente (Bishop)	
Somme des forces actives :	$F_a = 19674,94 \text{ kN/m}$
Somme des forces passives :	$F_p = 7561,26 \text{ kN/m}$
Moment de glissement :	$M_a = 2164247,99 \text{ kNm/m}$
Moment résistant :	$M_p = 831738,11 \text{ kNm/m}$
Coefficient de sécurité = $0,38 < 1$	
Stabilité de pente NON ADMISSIBLE	

Figure IV.122. Résultat de calcul de coefficient de sécurité.

IV. 5.2.5. État d'un terrain avec bâtiment sec

L'affichage ci-après indique que le talus est instable par rapport à un coefficient de sécurité 1, ce qui montre que le bâtiment se trouve dans la zone critique de glissement qui est très dangereuse.

Vérification de la stabilité de pente (Bishop)	
Somme des forces actives :	$F_a = 10997,23 \text{ kN/m}$
Somme des forces passives :	$F_p = 9214,27 \text{ kN/m}$
Moment de glissement :	$M_a = 1099727,80 \text{ kNm/m}$
Moment résistant :	$M_p = 921427,44 \text{ kNm/m}$
Coefficient de sécurité = $0,84 < 1$	
Stabilité de pente NON ADMISSIBLE	

Figure IV.123. Résultat de calcul de coefficient de sécurité.

IV. 5.2.6. État d'un terrain avec bâtiment saturé

Diminution de résultat en présence d'eau sous l'effet des forces sismiques aggravent la situation ($F_s= 0.52$) et qui minimisent les forces de cohésion entre les particules des sols, qui présente dans la figure suivante :

Vérification de la stabilité de pente (Bishop)	
Somme des forces actives :	$F_a = 13018,83 \text{ kN/m}$
Somme des forces passives :	$F_p = 6800,89 \text{ kN/m}$
Moment de glissement :	$M_a = 1301883,23 \text{ kNm/m}$
Moment résistant :	$M_p = 680088,68 \text{ kNm/m}$
Coefficient de sécurité = $0,52 < 1$	
Stabilité de pente NON ADMISSIBLE	

Figure IV.124. Résultat de calcul de coefficient de sécurité.

IV. 5.2.7. État de terrassement avec bâtiment sec

Le résultat de coefficient de sécurité montre que le talus est très instable et dangereux sur la stabilité de bâtiment à cause des travaux de terrassement sous l'effet des forces sismiques qui minimisent les forces de résistance en pied qui déséquilibrent le rapport entre les forces de résistance et les forces motrices. La valeur trouvée est affichée dans la figure suivante :

Vérification de la stabilité de pente (Bishop)	
Somme des forces actives :	$F_a = 17263,12 \text{ kN/m}$
Somme des forces passives :	$F_p = 11545,70 \text{ kN/m}$
Moment de glissement :	$M_a = 1898947,85 \text{ kNm/m}$
Moment résistant :	$M_p = 1270027,43 \text{ kNm/m}$
Coefficient de sécurité = $0,67 < 1$	
Stabilité de pente NON ADMISSIBLE	

Figure IV.125. Résultat de calcul de coefficient de sécurité.

IV. 5.2.8. État de terrassement avec bâtiment saturé

La valeur de coefficient de sécurité indique que le talus est dans un état catastrophique et présente un danger sur les bâtiments existants ce qui montre un déséquilibre causé par la diminution des forces de cohésion à cause des infiltrations des eaux et minimise la butée ou les forces de résistance en pied à cause des travaux de terrassement, qui est illustrée sur la figure suivante :

Vérification de la stabilité de pente (Bishop)	
Somme des forces actives :	$F_a = 20467,56 \text{ kN/m}$
Somme des forces passives :	$F_p = 8353,98 \text{ kN/m}$
Moment de glissement :	$M_a = 2251431,90 \text{ kNm/m}$
Moment résistant :	$M_p = 918937,29 \text{ kNm/m}$
Coefficient de sécurité = $0,41 < 1$	
Stabilité de pente NON ADMISSIBLE	

Figure IV.126. Résultat de calcul de coefficient de sécurité.

IV.6. Représentation des résultats obtenus et interprétations

Les résultats du coefficient de sécurité trouvés pendant la simulation à travers les différents codes de calcul seront regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.3. Les valeurs des coefficients de sécurités obtenues.

	Les logiciels	Calcul statique		Calcul pseudo-statique	
		Sec	Saturé	Sec	Saturé
Terrain vierge	PLAXIS	2.264	1.184	1.000	0.411
	TALREN	2.440	1.030	0.850	0.360
	GEOSLOPE	2.420	1.046	0.960	0.539
	Geo05	2.550	1.360	0.880	0.490
Terrain terrassé	PLAXIS	0.904	0.724	0.838	0.768
	TALREN	1.750	0.720	0.730	0.300
	GEOSLOPE	1.790	0.789	0.776	0.422
	Geo05	1.780	0.940	0.730	0.380
Terrain avec surcharge	PLAXIS	1.699	1.162	1.170	1.087
	TALREN	2.140	0.960	0.860	0.380
	GEOSLOPE	1.465	0.862	1.117	0.730
	Geo05	2.150	1.390	0.840	0.520
Terrain terrassé avec surcharge	PLAXIS	1.000	0.790	0.881	0.786
	TALREN	1.400	0.888	0.790	0.340
	GEOSLOPE	1.313	0.730	0.888	0.575
	Geo05	1.480	0.920	0.670	0.410

D'après les résultats obtenus par les quatre logiciels, on constate que :

- Les valeurs des coefficients de sécurité obtenus par les deux codes (PLAXIS et Geoslope) pour les différentes configurations sont très proches à celle trouvées avec le calcul analytique et pour les autres codes (TALREN et Geo05) les valeurs de coefficients de sécurité sont moins compatibles puisque le choix des coordonnées de centre de glissement n'est pas automatique ;
- L'augmentation du niveau de la nappe au-dessus de la surface de rupture, fait augmenter les forces motrices et diminue en même temps la résistance au cisaillement par l'augmentation des pressions interstitielles, ce qui induit à la diminution du coefficient de sécurité jusqu'à 1.030 dans le cas statique et de 0.360 pour le cas pseudo-statique ;
- Sur la base de ces résultats on peut dire les travaux de terrassement en aval du talus a un effet direct sur la stabilité du terrain par la diminution de la force de butée ce qui induit la diminution des forces mobilisées et du coefficient de sécurité jusqu'à 0.720 pour un terrain saturé à l'état statique et 0.30 pour le cas pseudo-statique;
- Le poids de bâtiment fait une augmentation de poussée qui induit une diminution de coefficient de sécurité jusqu'à 0.960 pour une étude statique et de 0.380 pour le calcul pseudo-statique ;

- Le calcul sismique a un grand effet sur la stabilité des talus par l'augmentation des forces motrices qui est diminué le coefficient de sécurité à 0.300.

IV. 7. Les méthodes de confortement proposées

Les confortements des talus au glissement est l'ensemble des méthodes qui servent à stabiliser la masse de terrain instable.

Il existe plusieurs solutions de confortement, le choix de méthode est fixé en tenant compte des caractéristiques et l'état de chaque site tel que le type des sols, les conditions de drainage et les surcharges.

Les résultats obtenus dans le chapitre précédent révèlent que le terrain est instable selon les différentes configurations, ce qui nécessite d'établir une étude de confortement. Pour stabiliser l'ensemble sol/ structure tel que :

- La réalisation d'un système de drainage ;
- Des inclusions rigides (des pieux) avec une dalle de transition.

IV. 7.1. Cas statique

IV. 7.1.1. Résultats de calcul obtenus avec Plaxis

Dans cette étape les pieux de renforcement sont à l'ordre de trois, ils sont implanté dans la partie amont avec une dalle de transition, qu'ils sont perpendiculaire au long de glissement, plus un rabattement de niveau d'eau.

➤ Le résultat de déplacement horizontal

Les cercles de glissements trouvés après renforcement sont disparaître sous le bâtiment ce qui montre que le bâtiment se trouve dans un état stable et les résultats des déplacements horizontaux sont très favorables ($U_x = 8.06$ m) par rapport à l'état initial avant renforcement ($U_x = 3.31 \cdot 10^3$ m). Les résultats sont illustrés dans la figure suivante :

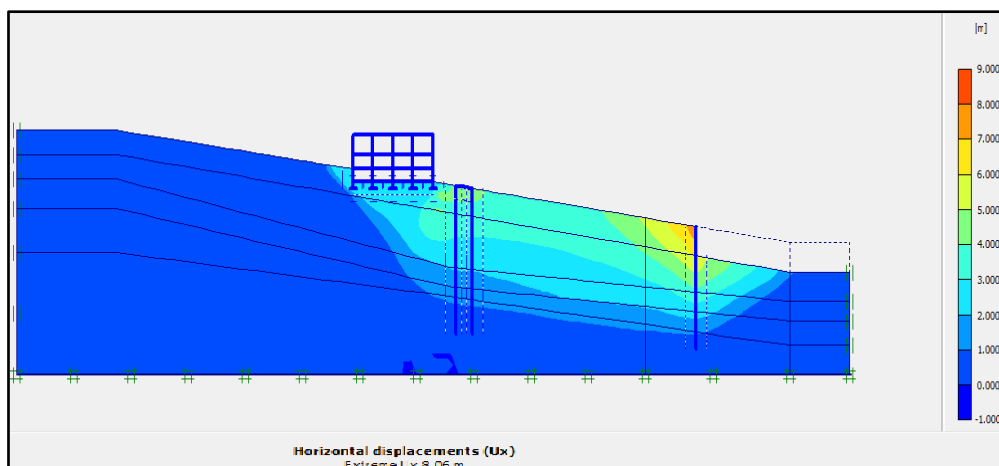


Figure IV.127. Le déplacement horizontal après l'installation de pieu au milieu du versant.

➤ **Déformation de cisaillement**

L'affichage suivant montre que la déformation de cisaillement est très faible.

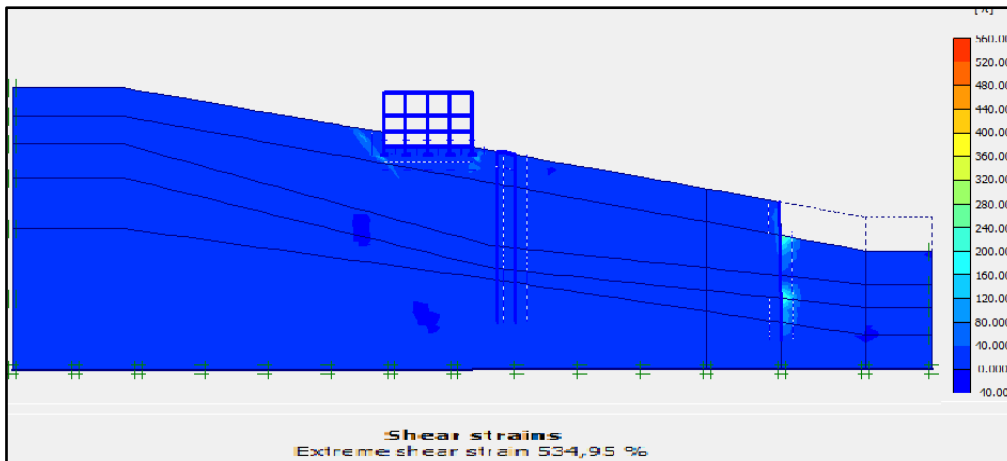


Figure IV.128. La déformation de cisaillement.

➤ **La contrainte de cisaillement**

Les valeurs de la contrainte de cisaillement qui atteignent des valeurs maximales sous le bâtiment montrent que le sol est dans un état de rupture et que les systèmes de renforcement servent à stabiliser les couches de surface et les bâtiments préexistants qui sont illustrés dans la figure suivante.

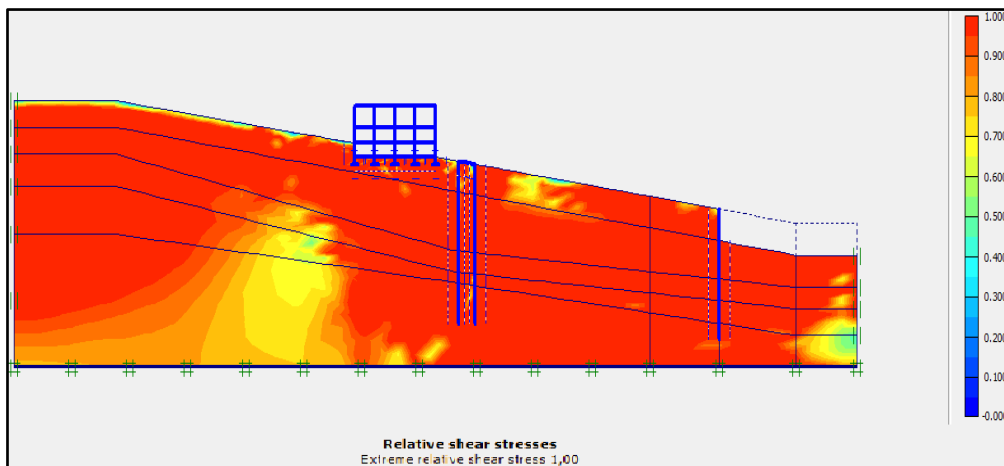


Figure IV.129. La contrainte de cisaillement.

➤ **Le coefficient de sécurité**

La valeur de coefficient de sécurité après renforcement est moyennement stable par rapport à 1.5, ce qui montre que les pieux au milieu de versant travaillent comme une butée.

Multipliers		Additional Info		Step Info	
Step Info					
Step	123 of 123	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:	1,403	
Time	Increment:	0,000	End time:	0,000	
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time:	0,000	

Figure IV.130. Le résultat de coefficient de sécurité.

IV. 7.1.2. Résultats de calcul obtenus avec Geoslope

En fonction des résultats trouvés, on peut dire que cette solution donne des meilleurs résultats qui sont marqués par l'accroissement de la valeur du coefficient de sécurité jusqu'à 1.572. Le résultat est illustré dans la figure suivante :

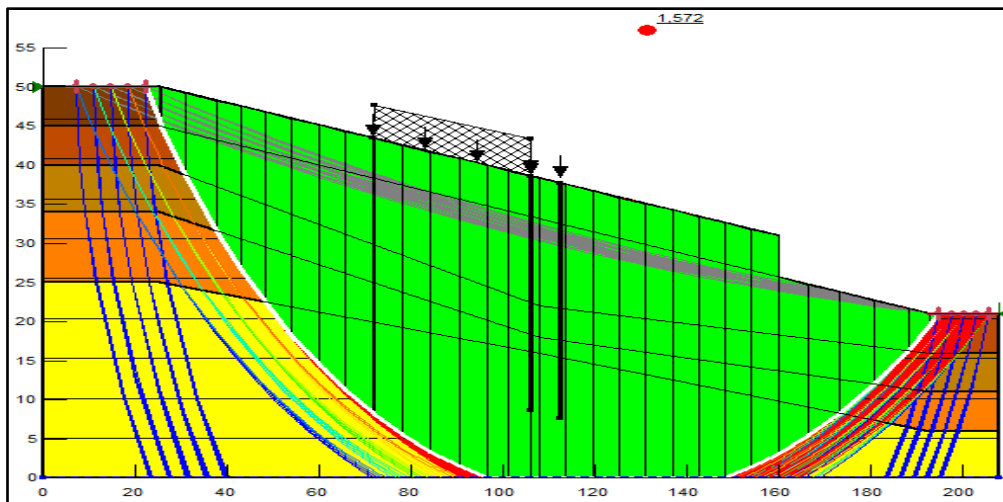


Figure IV.131. Les positions des cercles de glissements les plus critiques.

IV. 7.1.3. Résultats de calcul obtenus avec Talren

La valeur de coefficient de sécurité après le rabattement de niveau d'eau jusqu'à 10 m avec le renforcement de terrain par deux pieux montre que le talus est très stable, le résultat de coefficient de sécurité est affiché dans la figure ci-dessous :

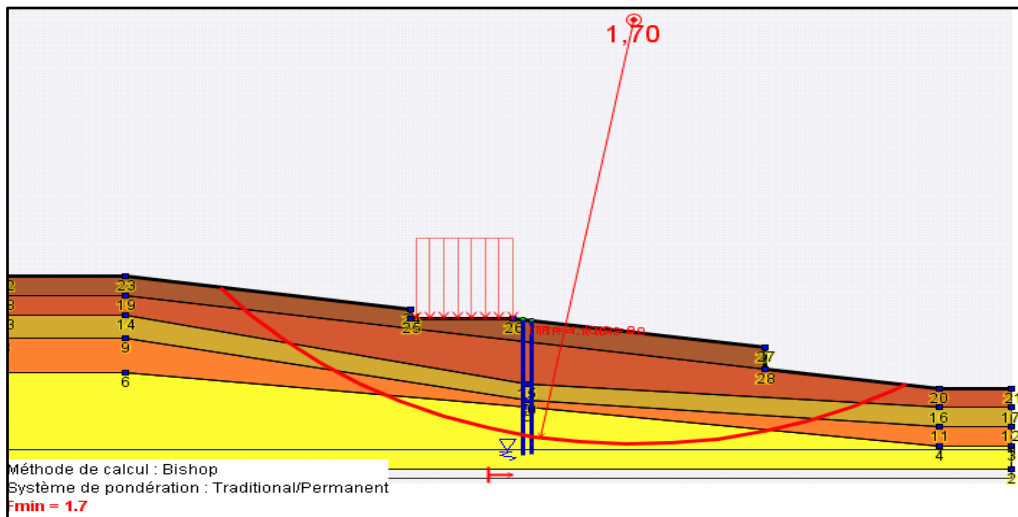


Figure IV.132. Renforcement de terrain par deux pieux avec rabattement de la nappe.

Lorsqu'en ajoutant une autre série des pieux, 2 dans la partie amont de bâtiment et 1 dans la zone de terrassement, on a trouvé la même valeur de coefficient de sécurité donc on peut dire que deux pieux donnent des bons résultats et assurent une meilleure (solutions favorables techniquement et économiquement).

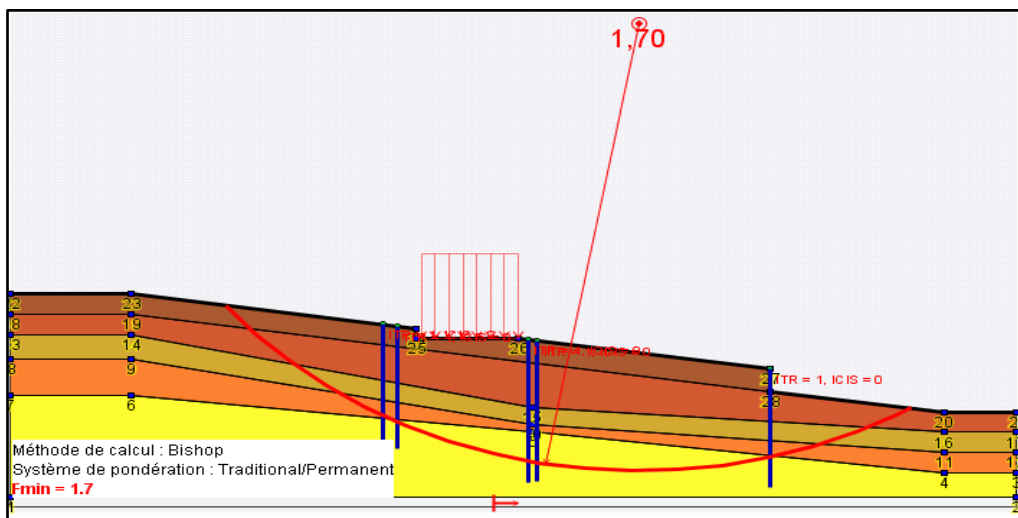


Figure IV.133. Renforcement de terrain par une série des pieux avec rabattement de la nappe.

IV. 7.1.4. Résultats de calcul obtenus avec logiciel Geo5

Dans ce modèle on a choisi de faire une stabilisation locale qui sert à introduire deux pieux dans le terrain avec un rabattement de niveau d'eau, qui sont montrés dans la figure ci-dessous :

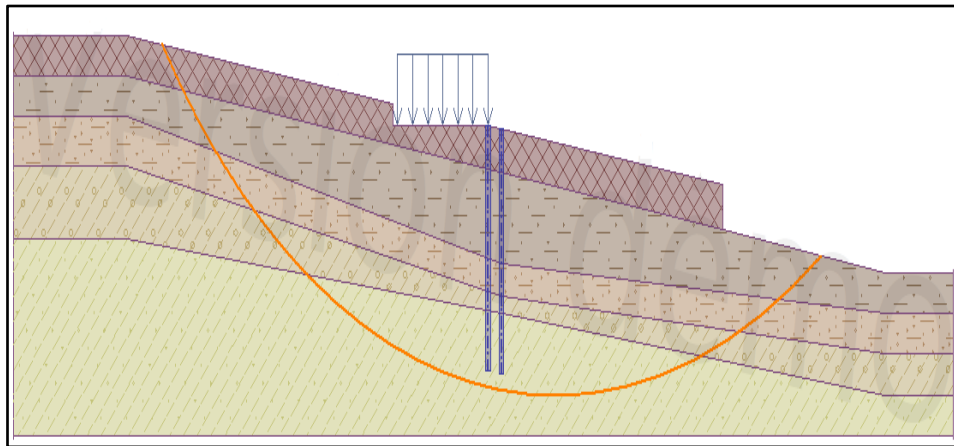


Figure IV.134. Modèle géométrique et le cercle le plus critique après renforcement.

Le renforcement par des pieux conduit à améliorer la stabilité de la pente et que le coefficient de sécurité est devenu très stable (supérieure à 1,5).

Vérification de la stabilité de pente (Bishop)	
Somme des forces actives :	$F_a = 7791,50 \text{ kN/m}$
Somme des forces passives :	$F_p = 15490,17 \text{ kN/m}$
Moment de glissement :	$M_a = 857065,19 \text{ kNm/m}$
Moment résistant :	$M_p = 1703918,48 \text{ kNm/m}$
Coefficient de sécurité = 1,99 > 1,50	
Stabilité de pente ADMISSIBLE	

Figure IV.135. Valeur de coefficient de sécurité après renforcement.

IV. 7.2. Cas pseudo-statique

IV. 7.2.1. Résultats de calcul obtenus avec Plaxis

La valeur de coefficient sécurité est stable par rapport à coefficient de sécurité 1 (cas dynamique), ce qui montre que les pieux au milieu de versant travaillent comme une butée et donne des bons résultats.

Multipliers Additional Info Step Info			
Step Info			
Step	380 of 406	Extrapolation factor	1,000
PLASTIC STEP		Relative stiffness	0,000
Multipliers			
	Incremental Multipliers		Total Multipliers
Prescribed displacements	Mdisp:	0,000	Σ -Mdisp: 5,294
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: 1,205
Time	Increment:	0,000	End time: 0,000
Dynamic Time	Increment:	0,000	End time: 10,000

Figure IV.136. Valeur de coefficient de sécurité après renforcement.

IV. 7.2.2. Résultats de calcul obtenus avec Geoslope

En fonction des résultats trouvés, on peut dire que cette solution à améliorer au maximum le coefficient de sécurité jusqu'à 0.822. Le résultat est illustré dans la figure suivante :

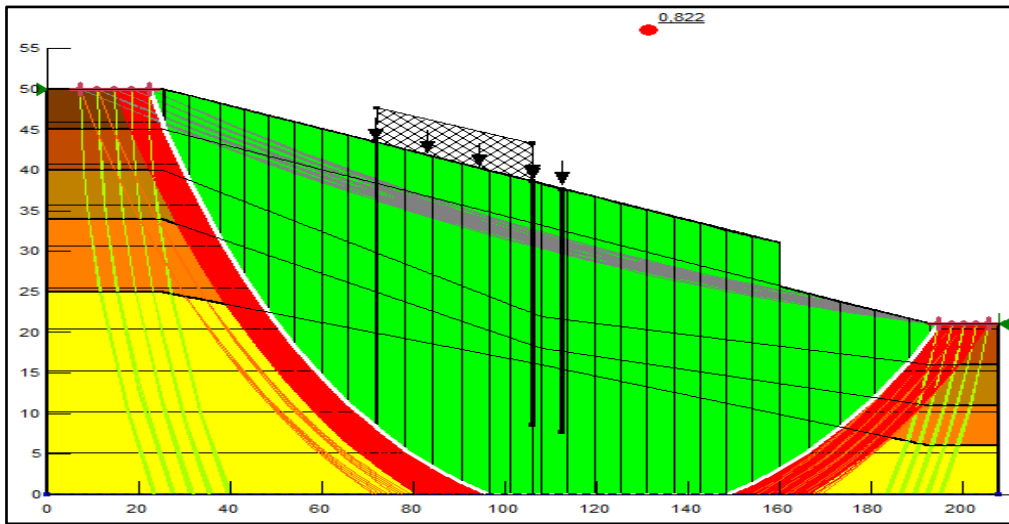


Figure IV.137. Valeur de coefficient de sécurité après renforcement.

IV. 7.2.3. Résultats de calcul obtenus avec Talren

Le résultat obtenu après le rabattement de niveau d'eau jusqu'à 10 m avec le renforcement de terrain par deux pieux sous l'effet des forces sismiques montre que cette solution à augmenter le coefficient de sécurité jusqu'à 0,74, le résultat est affiché dans la figure ci-dessous :

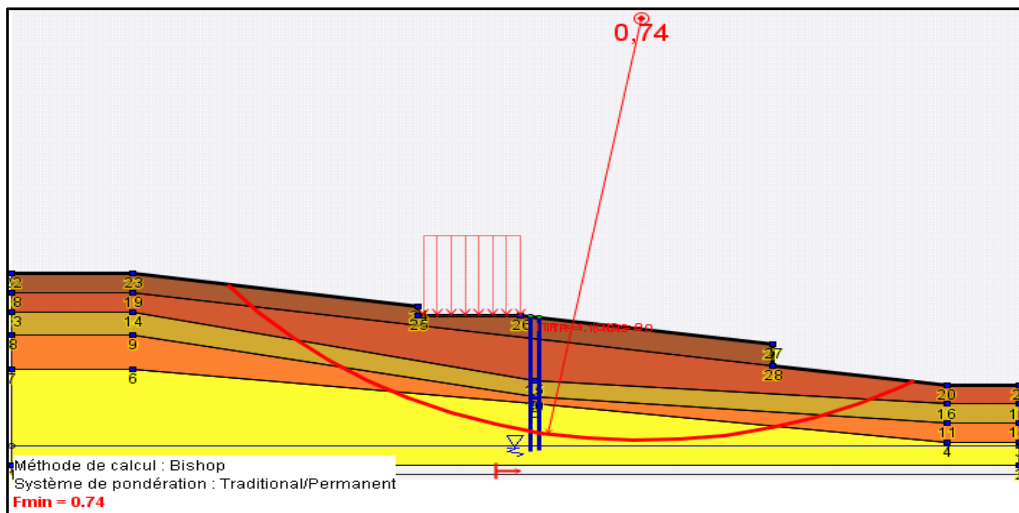


Figure IV.138. Renforcement de terrain par deux pieux avec rabattement de la nappe.

Lorsque en ajoutant trois pieux, on remarque que la valeur de coefficient de sécurité sous l'effet des forces sismiques c'est la même valeur trouvé lorsque en utilisé deux pieux donc on peut dit que deux pieux suffisent pour rendre le talus stable et 0.74 c'est la valeur maximum va atteint (solutions favorables techniquement et économiquement).

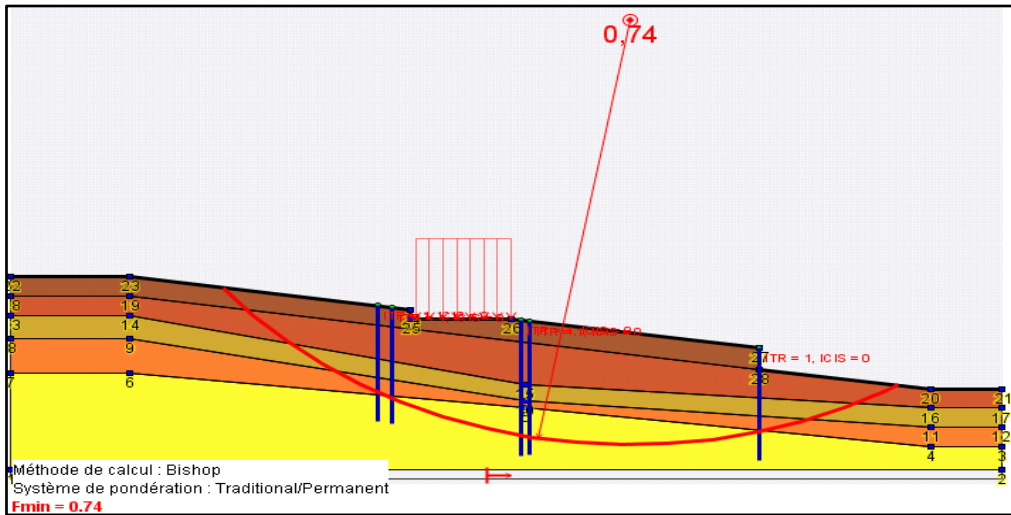


Figure IV.139. Renforcement de terrain par une série des pieux avec rabattement de la nappe.

IV. 7.2.4. Résultats de calcul obtenus avec logiciel Geo5

Entrer les coordonnées du cercle de glissement et la valeur de rayon, après en choisi la méthode de calcul. Les données sont illustrées dans la figure ci -dessous

Figure IV.140. Paramètre de calcul.

La figure ci-après montre la localisation du cercle de glissement le plus critique sous l'effet des charge sismique ($K_h=0.25$ et $K_v=0$).

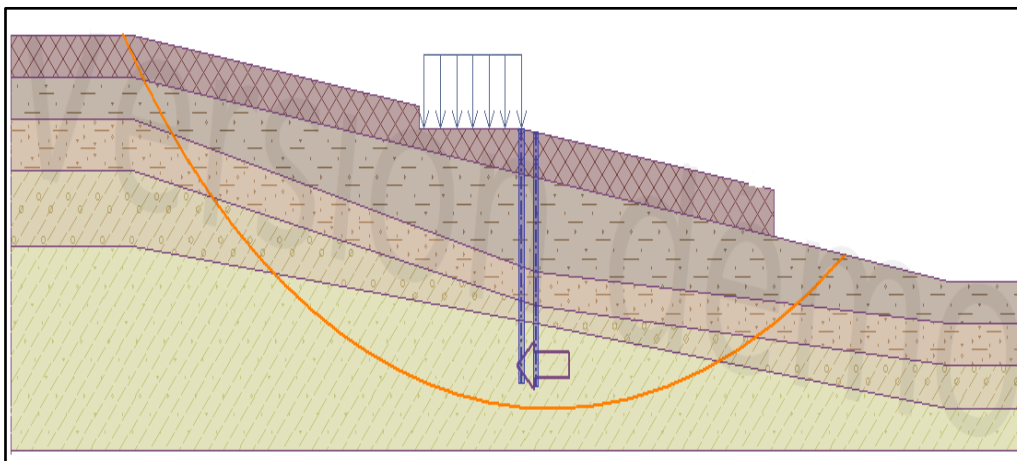


Figure IV.141. La géométrie du talus avec bâtiment et la position du cercle de glissement.

En fonction des résultats trouvés, on peut dire que cette solution à améliorer au maximum le coefficient de sécurité jusqu'à 0.79. Le résultat est illustré dans la figure suivante :

Vérification de la stabilité de pente (Bishop)	
Somme des forces actives :	$F_a = 19794,85 \text{ kN/m}$
Somme des torces passives :	$F_p = 15578,79 \text{ kN/m}$
Moment de glissement :	$M_a = 2177433,15 \text{ kNm/m}$
Moment résistant :	$M_p = 1713667,18 \text{ kNm/m}$
Coefficient de sécurité = 0,79 < 1,50	
Stabilité de pente NON ADMISSIBLE	

Figure IV.142. Résultat de calcul de coefficient de sécurité après renforcement.

IV. 7.3. Cas dynamique

➤ La déformation

Pour le calcul dynamique ont installé trois pieux et on remarque que la valeur de déformation est plus faible sous le bâtiment (0 jusqu'à 0.0002) qui montre que le bâtiment est dans état favorable à la stabilité, qui est affiché dans la figure ci-dessous :

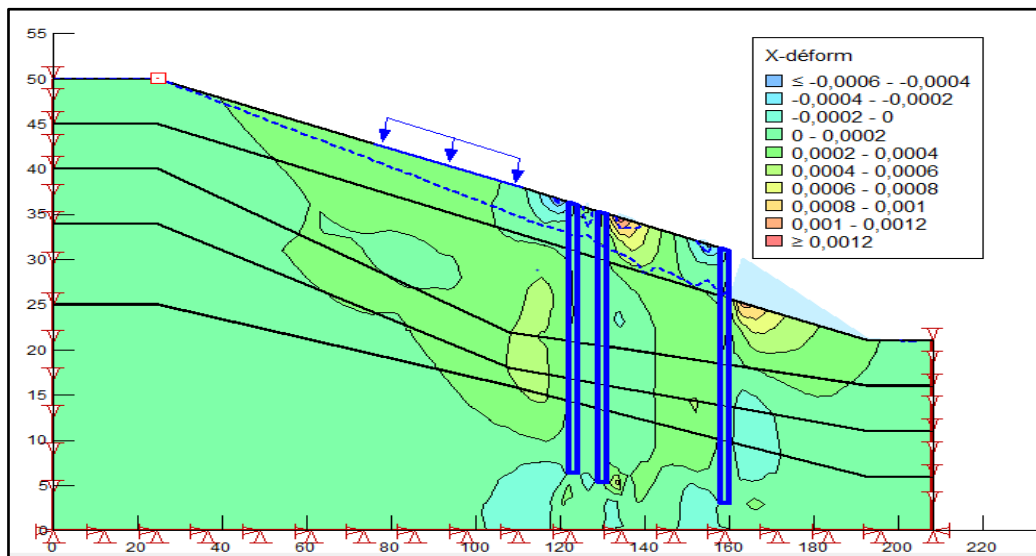


Figure IV.143. Les valeurs de la déformation.

➤ L'accélération

On observe des accélérations minimales à l'interface ce qui montre que le bâtiment se trouve dans un état stable, les résultats obtenus sont affichées sur la figure suivante :

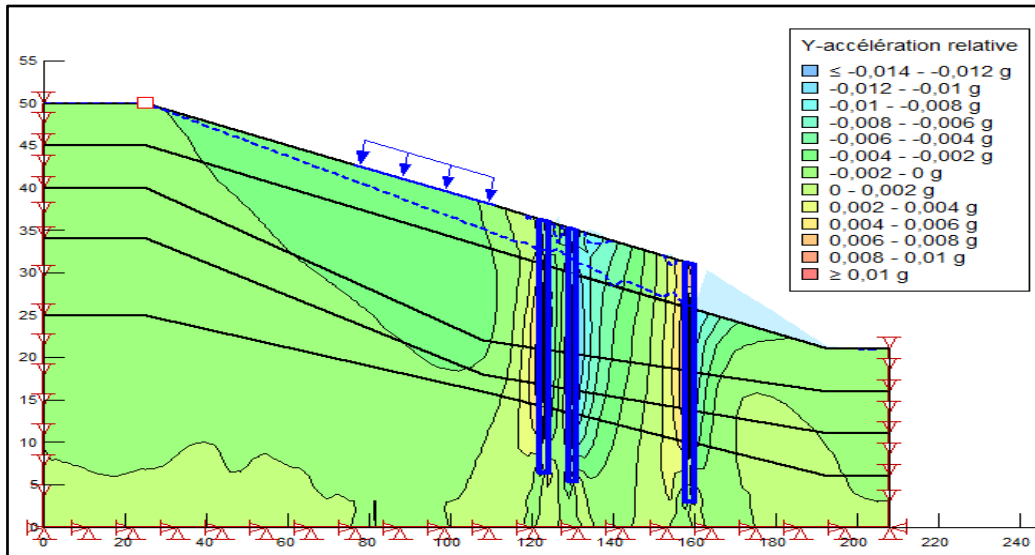


Figure IV.144. Valeur de l'accélération relative.

➤ **Contrainte de cisaillement**

La plus grande de valeur de contrainte atteint 1200 KPa qui est situé dans le pied des pieux.

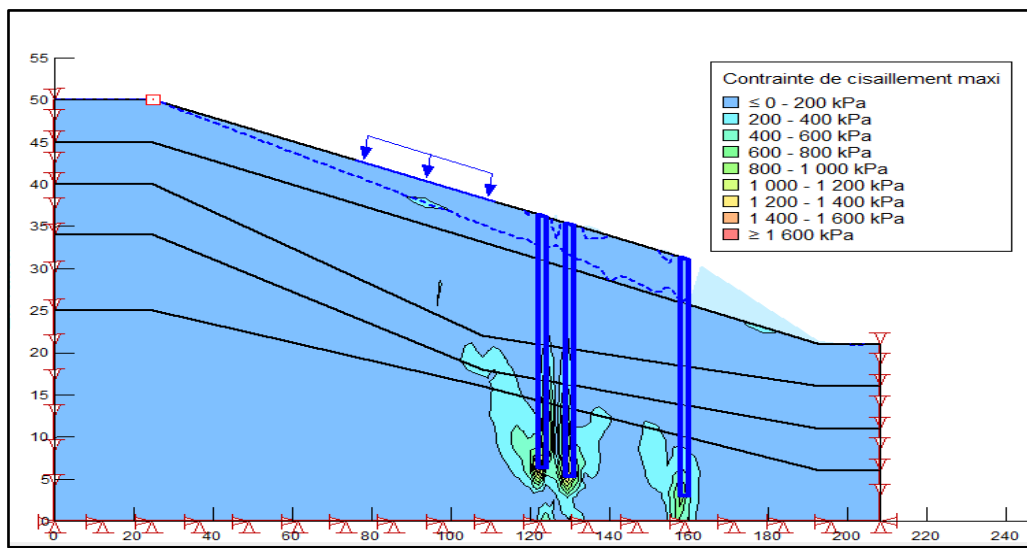


Figure IV.145. La contrainte de cisaillement maximale.

Tableau IV.4. Les résultats de la modélisation pour les différents cas après confortement.

	Les logiciels	Cas statique	Cas dynamique
Renforcement par pieux avec rabattement d'eau	PLAXIS	1.403	1.205
	TALREN	1.700	0.740
	GEOSLOPE	1.572	0.822
	Geo05	1.990	0.790

IV. 7.4. Interprétation des résultats

Nous avons remarqué que la valeur de coefficient de sécurité obtenu après un renforcement de talus par 2 pieux perpendiculaire avec rabattement d'eau est 1.99 pour le cas statique et entre 0.74 à 0.882 pour le cas pseudo-statique donc on peut conclure que le renforcement par pieux peut maintenir ou garantir une stabilité certaine de talus et montre que le facteur de sécurité s'améliore d'une façon importante et semble une solution efficace pour résoudre le problème d'instabilité du talus actuel.

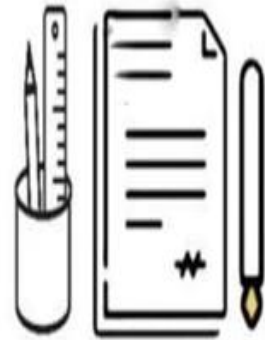
IV.8. Conclusion

D'après les résultats obtenus lors de la modélisation numérique par les différents logiciels : PLAXIS 2D V 8.2, Geo5, Talren et 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 des glissements de terrain.

Les résultats statiques et pseudo- statiques à longue terme donnent des valeurs de coefficient de sécurité variable entre :

- ($F_S = 2.55$ jusqu'à $F_S = 0.36$) qui signifie que le terrain à l'état vierge et en présence de bâtiment est stable pour le cas statique et très instable dans les conditions de saturation avec l'effet sismique, ces valeurs sont vérifiées par l'analyse analytique (Fellinus et Bishop), le décroissement de F_S résulte de la présence d'eau qui influe considérablement sur la plasticité des particules qui diminue la cohésion d'où on constate une grande aptitude de déformation des sols.
- ($F_S = 1.79$ jusqu'à $F_S = 0.72$) pour terrain terrassé et en présence de bâtiment indique que les résultats de coefficient de sécurité décroît par rapport à l'état vierge est très instable pour les conditions de saturations et devient très catastrophique et dangereux sur les bâtiments existants ($F_S = 0.30$) pour la configuration dynamique, cette variation est due aux travaux de terrassement en présence d'eau qui minimise les caractéristiques mécaniques de terrain et la prise en compte de l'effet anthropique qui influe sur l'équilibre de la pente.
- La mise en place des moyennes de confortement à savoir des inclusions rigides (des pieux) en aval avec un système de drainage sont données des résultats très favorables qui varient entre 1.99 pour le cas statique et 1.205 dans l'état dynamique qui montre que le bâtiment se trouve dans un état stable et nous constatons l'efficacité des moyennes de confortement proposées pour les deux configurations.

*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 de faire une étude du glissement au niveau du Centre de Recherche en Economie Appliquée pour le Développement (**CREAD**) dans la wilaya de Tipaza sur la base des données géologiques, hydrogéologiques, géotechniques et géophysiques, ainsi que pour éviter un autre déclenchement de ce type d'accidents surtout avec l'apparition de fissures pouvant atteindre des tailles importantes dans la région d'étude.

Les investigations faites indiquent que la zone d'étude est composée par deux formations géologiques des argiles et marnes de Pliocène inférieur avec des argiles et argile- sableuse de Pliocène supérieur qui caractérisée par une nappe libre dans les sables argileux de faible perméabilité.

D'après les résultats obtenus à partir les essais in situ et au laboratoire, le site d'étude se situe dans la catégorie des sols fins et meubles qui est localisée dans une zone d'activité sismique élevé (zone III) avec l'apparition des fissures de traction dans les bâtiments et les sols indiquent un risque de stabilité d'où le site est en mouvement dans un état critique et nécessite une étude de stabilité en tenant en compte plusieurs paramètres à savoir statique, pseudo statique et dynamique sous différentes conditions d'écoulement.

L'analyse de stabilité par les deux méthodes (Fellinus et Bishop) ; montre que le terrain étudié est stable à l'état vierge et en présence de bâtiment ($F_S = 1.752$ et $F_S = 1.343$) et instable dans les conditions de saturation qui deviennent 0.752. Pour l'état de (terrassment en présence du bâtiment dans les conditions statique et sismique) pour les différentes conditions hydrauliques sont inacceptables est qui indique que la pente est instable (1.089 à 0.612) dans le cas statique et de (1.031 à 0.578) pour la configuration dynamique qui représente un taux de 90 % de décroissement par rapport à l'état de stabilité qui montre que la zone étudiée est très instable pour la construction et qui est marqué par les dégradations observées sur site (cassure de la dalle et des poutres, dégradation du bâtiment, cassure des toits...etc.).

Les fortes variations des valeurs du coefficient de sécurité trouvées dans les états de saturation, variation de la forme géométrique (travaux de terrassement) et sans oublier l'existence des bâtiments seront prise en compte comme des facteurs principaux de décisions lors la proposition des systèmes de confortements.

D'après les résultats obtenus lors de la modélisation numérique par les quatre codes de calcul : Plaxis 8.2, Talren, Geoslope, Geo05, on peut dire que le coefficient de sécurité trouvé coïncide plus ou moins avec celui trouvé par la méthode analytique réalisée auparavant, qui montre l'efficacité du modèle proposé pour l'étude des glissements de terrain.

Les résultats de calculs statique et pseudo-statique à long terme donnent les valeurs suivantes :

- ($F_S = 2.55$ et $F_S = 0.36$) qui signifie que le terrain à l'état vierge et en présence de bâtiment est stable pour le cas statique et très instable dans les conditions de saturation avec l'effet sismique, le décroissement de F_S résulte de la présence d'eau qui influe considérablement sur la plasticité des particules qui diminue la cohésion d'où on constate une grande aptitude de déformation des sols.
- ($F_S = 1.79$ et $F_S = 0.72$) est stable pour terrain terrassé et en présence de bâtiment et très instable pour les conditions de saturations et devient très catastrophique et dangereux sur les bâtiments existants ($F_S = 0.30$) pour la configuration dynamique, cette variation est due aux travaux de terrassement en présence d'eau qui minimise les caractéristiques mécaniques de terrain

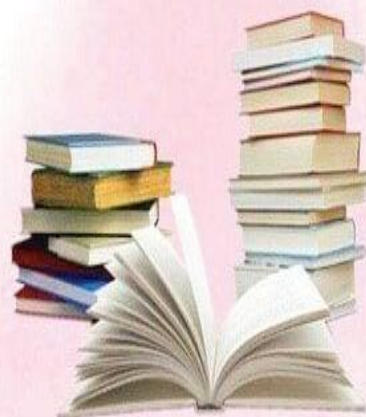
L'application des moyennes de confortement à savoir des inclusions rigides (des pieux) avec une dalle de transition avec un système de drainage nous a donné des résultats très favorables qui varient entre 1.99 pour le cas statique et 1.205 dans l'état dynamique et qui indique que le terrain est devenu stable, d'où nous constatons l'efficacité des moyennes de confortement proposées pour les deux configurations.

Finalement pour un bon fonctionnement du confortement proposé nous recommandons les points suivants :

- La protection de la partie amont contre l'écoulement par la réalisation des systèmes de drainages des eaux de surface ou bien l'installation des systèmes de pompage dans la partie amont ;

- La mise en place des purges qui est une des techniques de terrassement s'accompagne fréquemment de purges du matériau déplacé par le glissement ;
- Le chargement en pied (butée de pied) par des gabions qui est une technique souvent utilisée et généralement efficace ;
- La mise en place un système d'ancrage à proximité des bâtiments existants ;
- 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; modèle en trois dimensions ; pour mieux comprendre le comportement des sols et structures.

*Références
Bibliographiques.*



Références bibliographiques

- [1]. **TABET Abdelhak** : « Evolution et caractérisation géomécanique du glissement du gisement de phosphate : Cas de Kef Essnoun -Bir el Ater – NE Algérien », Thèse de doctorat en mine, Université Larbi Tebessi – Tébessa (Algérie), 2020, Page 3.
- [2]. **SANAT Aghilas, ZIDANI Nabil** : « Étude de stabilité des talus de la carrière d’Ain El Kebira Sétif, vis -à-vis un glissement circulaire », Mémoire master en exploitation minière, Université Abderrahmane Mira de Bejaia (Algérie), 2015, Page 18.
- [3]. **LEFRIKI Souad** : « Effet de la variation de la cohésion sur le Comportement des pentes », Mémoire master en génie civil, Université Mohamed Khider – Biskra Miliana (Algérie), 2015, Page 6-31.
- [4]. **LANDEGHEM CHIKOUCHE Fadila** : « Prévention du risque mouvement de terrain par l’utilisation des paramètres géotechniques », Mémoire magister en Géotechnique, Université de M’sila 5 (Algérie), 2009, Page 34.
- [5]. **MOUFFOK Massinissa** : « Étude de la stabilité du glissement de terrain de Tala Alem par pieux », Master en géotechnique et environnement, Université mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (Algérie), 2013, Page 14.
- [6]. **MOHKBI Hicham** : « Étude paramétrique de la déformation d’un massif en pente par la méthode des éléments finis-application au glissement de Ciloc de Constantine », Thèse de doctorat, Université Mohamed Khider-Biskra (Algérie), 2007, Page 12.
- [7]. **FREDERIC Leone** : « Concept de vulnérabilité appliqué à l’évaluation des risques générés par les phénomènes de mouvements de terrain », Thèse doctorat en géographie (risque naturel), Université Joseph Fourier Grenoble I sciences, 2012, Page 37.
- [8]. [Http : //observatoire-regional-risques-paca.fr/article/effondrements.](http://observatoire-regional-risques-paca.fr/article/effondrements)
- [9]. **DESVARREUX Pierre** : « Recherche d’une méthode d’étude des mouvements de terrains et applications pratiques », Thèse pour le grade de docteur ingénieur, Université de Grenoble (France), 1970.
- [10]. Réalisation de l’Atlas Mouvements de Terrains - Territoire de Belfort Affaire n° 70257 RAPPORT Centre d’études techniques de LYON, 2012, Page 14.
- [11]. **ACHOUR Yacine** : « Cartographie des zones à risque de glissements de terrains au voisinage de l’autoroute Est/Ouest (Algérie) dans sa partie Est entre Constantine et Azzaba et

estimation des risques associés », Thèse doctorat en géologie, Université Baji Mokhtar-Annaba (Algérie), 2017, Page 12.

[12]. **DJAHMI Khroufa** : « Modélisation par code de calcul CASTEM des glissements de terrain: cas du glissement de Ain SENOUR », Mémoire de magister en géotechnique, Université de Guelma(Algérie), 2012, Page 4.

[13]. **Bruno Martins-Campina** : « Le rôle des facteurs géologiques et mécaniques dans le Déclenchement des instabilités gravitaires : exemple de deux glissements de terrain des Pyrénées Atlantiques (Vallée d'Ossau et Vallée d'Aspe) », Thèse doctorat, Université sciences et technologies Bordeaux I, 2005, Page 48.

[14]. **RAI Nacer-Eddine** : «Analyse et prévision de certains glissements de terrains naturels », Pour obtenir le titre de docteur en mécanique des sols, Université Joseph Fourier-Grenoble 1 (Français), 1992, Page (19-20-21).

[15]. **REIFFSTECK Philippe** : « Mécanique des sols avancé stabilité des pentes », 2001, Page (6,7).

[16]. Office fédéral de l'environnement division prévention des dangers, 2009.

[17]. **CHERBOUL Fatima** : « Analyse de la stabilité et modélisation numérique d'un glissement de terrain », Mémoire master en géotechnique, Université de Larbi Tebessi – Tébessa (Algérie), 2015-2016, Page (14-15-37).

[18]. **SÈVE Gilles, POUGET Pierre** : « Guide technique, stabilisation des glissements de terrain », Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 1998, Page (15-24-39).

[19]. [Http://lnhc-dz.com/2020/11/23/étude-de-glissement-de-terrain-mila](http://lnhc-dz.com/2020/11/23/étude-de-glissement-de-terrain-mila).

[20]. [Https://www.liberte-algerie.com/actualite/effondrement-dun-vieil-immeuble-a-la-casbah-d'Alger](https://www.liberte-algerie.com/actualite/effondrement-dun-vieil-immeuble-a-la-casbah-dalger).

[21]. [Https://www.catnat.net/veille-catastrophes/veille-des-catastrophes-naturelles/veille-catastrophes-monde](https://www.catnat.net/veille-catastrophes/veille-des-catastrophes-naturelles/veille-catastrophes-monde).

[22]. **ADRIANA Maria BUSTAMANTE** : « Étude de la stabilité sismique de trois talus naturels au Québec », Mémoire pour l'obtention du grade de maître des sciences en génie civil, Université Laval (Canada), 2010, Page (26-27).

[23]. **LEVEILLE guillaume** : « Étude numérique du comportement sismique D'un parc à résidus », École polytechnique de Montréal, Mémoire pour l'obtention du diplôme de maîtrise en sciences appliquées, 2018, Page 29.

[24]. **DIB Souhir** : « Contribution à la simulation au glissement de terrain cas de talus de la cw 02 entre BAGHLIA et NACIRIA W. BOUMERDES », École nationale supérieure

d'hydraulique -ARBAOUI Abdellah (Algérie), Mémoire master en Hydraulique, 2015, Page (21-22).

[25]. **Hubert Bertrand** : « Fondations et ouvrages en terre », 1979, page 548.

[26]. <https://fr.slideshare.net/bibaarchitecte/memoire-Tipasa>.

[27]. <http://www.google.com/maps>.

[28]. **MAIZI Hadjer, ZENANI Yamina** : « Analyse de la stabilité des terrains et mise en place d'un système de confortement Cas Bekira wilaya de Constantine », Mémoire master en géotechnique, Université de Larbi Tebessi –Tébessa (Algérie), 2016-2017, Page (26-28-30-30-35-60).

[29]. **BENMEDDAH Khadija** : « Etablissement de carte de ressources en eaux souterraines de la wilaya de Tipaza », Mémoire master en hydrogéologie, Université Djilali Bounaama Khemis Miliana (Algérie), 2018, Page (6-7-18-19-20-23).

[30]. **LHCC, Oued Samar**: « Étude d'expertise du nouveau siège CREAD–Tipaza (Algérie) », 24/06/2020.

[31]. **SELAMI Ilyes, LAAFER Kamal** : « Analyse de la capacité portante du sol et choix de type de fondation », Université de khemis milliana (Algérie), Mémoire master géotechnique, 2011-2012, Page (20-21-22-32-24-25).

[32]. **Réglementation Parasismique Algérienne** : « Classification des wilayas de l'Algérie après le séisme 21 mai 2003 », (version 2003), Algérie.

[33]. **Aide-mémoire** : « Essai de laboratoire et en place de mécanique des sols », Ministère de l'aménagement du territoire de l'équipement de logement et du tourisme, LCPC (Laboratoire Centrale des ponts et chaussées), 1973, Page (5-6).

[34]. **ARVOR géotechnique** : « Ingénieur des sols et des fondations, Essai de cisaillement rectiligne à la boîte », (NF P 94-071-1).

[35]. **ARVOR géotechnique** : « Ingénieur des sols et des fondations, Essai à l'appareil triaxial de révolution », (NF P 94-074).

[36]. **LERAU Jaques** : « Géotechnique cours 1 », Diplôme l'ingénieur, Institut national des sciences appliquées de Toulouse (France), 2005-2006, Page (13-14-15).

[37]. **DURVILLE Jean-Louis, SÈVE Gilles** : « Stabilité des pentes glissements en terrain meuble », Page 5.

- [38]. **SONGLURAT Guy, COSTET Jean** : « Cour pratique de mécanique des sols, Calcul des ouvrages, tome 2 », L'école polytechnique (France), 1975, Page (232-246-247).
- [39]. **MASEKANYA Jean –Pierre** : « Stabilité des pentes et saturation partielle, étude expérimentale et modélisation numérique », Thèse pour l'obtention du grade de Docteur en Sciences de l'ingénieur, Université de Liège, Page (39-45-46).
- [40]. **KENTOURI Nabil, MAAFA Mohand Said** : « Étude de stabilité et de confortement du glissement de terrain sur la RN 24 au PK 220+000 », Master en génie civil, Université A. MIRA-Bejaia (Algérie), 2015-2016, Page 21.
- [41]. **ZOGLAMI Tarek** : « La résistance au glissement d'un tronçon de la route nationale n°16 d'EL-MACHROUHA menant à Annaba », Mémoire d'ingénieur, Université Cheikh Larbi Tbessi, Tébessa (Algérie), 2007, Page (1-6-28).
- [42]. **DJERBAL Lynda** : « Analyse des mécanismes de déformation et de la rupture progressive du versant instable d'Ain El-Hammam », Thèse de doctorat en géotechnique, Université de T-Ouzou (Algérie), 2013, Page (19-20-21).
- [43]. **MENDJEL Djenatte** : « Analyse inverse dans le calcul géotechnique - application au calcul de la stabilité des talus », Thèse doctorat en géotechnique, Université Badji- Mokhtar-Annaba, 2012, Page (43-44-45).
- [44]. **MOKHBI Hicham** : « Étude paramétrique de la déformation d'un massif en pente par la méthode des éléments finis-Application au glissement du Clioc de Constantine », Mémoire magister en génie civil, Université Mohamed Khaider Biskra (Algérie), 2007, Page 32.
- [45]. **BOUDDLAL Omar** : « Étude expérimentale du comportement mécanique des fines dans la stabilité des talus et des fondations », Thèse doctorat en génie civil, 2013.
- [46]. **BERGA Abdelmadjid** : « Élément de mécanique des sols », Universitaire de Béchar (Alger), 2003 – 2004, Page (129-213).
- [47]. **HAMRIT Fareh** : « Analyse dynamique des structures mécaniques par la méthode des éléments finis », Thèse doctorat en génie mécanique, Université Frères Mentouri Constantine1 (Algérie), 2017, Page (18-19).
- [48]. **FAURE R.M** : « L'évolution des méthodes de calcul en stabilité de pentes Partie I : Méthodes à la rupture », Centre d'Etude des Tunnels 25, France, Page 4.
- [49]. **R.B.J Brinkgreve** : « Manuel de référence version 8 », Delft University of technology, Pays-Bas, DELFT, 2003.
- [50]. **R.B.J Brinkgreve** : « Manuel dynamique version 8 », Delft University of technology, Pays-Bas, DELFT, 2003.

- [51]. **TERRASOL** : « Logiciel TALREN 4 – V 1.x, B. Manuel d'utilisation », Copyright TALREN 4, Juillet 2005, Page (10-11).
- [52]. **CALGARY, ALBERTA**: « Stability modéing with SLOPE/W Cours », 2012 version Thiard édition, Canada, 2008, Web: <http://www.geo-slope.com>.
- [53]. **BERTHOUMIEUX Junior Jean**: « Étude pluridisciplinaire de la stabilité des pentes, application au glissement de Kenscoff- Mahotièrè Haïti », Thèse doctorat en science de l'ingénieur, Université Catholique de Louvain (Bruxelles), 2012, Page (177-178).
- [54]. **Calgary, Alberta**: « Dynamic modeling with QUAKE/W », 2012 version Thiard édition, Canada, 2008, Web: <http://www.geo-slope.com>.
- [55]. **ABIDI Mohamed el Hadi** : « Geo5 2018 », logiciel de calcul géotechnique en stabilité des pentes, 2016.
- [56]. **ZERARA Fatima Zohra, MAANSER Amira** : « Analyse de la stabilité des barrages en terre : étude comparative des méthodes analytiques et numériques », Mémoire master en hydraulique, Université Larbi Ben M'hidi – Oum el Bouaghi (Algérie), 2017, Page (30-42).

Annexe



Annexe


- Photo de la caisse de sondage SC01 (0 m à 16 m)



Pour la profondeur de (16 m à 30 m)



- La coupe lithologique pour le sondage 01

 Laboratoire National de l'Habitat Et de la Construction Direction Régionale Centre UNITE OUED SMAR		RAPPORT DE FORAGE Sondage : SC01									
Projet : ETUDE D'EXPERTISE DU SOL DU NOUVEAU SIEGE CREAD		Dossier N° : 100E-2019									
Endroit :		Client : CREAD									
Date début : Date fin : Profondeur forée (m) : 30 Niveau d'eau (m) :		Coordonnées GPS : X : Y : Z :									
Boue de forage : Type forage : Foreuse :		Etat des échantillons : Intact <input type="checkbox"/> Remanié <input type="checkbox"/> Paraffiné <input type="checkbox"/> Roche <input type="checkbox"/>									
Echelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération 25 50 75 100	SPT (N1+N2)	ROD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION	
2,0	-3,00	100 %									Remblai
4,0	3,00	100 %									Argile sableuse de couleur beige bariolé du gris à concrétions calcaires et présence de traces d'oxydations
6,0		100 %									Argile marneuse bariolé avec présence de traces d'oxydations et débris de coquilles compacte
8,0		100 %									Argile peu sableuse avec présence de concrétions calcaires beige bariolé du gris
10,0		100 %									Marne sableuse grise à débris de coquilles
12,0		100 %									Fin du forage à une profondeur de 30 m.
14,0		100 %									
16,0	-15,00	100 %									
18,0	15,00	100 %									
20,0		100 %									
22,0		100 %									
24,0	-23,50	100 %									
26,0	23,50	100 %									
28,0		100 %									
30,0	-30,00	100 %									
32,0	30,00										
34,0											
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 : Sédimentométrie L : Limites d'Atterberg (WL, PL) W : Teneur en eau PV : Poids volumique (Gd, Gh) AC : Analyse chimique OS : Classification rectiligne TR : Classification Triaxial Rc : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique GL : Gonflement libre R : Refus à l'enfoncement											
Préparé par :					Vérifié par :					29/01/2020	
Page : 1 de 1											