

M/624.739

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



Mémoire de Mastère

Présenté à l'Université de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Option : Structures

Présenté par : MEKIDECHE BILEL & REZAIGUIA FOUAD

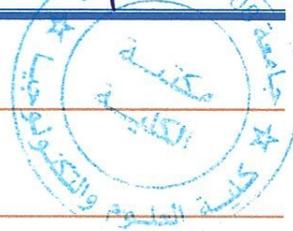
Thème: Facteurs affectant la stabilité des talus
«Cas du glissement du CW 27 au PK 60 + 300»

Sous la direction du: Professeur NOUAOURIA Mohamed Salah

Juin 2012



12/2849



Remerciements

Tout d'abord, nous remercions Allah de nous avoir donné le pouvoir afin de réaliser ce travail.

Au terme de ce travail, nous saisissons cette occasion pour exprimer nos vifs remerciements à toute personne ayant contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce travail.

Nous souhaitons tout d'abord remercier notre encadreur le professeur : **NOUAOURIA Mohamed Salah**, qui nous a encadrés avec patience durant la réalisation de ce travail de fin d'études. Ses conseils nous ont été bien utiles, notamment pour la rédaction de ce mémoire.

Nous voudrions également exprimer nos remerciements sincères à la direction des travaux publics de Guelma, l'ANHC de Guelma et le LTPEst de Annaba.

Nous exprimons également notre gratitude aux membres du jury, qui nous ont honorés en acceptant de juger ce modeste travail. Leurs remarques ont été à l'origine de discussions riches et passionnantes.

Enfin, nous tenons à remercier l'ensemble du corps enseignants de département de Génie Civil et d'Hydraulique et surtout son chef Dr Kherouf Mazouz.



DEDICACE

« Je dédie ce travail :

À mes très chers parents, pour leurs amour et sacrifices,

À mes adorables frères et sœur pour leur patience,

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

REZAIGUIA FOUAD

DEDICACE

Je dédie ce travail à ceux qui me sont les plus chers au monde :

Mes parents.

Mes chers frères, Mourad et Abdelhalim.

*Ceux qui sont toujours à mon côté pour me soutenir
et m'encourager.*

Abdenour, Abdelhakim et mes sœurs

*A tous les enseignants du département du génie civil
et à Monsieur le Professeur NOUAOURIA Mohamed Salah en particulier.*

A toute la promotion de 2^{ème} année master Génie Civil 2012

Je dédie ce travail,

MEKIDECHE BILEL

Résumé

Les problèmes de la stabilité des pentes se rencontrent fréquemment dans la construction des routes, des canaux, des digues et des barrages. En outre certaines pentes naturelles peuvent devenir instables. Une rupture d'un talus peut être catastrophique et provoquer des pertes de vies humaines ainsi que des dégâts naturels considérables.

L'estimation de la sécurité réelle vis-à-vis du risque de rupture est une question complexe surtout lorsque les données sont limitées ou peu connues. L'étude d'un talus comporte, outre la reconnaissance du site et le choix des caractéristiques mécaniques des sols, un calcul de stabilité pour déterminer d'une part la courbe de rupture le long de laquelle le risque de glissement est le plus élevé, et d'autre part la valeur correspondante du coefficient de sécurité.

Le but de notre travail est d'étudier un cas de glissement réel survenu sur le CW 27 (PK 60 +300).

Le calcul du coefficient de sécurité du modèle de référence, représentant l'état du point de glissement actuel, est mené en utilisant les deux logiciels SLIDE 6.0 et Flac/Slope.

Ensuite, nous avons proposé quelques solutions de confortement du glissement en question.

Finalement, une étude paramétrique est réalisée afin de mettre en évidence l'influence de quelques facteurs jugés importants dans le calcul du coefficient de sécurité.

Abstract

Problems of the slope stability are frequently met in the construction of roads, channels, dikes and dams. Besides, some natural slopes can become unstable. A rupture of a slope can be catastrophic and can lead to losses of human lives as well as considerable natural damages.

The evaluation of the real safety against the risk of rupture is especially a complex question when data are limited or less known.

The investigation of a slope includes, besides the survey of the site and the choice of the mechanical characteristics of soils, a calculation of stability to determine the surface of rupture along which the risk of slip is most probable on the one hand, and on the other hand the corresponding value of the safety factor.

The aim of our work is to study a real slip case occurred on the CW 27 (PK 60 +300).

The calculation of the factor of safety of the reference model, representing the present state of the landslide, is undertaken using two softwares: SLIDE 6.0 (based the limit equilibrium method); and Flac/Slope (based the finite differences method).

Then, we proposed some solutions of strengthening of the concerned landslide. Finally, a parametric study is achieved in order to emphasize the influence of some factors judged important in the computation of the safety factor.

Keywords: Stability of slopes, Slip surface, Rocscience/slide6.0, Itasca/Flacslope, Factor safety.

ملخص

إن مشكل عدم استقرار المنحدرات يعرف انتشارا كبيرا خاصة في الطرق، القنوات و السدود متسبب في خسائر مادية و بشرية معتبرة.

إن تقدير خطورة الانهيار يبقى مسألة معقدة في ظل قلة المعطيات أو نقص فهمها.

وقد قمنا في هذه الدراسة باختيار منحدر و دراسة الخواص الميكانيكية لتربته، وهي عملية حسابية تهدف إلى تحديد مدى استقراره عن طريق حساب معامل الأمان.

تتضمن هذه المذكرة دراسة نقطة انزلاق واقعة على الطريق الولائي رقم 27 عند النقطة الكيلومترية 60+300 وذلك من خلال حساب معامل الأمان باستعمال برنامج Slide 6.0 و Flac/Slope ومن ثم اقتراح حلول عملية لتعزيز استقرار المنحدر.

وفي الأخير وضع دراسة لمدى تأثير بعض العوامل على معامل الأمان.

Table des matières

Résumé	I
Abstract	II
ملخص	III
Table des matières	IV
Liste des figures	VIII
Liste des photos	XI
Liste des tableaux	XII
Notations et symboles	XIV
Introduction générale	1

Chapitre 01 : Généralités *page*

1.1 Introduction.....	2
1.2 Mouvements de terrain.....	3
1.3 Classification des mouvements de terrain.....	3
1.4 Type de mouvements de terrain.....	4
1.4.1 <i>Mouvements rapides et discontinus</i>	4
1.4.1.1 <i>Les effondrements</i>	4
1.4.1.2 <i>Les écroulements et chute de blocs</i>	5
1.4.1.3 <i>Les laves torrentielles</i>	6
1.4.1.4 <i>Les coulées de boue</i>	6
1.4.2 <i>Les mouvements lents et continus</i>	7
1.4.2.1 <i>Les affaissements</i>	7
1.4.2.2 <i>Les tassements</i>	7
1.4.2.3 <i>Phénomènes de gonflement-retrait</i>	8
1.4.2.4 <i>Le fluage</i>	9
1.4.2.5 <i>La solifluxion</i>	9
1.4.2.6 <i>Les glissements de terrain</i>	10
1.4.2.6.1 <i>Glissements rotationnels</i>	10
1.4.2.6.2 <i>Glissements plans</i>	11
1.4.2.6.3 <i>Glissements sur une discontinuité préexistante</i>	11
1.4.2.6.4 <i>Glissements complexes</i>	11

1.4.2.6.5	<i>Glissements sous marins</i>	12
1.4.2.6.6	<i>Glissements écoulements</i>	13
1.5	Identification de danger de glissement	14
1.5.1	<i>Documents de base</i>	14
1.5.1.1	<i>Cartes topographiques</i>	15
1.5.1.2	<i>Cartes géologiques</i>	15
1.5.2	<i>Documentation des événements</i>	15
1.5.2.1	<i>Carte des phénomènes</i>	16
1.5.2.2	<i>Les effets dommageables possibles</i>	16
1.5.3	<i>Les inclinomètres</i>	18
1.5.3.1	<i>Principe</i>	19
1.5.3.2	<i>Précautions</i>	19
1.6	Historique des risques de glissements de terrain dans le monde	20
1.7	Glissements de terrain dans la région de Guelma	22
1.8	Conclusions	22

Chapitre 02 : Méthodes de calcul du coefficient de sécurité

2.1	Introduction	23
2.2	Méthodes de calcul du coefficient de sécurité	24
2.2.1	<i>Méthodes de l'équilibre des moments</i>	24
2.2.1.1	<i>Méthode ordinaire des tranches pour une surface de rupture circulaire</i>	24
2.2.1.1.1	<i>Méthode de Fellenius</i>	26
2.2.1.1.2	<i>Méthode simplifiée de Bishop</i>	26
2.2.2	<i>Autres méthodes de l'équilibre limite</i>	37
2.2.2.1	<i>La méthode de Janbu simplifiée</i>	37
2.2.2.2	<i>La méthode de Janbu généralisée</i>	38
2.2.2.3	<i>La méthode de Spencer</i>	39
2.2.2.4	<i>La méthode de Morgenstern-Price</i>	41
2.3	Choix de la valeur du coefficient de sécurité	43
2.4	Les logiciels utilisés pour l'analyse de la stabilité des talus	44
2.5	Comparaisons et conclusion sur les principales méthodes d'analyse de la stabilité des talus	44

Chapitre 03 : Reconnaissance des sols

3.1	Introduction.....	46
3.2	L'étude géotechnique.....	46
3.2.1	Les essais <i>in situ</i>	46
3.2.1.1	Sondages et forages.....	46
3.2.1.1.1	Méthodes de sondage.....	46
3.2.2	Les essais en laboratoire.....	49
3.2.2.1	Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux.....	49
3.2.2.2	Détermination des limites d'Atterberg.....	49
3.2.2.2.1	Limite de liquidité.....	50
3.2.2.2.2	Limite de plasticité.....	52
3.2.2.3	Analyse Granulométrique.....	53
3.2.2.4	L'essai de cisaillement rectiligne direct à la boîte.....	55
3.2.2.5	Essai Oedométrique	59
3.2.2.6	Essai piézométrique	61
3.3	Résultante des essais géotechniques	62
3.4	Conclusion.....	63

Chapitre 04 : Etude du glissement de Bouhamdane CW27.PK60+300

4.1	Introduction.....	64
4.2	Historique.....	65
4.3	Aspect géologique.....	66
4.4	Description du projet et observations des dégradations.....	66
4.5	Etude de la stabilité.....	68
4.5.1	Analyse de la stabilité.....	68
4.5.1.1	Données géométriques.....	68
4.5.1.2	Présentation du talus.....	69
4.5.1.3	Analyse pratique de la stabilité du glissement.....	69
4.5.1.3.1	Calcul du coefficient de sécurité par le logiciel SLIDE 6.0.....	70
4.5.1.3.2	Calcul du coefficient de sécurité par logiciel FLAC/Slope.....	71
4.6	Causes probables du glissement.....	73
4.7	Traitement du cas de Bouhamdane par SLIDE 6.0.....	75
4.8	Solution de confortement.....	76

4.9	Recommandations.....	79
4.10	Conclusion.....	79

Chapitre 05 : Etude paramétrique

5.1	Introduction.....	80
5.2	Paramètres à étudier.....	80
5.3	Effet de paramètre de modélisations.....	80
5.3.1	<i>Influence du maillage de centres de cercles de glissement.....</i>	80
5.3.2	<i>Influence de la position du maillage.....</i>	84
5.3.2.1	<i>Maillage choisi manuellement par l'utilisateur.....</i>	84
5.3.2.2	<i>Maillage automatique.....</i>	86
5.3.3	<i>Influence de l'application de l'Eurocode7 sur le coefficient de sécurité.....</i>	87
5.4	Effet des paramètres du terrain.....	88
5.4.1	<i>Influence de la nappe phréatique.....</i>	88
5.5	Effet des Actions et charges.....	97
5.5.1	<i>L'influence d'actions du séisme.....</i>	97
5.5.1.1	<i>Influence de Séisme horizontale.....</i>	98
5.5.1.2	<i>Influence de séisme horizontale et vertical positif.....</i>	99
5.5.1.3	<i>Influence de l'action Sismique horizontale et verticale négative.....</i>	100
5.5.2	<i>Influence de La charge de trafic routier.....</i>	102
5.6	L'effet de paramètre géotechnique.....	103
5.6.1	<i>Effet de la cohésion.....</i>	103
5.6.2	<i>Influence de l'angle de frottement interne.....</i>	104
5.7	Conclusion.....	106
5.8	Conclusion générale.....	107
5.9	Recommandations.....	107

Liste des figures

Chapitre 01		Page
Figure 1.1	Le phénomène de laves torrentielles	6
Figure 1.2	Les phénomènes de gonflement-retrait	8
Figure 1.3	Le mécanisme de fluage	9
Figure 1.4	La solifluxion	10
Figure 1.5	Les glissements rotationnels	10
Figure 1.6	Les glissements plans	11
Figure 1.7	Les glissements composites et complexes	12
Figure 1.8	Les glissements sous marins	12
Figure 1.9	Les glissements sous marins	12
Figure 1.10	Glissements de coulées	14
Figure 1.11	Principe des calibres	20
Figure 1.12	Principe des calibres	20
Chapitre 02		
Figure 2.1	Les plus importants types de rupture des talus	23
Figure 2.2	Méthode des tranches	25
Figure 2.3	Application de la méthode Fellenius	28
Figure 2.4	Calcul du coefficient de sécurité par (SLIDE 6.0)	30
Figure 2.5	Application de la méthode simplifiée de Bishop	31
Figure 2.6	Calcul du coefficient de Sécurité par(SLIDE 6.0)	35
Figure 2.7	Représentation des forces sur une tranche	37
Figure 2.8	facteur de correction de La méthode de Junbu	38
Figure 2.9	La représentation des forces sur une tranche	39
Figure 2.10	Résultante des forces parallèles dans la méthode de Spencer	40
Figure 2.11	Présentation de toutes les forces inconnues sur une tranche dans la méthode de Spencer	40
Figure 2.12	Les coordonnées pour une surface de rupture non circulaire utilisée dans la méthode de Spencer	41
Figure 2.13	Représentation graphique des forces sur une tranche	42
Chapitre 03		
Figure 3.1	Les outils utilisés dans un sondage profond traditionnel	48
Figure 3.2	Le dispositif général d'un sondage profond traditionnel	48
Figure 3.3	Représentation de limite d'Atterberg	50
Figure 3.4	Courbe intrinsèque	59
Figure 3.5	Courbe Oedométrique $e = f(\log \sigma'_v)$	61

Chapitre 04

Figure 4.1	Plan de situation du site de Bouhamdane	64
Figure 4.2	Profil représentatif du modèle de référence	69
Figure 4.3	Coefficient de sécurité maillage automatique	71
Figure 4.4	Modèle de calcul selon Flac/Slope	72
Figure 4.5	Coefficient de sécurité par Flac/Slope	72
Figure 4.6	Coefficient de sécurité après le traitement avec géogrille	76
Figure 4.7	Protection sur les berges de l'oued	78
Figure 4.8	confortement du glissement (CW27.PK60+300)	79

Chapitre 05

Figure 5.1	Influences des nombres de centres du cercles de glissement le coefficient de sécurité Obtenue par la méthode de Fellenius.	81
Figure 5.2	Influences des nombres de centres des cercles de glissement sur le coefficient de sécurité Obtenue par la méthode de Bishop simplifiée	82
Figure 5.3	Influences des nombres de centres de cercles de glissement sur le coefficient de sécurité Obtenue par la méthode de Janbu simplifiée	82
Figure 5.4	Coefficient de sécurité pour nombres de centres des cercles du glissement (20x20) obtenue par la méthode de Fellenius	83
Figure 5.5	Coefficient de sécurité pour maillage des centres des cercles du glissement (200x200) obtenu par la méthode de Fellenius.	83
Figure 5.6	Maillage représentant les centres des cercles du glissement	85
Figure 5.7	Coefficient de sécurité correspondant à la figure 5.6	86
Figure 5.8	Coefficient de sécurité (position automatique du maillage)	86
Figure 5.9	Calcul du coefficient de sécurité selon Eurocode7	88
Figure 5.10	Variation du coefficient de sécurité de niveau(1) par différentes méthodes	90
Figure 5.11	Variation du coefficient de sécurité du niveau(2) par différentes méthodes	91
Figure 5.12	Variation du coefficient de sécurité du niveau(3) par différentes méthodes	92
Figure 5.13	Variation du coefficient de sécurité du niveau 4 (Modèle de référence) par différentes méthodes.	93
Figure 5.14	Variation du coefficient de sécurité du niveau(5) par différentes méthodes	94
Figure 5.15	Variation du coefficient de sécurité du niveau(6) par différentes méthodes	95
Figure 5.16	Variation du coefficient de sécurité du niveau(7) par	96

	différentes méthodes	
Figure 5.17	Influence de l'action sismique horizontale sur le coefficient de sécurité	98
Figure 5.18	Influence de la charge sismique horizontale et verticale positive sur le coefficient de sécurité	100
Figure 5.19	Influence de l'action sismique horizontale et verticale négative sur le coefficient de sécurité	101
Figure 5.20	Influence de la charge du trafic routier sur le coefficient de sécurité	102
Figure 5.21	Influence de La cohésion sur le coefficient de sécurité	104
Figure 5.22	Influence de l'angle de frottement interne sur le coefficient de sécurité	105

Liste des photos

Chapitre 01		Page
Photo 1.1	Le phénomène d'effondrements	5
Photo 1.2	Les écroulements	5
Photo 1.3	La chute de blocs	5
Photo 1.4	Le phénomène de la coulée de boue	6
Photo 1.5	Le phénomène de la coulée de boue	6
Photo 1.6	Les affaissements	7
Photo 1.7	Les tassements (Guelma CW27)	8
Photo 1.8	La solifluxion	10
Photo 1.9	Le phénomène de glissement boueux	13
Photo 1.10	Glissements de coulées	14
 Chapitre 03		
Photo 3.1	Dispositif du sondage peu profond	46
Photo 3.2	Foreuse mécanique	47
Photo 3.3	Homogénéisation de la prise d'essai	50
Photo 3.4	La coupelle de Casagrande	51
Photo 3.5	pénétrömètre à cône	52
Photo 3.6	Confection des rouleaux pour la limite de plasticité	53
Photo 3.7	Tamis à mailles carrées normalisées	54
Photo 3.8	Dispositif de l'essai de cisaillement	55
Photo 3.9	Echantillons en phase de saturation	58
Photo 3.10	Vue générale de l'appareil Oedométrique	60
Photo 3.11	Piezocône	62
 Chapitre 04		
Photo 4.1	Vue aérienne du site de Bouhamdane	64
Photo 4.2	Vue générale du point de glissement de Bouhamdane	65
Photo 4.3	Glissement de Bouhamdane	67
Photo 4.4	Lagune en amont du CW.PK 60+300	73
Photo 4.5	Le sapement des berges de l'oued Bouhamdane	74
Photo 4.6	Glissement au niveau de la pente	75
Photo 4.7	La phase de réalisation de tranche drainante	77

Liste des tableaux

Chapitre 01		Page
Tableau 1.1	Différentes classes de mouvements de terrain	4
Tableau 1.2	Les principaux points de glissements survenus durant l'année 2012 dans la région de Guelma.	22
Chapitre 02		
Tableau 2.1	Calcul du coefficient de sécurité par la méthode de Fellenius	29
Tableau 2.2	Différents paramètres pour chaque tranche calculés par (SLIDE 6.0)	30
Tableau 2.3	Différents paramètres calculés par (SLIDE 6.0)	36
Tableau 2.4	Valeurs de F_s en fonction de l'importance de l'ouvrage	43
Tableau 2.5	Conditions d'équilibre statique satisfaites par les méthodes d'équilibre limite	45
Chapitre 03		
Tableau 3.1	la vitesse de phase d'application de σ_N et la phase de cisaillement dépend de type d'essai	56
Tableau 3.2	Paramètre des essais géotechniques	63
Chapitre 05		
Tableau 5.1	Variation du coefficient de sécurité en fonction du nombre de centres de cercles de glissement par différentes méthodes.	81
Tableau 5.2	Variation du coefficient de sécurité en fonction de la position du maillage (Méthode de Fellenius)	85
Tableau 5.3	Coefficient de sécurité selon Eurocode7	87
Tableau 5.4	Les coordonnées de différents niveaux de la nappe phréatique	89
Tableau 5.5	Influence du niveau 01 de la nappe sur le coefficient de sécurité	89
Tableau 5.6	Influence du niveau 02 de la nappe sur le coefficient de sécurité	90
Tableau 5.7	Influence du niveau 03 de la nappe sur le coefficient de sécurité	91
Tableau 5.8	Influence du niveau 04 de la nappe sur le coefficient de sécurité	92
Tableau 5.9	Influence du niveau 05 de la nappe sur le coefficient de sécurité	93
Tableau 5.10	Influence du niveau 06 de la nappe sur le coefficient de	94

	sécurité	
Tableau5.11	Influence du niveau 07 de la nappe sur le coefficient de sécurité	95
Tableau5.12	Influence du niveau de la nappe sur le pourcentage de variation de coefficient de sécurité	96
Tableau5.13	le coefficient de sécurité en fonction de l'action sismique par différentes méthodes	98
Tableau5.14	Coefficient de sécurité(F_S) en fonction de la charge sismique (horizontale et verticale) Par différentes méthodes	99
Tableau5.15	Coefficient de sécurité(F_S) en fonction de l'action sismique horizontale et verticale par différentes méthodes	100
Tableau5.16	Influence de la charge de trafic routier sur le coefficient de sécurité	102
Tableau5.17	Variation de coefficient de sécurité en fonction de La cohésion	103
Tableau5.18	Variation du coefficient de sécurité en fonction de l'angle de frottement interne	105

Notations et symboles

Symbole	Définition	Unité
C	Cohésion apparente	$[\text{KN}/\text{m}^2]$
C'	Cohésion drainée à long terme	$[\text{KN}/\text{m}^2]$
C_u	Cohésion non drainée à court terme	$[\text{KN}/\text{m}^2]$
f_0	Coefficient correcteur empirique de Janbu	$[-]$
H	Hauteur de tranche	$[\text{m}]$
U	Force de pression interstitielle (hydraulique)	$[\text{KN}/\text{m}]$
A	L'angle d'inclinaison du talus par rapport à l'horizontale	$[\text{°}]$
γ	Poids volumique apparente	$[\text{KN}/\text{m}^2]$
γ_{sat}	Poids volumique saturé	$[\text{KN}/\text{m}^2]$
γ_w	Poids volumique de l'eau	$[\text{KN}/\text{m}^2]$
φ	L'angle de frottement	$[\text{°}]$
φ'	L'angle de frottement drainé	$[\text{°}]$
φ_{11}	L'angle de frottement non drainé	$[\text{°}]$
σ	Contrainte total	$[\text{KN}/\text{m}^2]$
σ'	Contrainte total effective	$[\text{KN}/\text{m}^2]$
τ	Contrainte de cisaillement sur la surface de rupture	$[\text{KN}/\text{m}^2]$
τ_m	Contrainte mobilisée	$[\text{KN}/\text{m}^2]$
τ_{max}	La résistance de cisaillement maximale	$[\text{KN}/\text{m}^2]$

Introduction générale

Le phénomène de glissement de terrain est considéré comme danger naturel permanent rencontré dans tous les pays du monde car l'importance des effets de glissement pouvant engendrer des dégâts humains et matériels pouvant se chiffrer en plusieurs millions de Dollars dont les gouvernements doivent prêter beaucoup d'attention.

Pour cela, il faut tenir compte de ce phénomène et de ses dangers, et de prendre les précautions convenable pour détecter les zones instables afin de trouver les meilleures solutions de protection ou de traitement.

Notre mémoire est scindé en cinq chapitres :

Le premier chapitre est consacré à une étude bibliographique et des connaissances relatives au phénomène de mouvements de terrain. Les différents types de mouvements de terrain sont expliqués en détails dans ce chapitre.

Dans le deuxième chapitre, nous décrivons les différentes méthodes de calcul qui peuvent être utilisées dans l'analyse de la stabilité des talus.

Le troisième chapitre sert à identifier les différents paramètres du sol, soit par des essais in situ ou des essais au laboratoire.

Le chapitre quatre est dédié au traitement d'un cas pratique de glissement d'un talus routier sur la CW 27 (PK60+300), en utilisant deux logiciels Slide 6.0 et flac/Slope 5.00.

Le dernier chapitre est consacré à une étude paramétrique qui montre, l'effet des paramètres de modélisation et les paramètres géotechniques sur les résultats du calcul. La comparaison est présentée sous forme graphique pour chaque paramètre.



Chapitre 01

Généralités

2012

1.1 Introduction

Les mouvements de terrain, sont des phénomènes naturels d'origines diverses, résultant de la rupture et du déplacement du sol.

Ces phénomènes sont largement répandus dans certaines régions du monde. Qu'ils peuvent se placer au premier rang en termes de coûts économiques et de pertes humaines, avant les tremblements de terre et des éruptions volcaniques. Dans le monde, les mouvements de terrain provoquent la mort de 800 à 1000 Personnes par an, sans compter les mouvements dus aux séismes, probablement les meurtriers .

Les mouvements de terrain, sont classés comme des risques naturels.

Leur apparition est conditionnée par les contextes géologiques, hydrogéologiques et topographiques, aggravées par les conditions météorologiques ou anthropiques.

La présence de l'eau dans le sol joue un rôle déstabilisant qui peut être un facteur principal influençant les glissements de terrain.

Les fluctuations des niveaux des nappes souterraines, liées aux conditions météorologiques, ou parfois aux actions humaines, sont très souvent à l'origine de déclenchement des mouvements de versants : glissements, éboulements, coulées de boues ou laves torrentielles.

Ce phénomène, peut provoquer outre la mort d'une dizaine de personnes, l'endommagement du cadre bâti du tissu urbain, la destruction des ouvrages et l'obstruction des voies de communication, ces mouvements ont aussi un effet désastreux sur l'environnement, comme la destruction des forêts, le recul du littoral et la modification du réseau d'écoulement superficiel...etc.

Vu les effets importants de ce phénomène, considéré parmi les aléas naturels et hormis le phénomène sismique qui concerne l'ensemble de la zone du nord du pays et les hauts plateaux, le risque relatif au glissement de terrain est certainement le plus répandu à travers le territoire national.

Cet aléa naturel présente donc la caractéristique d'être souvent provoqué ou amplifié par l'activité humaine inhérente à la l'urbanisation.

A ce propos, plusieurs cas de glissements de terrains sont recensés de manière régulière (Bejaia, Skikda, Constantine, Oran, Tizi-Ouzou, Souk Ahras et Guelma) portant essentiellement atteinte à l'économie et nécessitant d'être traités en utilisant des techniques modernes.

1.2 Mouvements de terrain

Les mouvements de terrain sont les manifestations du déplacement gravitaire de masses de terrain déstabilisées sous l'effet de sollicitations naturelles (fonte des neiges, pluviométrie anormalement forte, séisme, etc.) ou anthropiques (terrassement, vibration, déboisement, exploitation de matériaux ou de nappes aquifères, etc.).

Ils recouvrent des formes très diverses qui résultent de la multiplicité des mécanismes initiateurs (érosion, dissolution, déformation et rupture sous charge statique ou dynamique), eux-mêmes liés à la complexité des comportements géotechniques des matériaux sollicités et des conditions de gisement (structure géologique, géométrie des réseaux de fractures, caractéristiques des nappes aquifères, etc.) .

1.3 Classification des mouvements de terrain

La plupart des classifications récentes restent fondées sur ces deux facteurs :

- le type de mouvements ;
- le type de matériau.

Auxquels s'ajoutent le type et la quantité du fluide agissant sur le déplacement c.à.d. l'air et surtout l'eau.

Le type de mouvements constituant les glissements de terrain sont les suivants :

Chute de blocs ou éboulement, basculement, glissement, déplacement latéral et coulées.

Les matériaux contenus dans un mouvement de terrain peuvent être des roches cohérentes ou de terrains meubles. Ces matériaux déplacés peuvent être secs humides ou saturés. Certains types de déplacements donnent presque automatiquement des indications sur les ordres de grandeur des vitesses atteintes. Le tableau (1.1) montre les différentes classes de mouvements de terrain et leurs vitesses y afférentes. [1]

Tableau 1.1 Différentes classes de mouvements de terrain

Classe	Description	Vitesse
1	Extrêmement rapide	5m/sec
2	Très rapide	3m/min
3	Rapide	1.8m/heure
4	Modéré	1.3m/mois
5	Lent	1.6m/an
6	Très lent	16mm/an
7	Extrêmement lent	-

1.4 Type de mouvements de terrain

1.4.1 *Mouvements rapides et discontinus*

Caractérisés par leur brutalité, qui peuvent être scindés en deux groupes, selon le mode de déplacement de matériaux en masse ou à l'état remanié. [3]

Bien qu'ils soient moins dangereux que certains risques naturels tels que les séismes ou les inondations, les mouvements de terrain par leur diversité, leur fréquence et leur large extension géographique sont responsables de dommages et de préjudices humains importants parmi eux on distingue :

1.4.1.1 *Les effondrements*

Sont des mouvements gravitaires, à composante verticale, qui se produisent de façon plus ou moins brutale et spontanée, ils résultent de la rupture des appuis ou du toit d'une cavité naturelle ou artificielle préexistante. L'effondrement peut être ponctuel ou généralisé s'il concerne des surfaces importantes. Dans le premier cas l'ouverture d'excavation est grossièrement cylindrique dont le diamètre est généralement inférieur à 50 cm est appelée fontis. l'action humaine peut être également responsable des effondrements, conséquence du creusement des galeries souterraines ou de fuites de réseaux d'assainissement. [3]



Photo 1.1 Le phénomène d'effondrements

1.4.1.2 Les écroulements et chute de blocs

Ce phénomène affecte les fronts de carrières ou de falaise, il se manifeste par le déclenchement d'éléments et va de la simple chute de pierre à l'éboulement catastrophique. Les blocs déstabilisés, dont le volume est très variable, peuvent s'accumuler au pied de l'escarpement, ou dévaler un talus sur une grande distance suivant le volume total éboulé (NF P95-307), on distingue :

- Les chutes de pierres ou de blocs d'un volume total inférieur à une centaine de m^3 ;
- Les éboulements en masse d'un volume compris entre des centaines et des centaines de milliers de m^3 ;
- Les éboulements en grande masse ou écroulement d'un volume supérieur au million de m^3 (voir photos 1.2 et 1.3).



Photo 1.2 Les écroulements



Photo 1.3 La chute de blocs

1.4.1.3 Les laves torrentielles

Résultent du transport de matériaux en coulées visqueuses ou fluides dans les torrents de montagnes (voir figure 1.1).

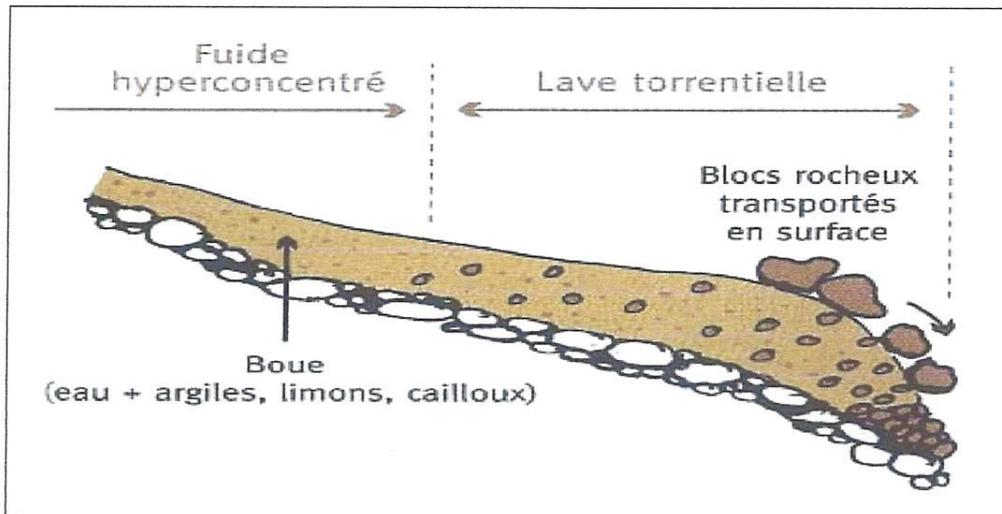


Figure 1.1 Le phénomène de laves torrentielles

1.4.1.4 Les coulées de boue

Sont des mouvements rapides d'une masse de matériaux remaniés, à forte teneur en eau et de consistance plus ou moins visqueuse. Elles prennent fréquemment naissance dans la partie aval d'un glissement de terrain.



Photos 1.4 et 1.5 Le phénomène de la coulée de boue

1.4.2 Les mouvements lents et continus

Dans ce type de mouvements, la déformation est progressive et peut être accompagnée de rupture, mais en principe d'aucune accélération brutale.

Ils peuvent induire lentement, mais de façon continue, des dégâts et des destructions de voies de communication, de bâtiments, de culture et des forêts.

Parmi les mouvements lents, les plus souvent continus dans le temps on distingue :

1.4.2.1 Les affaissements

Ils sont généralement consécutifs à l'effondrement de vides naturels (dissolution des roches solubles, gypse, calcaires... etc.), à celui des mines ou à celui des carrières souterraines mais ces effondrements sont amortis par les comportements des couches superficielles dont la souplesse leur permet de se déformer lentement.



Photo 1.6 affaissement sur 200 mètres de longueur et 6 m de profondeur. La RN 24 coupée à la circulation à Tighremt wilaya de Bejaia (Est Algérie).

1.4.2.2 Les tassements

Ils sont généralement dus à la diminution du volume du sous-sol sous l'effet des charges appliquées au niveau du sol. Le plus souvent, la diminution de volume est liée à l'abaissement du niveau des aquifères (surexploitation). Ces tassements affectent surtout les terrains de vase et de tourbe, s'appuyant sur des couches aquifères (sables, graviers, alluvion... etc.)



Photo.1.7 Les tassements (CW27 Guelma)

1.4.2.3 Phénomènes de gonflement-retrait

Ils sont liés aux changements d'humidité des sols argileux et les marnes qui sont capables de fixer l'eau disponible, mais aussi de la perdre en se rétractant en cas de sécheresse. Ce phénomène peut provoquer des dégâts importants aux constructions (fissuration)

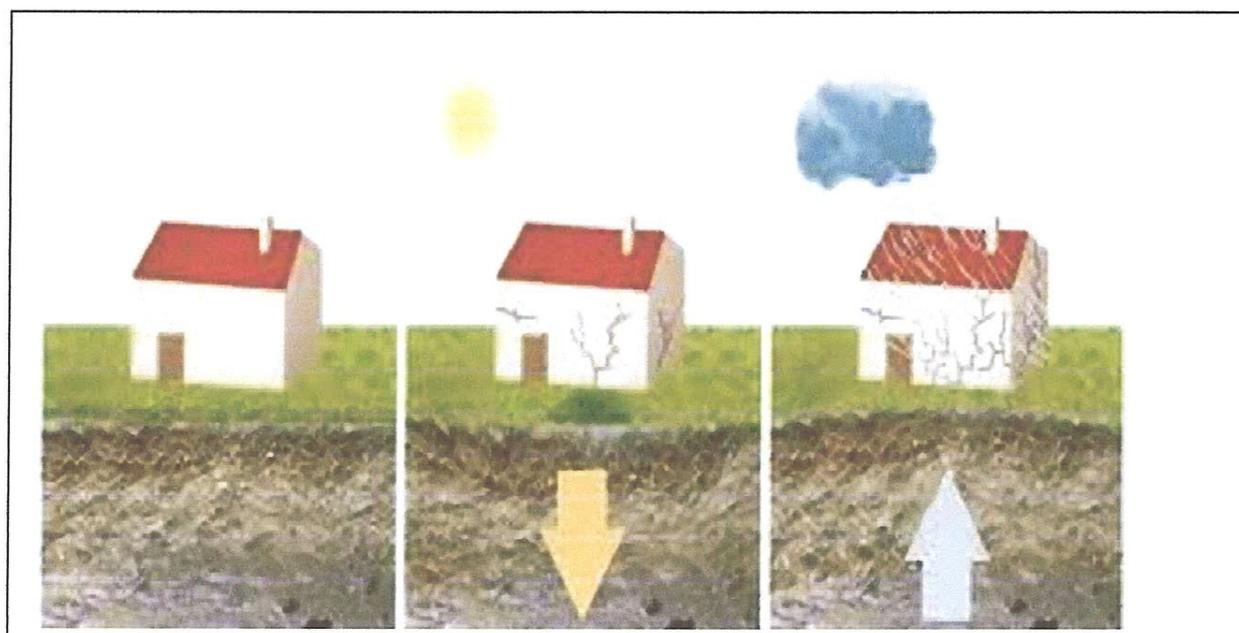


Figure.1.2 Les phénomènes de gonflement-retrait

1.4.2.4 Le fluage

Le fluage est un mouvement quasi-continu à vitesse faible résultant d'un état d'équilibre instable, la surface de rupture est mal définie c'est le cas par exemple d'un déplacement de terrain affectant, sans cause apparente, tout un versant.

Le fluage se caractérise par un mouvement qui se produit lentement sans modification des efforts appliqués. En fait, ces efforts conduisent à une sollicitation de la structure proche du sol de la rupture.

Il est influencé par les deux facteurs suivants:

- Gel, dégel ;
- Saisons sèches et pluviales.

Il se produit fréquemment dans les pentes formées des argiles gonflantes, on peut le remarquer par l'ondulation du sol et l'inclinaison d'arbres.

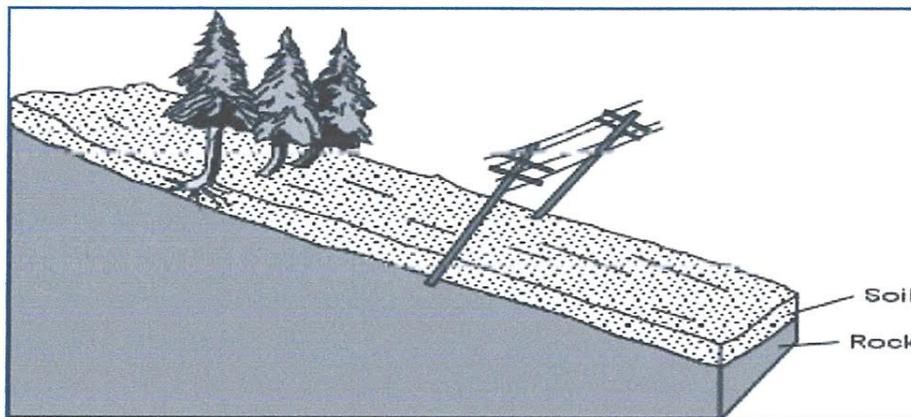


Figure 1.3 Le mécanisme de fluage

1.4.2.5 La solifluxion

La solifluxion ou reptation est un cas particulier de fluage. Il concerne les couches de sol superficielles. Ce phénomène est dû aux variations volumiques du sol en relation avec les cycles de gel et dégel. La solifluxion se repère par la présence d'ondulation du sol et l'inclinaison des arbres. Elle se produit dans les pentes taillées dans des argiles gonflantes.[4]

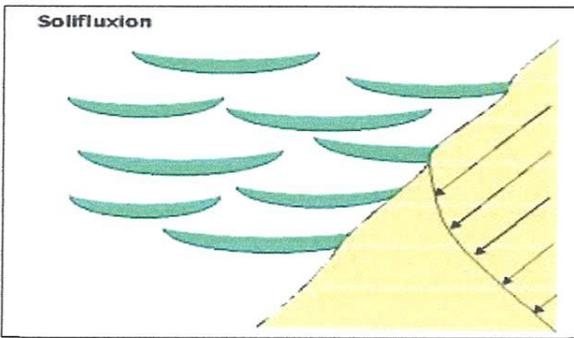


Figure 1.4 La solifluxion



Photo 1.8 La solifluxion

1.4.2.6 Les glissements de terrain

1.4.2.6.1 Glissements rotationnels

Ils se produisent dans des sols homogènes où les discontinuités géologiques sont absentes, ou insuffisantes pour influencer notablement la forme et la position de la surface de glissement. Celle-ci est concave, à pente forte vers le haut du versant, et aplatie vers le bas d'où des applications, comme fauteuil, ou en cuillère, faisant référence au profil et à la forme générale (voir figure 1.5).

Dans le calcul de la stabilité, la surface de glissement est assimilée à un arc de cercle et le mouvement s'apparente à une rotation de masse glissée autour du centre de cercle.

En réalité la forme de la surface de glissement des versants naturels est presque toujours éloignée du cercle.[5]

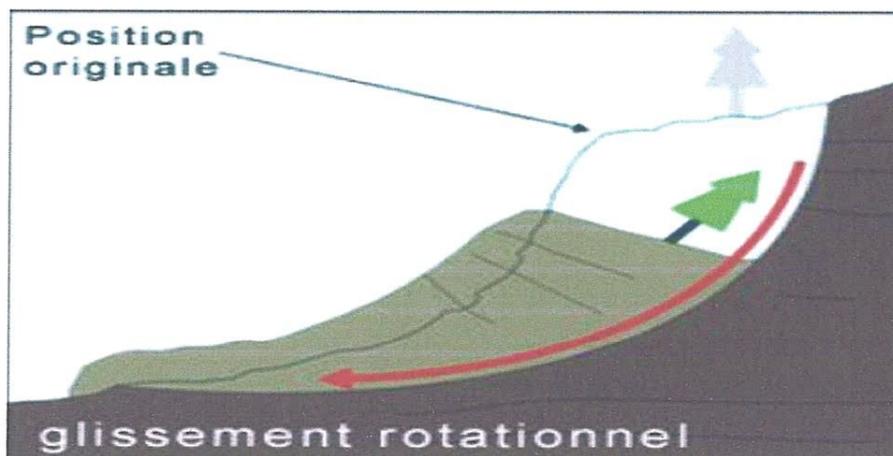


Figure 1.5 Les glissements rotationnels

1.4.2.6.2 Glissements plans

Le mouvement est une ligne sur un plan incliné plus ou moins régulier. Il peut être :

- un glissement d'une couche mince de caractéristique médiocre sur un substratum, une telle couche est appelée couche savon ;
- un glissement par extension d'une couche peu résistante ;
- un glissement d'un matériau d'altération ou sur un niveau 'lubrification'
(Limons sur argile par exemple).

Dans ce cas, la limite entre le glissement et le fluage peut être mal définie

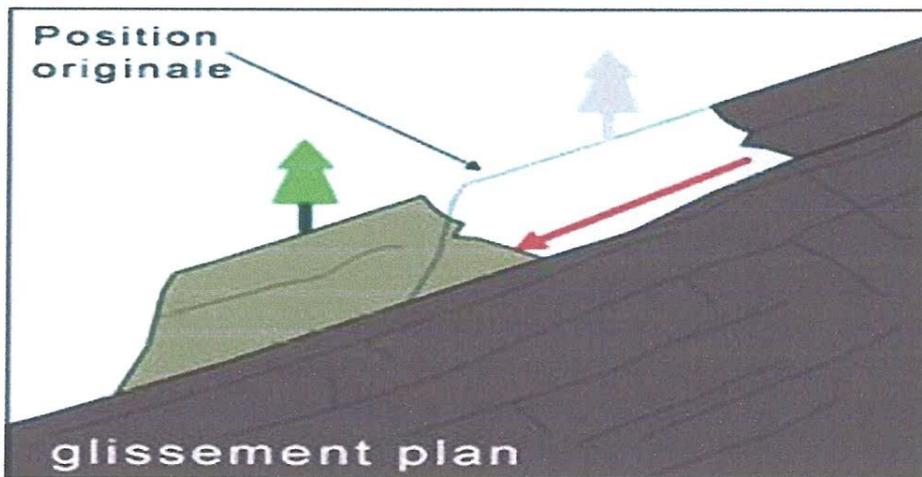


Figure 1.6 Les glissements plans

1.4.2.6.3 Glissements sur une discontinuité préexistante

Les discontinuités qui favorisent le glissement le long d'un versant sont celles qui sont sensiblement parallèles au versant, et constituant des surfaces de glissement potentielles, superficielles quand il s'agit par exemple de la limite qui sépare un sol de la roche qui le supporte, parfois plus profondes, et plus nettes, quand il s'agit de discontinuités structurales dans des roches sédimentaires. [5]

1.4.2.6.4 Glissements complexes

Les glissements complexes ont souvent une surface de rupture non circulaire et parfois quelconque.

Ces ruptures peuvent avoir différentes causes :

- anisotropie de structure ;
- anisotropie mécanique ;
- caractéristiques mécaniques variant en profondeur ;
- suppression d'une butée entraînant de rupture régressive ou effondrante.

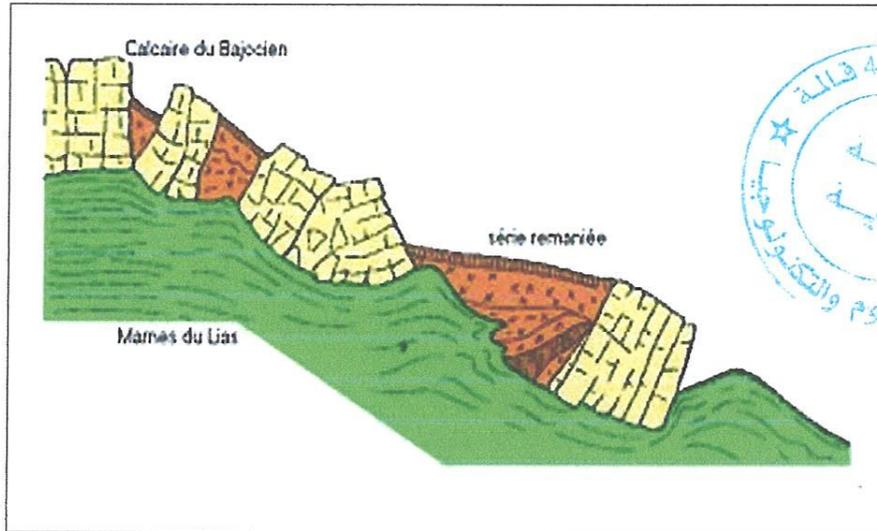
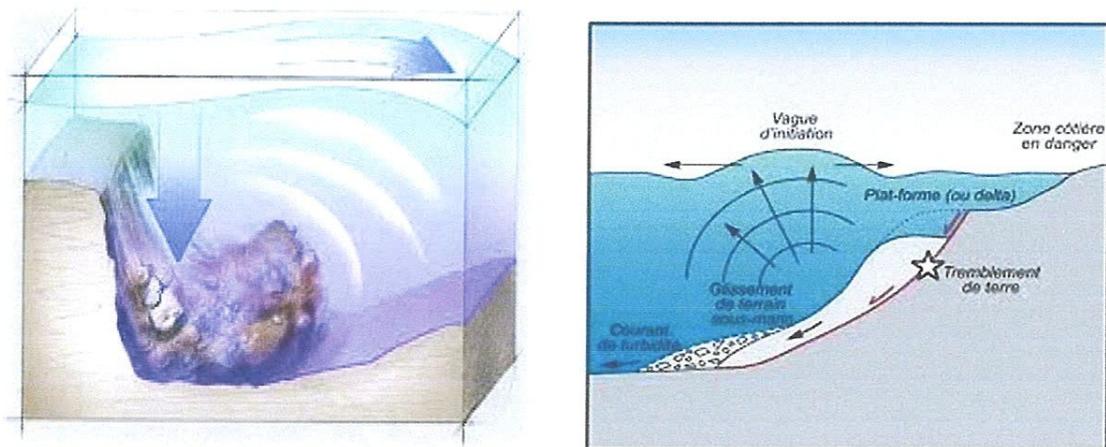


Figure 1.7 Les glissements composites et complexes

1.4.2.6.5 Glissements sous marins

Ils se produisent dans des sédiments d'étriques sableux terrigènes apportés par les rivières sur certaines bordures du plateau continental pendant les périodes de bas niveau marin. Les glissements actuels se provoquent par des tremblements de terre ou des courants de turbidité, ils se produisent également dans les deltas sous marins littoraux actuels.[5]



Figures 1.8 et 1.9 : Les glissements sous marins

1.4.2.6.6 Glissements écoulements

On peut ranger sous cette rubrique des mouvements de matériaux dont le mode initial (glissement) évolue vers un mode de déplacement différent (écoulement).

a. glissement boueux

Les glissements boueux ont été définis comme des mouvements de masse dans lesquels des matériaux argileux, limoneux ou très finement avancent principalement par glissement sur des surfaces de cisaillement aux limites, avec une lenteur relative, et constituent des accumulations lobées ou allongées.

Ces glissements de boue se produisent dans des argiles saturées de tous types, gonflantes ou non, provenant d'argilites ou de marnes ou grès altérés, les matériaux ont un indice de plasticité de 20 à 30%, un indice de liquidité de 0.02 à 0.5, une densité de 1.7 à 2g/cm³. [5]



Photo 1.9 Le phénomène de glissement boueux

b. Glissements de coulées

Est un mouvement rapide d'une masse remaniée. A forte teneur en eau et de consistance plus au moins visqueuse, elle prend fréquemment naissances dans la partie aval d'un glissement de terrain.

La coulée boueuse est généralement amorcée par un glissement rotationnel profond atteignant l'argile intacte, en bordure de cours d'eau, suivi d'une succession de rupture affectant le sommet du talus sur une distance très variable (voir figure 1.10)

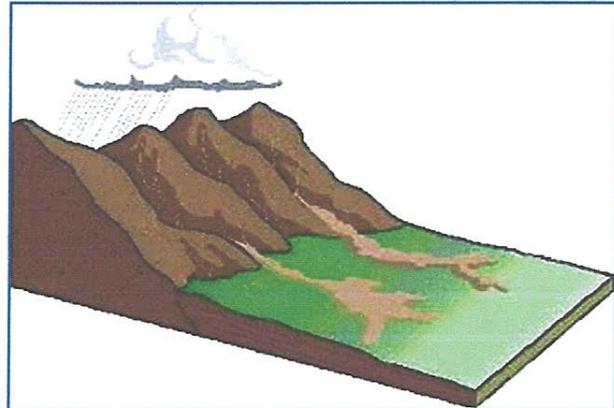


Photo 1.10 Glissements de coulées

Figure 1.10 Glissements de coulées

1.5 Identification de danger de glissement

L'identification des dangers dus aux mouvements de terrain repose sur une documentation objective de diverses observations et mesures impliquant un danger donné. Il faut s'assurer de prendre en compte les différentes observations sur le site ainsi que les relevés inclinométriques en essayant de bien les interpréter.

1.5.1 Documents de base

Parmi les documents de base, on distingue :

1.5.1.1 Cartes topographiques

La carte topographique est le document de base pour toute analyse de stabilité. Elle contient un nombre d'informations pertinentes pour l'identification des dangers sous forme de symboles, de signes et d'autres éléments graphiques. Ainsi, par exemple, la morphologie des zones en glissement est souvent visible par le bombement des courbes de niveau; des symboles de blocs éboulés au pied d'une falaise peuvent laisser présager une production notable d'éboulis.

Le levé topographique se fait à l'échelle locale directement sur la zone concernée par le glissement, nous permet de bien tracer le profil en travers du site et de bien décrire les différentes couches des sols ainsi que leurs caractéristiques physico - mécaniques pris en compte pour l'évaluation de la stabilité du site.

1.5.1.2 Cartes géologiques

La carte géologique donne des renseignements utiles sur la lithologie, sur l'agencement structural (orientation et pendage des couches et des discontinuités) et sur la couverture quaternaire (moraine, éboulis ou glissement de terrain, par exemple).

Elle donne encore des indications sur les circulations d'eau souterraine en milieu poreux et fissuré. Sur la base de ces données cartographiques, on peut reconstituer la structure tridimensionnelle des unités géologiques et évaluer le contexte de formation de possibles mouvements de terrain.

Les différents phénomènes d'instabilité de pente, comme les glissements ou les éboulements généralisés sont représentés en général sur une carte géologique au 1/25000 par leur périmètre. Il n'est pas fait mention de l'intensité ou de la fréquence de ces divers phénomènes.

Ces informations permettent toutefois de localiser les zones sensibles aux mouvements de terrain, qui devront faire l'objet d'études plus poussées.

1.5.2 Documentation des événements

La documentation des événements correspond à une liste d'événements observés.

Cette documentation comprend des données descriptives sur les processus déterminants, les dommages constatés, la zone affectée, les facteurs déclenchant (en particulier les conditions météorologiques), de même que d'autres données concernant le déroulement de l'événement.

La description d'un événement peut être faite avec plus ou moins de détails selon son importance et selon les dommages causés. Dans chaque cas, la documentation des événements donne au moins une réponse à la question «Que s'est-il passé, quand, où et avec quelle ampleur?».

La documentation détaillée des événements doit en outre répondre aux questions: «Comment l'événement en cause s'est-il déroulé?» et «Pourquoi y a-t-il eu des dégâts?». Elle joue un grand rôle lors de phénomènes ayant des effets considérables et devrait être bien étayée.

1.5.2.1 Carte des phénomènes

La carte des phénomènes et le texte qui l'accompagne recensent les signes et indicateurs observés sur le terrain et procède à leur interprétation objective.

Elle représente les phénomènes liés à des processus dangereux et décrit les secteurs exposés indépendamment du degré de danger.

L'analyse de terrain contribue à l'établissement de la carte des phénomènes; elle est un complément important de la documentation de l'événement et sert à la reconnaissance et à l'estimation des types de danger possibles (configuration, mécanisme de déclenchement, genre d'effets). Le relevé de terrain s'appuie d'une part sur l'observation et l'interprétation des formes du terrain (par exemple, les endroits critiques), sur les propriétés structurales et géomécaniques des surfaces de discontinuité dans la zone de départ des processus d'éboulement, et d'autre part sur des informations relevés sur place, (par exemple, blocs éboulés) résultant des événements dangereux antérieurs et actuels.

1.5.2.2 Les effets dommageables possibles

a- Glissements de terrain

a.1 - Intensité forte

Les modifications importantes affectant le terrain conduisent à des mouvements différentiels notables du sous-sol et portent un sérieux préjudice à la stabilité des bâtiments. Suite aux fissures qui se développent dans les éléments de structure du bâtiment, aux tassements qu'ils subissent et à leur basculement, une destruction partielle ou totale des bâtiments est possible.

Les portes et les fenêtres ne peuvent plus être utilisées. Les hommes et les animaux sont mis en danger dans les bâtiments. En cas d'écroulement, il y a danger de mort. Des réparations ne peuvent être réalisées qu'à grands frais. La plupart du temps, toutefois, les dommages structurels sont si graves qu'une évacuation et la destruction du bâtiment sont inévitables. Les infrastructures sont fortement affectées (par exemple, routes coupées). Il se produit des ruptures de conduites.

a.2 - Intensité moyenne

Les mouvements de terrain causent des fissures dans les murs, mais cependant pas aux éléments de la structure qui garantissent la stabilité du bâtiment. L'étanchéité des joints et les liaisons entre les différentes parties du bâtiment sont endommagées. Les portes et les fenêtres coincent. Les hommes et les

animaux ne sont pas immédiatement mis en danger dans les bâtiments. Les dommages concernent cependant la qualité de l'habitat. En général, des réparations sont réalisables avec des moyens raisonnables.

Les infrastructures subissent des dommages (par exemple, déformations des routes et des conduites superficielles et souterraines). Les drainages peuvent se boucher.

a.3 - Intensité faible

De petits mouvements de terrain conduisent à des dommages légers (petites fissures, dégâts aux crépis). La stabilité du bâtiment n'est en aucune manière affectée. Les bâtiments rigides de grande taille ne sont en général pas touchés. Les hommes et les animaux ne sont pas mis en danger. Les routes peuvent présenter des dommages insignifiants.

b- Processus d'éboulement

b.1 - Intensité forte

L'impact de pierres et de blocs conduit à de graves dommages. De grosses fissures dans les murs porteurs de l'immeuble et des trous dans les parois ou le toit, peuvent conduire à une destruction partielle ou totale.

b.2 - Intensité moyenne

L'impact des pierres cause des dommages plus ou moins grands aux parois selon les caractéristiques de la construction, mais ne met pas en cause la stabilité du bâtiment (à condition que l'immeuble ait été adéquatement conçu et testé en conséquence). Les portes sont fortement endommagées ou détruites. Les hommes et les animaux sont mis en danger dans les bâtiments.

Les routes et les conduites superficielles peuvent être endommagées et momentanément coupées.

b.3 - Intensité faible

En cas de chutes de blocs, les parois peuvent être perforées. Les hommes et les animaux ne sont en général pratiquement pas mis en danger dans les bâtiments (une note de calcul justificative est nécessaire).

c- Coulées de terre

c.1 - Intensité forte

L'impact de grandes masses de graviers, de boue et de bois, mêlés à de l'eau, sur les structures porteuses des bâtiments, peut conduire à de graves dommages structurels ou à une destruction soudaine. Les hommes et les animaux sont fortement menacés suite aux dangers d'interruption de la coulée et d'inondation.

Les réparations impliquent souvent de grands frais. Les modifications substantielles du terrain avec de grandes zones d'érosion, des dépôts de graviers et des inondations conduisent à l'interruption, l'endommagement ou la destruction des infrastructures (par exemple routes, conduites).

c.2 - Intensité moyenne

Malgré leur faible épaisseur, les coulées de terre sont dangereuses à cause des blocs et graviers transportés.

L'impact des pierres et des blocs et l'irruption de l'eau peuvent causer des dommages à l'enveloppe du bâtiment et à l'intérieur, sans toutefois mettre en cause la stabilité du bâtiment.

c.3 - Intensité faible

Ne s'applique pratiquement, dans le périmètre d'écoulement des coulées de terre, que dans le cas de masses de matériaux d'épaisseur réduite ou dont le mouvement a été freiné, ou encore dans le cas d'une irruption d'eau. Dommages modestes à l'enveloppe du bâtiment ou à l'intérieur. La stabilité du bâtiment n'est affectée en aucune manière. Les personnes et les animaux sont peu menacés à l'extérieur.

Toutes ces informations ne présentent qu'un outil d'alerte pour sélectionner les zones qui portent un risque probable de glissement, mais ne sont jamais suffisantes pour identifier le danger d'une manière fiable. Pour cela elles doivent être complétées par d'autres informations (essai in situ et au laboratoire) approfondies permettant d'identifier le danger plus précisément

1.5.3 Les inclinomètres

L'emploi des inclinomètres reste la méthode la plus sûre pour déceler les surfaces de glissement.

1.5.3.1 Principe

Un tube déformable est placé dans un forage de faible diamètre et une sonde de mesure est descendue à l'intérieur. Celle-ci fournit, à toute profondeur, l'inclinaison du tubage sur la verticale, et les mesures espacées dans le temps permettent de repérer le ou les surfaces de glissement.

L'inclinomètre est un appareil très sensible (déformation horizontale de 0.1 mm/m). Son principal inconvénient est qu'il ne peut servir dès que la sonde ne passe plus à cause de la déformation du tubage (pratiquement pour 2 à 3 cm de déplacement).

1.5.3.2 Précautions

A la mise en place, les tubes doivent être scellés à la paroi du forage et leur pied doit en principe être scellé dans le substratum stable ; les têtes doivent faire l'objet de levés géométriques périodiques très précis.

L'efficacité d'un tube sera accrue si l'on adopte les deux principes suivants :

- suivi topographique de la tête du tube dans le temps (on ne sait jamais avec certitude si le pied est fixe) ;
- mise en place à côté du tube et solidaire de ses déformations, d'un témoin aisément "relevable" de type niveau à bulle par exemple. La mesure des déformations d'un inclinomètre est en effet longue et délicate. Elle ne doit être faite que lorsqu'il y a effectivement mouvement ce qui n'est pas toujours visible sans témoin.

Il existe enfin un système plus rustique, consistant à descendre dans un tube PVC lisse des calibres de différentes longueurs et à noter à quelle profondeur ils bloquent. Ce système permet de détecter une seule surface de glissement. Pour les dimensions des calibres il faut respecter la relation suivante :

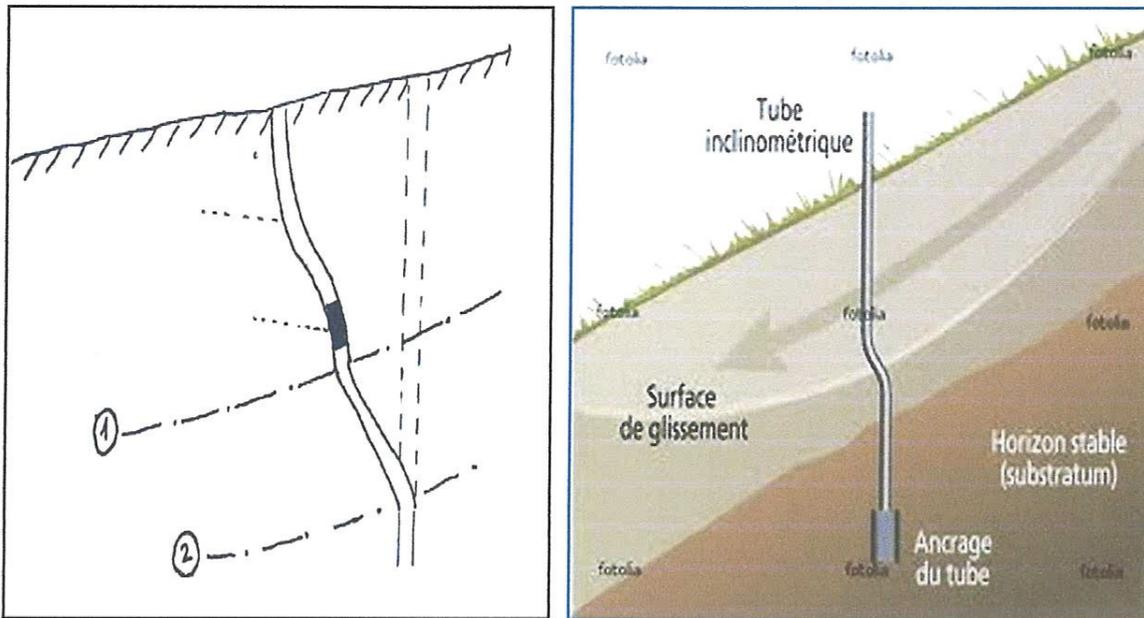
$$\frac{D - d}{L} \approx 0.01 \text{ à } 0.1$$

D : Diamètre du tube en PVC.

d : Diamètre du calibre (de forme cylindrique).

L : Longueur du calibre.

Le blocage du calibre a lieu pour des déplacements de 5 à 10cm.



Figures 1.11 et 1.12 Principe des calibres

1.6 Historique des risques de glissements de terrain dans le monde

Dans cette section, nous essayons de présenter quelques de glissements qui se sont manifestés dans le monde .

- Le 24 novembre 1248, en France en Mont Garnier, un éboulement en grande masse de 300 millions de m³ mobilisés a recouvert plusieurs villages et a causé la morte de 5000 personnes.
- En 1756 un glissement de terrain du à un séisme dans la chine a causé 100.000 victimes.
- En 1881 en Suisse, un éboulement en grande masse de 10 Millions de m³ de matériaux détruisant la ville d'Unterfal, et une partie de celle de d'Elm causant la morte de 115 personnes.
- Le 13 novembre 1932, un glissement de terrain à la colline des Balmas, Lyon Rhône a causé 40 victimes dans le quartier Saint-Jean.
- Le 09 octobre 1963 en Val Serpentine en Italie, un glissement de terrain a inondé six villages, laissant 2000 morts et six millions de livres de dégât.
- Le 16 avril 1970, en plateau d'Assy Haute-Savoie, des coulées boueuses avaient laissé 71 morts dans le sanatorium de Praz-Contant.
- En 1988 à Pétro Polise au Brésil, des coulées boueuses, ont causé la morte de 160 personnes et 10000 sans abri.

- Le 29 janvier 1988, un glissement de terrain, a Treuil, au nord de la ville de Gros Morne à Haïti après une forte pluie, bilan cinq personnes tuées, quatre maisons ensevelies et 10.000 m³ de matériaux déplacés.
- Le 29 mars 1993, en Equateur, un glissement de terrain de 20 millions de m³ de matériaux a causé plusieurs dizaines de victimes et entraînant le lac détruisant ainsi des voies de communications et une centrale thermodynamique.
- En décembre 1999 à Venezuela, un glissement de terrain et des centaines de coulées boueuses, avaient causé la morte de 20.000 personnes.
- Le 18 janvier 2002 en Indonésie et au Sumatra, une pluie torrentielle a causé un glissement de terrain qui a laissé 18 morts et 03 disparus.
- Le 27 juin 2002 un glissement de terrain, après une forte pluie dans la Chine a laissé 471 morts, 300 disparus, 4 blessés et 32000 sans abri.
- Le 04 août 2002 en Corée du sud, un glissement de terrain a causé une perte humaine de 31 victimes.
- Le 31 mars 2003, à Chima Bolivie, un glissement de terrain a laissé plusieurs centaines de disparus et la destruction de 400 habitations.
- Le 07 octobre 2003, un glissement de terrain à Vivy Mitchell, a causé la destruction de deux habitations et la fissuration de plusieurs d'autres.
- Le 17 février 2006, à la philippine, une coulée boueuse tombée sur un village fait plus de 300 morts et de 1500 disparus dans l'est du pays.
- Le 6 septembre 2008 à l'Égypte : Un gigantesque glissement de terrain dans un bidonville à l'est du Caire fait 69 morts.
- Le 8 septembre 2008 à la République populaire de Chine, une énorme coulée de boue provoquée par l'effondrement d'un bassin contenant les dépôts d'une mine de fer fait 267 morts dans le district de Xiangfen, province de Shanxi.
- Le 10 mai 2010 au Québec Canada, un glissement de terrain emporte une route et une résidence à Saint-Jude, bloquant ainsi le cours de la Rivière Savail et causant la mort de 4 personnes.
- Le 8 août 2010, au moins 96 personnes ont été tuées et 2.000 sont portées disparues après des glissements de terrain en Chine.

1.7 Glissements de terrain dans la région de Guelma

La région de Guelma qui se caractérise par son terrain accidenté et de sa nature argileuse est menacée par le phénomène de glissement qui touche plusieurs endroits. Le réseau routier est considérablement touché par ce phénomène. On compte plusieurs points de glissements survenus sur les routes nationales et sur les chemins de la wilaya, comme tableau le tableau 1.2.

**Tableau.1.2 Les principaux points de glissements survenus
durant l'année 2012 dans la région de Guelma. [2]**

Routes nationales (RN)	RN16 : PK65+500 RN20 : PK25+500 RN21 : PK45+500 RN80 : PK67+500
Chemins de la wilaya(CW)	CW27 :PK60+300 CW27 :PK56+200 CW27 :PK70+500 CW122:PK25+000 CW123:PK31+100

1.8. Conclusions

Dans ce chapitre nous avons décrit les différents types de mouvements de terrain. On s'aperçoit que les causes déclenchant ce phénomène sont multiples. Elles peuvent être naturelles (géologiques, hydrologiques et topographiques), aggravées par les conditions météorologiques ou anthropiques.



Chapitre 02

Méthodes de calcul du coefficient de sécurité

2012

2.1 Introduction

Les forces de gravité et d'écoulement tendent à causer des instabilités dans les talus naturels, dans les talus formés d'excavation et dans les talus de remblais et dans les barrages en terre.

Les plus importants types de rupture de talus sont illustrés dans La figure (2.1)

Dans les glissements rotationnels, la forme de la surface de rupture dans une section peut être un arc de cercle ou une courbe non circulaire. En général, les glissements circulaires sont associés aux conditions de sols homogènes. Les glissements plans et composés se produisent quand la forme de la surface de rupture est influencée par la présence d'une couche adjacente de résistance considérablement différente.

Les glissements plans tendent à se produire au dessous de la surface du talus : la surface de rupture est relativement plane et presque parallèle au talus.

Les glissements composés se produisent généralement quand la couche adjacente se trouve à une grande profondeur, la surface de rupture est composée de sections courbes et planes

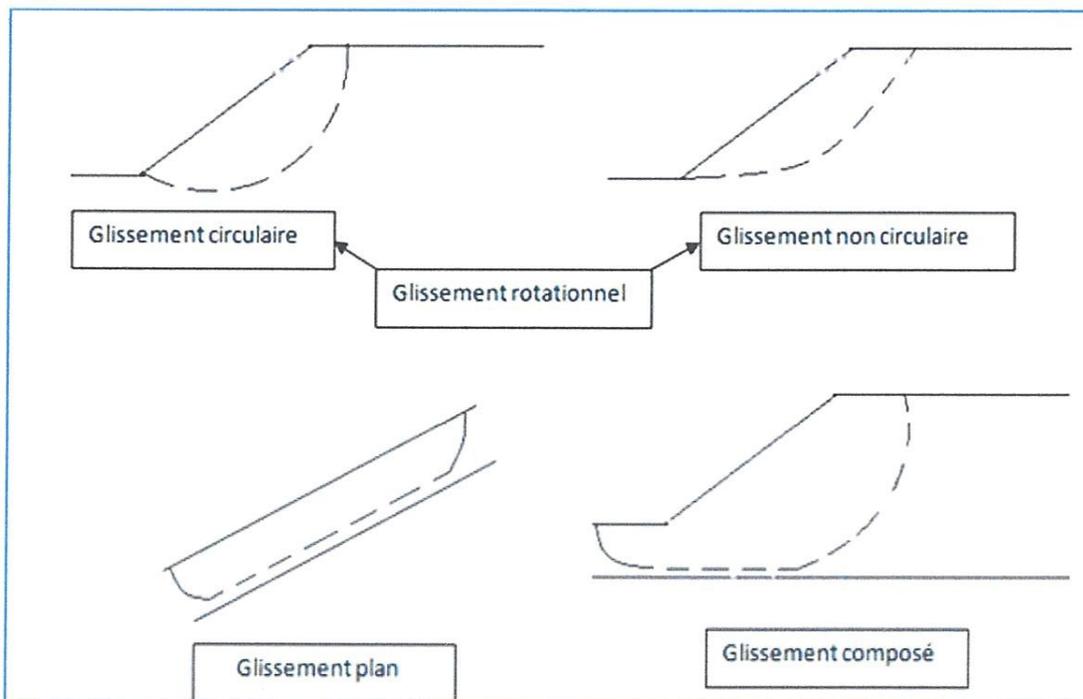


Figure 2.1 Les plus importants types de rupture des talus

2.2 Méthodes de calcul du coefficient de sécurité

2.2.1 Méthodes de l'équilibre des moments

2.2.1.1 Méthode ordinaire des tranches pour une surface de rupture circulaire

Dans cette méthode, la surface de rupture potentielle est supposée circulaire de centre (o) et de rayon(r). La masse du sol (ABCD) au-dessus de la surface de rupture (AC) est divisée par des plans verticaux en une série de tranches de largeur b, voir figure (2.2)

La base de chaque tranche est supposée une ligne droite. Pour chaque tranche, l'angle d'inclinaison de la base par rapport à l'horizontal est (α), la hauteur mesurée sur la ligne centrale est h, le coefficient de sécurité F_S est défini comme le rapport de la résistance au cisaillement disponible (τ_f) à la résistance de cisaillement (τ_m) qui doit être mobilisée pour maintenir une condition d'équilibre limite c.-à-d.

$$F_S = \frac{\tau_f}{\tau_m} \quad (2.1)$$

NB : Le coefficient de sécurité est pris le même pour toutes les tranches.

Les forces (par unité de dimension normale à la section) agissant sur une tranche sont :

- 1- Le poids total de la tranche [$w = b \gamma h$ (γ_{sat} si le sol est saturé)]
- 2- la force totale normale sur la base, N (égale à σl) en général, cette force a deux composantes, la force effective normale, $N' = \sigma' l$, et la force de l'eau $U = ul$, où u est la pression interstielle au centre de la base, et l est la longueur de la base ;
- 3- la force de cisaillement à la base, $T = \tau_m l$;
- 4- les forces totales normales sur les côtés, E_1 et E_2 ;
- 5- les forces de cisaillement sur les côtés, X_1 et X_2 .

Les forces externes doivent aussi être incluses dans l'analyse (surcharges).

Le problème est statiquement indéterminé et pour obtenir une solution, des hypothèses doivent être faites concernant les forces inter-tranches E et X.

La solution résultante pour le coefficient de sécurité n'est pas donc exacte.

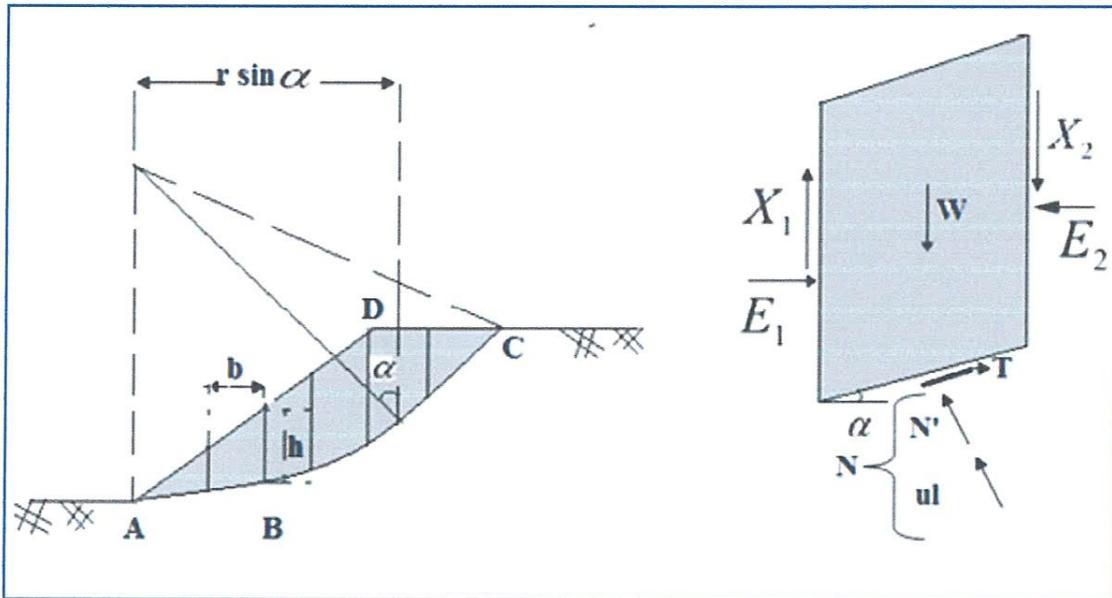


Figure 2.2 Méthode des tranches

Considérons les moments par rapport à O, la somme des moments des forces de cisaillement T sur l'arc de rupture (AC) doit être égale au moment du poids de masse du sol (ABCD) pour chaque tranche, le bras de levier de W est $r \sin \alpha$, on a alors :

$$\sum Tr = \sum Wr \sin \alpha$$

Maintenant $T = \tau_m l = \frac{\tau_f}{F_s} l$

Ou bien $\sum \frac{\tau_f}{F_s} l = \sum W \sin \alpha$

Ce qui donne

$$F_s = \frac{\sum \tau_f l}{\sum W \sin \alpha} \quad (2.2)$$

Pour une analyse en termes de contraintes effectives

$$F_s = \frac{\sum (c' + \sigma' \tan \varphi') l}{\sum W \sin \alpha} = \frac{\sum c' l + \sum \sigma' l \tan \varphi'}{\sum W \sin \alpha} \quad (2.3)$$

Si le sol est homogène $\sum c' l = c' \sum l = c' La$, avec « La » longueur de l'arc AC.

On note aussi que $\sigma' l = N$. Cette dernière équation est exacte, mais des approximations sont introduites en déterminant N. Pour un arc de rupture donné, la valeur de F_s dépendra de la façon avec laquelle les forces N sont estimées.

2.2.1.1.1 Méthode de Fellenius[7]

Dans cette méthode, il est supposé que pour chaque tranche la résultante des forces inter tranches est nulle. La solution conduit à la projection des forces normales sur la base de chaque tranche[10]

$$N' + ul + W \cos \alpha = 0 \Rightarrow N' = W \cos \alpha - ul$$

Le coefficient de sécurité en terme de contraintes effectives (Equation 2.4) est donné par :

$$F_S = \frac{\sum c' + \sum \tan \varphi' (W \cos \alpha - ul)}{\sum W \sin \alpha} \quad (2.4)$$

Les composantes $W \cos \alpha$ et $W \sin \alpha$ peuvent être déterminées graphiquement pour chaque tranche. Alternativement, la valeur de α peut être mesurée ou calculée. Encore, une série d'essais de surfaces de rupture doit être choisie pour obtenir le coefficient de sécurité minimal.

Cette méthode sous estime le coefficient de sécurité :

L'erreur, comparée avec d'autres méthodes d'analyse plus exactes est toujours dans l'intervalle de [5-20]%,

Pour une analyse en termes de contraintes totales, les paramètres c_u et φ_u sont utilisés et la valeur de u dans l'équation (2.4) est nulle. Si $\varphi_u = 0$, le coefficient de sécurité est donné par :

$$F_S = \frac{\sum c_u l}{\sum W \sin \alpha} \quad (2.5)$$

Comme N' n'apparaît pas dans l'équation (2.5), une valeur exacte de F est obtenue.

2.2.1.1.2 Méthode simplifiée de Bishop [7]

Dans cette méthode, il est supposé que les forces résultantes sur les cotés des tranches sont horizontales : $X_1 - X_2 = 0$

A l'équilibre, la force de cisaillement sur la base de chaque tranche est :

$$T = \frac{\tau_f l}{F_S} = \frac{C' l + \sigma' l \tan \varphi'}{F_S} = \frac{C' l + N' \tan \varphi'}{F_S}$$

Par projection des forces sur l'axe vertical on aura :

$$\begin{cases} W = N' \cos \alpha + ul \cos \alpha + T \sin \alpha \\ W = N' \cos \alpha + ul \cos \alpha + \frac{C'l + N' \tan \varphi'}{F_S} \sin \alpha \end{cases}$$

Ce qui donne

$$N' \cos \alpha + \frac{N' \tan \varphi'}{F_S} \sin \alpha + ul \cos \alpha + \frac{C'l \sin \alpha}{F_S}$$

$$N' = (W - ul \cos \alpha - \frac{C'l \sin \alpha}{F_S}) / (\cos \alpha + \frac{\tan \varphi'}{F_S} \sin \alpha) \quad (2.6)$$

Substituons maintenant l'expression de N' dans l'équation (2.3)

$$F_S = \frac{1}{\sum w \sin \alpha} \sum \left[c'l + \left\{ \left(w - ul \cos \alpha - \frac{c'l}{F_S} \sin \alpha \right) / \left(\cos \alpha + \frac{\tan \varphi' \sin \alpha}{F_S} \right) \right\} \tan \varphi' \right]$$

Sachant que $\cos \alpha = \frac{b}{l}$, $l = \frac{b}{\cos \alpha} = b \sec \alpha$

$$F_S = \frac{1}{\sum w \sin \alpha} \sum \left[c'b \sec \alpha + \left\{ \left(w - ub - \frac{c'b \tan \alpha}{F_S} \right) / \cos \alpha + \frac{\tan \varphi' \sin \alpha}{F_S} \right\} \tan \varphi' \right]$$

$$F_S = \frac{1}{\sum w \sin \alpha} \sum \left[c'b \sec \alpha + \left\{ \left(w \tan \varphi' - ub \tan \varphi' - \frac{c'b \tan \alpha \tan \varphi'}{F_S} \right) / \cos \alpha + \frac{\tan \varphi' \sin \alpha}{F_S} \right\} \right]$$

$$f \quad F_S = \frac{1}{\sum w \sin \alpha} \sum \left[\frac{c'b + \frac{c'b \tan \varphi' \tan \alpha}{F_S} + w \tan \varphi' - ub \tan \varphi' - \frac{c'b \tan \varphi' \tan \alpha}{F_S}}{\cos \alpha + \frac{\tan \varphi' \sin \alpha}{F_S}} \right]$$

$$F_S = \frac{1}{\sum w \sin \alpha} \sum \left[\frac{c'b + (w - ub) \tan \varphi'}{\cos \alpha \left(1 + \frac{\tan \varphi' \tan \alpha}{F_S} \right)} \right]$$

$$F_S = \frac{1}{\sum w \sin \alpha} \sum [c'b + (w - ub) \tan \varphi'] \times \frac{\sec \alpha}{1 + \frac{\tan \varphi' \sin \alpha}{F_S}} \quad (2.7)$$

Remarque $\sec \alpha = \frac{1}{\cos \alpha}$, $\operatorname{cosec} \alpha = \frac{1}{\sin \alpha}$

La pression de l'eau interstitielle peut être donnée en fonction de la contrainte totale verticale due au poids propre du sol $\sigma_v = \gamma h$ par le moyen d'un rapport sans dimensions $r_u = \frac{u}{\gamma h} = \frac{u}{w}$

$$(2.8)$$

L'équation (2.7) peut donc être écrite sous la forme suivante :

$$F_s = \frac{1}{\sum w \sin \alpha} \sum \left[\{c' b + w(1 - r_u) \tan \varphi'\} \frac{\sec \alpha}{1 + \frac{\tan \alpha \tan \varphi'}{F_s}} \right] \quad (2.9)$$

Puisque le coefficient de sécurité se trouve sur les deux cotés de l'équation 2.9, un processus d'approximations successives doit être utilisé pour obtenir une solution.

A cause de la nature répétitive des calculs et du besoin de sélectionner un nombre adéquat d'essais de surfaces de rupture, la méthode des tranches est particulièrement convenable à la solution par ordinateur.

Pour mieux comprendre la méthode de Fellenius et la méthode simplifiée de Bishop, nous ici deux exemples de calcul.

▪ *Exemple 01 pour l'application de la méthode de Fellenius [7]*

En utilisant la méthode des tranches de Fellenius, déterminer le coefficient de sécurité en terme de contrainte effective du talus montré dans la figure 2.3, pour une surface de rupture donnée. Le poids volumique du sol au dessus du niveau de la nappe phréatique est de 20 kN/m^3 et les paramètres de la résistance au cisaillement sont : $C' = 10 \text{ kN/m}^2$ et $\varphi' = 29^\circ$

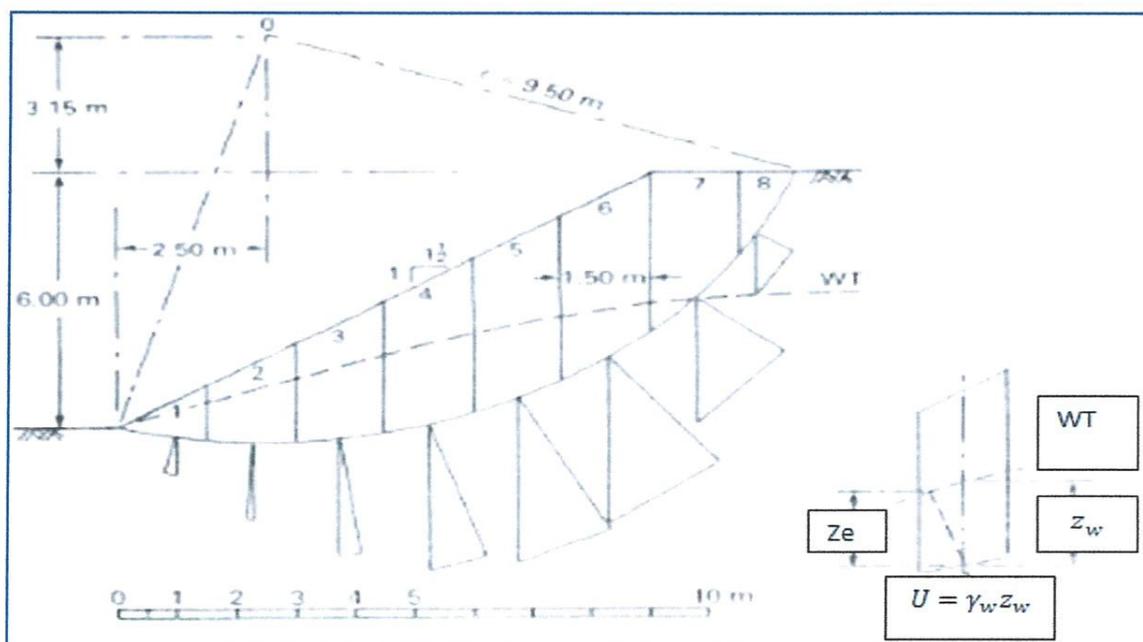


Figure 2.3 Application de la méthode Fellenius

▪ *Solution*

Tableau 2.1 Calcul du coefficient de sécurité par la méthode de Fellenius

Tranche N°	$h \cos \alpha$ (m)	$h \sin \alpha$ (m)	u KN / m ²	l (m)	ul KN / m
1	0.75	-0.15	5.90	1.55	9.10
2	1.80	-0.10	11.80	1.50	17.50
3	2.70	0.40	16.20	1.55	25.10
4	3.25	1.00	18.10	1.60	29.00
5	3.45	1.75	17.50	1.70	29.00
6	3.10	2.35	11.30	1.95	22.00
7	1.90	2.25	0.0	2.35	0.0
8	0.55	0.95	0.0	2.15	0.0
	$\sum h \cos \alpha$ = 17.50	$\sum h \sin \alpha$ = 8.45		$\sum l = 14.35$	$\sum ul = 131.7$

$$\sum W \cos \alpha = 30 * 17.50 = 525 \text{ KN/m}$$

$$\sum W \sin \alpha = 30 * 8.45 = 254 \text{ KN/m}$$

$$\sum (W \cos \alpha - ul) = 525 - 132 = 393 \text{ KN/m}$$

$$F_s = \frac{c' l_a + \tan \phi' \sum (W \cos \alpha - ul)}{\sum W \sin \alpha} = \frac{(10 * 14.35) + (0.554 * 393)}{254}$$

$$= \frac{143.5 + 218}{254} = 1.42$$

A titre comparatif, nous essayons maintenant de calculer ce coefficient de sécurité en utilisant le logiciel de calcul (SLIDE 6.0), en utilisant la méthode d'équilibre limite.

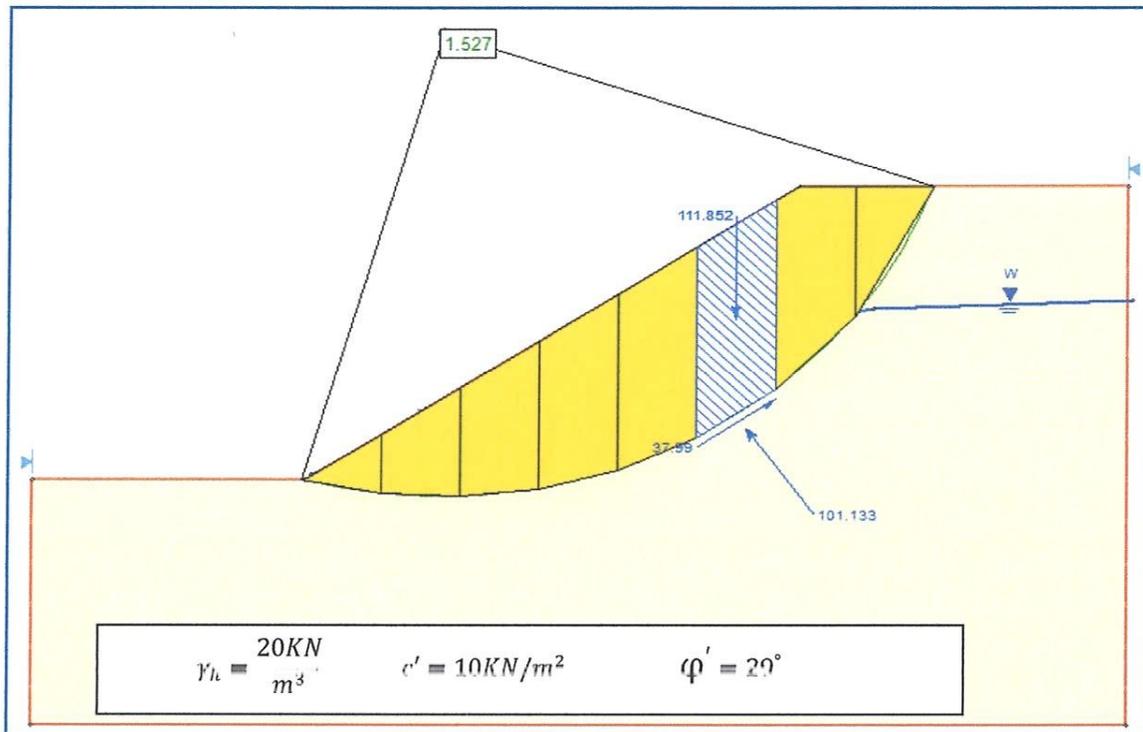


Figure 2.4 Calcul du coefficient de sécurité par (SLIDE 6.0)

Le logiciel SLIDE nous offre la possibilité de calculer des paramètres utiles pour chaque tranche, comme le tableau 2.2. Le coefficient de sécurité calculé est le même pour toutes les tranches considérées.

Tableau 2.2 Différents paramètres pour chaque tranche calculés
Par (SLIDE 6.0)

Numéro de la tranche	6
Coefficient de sécurité	1.527
b : Largeur de la tranche (m)	1.439
l : Longueur de la base de la tranche (m)	1.747
Angle de la base de la tranche (°) par rapport à l'horizontale	34.539
Poids de la tranche (KN)	111.852
Force de cisaillement à la base (KN)	37.99
Force normale à la base (KN)	101.133

- Coefficient de sécurité Par SLIDE → $F_s = 1.527$
- Coefficient de sécurité Manuellement → $F_s = 1.42$

$$E_r = \frac{1.527 - 1.420}{1.527} * 100\% = 7\%$$

- La différence entre les deux coefficients de sécurité, (E_r), est estimée à 7%.

▪ **Exemple 02 Application de la méthode simplifiée de Bishop.** [7]

Soit un talus de 10 mètre de hauteur ayant les paramètres géotechniques suivants : $c' = 5\text{KN}/\text{m}^2$ et $\varphi' = 30^\circ$, $\gamma_h = 20\text{KN}/\text{cm}^3$ comme le montre la figure (2.5)

$$A = c' b + (W - ub) \tan \varphi'$$

$$B = \frac{\text{SCC} \alpha}{1 + \frac{\tan \alpha \tan \varphi'}{F}}$$

Déterminer le coefficient de sécurité en utilisant la méthode simplifiée de Bishop, pour les conditions de long terme, la nappe phréatique se trouve à 5m au dessous du sommet du talus.

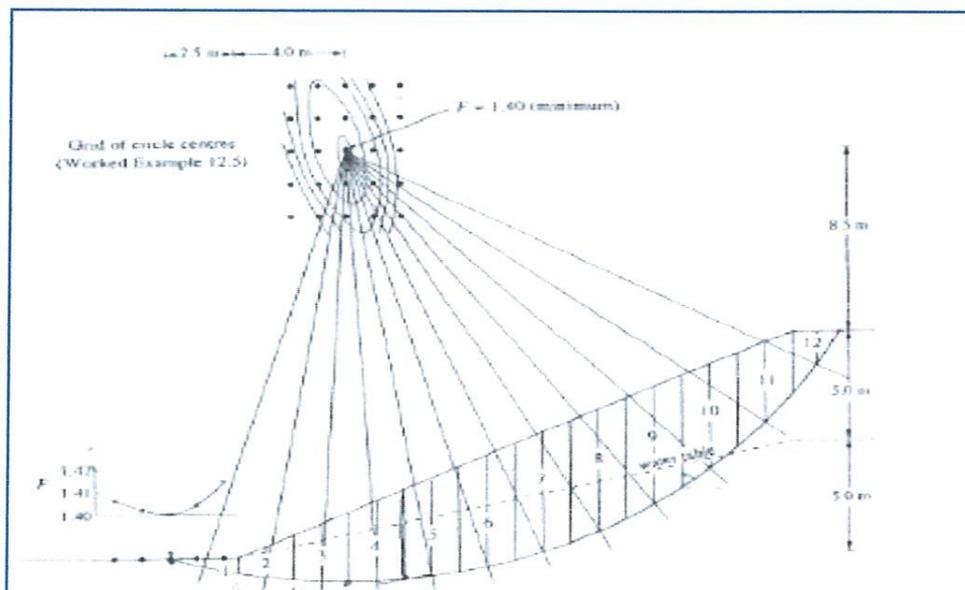


Figure 2.5 Application de la méthode simplifiée de Bishop

▪ **Solution**

Puisque le coefficient de sécurité se trouve dans les deux membres de l'expression 2.9, nous procédons au calcul par un certain d'itérations, en mettant :

$$\dot{A} = c'b + (w - ub)\tan\varphi' \quad \text{et} \quad \ddot{B} = \frac{se\alpha}{1 + \frac{\tan\alpha \tan\varphi'}{F}}, \quad \text{avec la valeur initiale de}$$

$$F_s = 1.00$$

➤ **F_s = 1.00**

Tranche	b	h	w	α	w sinα	u	A	B	AxB
1	2.5	0.40	20.0	-15.6	-5.40	3.90	18.40	1.24	22.741
2	2.00	1.38	55.2	-8.80	-8.40	11.10	29.10	1.11	32.446
3	2.00	2.58	103.2	-2.90	-5.20	18.00	48.80	1.03	50.322
4	2.00	3.58	143.2	2.90	7.20	22.90	66.20	0.97	64.415
5	2.00	4.40	176.0	8.80	26.90	26.00	81.60	0.93	75.847
6	2.00	5.02	200.8	14.80	51.30	27.20	94.50	0.90	85.897
7	2.00	5.40	216.0	20.90	77.10	26.00	104.70	0.88	92.964
8	2.00	5.48	219.2	27.30	100.50	21.90	111.30	0.87	96.679
9	2.00	5.26	210.4	34.10	118.00	14.80	114.40	0.87	99.561
10	2.00	4.68	187.2	41.50	124.00	4.20	113.20	0.88	99.329
11	2.00	4.64	145.6	49.90	111.40	00.00	94.10	0.92	68.972
12	1.67	1.57	52.4	59.10	45.00	00.00	38.60	0.99	38.423
								$\Sigma = 841.601$	
								$F_s = \frac{841.601}{642.4} = 1.310$	

➤ $F_s = 1.310$

Tranche	b	h	w	α	$w \sin\alpha$	u	A	B	AxB
1	2.5	0.40	20.0	-15.6	-5.40	3.90	18.40	1.182	21.760
2	2.00	1.38	55.2	-8.80	-8.40	11.10	29.10	1.011	29.446
3	2.00	2.58	103.2	-2.90	-5.20	18.00	48.80	1.023	49.963
4	2.00	3.58	143.2	2.90	7.20	22.90	66.20	0.979	64.848
5	2.00	4.40	176.0	8.80	26.90	26.00	81.60	0.947	77.337
6	2.00	5.02	200.8	14.80	51.30	27.20	94.50	0.927	87.622
7	2.00	5.40	216.0	20.90	77.10	26.00	104.70	0.917	96.043
8	2.00	5.48	219.2	27.30	100.50	21.90	111.30	0.918	102.197
9	2.00	5.26	210.4	34.10	118.00	14.80	114.40	0.931	106.611
10	2.00	4.68	187.2	41.50	124.00	4.20	113.20	0.962	109.006
11	2.00	4.64	145.6	49.90	111.40	00.00	94.10	1.022	96.183
12	1.67	1.57	52.4	59.10	45.00	00.00	38.60	1.125	43.450

$$\Sigma = 884.48$$

$$F_s = \frac{884.48}{642.4} = 1.376$$

➤ $F_s = 1.376$

Tranche	b	h	w	α	$w \sin\alpha$	u	A	B	AxB
1	2.5	0.40	20.0	-15.6	-5.40	3.90	18.40	1.174	21.615
2	2.00	1.38	55.2	-8.80	-8.40	11.10	29.10	1.011	29.446
3	2.00	2.58	103.2	-2.90	-5.20	18.00	48.80	1.022	49.914
4	2.00	3.58	143.2	2.90	7.20	22.90	66.20	0.980	64.916
5	2.00	4.40	176.0	8.80	26.90	26.00	81.60	0.950	77.576
6	2.00	5.02	200.8	14.80	51.30	27.20	94.50	0.931	88.065
7	2.00	5.40	216.0	20.90	77.10	26.00	104.70	0.923	96.715
8	2.00	5.48	219.2	27.30	100.50	21.90	111.30	0.926	103.119
9	2.00	5.26	210.4	34.10	118.00	14.80	114.40	0.942	107.807
10	2.00	4.68	187.2	41.50	124.00	4.20	113.20	0.976	110.503
11	2.00	4.64	145.6	49.90	111.40	00.00	94.10	1.039	97.812
12	1.67	1.57	52.4	59.10	45.00	00.00	38.60	1.149	44.362

$$\Sigma = 891.896$$

$$F_s = \frac{891.896}{642.4} = 1.388$$

➤ $F_s = 1.388$

Tranche	b	h	w	α	$w \sin\alpha$	u	A	B	AxB
1	2.5	0.40	20.0	-15.6	-5.40	3.9	18.4	1.173	21.591
2	2.00	1.38	55.2	-8.80	-8.40	11.1	29.1	1.011	29.446
3	2.00	2.58	103.2	-2.90	-5.20	18.0	48.8	1.022	49.905
4	2.00	3.58	143.2	2.90	7.20	22.9	66.2	0.480	64.927
5	2.00	4.40	176.0	8.80	26.90	26.0	81.6	0.951	77.615
6	2.00	5.02	200.8	14.80	51.30	27.2	94.5	0.932	88.137
7	2.00	5.40	216.0	20.90	77.10	26.0	104.7	0.924	96.125
8	2.00	5.48	219.2	27.30	100.50	21.9	111.3	0.927	103.270
9	2.00	5.26	210.4	34.10	118.00	14.8	114.4	0.944	108.003
10	2.00	4.68	187.2	41.50	124.00	4.20	113.2	0.978	110.749
11	2.00	4.64	145.6	49.90	111.40	00	94.1	1.042	98.080
12	1.67	1.57	52.4	59.10	45.00	00	38.6	1.153	44.513

$$\Sigma = 893.068$$

$$F_s = \frac{893.068}{642.4} = 1.390$$

➤ $F_s = 1.390$

Tranche	b	h	w	α	$w \sin\alpha$	u	A	B	AxB
1	2.5	0.40	20.0	15.6	5.40	3.90	18.40	1.173	21.587
2	2.00	1.38	55.2	-8.80	-8.40	11.10	29.10	1.011	29.446
3	2.00	2.58	103.2	-2.90	-5.20	18.00	48.80	1.022	49.904
4	2.00	3.58	143.2	2.90	7.20	22.90	66.20	0.980	64.929
5	2.00	4.40	176.0	8.80	26.90	26.00	81.60	0.951	77.621
6	2.00	5.02	200.8	14.80	51.30	27.20	94.50	0.932	88.149
7	2.00	5.40	216.0	20.90	77.10	26.00	104.70	0.924	96.842
8	2.00	5.48	219.2	27.30	100.50	21.90	111.30	0.928	103.28
9	2.00	5.26	210.4	34.10	118.00	14.80	114.40	0.944	108.035
10	2.00	4.68	187.2	41.50	124.00	4.20	113.20	0.978	110.789
11	2.00	4.64	145.6	49.90	111.40	00.00	94.10	1.042	98.124
12	1.67	1.57	52.4	59.10	45.00	00.00	38.60	1.153	44.538

$$\Sigma = 893.266$$

$$F_s = \frac{893.266}{642.4} = 1.390$$

Après cinq itérations, nous avons obtenu une valeur de $F_S = 1.390$ (à gauche) égale à la valeur $F_S = 1.390$ (à droite). Nous pouvons donc arrêter le calcul et prendre le calcul en $F_S = 1.390$.

Maintenant, nous ce coefficient de sécurité en utilisant le logiciel SLIDE. La valeur du coefficient de sécurité est égale à $F_S = 1.764$.

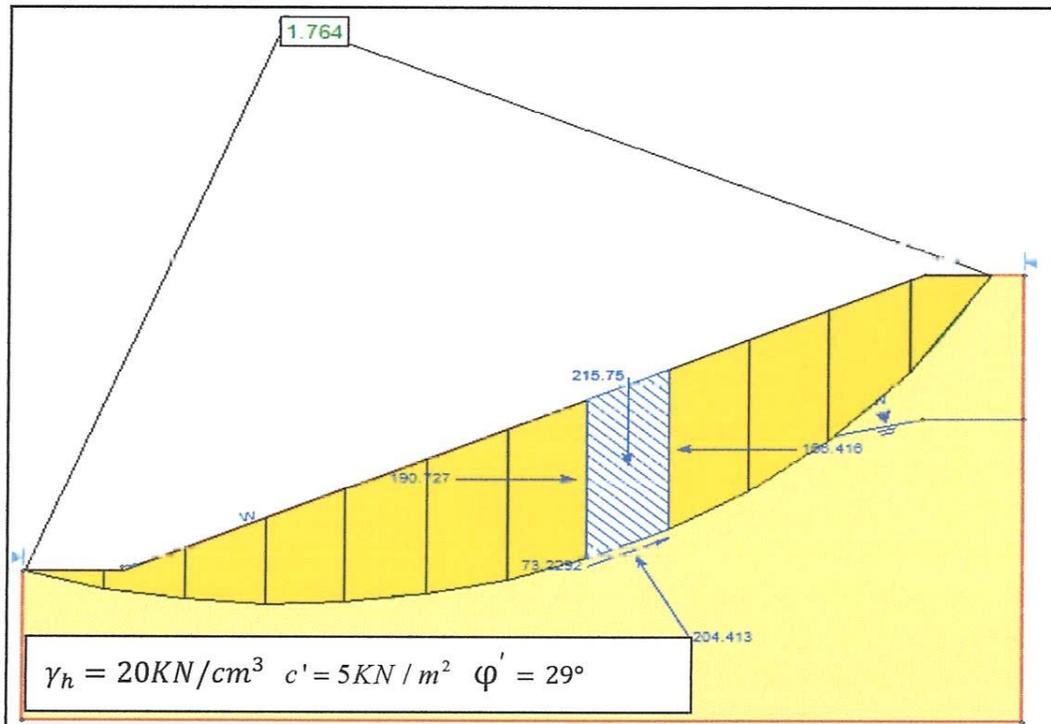


Figure 2.6 Calcul du coefficient de Sécurité par SLIDE 6.0

De même pour la méthode simplifiée de Bishop, différents paramètres pour la tranche N° 8 sont donnés au tableau 2.3.

Tableau 2.3 Différents paramètres calculés par SLIDE 6.0

Numéro de la tranche	8
Coefficient de sécurité, F_S	1.764
b : Largeur de la tranche(m)	2.008
l : Longueur de la base de tranche (m)	2.237
Angle de la base de la tranche (°) par à l'horizontale	26.124
Poids de la tranche (KN)	215.75
Force de cisaillement à la base (KN)	73.229
Force normale à la base (KN)	204.413
Force normale cotée gauche (KN)	190.727
Force normale cotée droite (KN)	166.416

-La différence entre la valeur du coefficient de sécurité calculé par SLIDE 6.0 et celle calculée manuellement sont respectivement $F_S = 1.764$, $F_S = 1.390$ est estimée à :

$$Er = \frac{1.764 - 1.390}{1.764} * 100\% = 21.2\%$$

- En utilisant la méthode simplifiée de Bishop, nous pouvons clairement remarquer que la différence entre le coefficient de sécurité calculé manuellement et celui calculé par le programme SLIDE 6.0 est dans une limite de 21%.

➤ Conclusion

Le coefficient de sécurité obtenu par le calcul manuel en utilisant la méthode de Fellenius est assez proche de celui obtenu à l'aide du logiciel SLIDE 6.0.

Par contre en utilisant la méthode simplifiée de Bishop, le logiciel SLIDE6.0 a donnée un coefficient de sécurité supérieur à celui calculé manuellement de 21% environ. Cette différence peut être due aux erreurs commises dans les lectures des angles d'inclinaison des bases des tranches, des hauteurs des tranches et des longucurs des bases des tranches.

2.2.2 Autres méthodes de l'équilibre limite

Jusqu'à présent, toutes les deux méthodes qui ont été présentées sont basées sur une forme de surface de rupture relativement simple, qui un arc de cercle.

Mais dans la plupart des temps la surface de rupture est plus complexe, souvent à la suite des zones ou des couches de sol relativement faible. Dans de tels cas, il est nécessaire de calculer la stabilité en utilisant des formes plus complexes de la surface de glissement.

Plusieurs procédures ont été mises au point pour les analyses des surfaces de rupture plus complexes.

2.2.2.1 La méthode de Janbu simplifiée [6]

La méthode simplifiée de Janbu utilise la méthode des tranches pour déterminer la stabilité de la masse glissante. Comme dans la méthode de Bishop, la méthode de Janbu considère les forces inter-tranches normales, mais néglige les forces de cisaillement (T) (voir figure 2.7). La force normale (N) à la base est déterminée de la même manière que dans la méthode de Bishop et le coefficient de sécurité est calculé par:

$$F = \frac{\sum (c'l + (N - ul)\tan\phi') \sec\alpha}{\sum W \tan\alpha + \sum \Delta E} \quad (2.10)$$

Où :

$$\sec\alpha = \frac{1}{\cos\alpha}$$

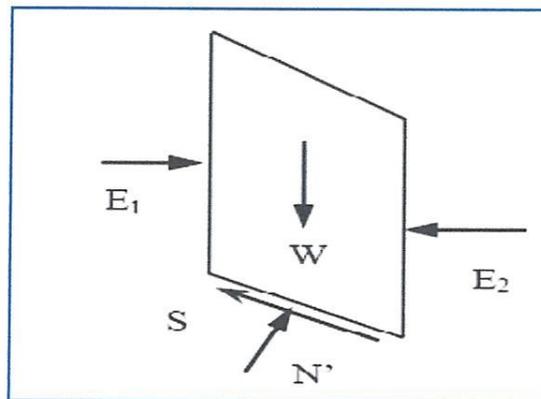


Figure 2.7 Représentation des forces sur une tranche

$$\sum \Delta E = E_1 - E_2 \text{ (Zéro s'il n'y a pas de force horizontale).}$$

Janbu a introduit un facteur de correction (f_0), dans le coefficient de sécurité F_0 , pour tenir compte des effets des forces inter-tranches de cisaillement. Avec cette modification, la méthode de Janbu corrigée donne un coefficient de sécurité de la manière suivante :

$$F_S = f_0 F_0 \quad (2.11)$$

Où :

$$F_0 = \frac{\sum \left[\frac{b(c' + (p-u)\tan\phi')}{n_\alpha} \right]}{\sum pb \tan\alpha} \quad \text{et} \quad n_\alpha = \cos^2\alpha \left(1 + \tan\alpha \frac{\tan\phi'}{F} \right)$$

$$\text{et} \quad f_0 = 1 + b_1 \left[\frac{d}{l} - 1.4 \left(\frac{d}{l} \right)^2 \right]$$

Où : b_1 Varie en fonction de type du sol :

Si contient C $\rightarrow b_1 = 0.69$

Si contient ϕ $\rightarrow b_1 = 0.31$

Si contient C et ϕ $\rightarrow b_1 = 0.50$

Et Peuvent être déterminées f_0 graphiquement comme suite :

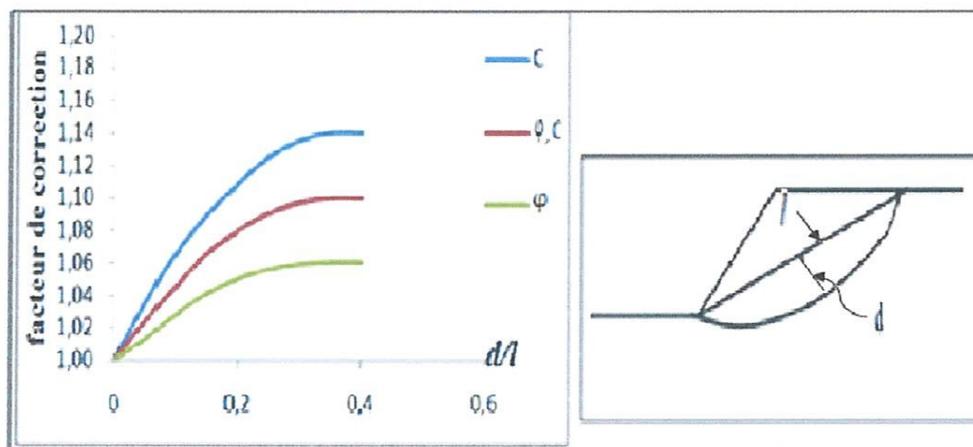


Figure 2.8 facteur de correction (f_0) de La méthode de Janbu

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

2.2.2.2. La méthode de Janbu généralisée [6]

La méthode généralisée de Janbu, (Janbu 1973), considère les deux forces inter-tranches et suppose une ligne de poussée afin de déterminer une relation

des forces inter-tranches. Par conséquent, le coefficient de sécurité devient une fonction complexe à la fois avec les forces inter-tranches (voir Figure 2.9).

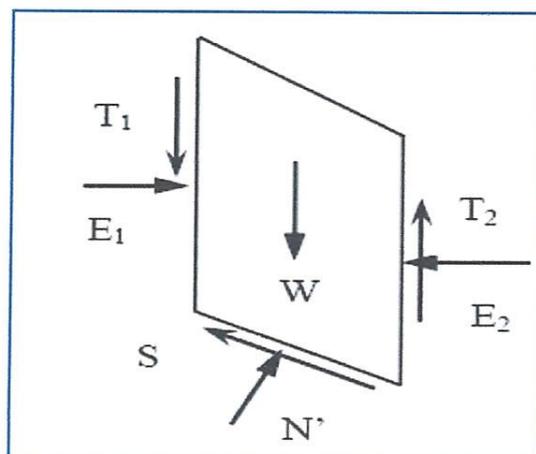


Figure 2.9 La représentation des forces sur une tranche

$$F_S = \frac{\Sigma(c' l + (N - ul) \tan \varphi') \sec \alpha}{\Sigma(W - \{T_2 - T_1\}) \tan \alpha + \Sigma(E_2 - E_1)} \quad (2.12)$$

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

$$N = \frac{1}{m_\alpha} \{W - (T_2 - T_1) - \frac{1}{F} (c' - ul \tan \varphi') \sin \alpha\} \quad (2.13)$$

2.2.2.3 La méthode de Spencer

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 l'autre à l'égard de l'équilibre du moment. Il a adopté un rapport constant entre les forces inter-tranches de cisaillement et normal.

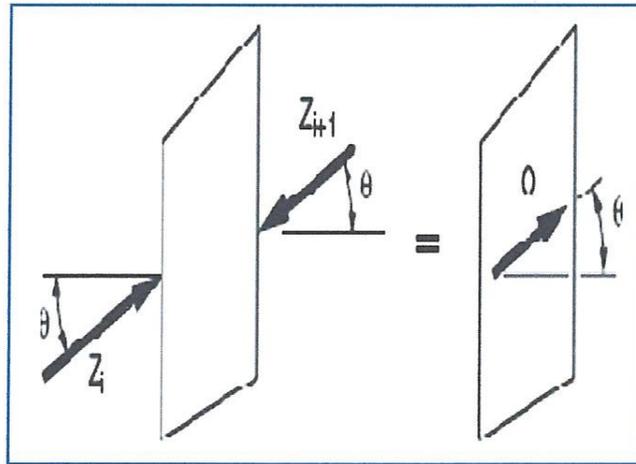


Figure 2.10 Résultante des forces parallèles dans la méthode de Spencer

L'équation de l'équilibre des forces

$$\sum Q_i = 0$$

et :

$$Q_i = Z_i - Z_{i+1}$$

Parce que les forces inter tranches sont supposées être parallèles, Q_i , Z_i , et Z_{i+1} ont la même direction et Q_i est tout simplement est la différence scalaire entre les forces inter- tranches de gauche et de droite de la tranche (voir figure 2.11).

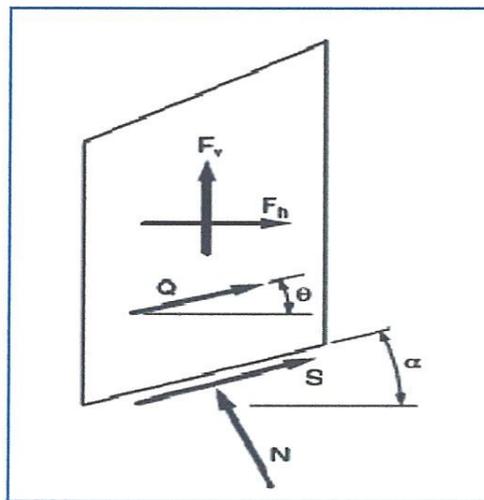


Figure 2.11 Présentation de toutes les forces inconnues sur une tranche dans la méthode de Spencer

L'équation de l'équilibre des moments est exprimée par la relation

$$\sum Q(x_b \sin \theta - \gamma_Q \cos \theta) = 0$$

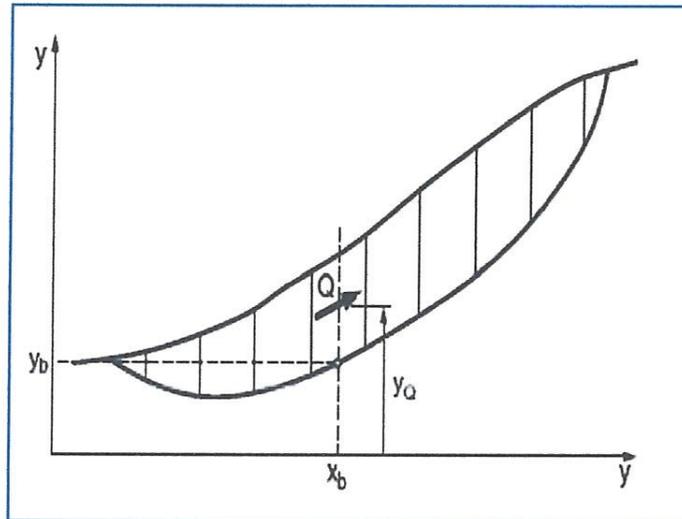


Figure 2.12 Les coordonnées pour une surface de rupture non circulaire utilisée dans la méthode de Spencer

Après une série de calcul, Spencer a trouvé une expression réduite pour le coefficient de sécurité comme suit :

$$F_S = \frac{-F_v \sin \alpha - F_h \cos \alpha - \left(\frac{c' \Delta l}{F}\right) + (F_v \cos \alpha - F_h \sin \alpha + u \Delta l) \left(\frac{\tan \varphi'}{F}\right)}{\cos(\alpha - \theta) + \left[\frac{\sin(\alpha - \theta) \tan \varphi'}{F}\right]} \quad (2.14)$$

2.2.2.4 La méthode de Morgenstern-Price

La méthode de Morgenstern-Price satisfait aussi à la fois l'équilibre des forces et des moments et suppose une fonction de forces inter-tranches. Selon Morgenstern - Price (1965), l'inclinaison des forces inter-tranches peut varier selon une fonction arbitraire ($f(x)$) comme suit:

$$T = f(x) \lambda E$$

Les forces considérées sont indiquées dans la figure (2.13)

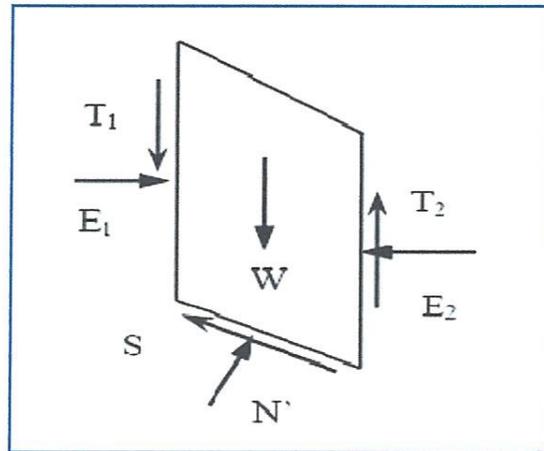


Figure 2.13 Représentation graphique des forces sur une tranche

Où :

$f(x)$: Fonction des forces inter-tranches qui varie continuellement le long de la surface de rupture,

λ : Facteur d'échelle de la fonction supposée.

La méthode propose tout type assumant la fonction de la force, par exemple un demi-sinus, trapézoïdal ou autre. Les relations de la force normale à la base (N) et les forces inter-tranches (E, T) sont les mêmes que dans la méthode générale de Janbu. Pour une fonction de force, les forces inter-tranches sont calculées par la procédure d'itération jusqu'à ce que, F_f soit égale à F_m dans les équations (2.16) et (2.17).

$$F_f = \frac{\sum\{[c'l + (N-ul)\tan\phi'] \sec\alpha\}}{\sum\{W - (T_2 - T_1)\} \tan\alpha + \sum(E_2 - E_1)} \quad (2.16)$$

et

$$F_m = \frac{\sum(c'l + (N-ul)\tan\phi')}{\sum W \sin\alpha} \quad (2.17)$$

En générale cette méthode :

- Considère les deux forces inter-tranches ;
- suppose une fonction des forces inter-tranches $f(x)$;
- Permet la sélection de la fonction des forces inter-tranches ;
- Le coefficient de sécurité est calculé à la fois par les équations d'équilibres des forces et des moments.

2.3 Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de la stabilité.

Le coefficient de sécurité minimal F_S adopté est assez rarement inférieur à 1.5. Il peut quelquefois être égal à 2, voire à 2.5 pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix (grand risque pour les personnes, site exceptionnel), ou pour des méthodes dont l'incertitude est grande (analyse en contrainte totale avec risque d'erreur sur la valeur de la cohésion non drainée C_u). Pour certains sites peu importants ou pour certains ouvrages courants, et lorsqu'il n'y a pas de risque pour la vie humaine, on peut accepter des valeurs plus faibles pendant un moment très court ou pour des fréquences faibles de vibration, Mais pour pouvoir se rapprocher ainsi de 1, c'est-à-dire de la rupture, il faut être sûr de la validité des hypothèses et des paramètres adoptés, ce qui est souvent difficile en géotechnique. Le tableau 2.4 nous donne les valeurs de F_S en fonction de l'importance de l'ouvrage et des conditions particulières qui l'entoure.

Tableau 2.4 Valeurs de F_S en fonction de l'importance de l'ouvrage

F_S	Etat de l'ouvrage
<1	Danger
1.0-1.25	Sécurité contestable
1.25-1.4	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants, sécurité contestable pour les barrages, ou bien quand la rupture serait catastrophique
<p>La définition des seuils des coefficients de sécurité dépend de l'approche adoptée, des fréquences de sollicitations de l'ouvrage en question et du risque créé par la rupture. En condition normale, Fellenius propose un seuil égale à 1.25, alors que $F_S = 1.5$ pour Bishop (l'approche de Fellenius est plus conservative que celle de Bishop).</p> <p>>1.4</p>	satisfaisante pour les barrages

2.4 Les logiciels utilisés pour l'analyse de la stabilité des talus

L'analyse de la stabilité des talus aujourd'hui peut être effectuée en utilisant divers logiciels de géotechnique sur ordinateur. Les logiciels informatiques utilisant les formulations d'équilibre limite ont été utilisés pendant de nombreuses années. De même, les logiciels qui utilisent la méthode des éléments finis sont basés sur les lois constitutives des sols et des modèles appropriés. Ils ont attiré de plus en plus d'intérêt à la fois des chercheurs et des professionnels. Aujourd'hui, les deux types de logiciels basés sur la méthode des éléments finis et la méthode d'équilibre limite (MEF et MEL) sont couramment utilisés dans les calculs géotechniques.

2.5 Comparaisons et conclusion sur les principales méthodes d'analyse de la stabilité des talus

On sait que les méthodes de calcul du coefficient de sécurité à la rupture ne s'appuient pas sur les mêmes hypothèses et pourtant les résultats diffèrent très peu. En fait le degré de précision dépend principalement du cas examiné. Pour certains cas, les résultats obtenus par les méthodes simples peuvent ne pas différer de façon significative de ceux donnés par les méthodes les plus précises, mais pour d'autres les différences peuvent être inacceptables.

Il existe d'autres méthodes que nous n'avons pas détaillées ici, mais elles sont mentionnées dans le tableau 2.5. Ce tableau montre les différentes méthodes d'analyse et les conditions d'équilibre statique qui sont satisfaites pour déterminer le coefficient de sécurité (F_S). Les hypothèses faites par chacune de ces méthodes, pour rendre le problème statiquement déterminé sont aussi résumées dans ce tableau.

Tableau 2.5 Conditions d'équilibre statique satisfaites par les méthodes d'équilibre limite [7]

Méthodes	Equilibre des forces		Equilibre des moments
	X	Y	
Fellenius	Non	Non	Oui
Bishop simplifiée	Oui	Non	Oui
Janbu simplifiée	Oui	Oui	Non
Lowe-Karafiath's	Oui	Oui	Non
Corps of Engineers	Oui	Oui	Non
Spencer	Oui	Oui	Oui
Janbu généralisée	Oui	Oui	Non
Morgenstern -Price	Oui	Oui	Oui



Chapitre 03

Reconnaissance des sols

2012

3.1 Introduction

L'étude géotechnique est l'une des phases les plus importantes dans la réalisation de tout ouvrage de génie civil.

Cette étude peut concerner la détermination des caractéristiques physiques, chimiques et mécaniques. Celle là peut être réalisée au laboratoire et/ou in-situ.

3.2 L'étude géotechnique

3.2.1 Les essais in situ

Le but de ces essais est de compléter ou même de remplacer les essais sur échantillons intacts en laboratoire pour déterminer les caractéristiques physiques et mécaniques des sols. Ils sont surtout utilisés dans les terrains très hétérogènes ou très incohérents quand les carottes prélevées sont trop remaniées.

3.2.1.1 Sondages et forages

Une campagne de sondage représente la plus grande partie des études du sol. Sa réussite dépend du choix du matériel, de l'implantation correcte des forages et de la capacité du sondeur.

3.2.1.1.1 Méthodes de sondage

a) Sondage peu profond

Les tarières manuelles (à vis ou à cuillère) peuvent être utilisées pour des sondages peu profonds (3 à 5 m).

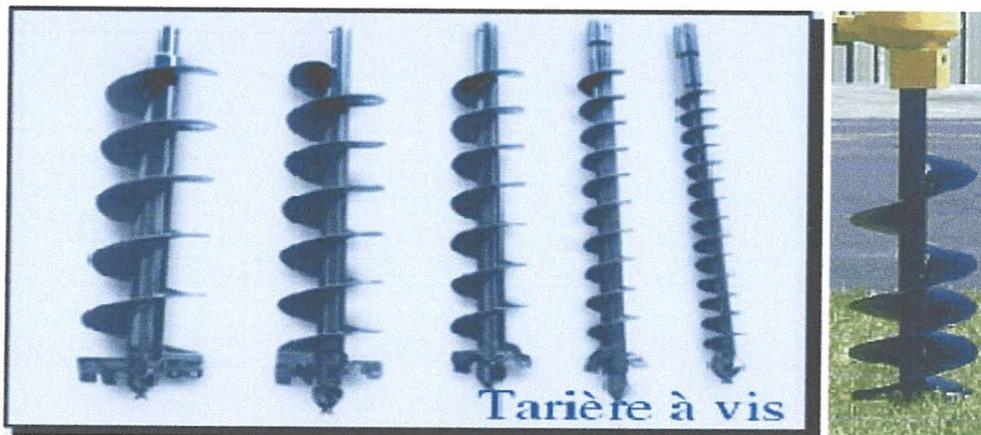


Photo 3.1 Dispositif du sondage peu profond

S'il y a des cailloux, les tarières manuelles deviennent difficiles à utiliser. Il faut alors faire des tranchées à l'aide d'une pelle.

Pour les matériaux facilement pénétrables comme la tourbe et l'argile molle on peut se limiter à utiliser des tiges pour mesurer la profondeur de la couche.

Ces types de sondages ne permettent qu'une simple identification de la nature des matériaux dans les couches peu profondes. Ils sont surtout utilisés dans les études préliminaires. Ils sont également très utilisés dans l'exploration pour la recherche de bancs d'emprunt.

b) Sondages profonds conventionnels - foreuse mécanique

Depuis une vingtaine d'années on utilise des foreuses équipées d'une tarière à vis de grand diamètre. Cette tarière comporte en son centre un tube évidé qui permet de réaliser des essais et de prélever des échantillons.

L'utilisation de ce type de foreuse requiert toutefois un moteur puissant et comporte des limitations quant à la profondeur pouvant être atteinte.



Photo 3.2 Foreuse mécanique

c) Sondages profonds traditionnel

Avec une foreuse traditionnelle le forage est réalisé par lavage et la paroi du trou de forage est maintenue stable à l'aide d'un tubage. Le tubage peut être enfoncé soit par rotation (a) ou par battage (b). La vidange du tubage est habituellement faite par lavage (c). L'appareil de lavage peut être muni de dispositifs permettant de briser les particules (trépan).

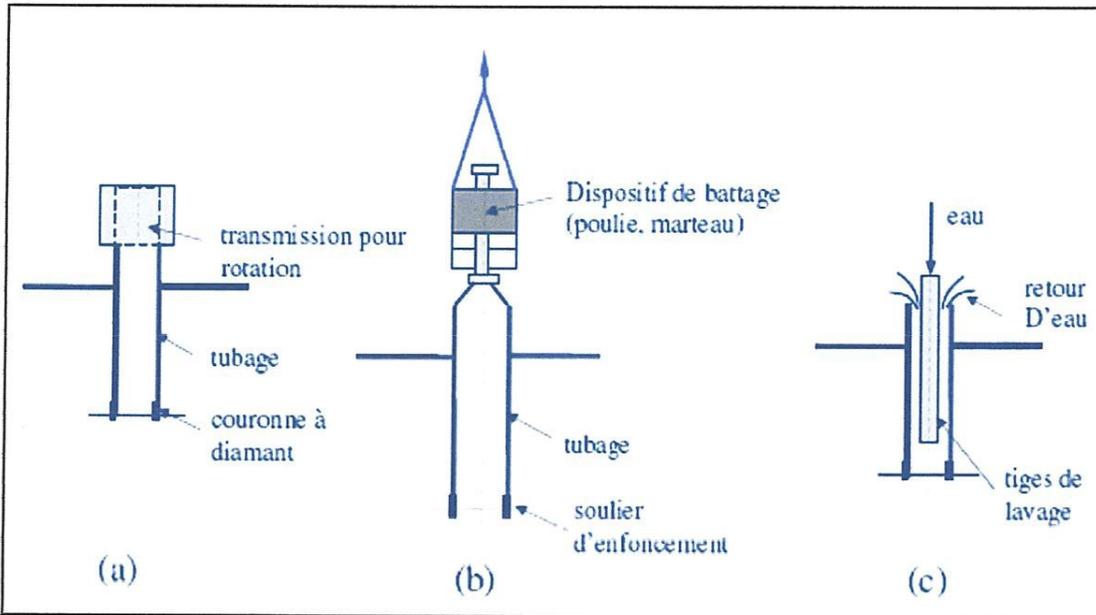


Figure 3.1 Les outils utilisés dans un sondage profond traditionnel

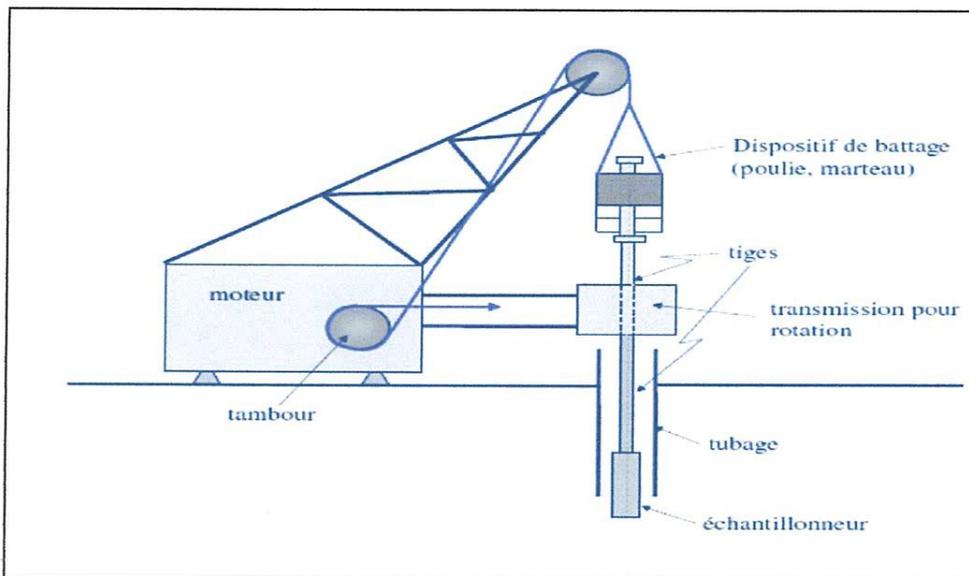


Figure 3.2 Le dispositif général d'un sondage profond traditionnel

3.2.2 Les essais en laboratoire

3.2.2.1 Détermination de la teneur en eau pondérale des matériaux

a) Définitions

La teneur en eau pondérale d'un sol (W) est le quotient de la masse de l'eau contenue dans le sol (M_W) par la masse des grains solides (M_S).[8]

$$w = \frac{M_W}{M_S} \times 100 \quad (3.1)$$

b) Méthode d'analyse

La perte d'eau d'un échantillon de sol est déterminée par étuvage. L'échantillon est pesé avant et après l'avoir étuvé et le calcul de la différence des masses humide et sèche est effectué afin d'obtenir la masse d'eau libérée. L'étuvage est réalisé pendant 24h dans une étuve à 105°C dans le cas d'un sol insensible à la chaleur, ou à 50°C dans le cas d'un sol sensible à la chaleur (sol gypsifère, sol contenant des matières organiques etc...). L'échantillon est soumis à 2 pesées, séparées par un intervalle de 4h à 105°C ou de 8h à 50°C. Il est considéré sec lorsque la différence entre les deux pesées est inférieure à 2‰.

3.2.2.2 Détermination des limites d'Atterberg

a) Définitions

Les limites d'Atterberg sont des paramètres géotechniques permettant d'identifier un sol et à caractériser son état grâce à son indice de consistance. Ces limites ont donc pour but de définir les états d'humidité correspondant aux limites entre les états liquide, solide et plastique ; l'état d'humidité du sol étant exprimé par sa teneur en eau. Les limites d'Atterberg sont:

- la limite de liquidité w_L qui traduit le point de passage entre l'état liquide et plastique ;
- la limite de plasticité w_p traduisant le point de passage entre l'état plastique et solide.

Ces limites permettent de calculer l'indice de plasticité noté ainsi que l'indice de consistance (I_c).

- ❖ L'indice de plasticité I_p Cet indice définit l'étendue du domaine plastique du sol entre les limites de liquidité et de plasticité

$$I_p = W_L - W_P$$

- ❖ L'indice de consistance I_c : Cet indice prend en compte la teneur en eau w du sol à l'état naturel pour la fraction inférieure à $400 \mu m$. [8]

$$I_c = \frac{W_L - W}{I_p} \quad \text{Telle que} \quad w_L : \text{Limite de liquidité}$$

w : Teneur en eau à l'état normale I_p : Indice de plasticité

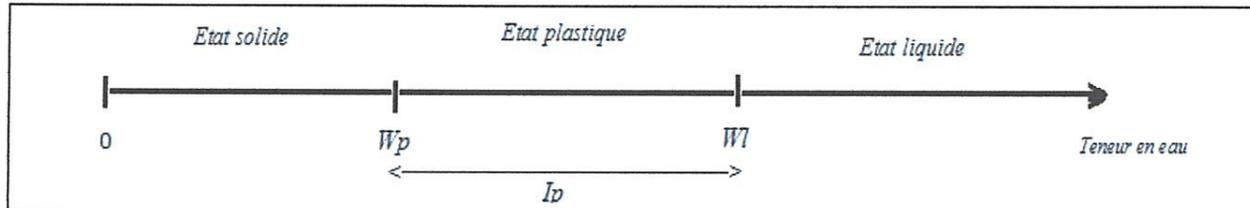


Figure 3.3. Représentation de limite d'Atterberg

b) Méthode d'analyse

L'échantillon au laboratoire doit être préparé selon les prescriptions des paragraphes « Prélèvements et échantillonnage » et « Lavage ». On prélève une prise d'essai que l'on étale sur une plaque en marbre afin d'homogénéiser cette prise d'essai et de l'humidifier.



Photo 3.3 Homogénéisation de la prise d'essai.

3.2.2.2.1 Limite de liquidité

a) Méthode à la boîte de Casagrande

On remplit la coupelle de la boîte de Casagrande avec la prise d'essai en prenant garde à ce qu'il n'y ait aucune bulle d'air emprisonnée. La pâte recouvre le fond de la coupelle et son épaisseur est au centre d'environ 15 à 20 mm.

La pâte est partagée en deux avec l'outil à rainurer en le tenant perpendiculairement à la surface de la coupelle.

La coupelle est soumise à une série de chocs à la cadence de 2 coups par seconde. On note le nombre N de coups nécessaires pour que les lèvres de la rainure se rejoignent sur un cm environ. La fermeture de la rainure doit se produire par affaissement de la pâte dans la masse et non par glissement sur la paroi (c'est pourquoi la coupelle possède des parois rugueuses).

Si $N < 15$, le processus est renouvelé avec un matériau plus sec et à nouveau homogénéisé.

Si $N > 35$, le processus est recommencé sur un prélèvement de pâte auquel on aura ajouté un peu d'eau distillée.

La teneur en eau n'est mesurée que lorsque N est compris entre 15 et 35.

On prélève alors dans la coupelle environ 5 g de pâte, de chaque côté où les lèvres se sont refermées, que l'on place dans une boîte de Pétri afin d'en déterminer la teneur en eau.

L'opération est renouvelée au moins quatre fois sur la même pâte avec des teneurs en eau différentes. Le nombre de chocs de la série d'essais doit encadrer 25 et l'écart entre deux valeurs consécutives ne doit pas excéder 10.



Photo 3.4 La coupelle de Casagrande

b) Méthode du pénétromètre à cône

Une portion de la pâte homogénéisée est prélevée et introduite dans une coupelle que l'on place sous le cône du pénétromètre. Il faut veiller à ce que la pointe du cône soit en contact avec la pâte mais ne s'y enfonce pas. Le pénétromètre est ensuite déclenché et le cône s'enfonce dans la pâte ; il suffit alors de lire la profondeur d'enfoncement sur le cadran.

On cherche à obtenir de l'échantillon une teneur en eau telle que l'on puisse avoir 4 valeurs de pénétration du cône dans l'intervalle 10-25mm.



Photo 3.5 pénétromètre à cône

3.2.2.2 Limite de plasticité

On prélève une portion d'échantillon afin de former une boule. Celle-ci est roulée à la main sur la plaque de marbre dans le but d'obtenir un rouleau qui est aminci progressivement jusqu'à ce qu'il atteigne 3 mm de diamètre. Au moment où il atteint 3 mm de diamètre, le rouleau doit mesurer environ 10 cm de long. La limite de plasticité est atteinte lorsque simultanément le rouleau se fissure et que son diamètre est de $3 \text{ mm} \pm 0.5 \text{ mm}$.

Une fois les fissures apparues, le centre du rouleau est prélevé et placé dans une boîte de Pétri afin de mesurer sa teneur en eau.

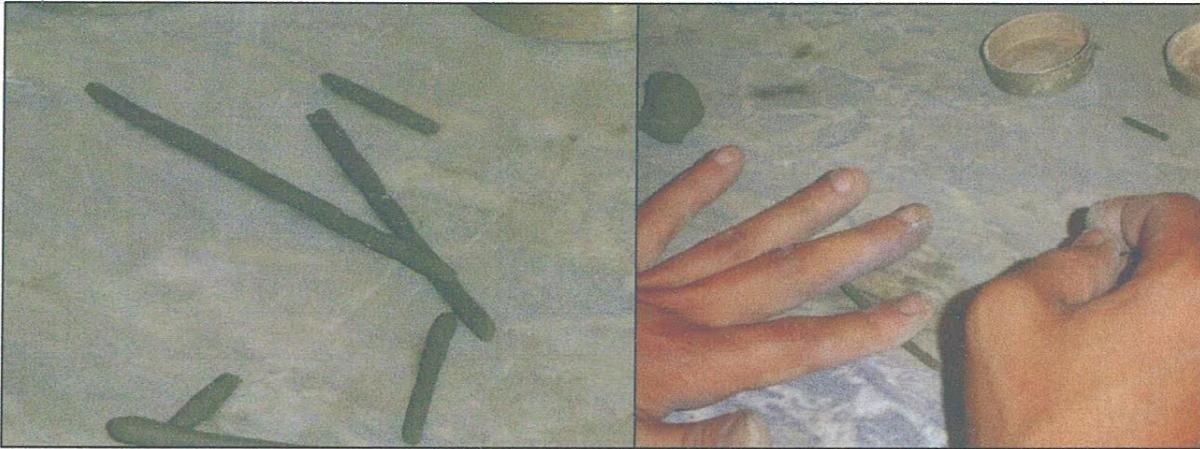


Photo 3.6 Confection des rouleaux pour la limite de plasticité

3.2.2.3 Analyse Granulométrique

➤ *par tamisage sec après lavage*

a) Définitions

L'analyse granulométrique identifie le sol par la détermination de la répartition en poids des grains suivant leurs dimensions.

Cette méthode se fait par tamisage, à sec, au moyen de tamis à mailles carrées de dimension supérieure à 80 μ m.

b) Méthode d'analyse

La totalité du matériau sec est versé au sommet d'une colonne d'au moins trois tamis de mailles décroissantes du haut vers le bas. Sous le dernier tamis, on dispose d'un fond de tamis pour recueillir les passants éventuels. On agite alors manuellement ou mécaniquement la colonne de tamis, on termine le tamisage en remuant le matériau à la main afin de s'assurer que plus aucun élément ne passe à travers les mailles de chaque tamis.

Les refus sur chaque tamis sont pesés successivement puis cumulés, ensuite le pourcentage massique de refus (et du passant) est déterminé :

b) Pourcentage massique de refus

$$100 - p = 100 R/m_s$$

Où :

R : refus cumulés

m_s : masse totale initiale de l'échantillon de sol sec.

Pourcentage massique de passant

$$p = 100\left(1 - \frac{R}{m_s}\right)$$

Les résultats sont fournis sous forme graphique (courbe granulométrique), éventuellement accompagnés du tableau des résultats.



Photo 3.7 Tamis à mailles carrées normalisées

Remarques

1-on peut alors calculer le coefficient d'uniformité $C_U = \frac{d_{60}}{d_{10}}$

2- et le coefficient de courbure $C_U = \frac{d_{30}^2}{(d_{10} \times d_{60})} = C_U \left(\frac{d_{30}}{d_{60}}\right)^2$

3-Pour les particules inférieures à 80 μm , l'analyse granulométrique est faite par la méthode de sédimentation.

➤ **par sédimentation.**

L'analyse granulométrique par sédimentométrie s'adresse à des échantillons de sols contenant des éléments de diamètre inférieur à 80 μm , c'est-à-dire désigné sous l'appellation de sols fins.

Elle complète l'analyse granulométrique par tamisage qui est limité aux grains de diamètre supérieur à 80 μm . [8]

Elle permet de tracer la courbe granulométrique des éléments fins jusqu'à un diamètre d'environ $2\mu m$.

3.2.2.4 L'essai de cisaillement rectiligne direct à la boîte

a) Définitions

La résistance au cisaillement d'un sol est définie comme étant la contrainte de cisaillement dans le plan de la rupture au moment de celle-ci.

En effet, lorsqu'un système de forces est appliqué à un volume déterminé d'un sol, il se développe des contraintes de cisaillement. Ces contraintes entraînent des déformations du sol qui peuvent être importantes le long de certaines surfaces appelées surfaces de glissement ou de rupture.

Le but de l'essai de cisaillement est de déterminer les valeurs de la cohésion C et de l'angle de frottement φ .



Photo 3.8 Dispositif de l'essai de cisaillement

b) Méthode d'analyse

Il existe 3 types d'essais

- Essai non consolidé et non drainé (UU)
- Essai consolidé et non drainé (CU)
- Essai consolidé drainé (CD)

➤ **L'essai UU**

L'éprouvette ne subit aucune consolidation ni aucun drainage préalables, sous la contrainte normale σ de l'essai. C'est un essai rapide, et sauf cas particulier, la droite de Coulomb dans le diagramme $\tau = f(\sigma)$ est horizontale pour un sol cohérent saturé. La rapidité de l'essai doit être telle qu'elle ne permette aucun drainage de l'échantillon, on obtient l'équation : $\tau = c_u$

➤ **L'essai CU**

Chaque éprouvette de sol est consolidée avant l'expérience en lui appliquant la même contrainte normale σ que celle qu'elle va subir pendant l'essai. La vitesse de cisaillement doit être suffisamment rapide pour que le drainage ne puisse pas se réaliser et donc pour que la pression interstitielle ne puisse se dissiper en cours d'essai. La contrainte de cisaillement à la rupture est donnée par l'équation :

$$\tau = C_{cu} + (\sigma' + u)\tan\varphi_{cu}$$

➤ **L'essai CD**

Cet essai est composé de deux phases ; une phase de saturation avec consolidation comme pour l'essai précédent et une phase de cisaillement. La vitesse de cisaillement doit être suffisamment lente pour que la pression interstitielle de l'eau puisse se dissiper et ainsi être considérée comme nulle à chaque instant.

Il en résulte que $\sigma = \sigma'$. L'essai se fait donc en contraintes effectives. L'équation de Coulomb est donc :

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

Tableau 3.1 la vitesse de phase d'application de σ_N et la phase de cisaillement dépend de type d'essai

Type d'essai	Phase d'application contrainte normale	Phase de cisaillement
UU	Rapide	Rapide
CU	Lente	Rapide
CD	Lente	Lente

c) Déroulement de l'essai

➤ Préparation des éprouvettes

La hauteur des éprouvettes, une fois confectionnées, est telle que :

$$6d_{\max} \leq h \leq L/2$$

L : étant le diamètre intérieur de la boîte de cisaillement, exprimé en mm.

Dans ces conditions, le matériau essayé a des éléments dont la dimension maximale est :

- $d_{\max} \leq 5\text{mm}$ dans le cas de la boîte de 60mm de côté.
- $d_{\max} \leq 8\text{mm}$ dans le cas de la boîte de 100mm de côté.

Pour les sols cohérents ou reconstitués après compactage, les éprouvettes sont taillées de telle sorte que les dimensions de la section droite de l'éprouvette soient ajustées aux mieux à celles de la boîte et que la hauteur (h) en millimètres soit telle que :

$$20 \leq h \leq L/2$$

Ensuite, il faut peser l'échantillon pour le calcul de sa teneur en eau.

Pour les sols pulvérulents, après solidarisation des deux demi boîtes et après avoir mis en place une plaque drainante (pierre poreuse), préalablement saturée, dans le fond de la demi boîte inférieure, le matériau est compacté directement dans la boîte. La masse de sol à introduire dans celle-ci est déterminé pour obtenir après compactage une éprouvette de densité choisie et pour que le plan de cisaillement se retrouve sensiblement à mi-hauteur de l'éprouvette.

➤ Réalisation de l'essai

Pour valider l'essai, il faut au moins cisailer trois éprouvettes d'un même échantillon, de mêmes dimensions et préparées dans les mêmes conditions. Ces éprouvettes sont cisailées à la même vitesse mais soumises à des efforts N différents.

La contrainte verticale maximale, appliquée à la série, d'éprouvettes doit être supérieure à la contrainte effective verticale induite dans le sol après la réalisation de l'ouvrage. On choisit généralement 100, 200 et 300 KPa.

Avant le cisaillement, on procède aux phases de saturation et consolidation (Photo 3.9)



Photo 3.9 Echantillons en phase de saturation

Concernant la saturation, on met les trois boîtes dans un récipient (voir photo ci-dessus) rempli d'eau, pendant 24h, ensuite on les met dans le châssis qui est lui aussi rempli d'eau pour leur consolidation à l'effort N de chaque éprouvette. On mesure le déplacement vertical δh du piston en fonction du temps pendant une heure au moins et jusqu'à stabilisation.

Après consolidation, vient la phase de cisaillement. La vitesse maximale de cisaillement est déterminée à l'aide de la courbe de consolidation selon la relation

$$V_{\max} = 125/t_{100} \text{ avec } V_{\max} \leq 25$$

Le t_{100} est déterminé par l'intersection entre la tangente des trois premiers points de courbure et l'asymptote. Le cisaillement s'effectue à vitesse constante jusqu'à obtention d'un déplacement de 5mm.

Après arrêt de l'essai, on pèse l'éprouvette pour obtenir sa teneur en eau.

d) Expression des résultats

Les mesures sont gérées par ordinateur grâce à une cellule informatique reliant les appareils de mesures à un ordinateur. Les lectures sont exploitées par un logiciel qui trace les courbes en temps réel. Cette cellule informatisée prend une série de 25 lectures de déplacement horizontal par pas de 0.2 mm.

On obtient deux courbes pour chaque échantillon

- une courbe de tassement (mm) en fonction du déplacement horaire (mm) ;

▪ une courbe de la contrainte de cisaillement (KPa) en fonction du déplacement horaire (mm).

Sur ce graphique, la résistance au cisaillement est exprimée comme étant le maximum de la contrainte de cisaillement τ_{max}

Les valeurs de la résistance au cisaillement ainsi définies obtenues lors de l'essai sont portées sur une courbe, en fonction de la contrainte normale σ s'appliquant sur le plan de rupture.

La courbe obtenue est approximativement une droite appelée droite intrinsèque d'équation $\tau = c + \sigma \tan \phi$, elle exprime la loi de Coulomb. L'angle formé entre cette droite et l'axe des abscisses est l'angle de frottement ϕ et l'ordonnée à l'origine est la cohésion C (Figure 3 4)

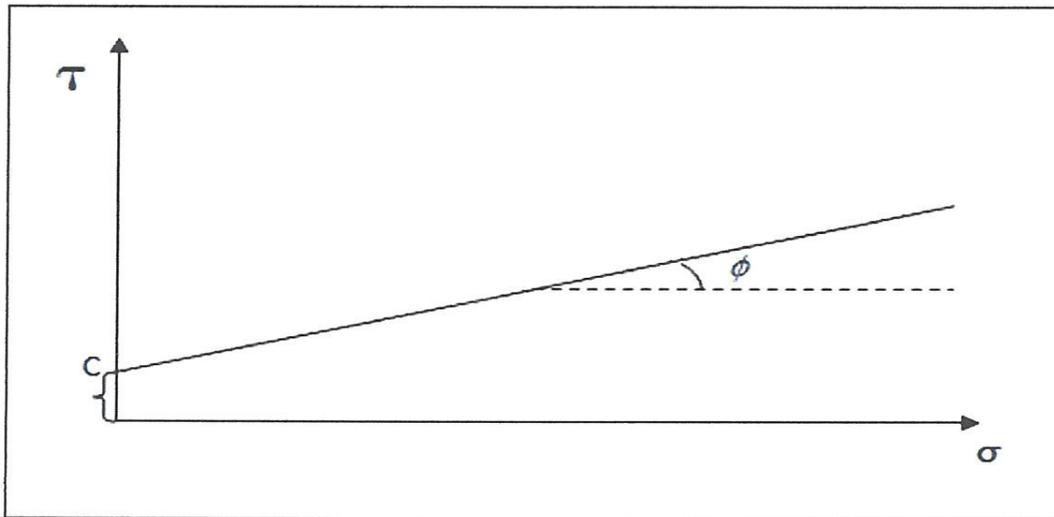


Figure 3.4 Courbe intrinsèque

3.2.2.5 Essai Oedométrique

a) Définitions

C'est un essai permettant d'évaluer l'amplitude des tassements des ouvrages ainsi que leur évolution dans le temps, il s'applique aux sols fins quasi saturés.

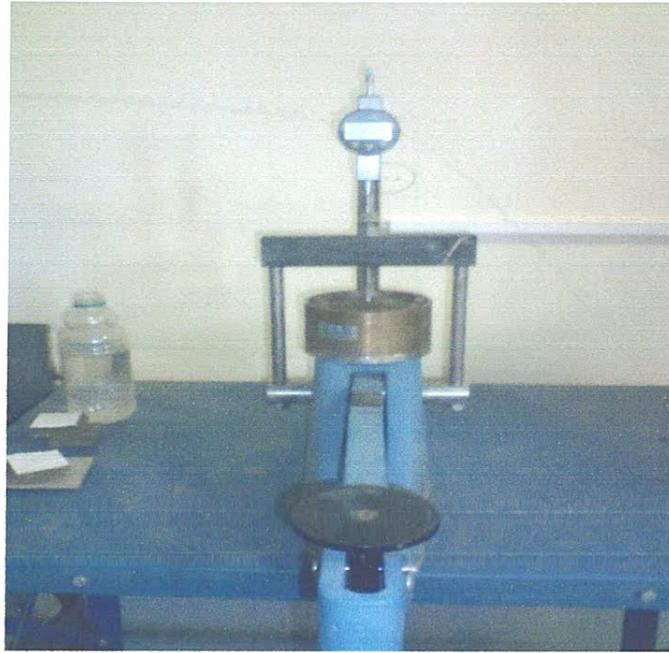


Photo 3.10 Vue générale de l'appareil Oedométrique

b) Méthode d'analyse

➤ **préparation de l'échantillon**

Tout comme pour les essais précédents, l'échantillon est retiré de son contenant grâce à un carottier. Il est ensuite placé dans un moule oedométrique afin de procéder à l'essai.

Pour saturer une éprouvette de sol, il faut appliquer une contre-pression pendant toute la durée de l'essai.

c) Déroulement de l'essai

L'essai consiste à appliquer différentes charges par palier comme expliqué précédemment. Pour chaque palier, on lit la différence de hauteur de l'échantillon à intervalles de temps définis jusqu'à stabilisation puis on passe au palier suivant.

Ces données nous permettent de tracer les courbes suivantes:

La courbe oedométrique ($e, \text{Log}\sigma'_v$) donnant les variations de l'indice des vides du sol en fonction de la contrainte effective verticale appliquée à l'éprouvette

Il existe des systèmes plus sophistiqués utilisant un capteur de pression en bout de tube.

Ils sont aussi utilisés afin de réaliser des prélèvements d'eau de la nappe (ou d'un cours d'eau...) dans le but d'en analyser les composants. Cela est souvent le cas après une pollution où la nappe peut être surveillée de cette façon durant plusieurs années.

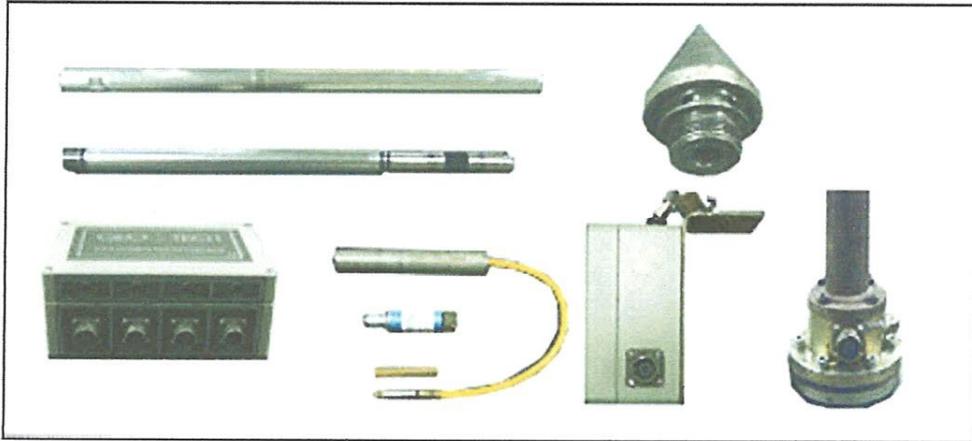


Photo 3.11 Piézocône

3.3 Résultante des essais géotechniques

Le laboratoire (LTP EST) d'Annaba a réalisé deux sondages de part et d'autre de la chaussée au point de glissement de Bouhamdane. Le tableau suivant montre les résultats des essais réalisés sur les éprouvettes prélevées de ces deux sondages SC1 et SC2.[2]

Tableau 3.2 paramètre des essais géotechniques

SC	SC1	SC1	SC2	SC2	SC2
Profondeur (m)	20.00—22.00	23.00—24.00	11.00—11.50	18.00—18.50	22.00—24.50
$\gamma_d(t/m^3)$	1.90	1.84	1.20	2.08	2.08
$\gamma_h(t/m^3)$	1.8	1.8	1.9	1.8	1.8
w(%)	19.00	14.50	18.00	19.00	19.00
S_r (%)	100	83	39	100	100
<i>Limites d'Atterberg</i>					
w_l	47.00	47.00	41.00	32.00	45.00
w_p	24.00	24.00	20.00	13.00	22.00
<i>Analyse granulométrique</i>					
2.00mm	86.30	84.80	86.10	84.60	96.10
0.08mm	72.40	73.50	79.70	72.30	89.10
0.04mm	61.00	59.00	62.00	54.00	67.00
	31.20	26.10	36.90	34.3	32.60
<i>Cisaillement rectiligne</i>					
C (kPa)	20	20	10	20	20
φ (°)	20	20	15	20	20

3.4 Conclusion

Une réalisation correcte des essais que ce soit au laboratoire ou in-situ, conduit aux résultats fiables des caractéristiques physiques et mécaniques des sols. Ces résultats ont un impact important sur la stabilité de l'ouvrage calculé.

Nous présentés dans ce chapitre quelques essais au laboratoire et in-situ.



Chapitre 04

Etude du glissement de Bouhamdane « CW27ouPK60+300 »

2012

4.1 Introduction

Le projet de fin d'étude qui nous a été confié par la direction des travaux publics de Guelma (DTP de Guelma) est basé sur l'étude d'un glissement survenu sur

Le chemin de wilaya ' CW27 au PK60+300' (voir plan de situation dans la figure 4.1 et la photo 4.1.

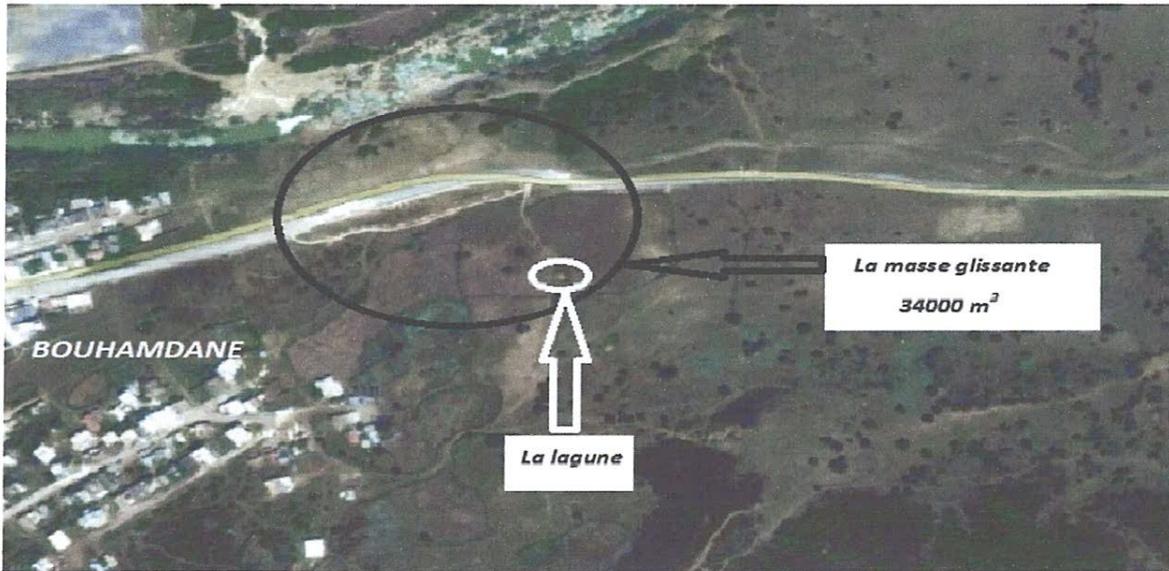


Photo 4.1 Vue aérienne du site de Bouhamdane



Figure 4.1 Plan de situation du site de Bouhamdane



Photo 4.2 Vue générale du point de glissement de Bouhamdane

4.2 Historique

Les enquêtes effectuées auprès de la population indiquent que le mouvement de terrain a été observé en 2004 et expertisé par le CTTP en 2005.

Les constats relevés en février 2004 sont :

- Amorce du glissement du talus de remblais entraînant un important affaissement en tête de remblais.
- Absence de protection du pied du talus de remblais.
- Absence de protection du pied du talus de remblais près du cours d'eau.
- Présence de blocs sur les talus de déblais et remblais.
- Ravinement profond dans le corps de remblais.
- Le matériau de remblais comportant un fort pourcentage de blocs a permis aux eaux de ruissellent de s'infiltrer dans le corps de remblais en saturant à sa base le sol support argileux.

D'Après les observations et l'enquête effectuée auprès de la subdivision des travaux publics de Hammam Debagh, l'entretien de la chaussée pour le maintien de la circulation entre 2006 et 2010 a engendré une hauteur supplémentaire moyenne de 4 à 9 m, ceci peut s'expliquer par la mise en dépôt des déblais issus des éboulements du talus aval et la recharge de la chaussée.

Le glissement, à l'heure actuelle est toujours en mouvement surtout en période de pluies. La circulation se fait difficilement grâce à l'intervention périodique des services de la DTP de la wilaya de Guelma par des opérations de rechargement des affaissements et de colmatage des fissures.

Le régime hydrologique du site montre que l'eau superficielle de pluies et nettement agressive vis-à-vis des tendres formations d'argiles et marnes et l'existence du cours d'eau à l'aval du mouvement est un facteur déstabilisant qui sera pris en considération durant l'étude.

Une source d'eau a été repérée au niveau du coté amont du versant ce qui indique l'existence d'un régime hydraulique souterrain.

La conclusion sommaire que nous pouvons émettre sont les suivantes :

- les travaux entrepris pour le confortement sont arrêtés ;
- la mise en dépôts du remblai en aval du glissement ;
- les mouvements subis par le soutènement en gabion sont importants-Photo 4.3-

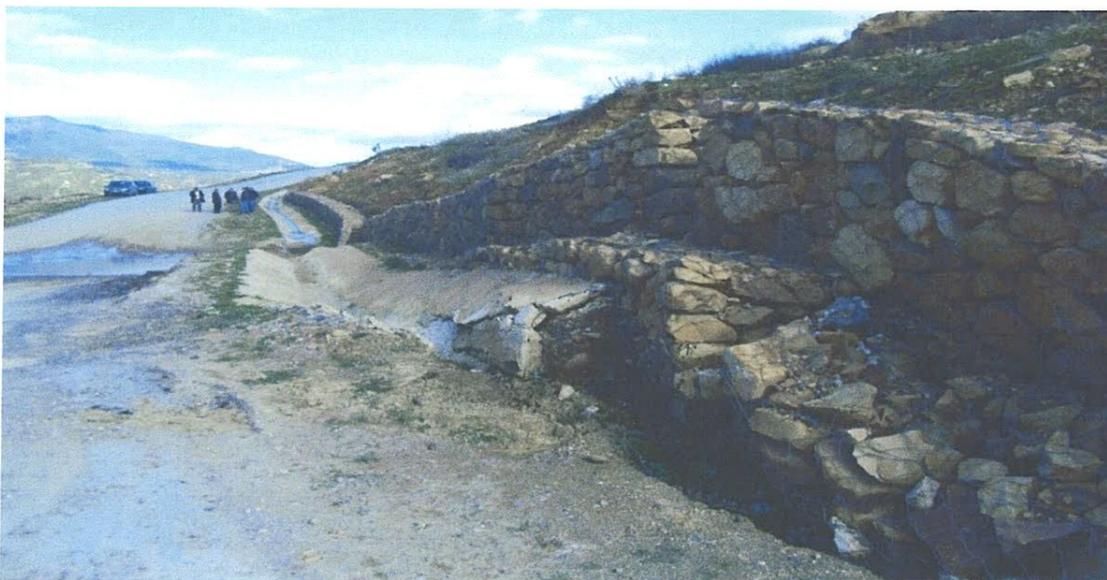


Photo 4.3 Glissement de Bouhamdane

- la présence d'eau dans le sol en amont et en aval de la route ;
- les sols de la surface sont sensibles à l'eau et probablement les couches de sols sous-jacentes.

4.5 Etude de la stabilité

4.5.1 Analyse de la stabilité

a) Type de glissement

La nature du sol, les conditions géomorphologiques ainsi que les constatations visuelles du site, nous confirment que ce glissement est de type rotationnel qui se produit généralement dans les formations meubles.

b) Surface de glissement

Notre étude sera basée sur l'hypothèse d'une rupture circulaire qui se développe selon le pied du talus.

c) Coefficient de sécurité

L'objectif de l'étude est la détermination du coefficient de sécurité en fonction de plusieurs paramètres.

Le coefficient admissible est généralement pris entre [1.2-1.5]

Les méthodes de calcul du coefficient de sécurité sont basées sur les hypothèses suivantes :

- la rupture se produit simultanément en tout point de la surface de glissement ;
- le coefficient de sécurité est constant en tout point de la surface de glissement.

4.5.1.1 Données géométriques

a. Coordonnées du talus

X	Y
190.57	0.00
190.57	54.81
187.50	54.47
92.50	39.77
67.50	25.07
52.50	25.07
37.50	18.87
17.50	13.25
7.50	9.78
0.00	5.00
0.00	0.00

b. Coordonnées de la nappe phréatique

X	Y
0.00	4.00
52.50	20.07
67.50	20.07
190.57	49.81

c. Caractéristique du sol

Les couches	C (kPa)	φ (°)	γ_h (kN/m ³)
Couche1(Remblais)	10	15	19
Couche2 (Argile marneuse)	20	20	18

4.5.1.2 Présentation du talus

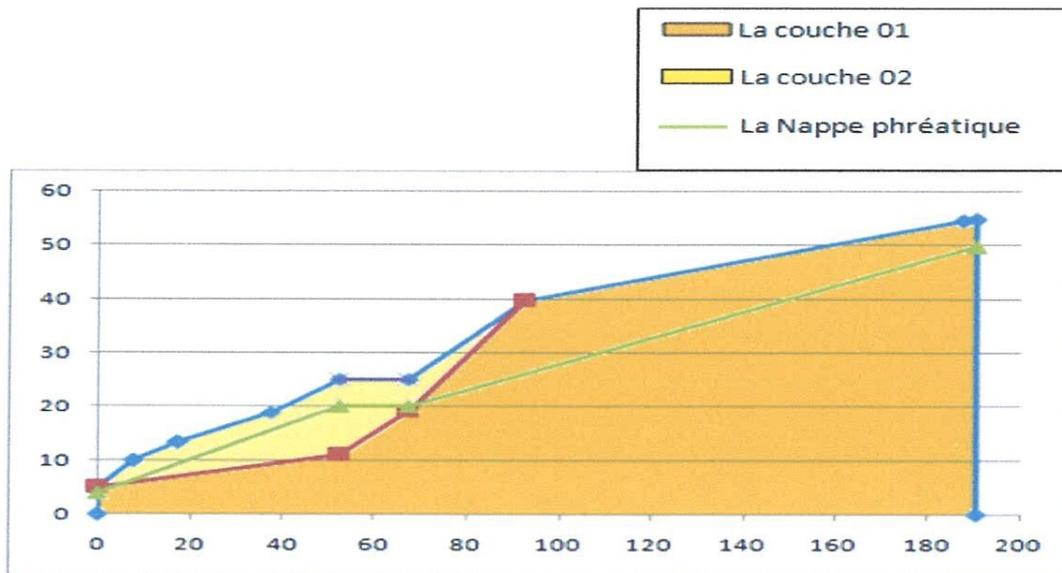


Figure 4.2 Profil représentatif du modèle de référence

4.5.1.3 Analyse pratique de la stabilité du glissement

L'analyse de la stabilité se fait par le calcul en rupture circulaire, ou non circulaire si le sol est stratifié.

Il existe plusieurs logiciels pour le traitement des cas réels de la stabilité, nous disposons de plusieurs moyens de calcul du coefficient de sécurité, nous citerons uniquement que la méthode la plus utilisée dans les laboratoires et les bureaux

d'étude des travaux publics est le calcul informatique, de ce fait on a choisi le programme (SLIDE 6.0 et Flac/slope) conçu pour ce type de problème.

a. Introduction des données

L'introduction des données concernant la géométrie ne pose pas de problème, le régime hydraulique est par contre, souvent très délicat à estimer avec précision car d'une part le régime initial n'est pas toujours connu et d'autre part son évolution dans le temps est très difficile à prévoir.

Les paramètres de cisaillement (c, ϕ) à prendre en compte doivent toujours faire l'objet d'une réflexion approfondie et ne se déduisent pas toujours simplement des résultats d'essais bruts.

a. Les paramètres de cisaillement du sol

Les paramètres mécaniques à introduire dans les calculs sont fonction de deux types de considération.

- a. Type de calcul (court terme ou long terme)
- b. prélèvement des échantillons du sol ayant subi le glissement

Dans nos calculs, on prend les paramètres de cisaillement déduits des essais à la boîte de cisaillement direct.

4.5.1.3.1 Calcul du coefficient de sécurité par le logiciel SLIDE 6.0

➤ Logiciel SLIDE 6.0

Le logiciel SLIDE, développé par Rocscience Inc. Toronto, Canada, est également utilisé pour l'analyse de la stabilité des pentes de sol et des talus rocheux. Le logiciel est également basé sur la méthode d'équilibre limit, qui peut être appliquée pour évaluer la stabilité de la surface de rupture circulaire ou non circulaire.

➤ **Maillage automatique : $O(X=-30.339 \ Y=81.406)$**

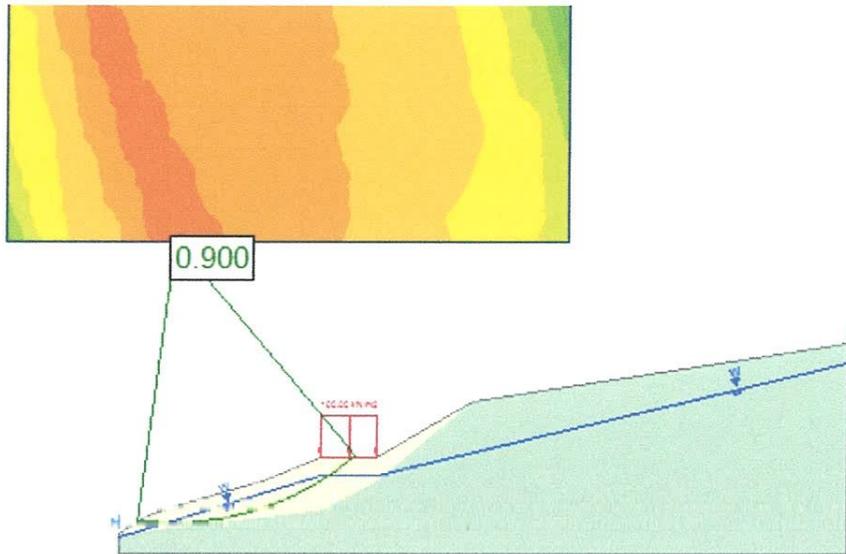


Figure 4.3 Coefficient de sécurité maillage automatique

- ❖ Le coefficient de sécurité déduit par SLIDE 6.0 est égal à 0.900.

4.5.1.3.2 Calcul du coefficient de sécurité par logiciel *FLAC/Slope*

A titre comparatif, nous avons utilisé le logiciel *FLAC/SLOPE* afin de déterminer le coefficient de sécurité.

a. Procédure d'analyse

Flac/Slope est spécifiquement conçu pour faire des analyses multiples et des études paramétriques pour les projets de la stabilité des talus. La structure du programme permet des différents modèles dans un projet d'être facilement créés et stockés pour une comparaison directe des résultats du modèle.

Un projet d'analyse par *Flac/Slope* est divisé en (04) étapes :

- a- Etape des modèles (Models Stage)
- b- Etape de construction (Build Stage)
- c- Etape de calcul (Solve Stage)
- d- Etape de l'impression (Plot stage)

b. Mini Version du Flac (*Flac/Slope*)

La base pour *Flac/Slope* est *Flac*, c'est un code de modélisation numérique d'Itasca pour l'analyse avancée de la géotechnique des sols, des roches et des structures en deux dimensions.

c. Modélisation du cas de Bouhamdane

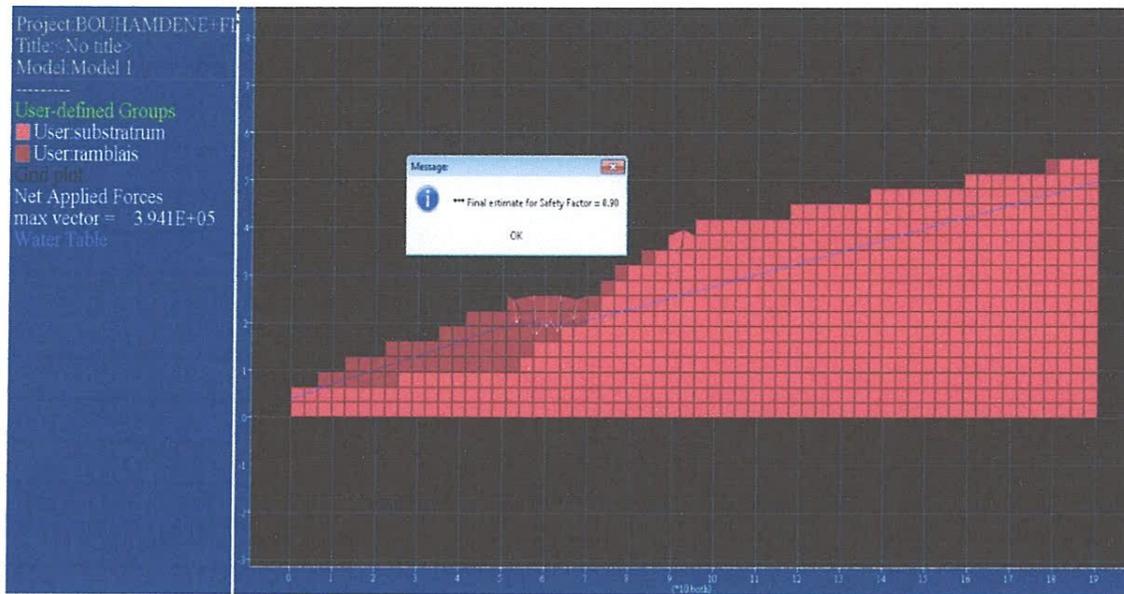


Figure 4.4 Modèle de calcul selon Flac/Slope

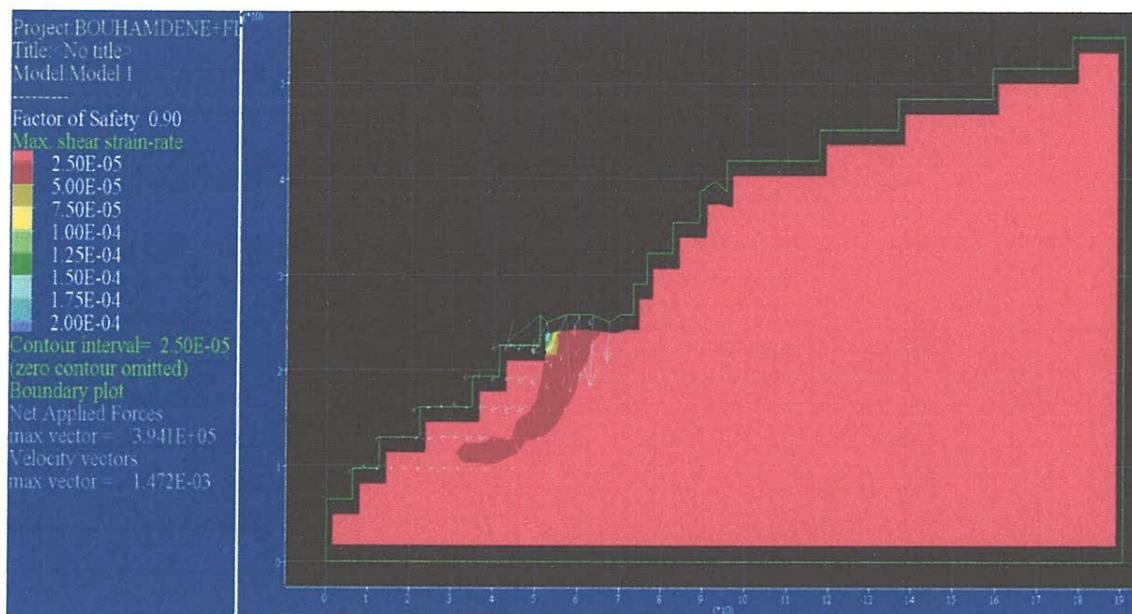


Figure 4.5 Coefficient de sécurité par Flac/Slope

- ❖ Le coefficient de sécurité déduit par Flac/Slope est égal à 0.900.

Conclusion

D'après la modélisation du cas de Bouhamdane par SLIDE 6.0 et Flac/Slope qui nous ont donné un coefficient de sécurité inférieure à 1.2, on conclut que le talus du cas étudié n'est pas stable.

4.6 Causes probables du glissement

a. L'analyse et les observations de l'état des lieux, montre que le glissement est lié aux facteurs suivants :

- *L'existence de la lagune en amont du glissement.*

Lorsque celle-ci est trop pleine, l'eau se déverse de manière anarchique sur le talus dont les formations de surface et sous jacentes sont des sols sensibles à l'eau



Photo 4.4 Lagune en amont du CW.PK 60+300

Des fissures importantes ont été constatées sur le talus et la route favorisant l'infiltration importante d'eau avec absence de gestion des eaux internes (drainage) et insuffisance de collecte des eaux de surface (caniveau et des descentes d'eaux)

Ces infiltrations des eaux dans le corps de remblais comportant des blocs rendent les matériaux perméables, les eaux piégées ont rendu le sol support mou.

Le sapement des berges de l'oued bouhamdane a détruit la butée du pied au niveau de l'oued ce qui a entraîné la déstabilisation de tout le versant.



Photo 4.5 Le sapement des berges de l'oued Bouhamdane

C'est un glissement d'ampleur importante pour lequel une connaissance du niveau de la nappe phréatique, la profondeur de la surface de glissement et les caractéristiques des sols en place, est incontournable pour diagnostiquer les causes de l'instabilité afin de préconiser le confortement adéquat.

✚ En conclusion les causes les plus probables de l'instabilité du versant sont liées aux facteurs naturels les plus importants qui sont :

- * La topographie du site (déclivité des pentes) ;
- * la nature des terrains (sensibilité à l'eau) ;
- * l'hydrogéologie du site (présence d'écoulement souterrain) ;
- * hydrologie (régime des oueds).

b. Conditions géotechniques générales

D'une manière générale, le site en question présente plusieurs facteurs favorisant son instabilité à différents degrés d'importance, on peut citer :

- * le relief relativement accentué caractérisé par une vallée moyennement forte ;
- * des sols fins faiblement à moyennement cohésifs et évolutifs en présence de l'eau ;
- * pente du terrain naturel dépasse les 25% dans des endroits ;



Photo 4.6 Glissement au niveau de la pente

* présence d'eau souterraine qui entraîne une totale modification du comportement mécanique des sols ;

-Identification des formations affectées

Les caractéristiques physiques de ces formations les classent en sols fins, moyennement denses et presque saturés.

La teneur en eau naturel varie de $w_n = 14.5\%$ à 19.00% .

La masse volumique sèche est de l'ordre de $\gamma_d = 1.9$ à 2.08 t/m^3

Le degré de saturation S_r est légèrement inférieur à 100% .

Le relevé piézométrique en date du 27/07/2011 indique un niveau d'eau de 12.82 m au dessous de la surface du sol.

Le mouvement irrégulier qui affecte le versant est généralement compris entre 7 à 14 m de profondeur,

C'est un mouvement gravitaire et superficiel qui est la succession de plusieurs ruptures circulaires.

4.7 Traitement du cas de Bouhamdane par SLIDE 6.0

Afin de traiter ce point de glissement, nous devons dégager la masse du sol affecté par le glissement. Nous procédons à reconstruire le talus en utilisant de l'oued de Bouhamdane, vu sa proximité du point de glissement à traiter. Le système de renforcement utilisé dans cette étude est la géogrille. La stabilité du talus reconstitué est analysée par le logiciel SLIDE 6.0, comme le montre la figure 4.6.

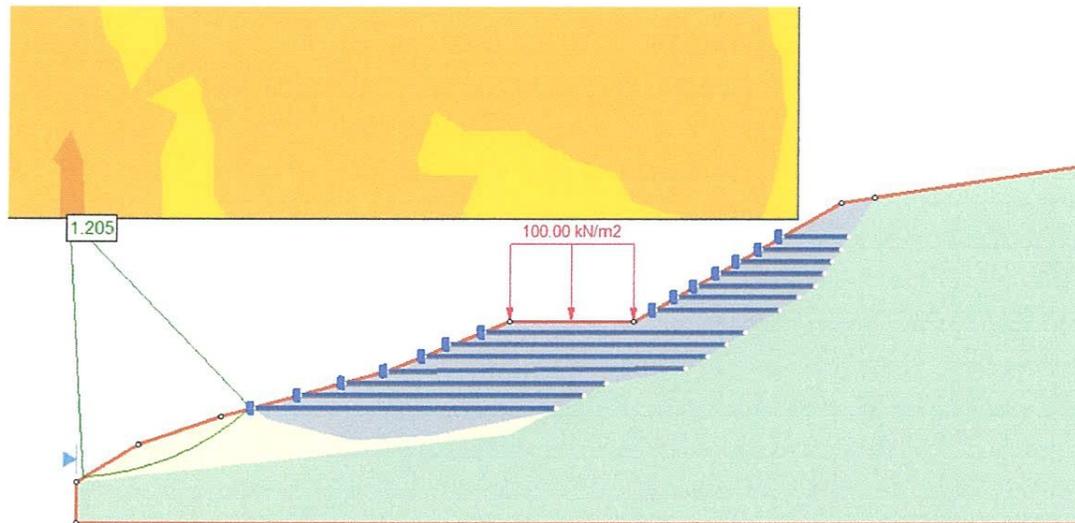


Figure 4.6 Coefficient de sécurité après le traitement avec géogrille

4.8 Solution de confortement

Au vu des désordres apparents et des constats faits lors de la visite du bureau d'étude du point glissement de Bouhamdane, il ressort les éléments suivants :

a. Vidange de la lagune

Le bureau d'étude pense que toute l'eau qui a été vidangée s'est infiltrée dans les terrains en amont du C.W et sous chaussée et en aval de la route. Cette imbibition a nécessairement dégradé les caractéristiques du terrain qui est visiblement sensible à la variation de la teneur en eau car il est de nature argilo-limoneuse.

Les glissements qui ont été ainsi provoqués et qui n'a non seulement pas touché la chaussée et le talus aval de la chaussée, mais également le talus et les terrains en amont de la route.

L'opération de vidange se fera par la réalisation de tranchées drainantes ; l'une de collecte implantée sous la source en amont du glissement d'une profondeur de 5 mètre de forme prismatique (1.50 mètres à la base et 10 mètres en longueur) et deux tranchées d'évacuation reliées à la première, de forme rectangulaire (de base 1.5 mètres et de hauteur variable avec un minimum de 1.5 mètres) et jetées dans le fossé trapézoïdale en pied du talus.

Ces tranchées seront remplies de pierres sèches de granulométrie 60/200mm

b. Drainage des terrains

Compte tenue de la configuration topographique et de la présence de la lagune en amont du site, il convient de capter et canaliser les eaux d'infiltration et les sources éventuelles afin d'éviter qu'elles ne viennent dégrader les caractéristique des sols. Ce drainage concerne le talus en amont.

Le dispositif de drainage comprend

- Une tranchée drainante

Disposée sous le fossé bétonné de forme trapézoïdale en pied du talus de déblai. Cette tranchée de 220 m de long et de 3 m de profondeur et de 1.20 m de largeur est remplie de graviers 25/40 enveloppés dans un géodrain, au bas de la tranchée est posée une buse perforée $\varnothing = 300$ en PVC enveloppée dans un géodrain pour l'évacuation des eaux d'infiltration.

Cette tranchée aura pour rôle de protéger le corps de chaussée et le corps du remblai des infiltrations provenant du talus



Photo 4.7 La phase de réalisation de tranche drainante

- Pour la gestion des eaux de surface

Il a été prévu :

- La réalisation d'un caniveau en béton rectangulaire (0.50x0.50x0.1)m, juste au dessus des bêche de stabilité du talus déblayé ;
- La reprise totale du fossé bétonné trapézoïdal au pied du talus déblayé
- la réalisation de descente d'eau sur le talus en aval vers l'oued en Bouhamdane.

c. Reprofilage

Réglage du talus de la berge a la pente 2/3

-Remblai en partie aval du talus renforcé par des nappes de géogridde espacées de 1.5m en hauteur.

e. Protection sur les berges de l'oued

Au niveau des berges de l'oued de Bouhamdane et du talus qui le surplombe, une protection anti-affouillement/érosion et un maintien de la butée sont indispensables.

La protection envisagée consiste à réaliser, sur la berge droite de l'oued sur une hauteur de 5m, une carapace en béton épaisse de 4 m suivant le talus taillé préalablement.

Des déflecteurs en enrochement bétonné seront ancrés dans le lit de l'oued.

Ces déflecteur de dimensions $L = 12\text{m}$, $l = 1.5\text{m}$ et $H = 1\text{m}$ seront disposés tous les 20m perpendiculairement à la berge.

Cet ouvrage en gros enrochement (résistance aux forces hydrodynamiques de l'oued) devra intéresser tout au long de la zone concernée par le glissement et par l'érosion due à l'oued.

Le dispositif de confortement avec tous les détails et dimensions est illustré dans la figure 4.7et 4.8.

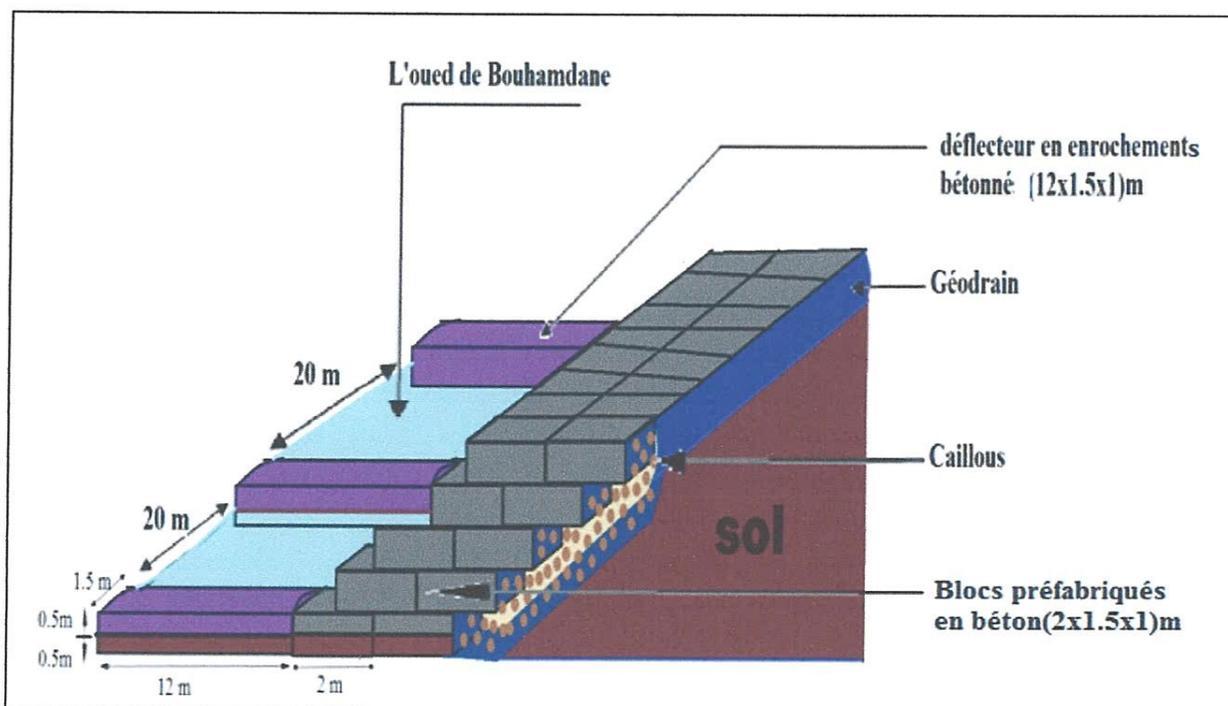


Figure 4.7 Protection de la rive au pied du talus de l'oued

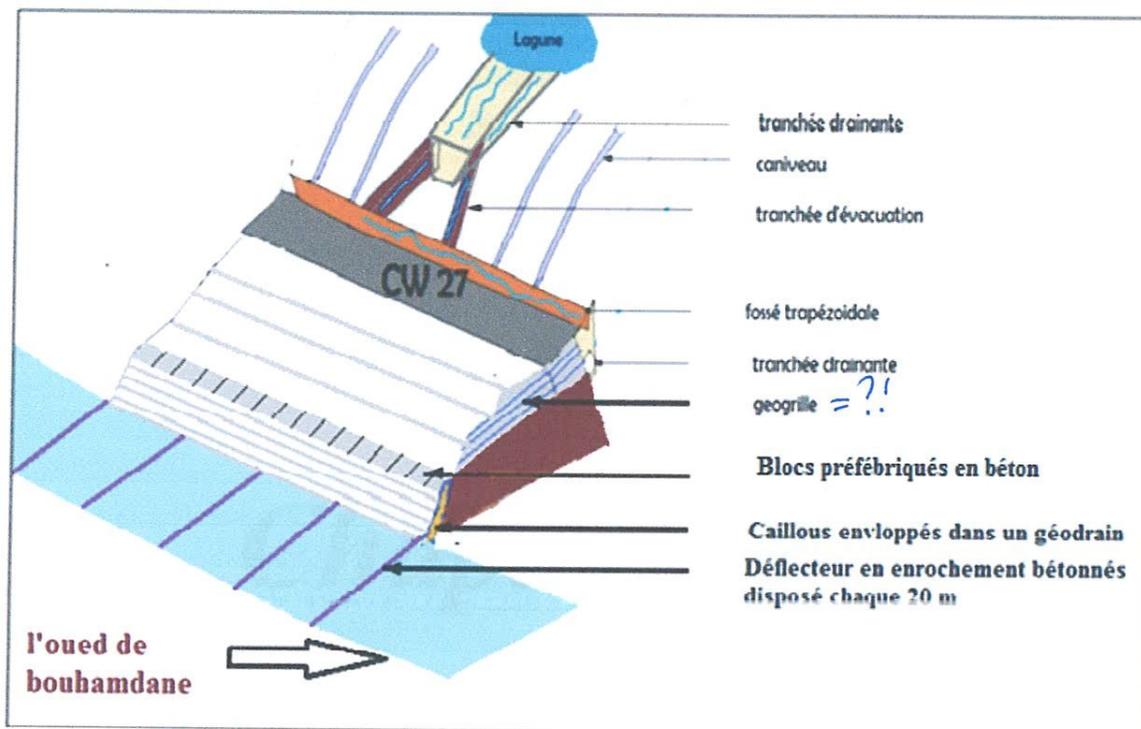


Figure 4.8 confortement du glissement (CW27.PK60+300)

f. Reconstruction des gabions déformés

4.9 Recommandations

Les travaux de confortement ne seront entamés qu'après le vidage de la lagune.

Les travaux doivent être réalisés pendant la période sèche surtout pour la réalisation des bèches de stabilité pour lesquelles des précautions seront à prendre en compte pour la protection des fouilles dont les profondeurs seront supérieures à 3m et devront être impérativement blindées.

Il est recommandé d'associer au dispositif de confortement des plantations d'arbres sur les talus pour lutter efficacement contre l'érosion provoquée par les eaux de ruissellement. Les racines arment en quelque sorte les couches superficielles qui ne peuvent plus être entraînées par les eaux de ruissellement.

4.10 Conclusion

Quelque soit le confortement adopté pour ce point de glissement, il reste toujours comme solution provisoire. A notre avis, la meilleure solution est de réaliser un nouveau tracé qui évite complètement la zone instable.

5.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous avons mené une étude paramétrique qui consiste à faire varier les différents paramètres qui sont jugés avoir une influence sur le glissement de terrain. Ensuite, nous avons essayé d'analyser les différentes valeurs que du coefficient de sécurité en fonction de la variation de ces paramètres.

Ce procédé s'avère très efficace pour nous rapprocher de la réalité du terrain, vu qu'en mécanique des sols en général et dans les glissements de terrain en particulier, il y a beaucoup d'aléas et d'imprécisions qui font nous éloigner du comportement réel du sol.

5.2 Paramètres à étudier

Plusieurs paramètres ont été pris en compte pour l'évaluation du risque de glissement.

Les calculs sont faits en supposant une surface de rupture circulaire. L'effet de la variation du maillage de centres des cercles de glissement, de la position du maillage des centres, de l'utilisation des différentes approches de l'Eurocod7, du niveau de la nappe phréatique, de la charge sismique considérée, de la charge du trafic routier de l'angle de frottement interne et de la cohésion est étudié dans cette investigation.

5.3 Effet de paramètre de modélisations

Parmi les paramètres de modélisation, on propose l'étude de l'effet des trois paramètres suivants :

- maillage de centres des cercles de glissement ;
- position du maillage ;
- les approches de l'Eurocod7.

5.3.1 Influence du maillage de centres de cercles de glissement

Parmi les paramètres de modélisation, on propose l'étude de l'effet du maillage de centres de cercles du glissement. La comparaison des résultats du calcul des différents maillages de centres des cercles est présentée dans le tableau 5.1.

Tableau 5.1 Variation du coefficient de sécurité en fonction du nombre de centres de cercles de glissement par différentes méthodes.

Essai	Maillage	Fellenius	Bishop simplifiée	Janbu simplifiée	Janbu corrigée	Spencer	Corps of Engineers #1	Corps of Engineers #2	Lowe-karafiath	Morgenstern-Price
1	2x2	1,023	1.034	1.014	1.057	1.036	1.044	1.041	1.038	1.036
2	4x4	0,908	0.940	0.890	0.932	0.939	0.940	0.937	0.939	0.940
3	8x8	0,884	0.940	0.861	0.926	0.940	0.939	0.940	0.937	0.940
4	10x10	0,869	0.929	0.856	0.909	0.931	0.929	0.930	0.928	0.931
5	12x12	0,836	0.923	0.835	0.899	0.922	0.923	0.932	0.924	0.922
6	14x14	0,843	0.924	0.829	0.892	0.923	0.924	0.931	0.924	0.929
7	16x16	0,865	0.929	0.861	0.917	0.928	0.929	0.931	0.928	0.926
8	18x18	0,836	0.930	0.835	0.899	0.931	0.930	0.932	0.930	0.931
9	20x20	0,835	0.925	0.826	0.889	0.928	0.925	0.930	0.926	0.928
10	22x22	0,854	0.919	0.835	0.899	0.921	0.919	0.929	0.919	0.919
11	24x24	0,836	0.919	0.835	0.899	0.919	0.919	0.924	0.919	0.919
12	30x30	0,836	0.927	0.835	0.899	0.929	0.928	0.929	0.927	0.929
13	35x35	0,833	0.921	0.827	0.891	0.923	0.920	0.926	0.921	0.920
14	40x40	0,835	0.922	0.826	0.889	0.921	0.922	0.925	0.922	0.921
15	50x50	0,833	0.921	0.829	0.892	0.921	0.922	0.926	0.921	0.921
16	70x70	0,833	0.918	0.827	0.891	0.919	0.918	0.923	0.919	0.919
17	100x100	0,833	0.917	0.826	0.889	0.919	0.917	0.919	0.917	0.918
18	150x150	0,833	0.918	0.826	0.887	0.918	0.918	0.921	0.918	0.918
19	200x200	0,833	0.917	0.826	0.888	0.918	0.917	0.919	0.917	0.918

Nous essayons de représenter graphiquement la variation du coefficient de sécurité en fonction du maillage de centres des cercles de glissement, comme le montre la figure 5.1, en utilisant la méthode de Fellenius. Nous remarquons clairement qu'à partir du maillage 20x20, le coefficient de sécurité devient relativement constant.

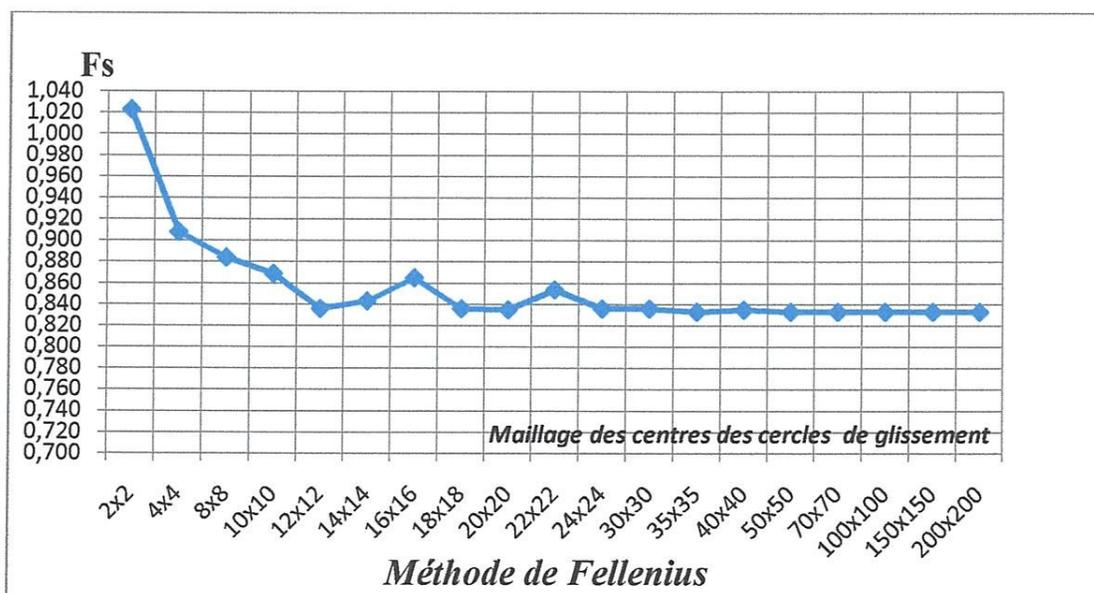


Figure 5.1 Influences des nombres de centres du cercles de glissement sur le coefficient de sécurité Obtenue par la méthode de Fellenius.

La méthode simplifiée de Bishop montre aussi que le coefficient de sécurité devient constant à partir d'un maillage de 12x12, comme le montre la figure 5.2. Ce qui donne un temps de calcul plus court que celui utilisé avec la méthode de Fellenius.

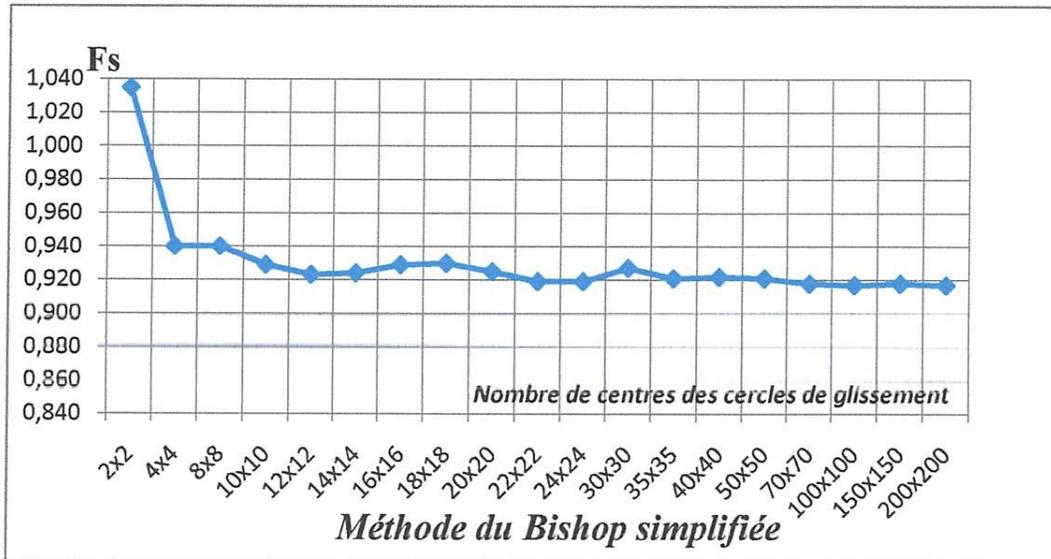


Figure 5.2 Influences des nombres de centres des cercles de glissement sur le coefficient de sécurité Obtenu par la méthode de Bishop simplifiée

Avec la méthode simplifiée de Janbu, le coefficient de sécurité devient constant à partir d'un maillage de 20x20, comme le montre la figure 5.3.

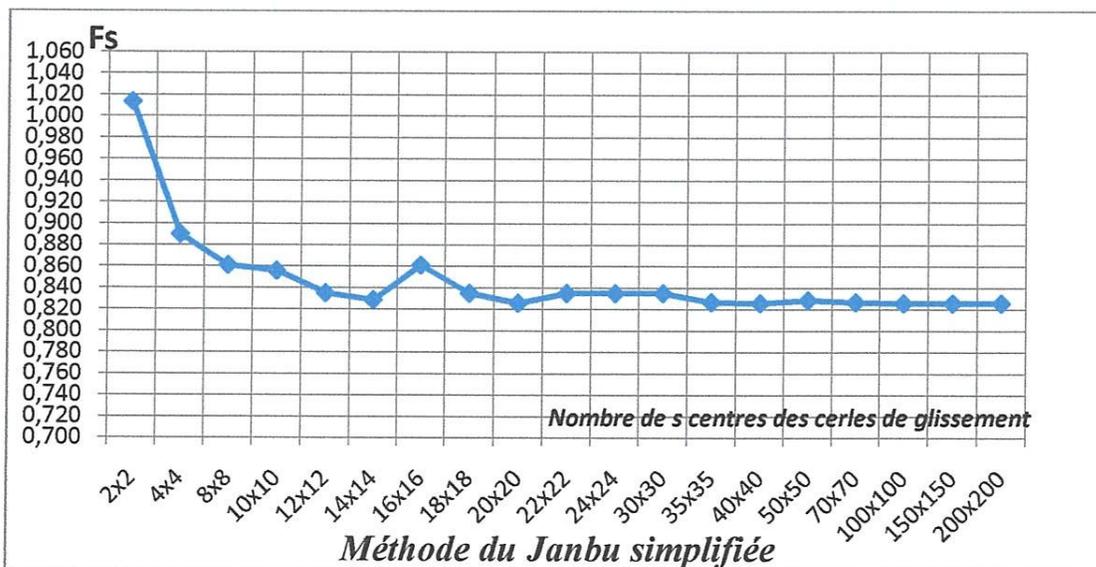


Figure 5.3 Influences des nombres de centres de cercles de glissement sur le coefficient de sécurité Obtenu par la méthode de Janbu simplifiée

- A titre d'exemple, nous présentons le résultat du calcul du coefficient de sécurité calculé par SLIDE 6.0 en utilisant la méthode de Fellenius, avec deux maillages différents.
- Pour un maillage de (20x20)



Figure 5.4 Coefficient de sécurité pour nombres de centres des cercles du glissement (20x20) obtenue par la méthode de Fellenius

- Pour un maillage de (200x200)

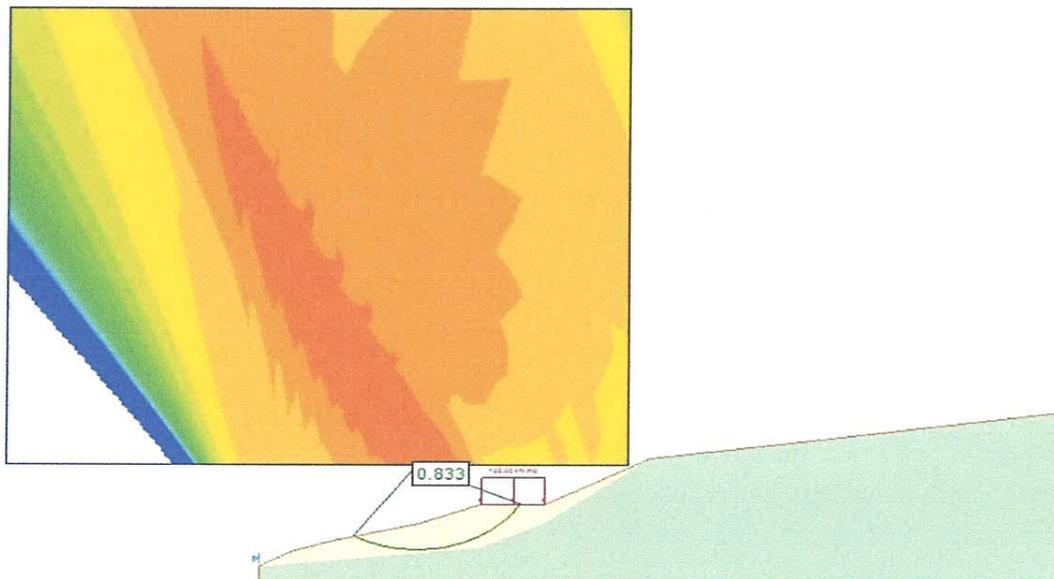


Figure 5.5 Coefficient de sécurité pour maillage des centres des cercles du glissement (200x200) obtenu par la méthode de Fellenius.

- *discussion des résultats*

Dans un premier temps on constate que:

Lorsque le maillage de centres des cercles de glissement varie de (2x2) à (20x20), le coefficient de sécurité diminue considérablement.

Après le maillage de centres des cercles de (20x20), le coefficient de sécurité ne varie presque pas en fonction du maillage de centres des cercles.

- *conclusion*

On peut dire que le coefficient de sécurité obtenu avec un maillage de (20x20) est la meilleure valeur par rapport temps de calcul nécessaire (trente second) au lieu de quatre minute pour (200x200).

5.3.2 Influence de la position du maillage

Dans l'application des méthodes d'équilibre limite, la position du maillage des centres des cercles de glissement a une influence considérable sur la valeur du coefficient de sécurité. C'est pour cette raison qu'on doit faire plusieurs essais afin de déterminer la meilleure position du maillage qui donne le coefficient de sécurité minimal.

5.3.2.1 maillage choisi manuellement par l'utilisateur

Nous conservons la taille du maillage et nous changeons les coordonnées d'un point O, se trouvant sur le coin gauche en bas du maillage, comme le montre la figure 5.6.

Le coefficient de sécurité en fonction de la position du maillage est représenté dans le tableau 5.2.

Tableau 5.2 Variation du coefficient de sécurité en fonction de la position du maillage (Méthode de Fellenius)

<i>Position</i>	<i>X(m)</i>	<i>Y(m)</i>	<i>F_S</i>
1	- 84.742	-12.522	0.851
2	-75.277	34.222	0.845
3	-60.001	37.810	0.835
4	-57.779	-10.275	0.870
5	-32.582	29.727	0.858
6	-30.339	81.406	0.900
7	-10.125	25.454	0.866
8	2.177	49.500	0.880
9	6.510	71.070	0.900
10	24.485	55.792	0.878
11	42.908	61.176	1.130
12	65.297	54.617	1.230
13	86.947	58.929	1.400

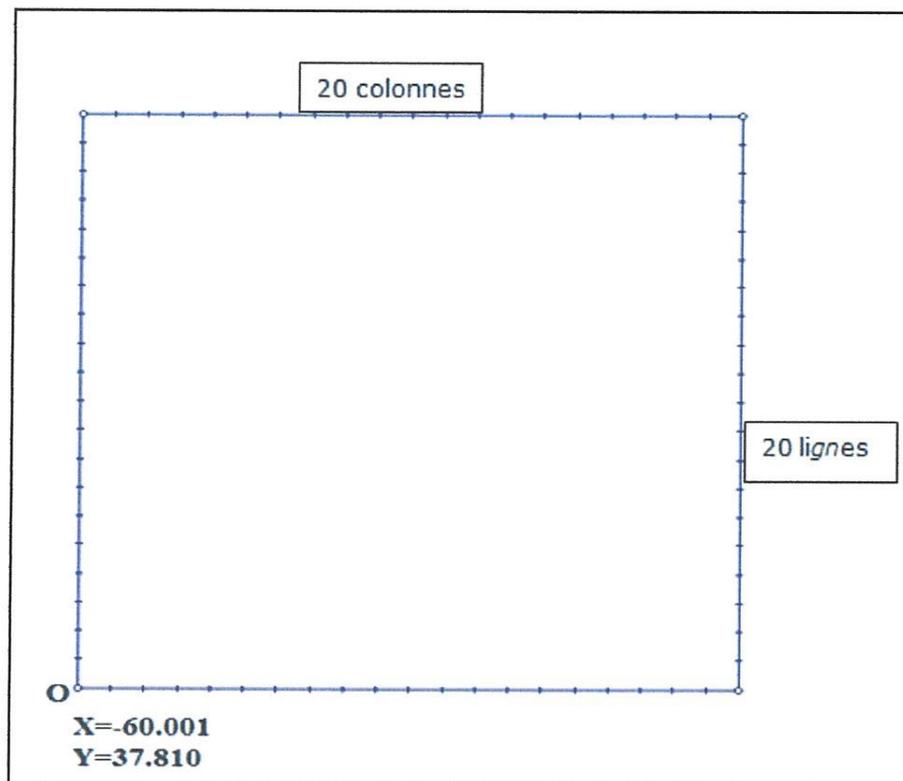


Figure 5.6 Maillage représentant les centres des cercles du glissement

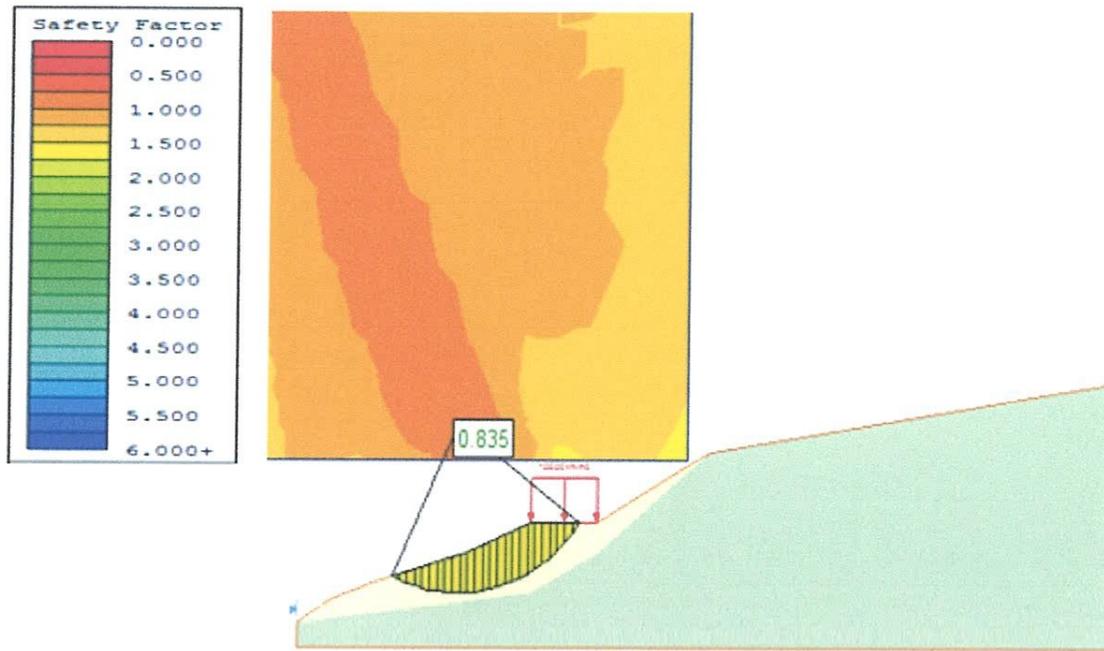


Figure 5.7 Coefficient de sécurité correspondant à la figure 5.6

5.3.2.2 Maillage automatique : $O(X=-30.339, Y=81.406)$

Maintenant, nous utilisons un maillage automatique (position N° 6 tableau 5.2) offert directement par afin de comparer son coefficient de sécurité avec celui déduit par le maillage correspondant à la position N° 3 indiquée au tableau 5.2.

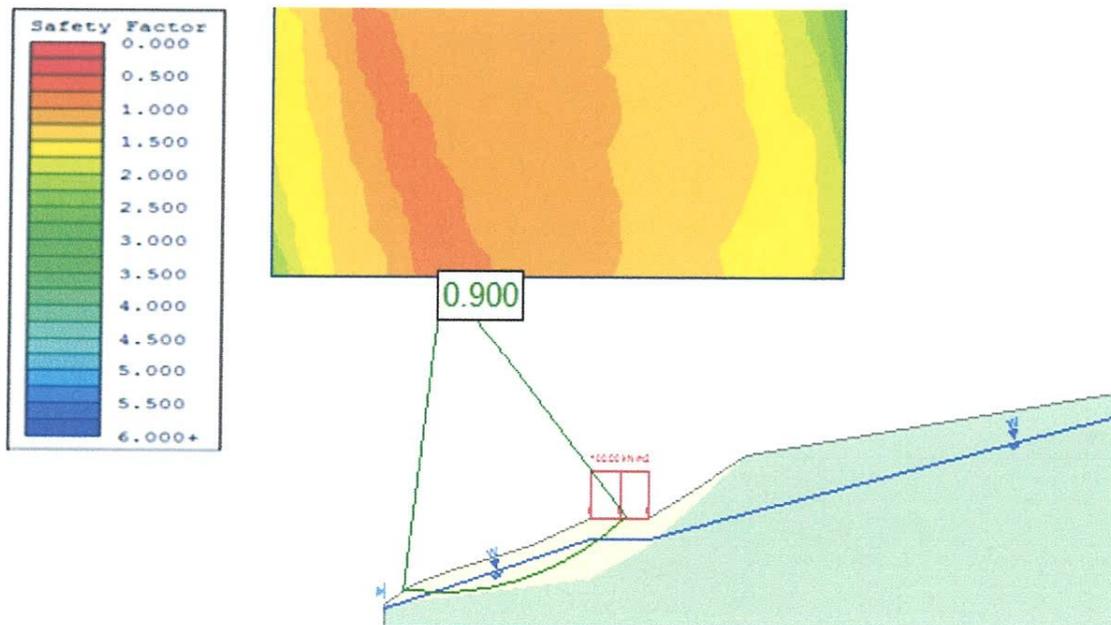


Figure 5.8 Coefficient de sécurité (position automatique du maillage)

- *Discussion des résultats*

Le coefficient de sécurité calculé en utilisant le maillage de la figure 5.6 ($F_s = 0.835$) est inférieur au coefficient de sécurité du maillage automatique ($F_s = 0.900$) par la méthode de Fellenius.

- *Conclusion*

Nous pouvons donc conclure que le choix d'un maillage automatique ne donne pas toujours un coefficient de sécurité minimal. La recherche d'une meilleure position du maillage serait alors nécessaire.

5.3.3 Influence de l'application de l'Eurocode7 sur le coefficient de sécurité

Dans ce cas, nous étudions l'influence des différentes approches et combinaisons utilisées par l'Eurocode7. A titre comparatif avec la méthode déterministe, les résultats du coefficient de sécurité sont illustrés dans le tableau 5.3.

Tableau 5.3 Coefficient de sécurité selon Eurocode7

Les méthodes	Fellenius	Bishop simplifiée	Janbu simplifiée
Approche de calcul			
Approche Déterministe	0.835	0.925	0.826
Eurocod7 - approche 1 combinaison 1	0,721	0,828	0,720
Eurocod7 - approche 1 combinaison 2	0,620	0,697	0,617
Eurocod7 -approche 2	0,655	0,744	0,667
Eurocod7 -approche 3	0,620	0,697	0,617

Tableau 5.4 Les coordonnées de différents niveaux de la nappe phréatique

Les points	A(X, Y)	B(X, Y)	C(X, Y)	D(X, Y)
Les niveaux				
Niveau 1	0- 4	52.5 - 25.07	67.5 - 25.07	190.57 - 54.81
Niveau 2	0- 4	52.5 - 24.07	67.5 - 24.07	190.57 - 53.81
Niveau 3	0- 4	52.5 - 22.07	67.5 - 22.07	190.57 - 52.81
Niveau 4 (modèle référence)	0- 4	52.5 - 20.07	67.5 - 20.07	190.57 - 50.81
Niveau 5	0- 4	52.5 - 18.07	67.5 - 18.07	190.57 - 48.81
Niveau 6	0- 4	52.5 - 16.07	67.5 - 16.07	190.57 - 46.81
Niveau 7	0- 4	52.5 - 15.07	67.5 - 15.07	190.57 - 45.81

a. Représentation de F_S en fonction la nappe phréatique

✚ Niveau : 01

Tableau 5.5 Influence du niveau 01 de la nappe sur le coefficient de sécurité

Méthode	Fellenius		Bishop simplifiée	Janbu simplifiée	Junbu corrigée
F_S	0,671		0,731	0,642	0,691
Méthode	Spencer	Corps of Engineers #1	Corps of Engineers #2	Lowe-karafiath	Morgenster n-Price
F_S	0,732	0,734	0,738	0,734	0,732

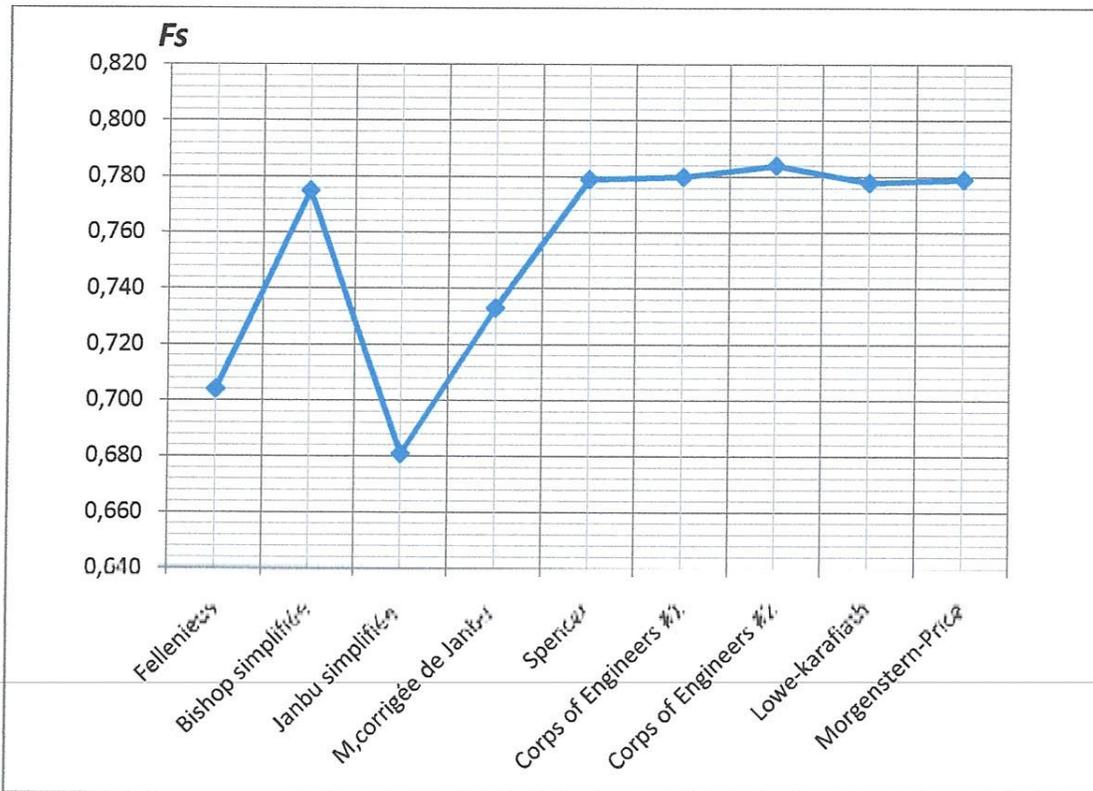


Figure 5.11 Variation du coefficient de sécurité du niveau(2) par différentes méthodes

📌 Niveau : 03

Tableau 5.7 Influence du niveau 03 de la nappe sur le coefficient de sécurité

Méthode	Fellenius		Bishop simplifiée	Janbu simplifiée	Junbu corrigée
F_s	0,771		0,855	0,757	0,814
Méthode	Spencer	Corps of Engineers #1	Corps of Engineers #2	Lowe-karafiath	Morgenstern-Price
F_s	0,856	0,857	0,861	0,857	0,860

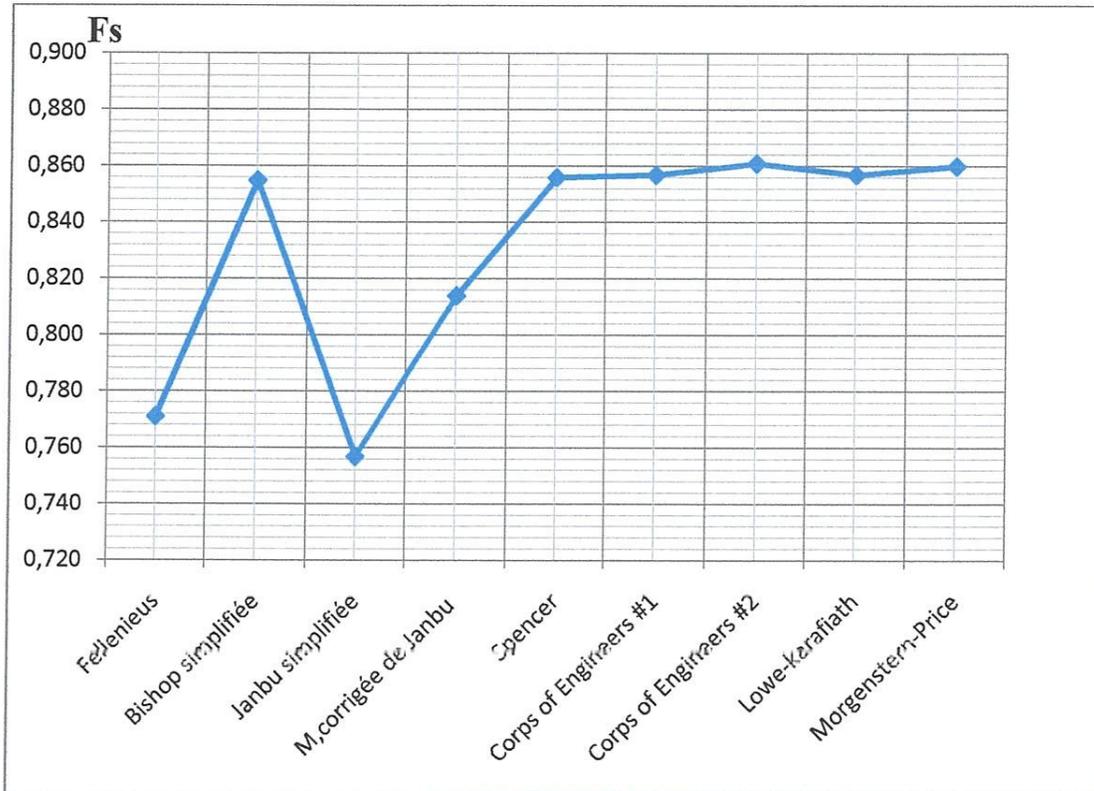


Figure 5.12 Variation du coefficient de sécurité du niveau(3) par différentes méthodes

✚ Niveau : 04 (modèle de référence)

Tableau 5.8 Influence du niveau 04 de la nappe sur le coefficient de sécurité

Méthode	Fellenius		Bishop simplifiée	Janbu simplifiée	Junbu corrigée
F_s	0,835		0,925	0,826	0,889
Méthode	Spencer	Corps of Engineers #1	Corps of Engineers #2	Lowe-karafiath	Morgenstern-Price
F_s	0,928	0,925	0,930	0,926	0,928

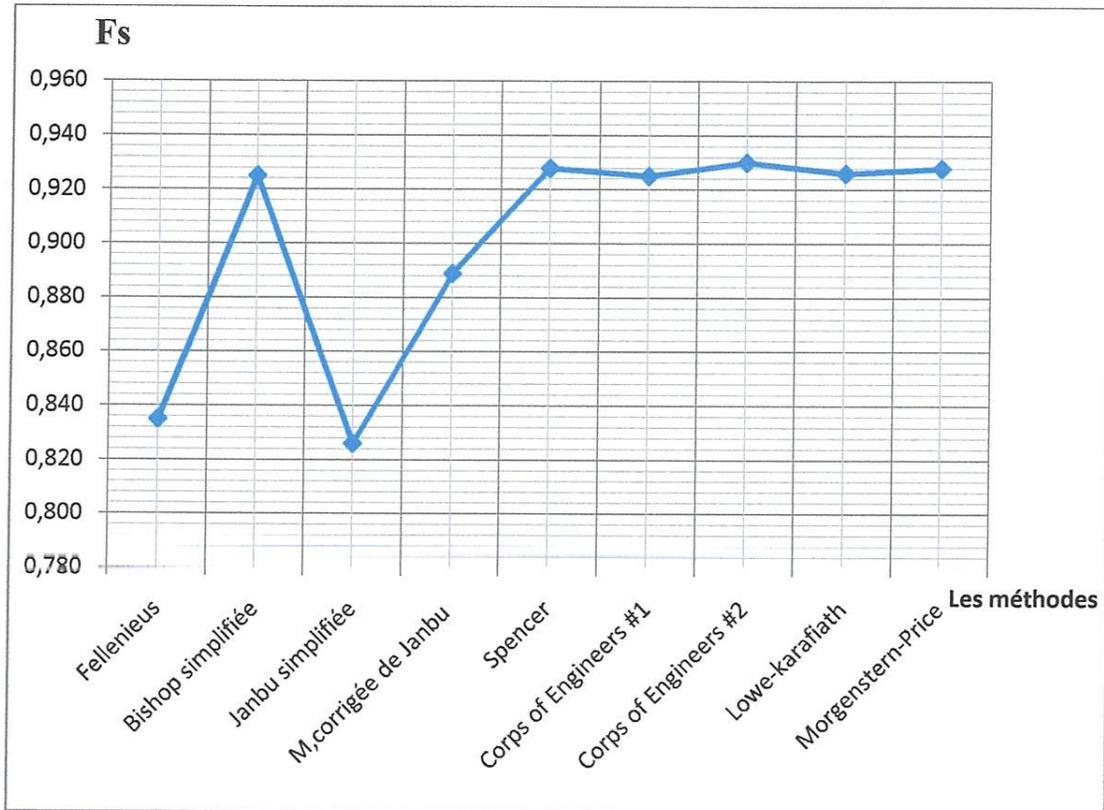


Figure 5.13 Variation du coefficient de sécurité du niveau 4 (Modèle de référence) par différentes méthodes.

📌 Niveau : 05

Tableau 5.9 Influence du niveau 05 de la nappe sur le coefficient de sécurité

Méthode	Fellenius		Bishop simplifiée	Janbu simplifiée	Janbu corrigée
F_s	0,895		0,988	0,886	0,954
Méthode	Spencer	Corps of Engineers #1	Corps of Engineers #2	Lowe-karafiath	Morgenstern-Price
F_s	0,990	0,987	0,992	0,988	0,990

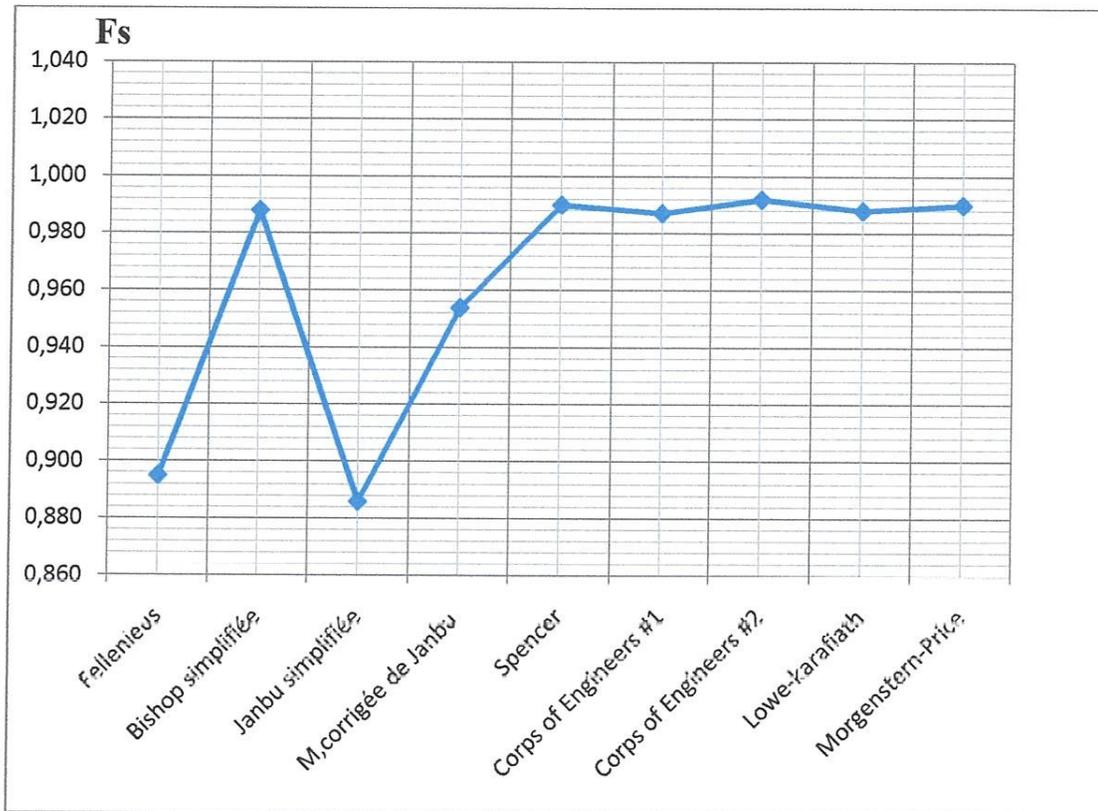


Figure 5.14 Variation du coefficient de sécurité du niveau(5) par différentes méthodes

✚ Niveau : 06

Tableau 5.10 Influence du niveau 06 de la nappe sur le coefficient de sécurité

Méthode	Fellenius		Bishop simplifiée	Janbu simplifiée	Junbu corrigée
F_s	0,948		1,033	0,937	0,999
Méthode	Spencer	Corps of Engineers #1	Corps of Engineers #2	Lowe-karafiath	Morgenstern-Price
F_s	1,030	1,023	1,032	1,026	1,033

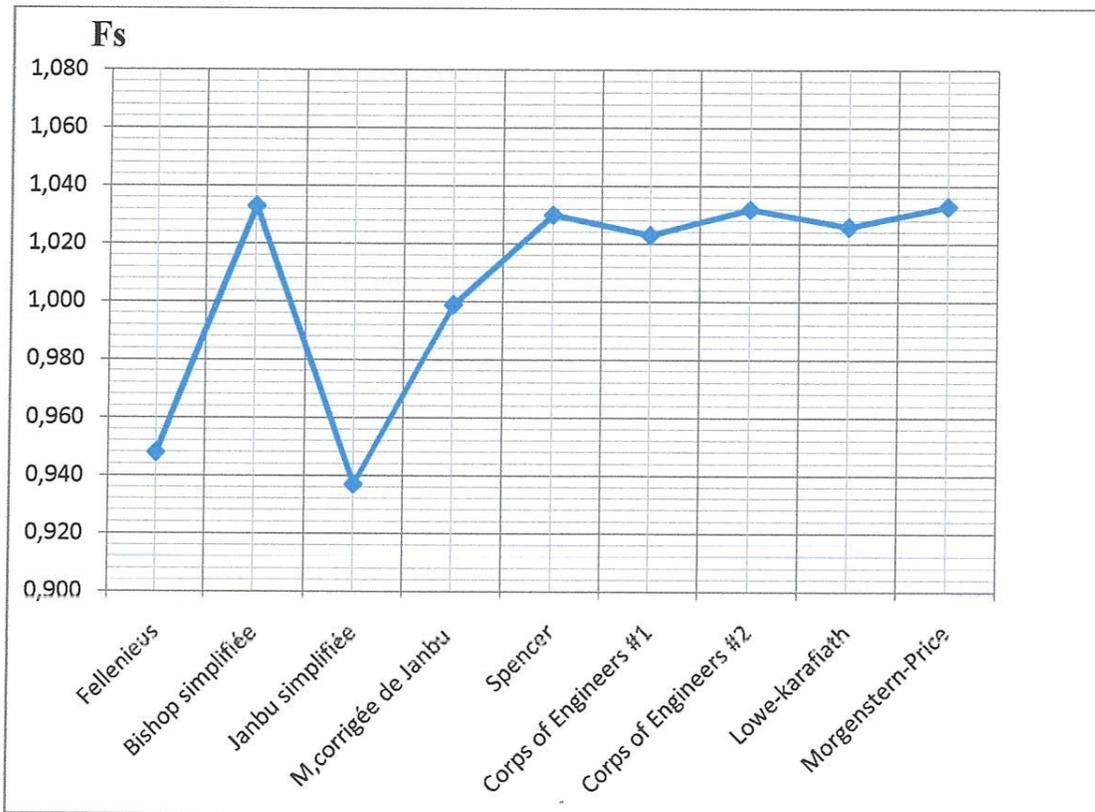


Figure 5.15 Variation du coefficient de sécurité du niveau(6) par différentes méthodes

📌 Niveau : 07

Tableau 5.11 Influence du niveau 07 de la nappe sur le coefficient de sécurité

Méthode	Fellenius		Bishop simplifiée	Janbu simplifiée	Junbu corrigée
F_s	0,950		1,033	0,940	0,999
Méthode	Spencer	Corps of Engineers #1	Corps of Engineers #2	Lowe-karafiath	Morgenstern-Price
F_s	1,030	1,023	1,030	1,026	1,033

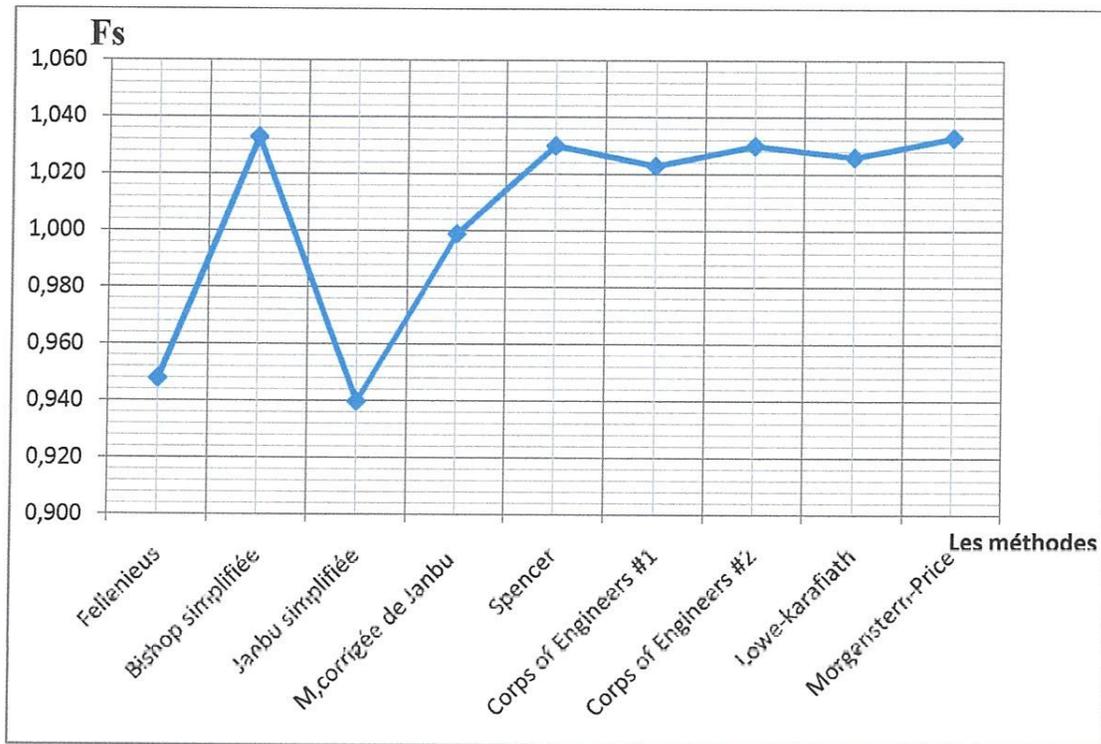


Figure 5.16 Variation du coefficient de sécurité du niveau(7) par différentes méthodes

b-L'effet de la variation de la nappe phréatique sur le coefficient de sécurité est indiqué au tableau 5.12.

Tableau 5.12 Influence du niveau de la nappe sur le pourcentage de variation de coefficient de sécurité

élévation de niveau de la nappe	Pourcentage de diminution de F_s	Rabattement de niveau de la nappe	Pourcentage d'augmentation de F_s
Niv4 (réf)-Niv3	-7,8 %	Niv4 (réf)-Niv5	7,8 %
Niv3-Niv2	-8,7 %	Niv5-Niv6	5,9 %
Niv2-Niv1	-4,7 %	Niv6-Niv7	0,8 %

- **Discussion des résultats**

1. La variation du coefficient de sécurité en fonction du niveau de la nappe phréatique par les différentes méthodes montre que les méthodes de Fellénus Janbu simplifiée et méthode corrigée de Janbu donnent un coefficient de sécurité inférieur à ceux des autres méthodes comme le montre les figures de 5.10 à 5.16.
2. Le coefficient de sécurité présente une variation inversement proportionnelle au niveau de la nappe phréatique.
3. Diminution importante du coefficient de sécurité entre le niveau 01 de la nappe phréatique et le niveau du modèle référence à l'ordre de 20%.
4. La diminution du niveau de la nappe phréatique du niveau 6 au niveau 7 donne une légère augmentation du coefficient de sécurité de l'ordre de 0.2%, par contre l'élévation du niveau de la nappe entre (2 et 1) donne une diminution importante de l'ordre de 4.7%.
5. l'effet de la nappe phréatique sera négligé si le niveau de la nappe diminue au dessous de la première couche.

- **Conclusion**

La relation entre le niveau de la nappe et le coefficient de sécurité est une relation inversement proportionnelle (c'est-à-dire plus le niveau de la nappe augmente plus le risque de rupture augmente. Si le niveau de la nappe diminue le risque de rupture diminue jusqu'à un certain niveau de diminution de la nappe où il devient négligeable.

5.5 Effet des Actions et charges

5.5.1 L'influence d'actions du séisme

D'après le document RPA90 version 2003, la zone étudiée est classée comme zone IIa et la route peut être classée comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe 2).

Alors on peut facilement tirer le coefficient d'accélération de la zone comme suit :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone IIa} \\ \text{Groupe 2} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0.25g$$

5.5.1.1 Influence de Séisme horizontale

Nous introduisons une force sismique horizontale de valeur $A_H = 0.25g$. Les résultats du coefficient de sécurité sont résumés au tableau 5.13.

Tableau 5.13 le coefficient de sécurité en fonction de l'action sismique par différente méthodes

Méthode \ A_H	0.05g	0.1g	0.15g	0.20g	0.25g
Fellenius	0,746	0,672	0,610	0,557	0,509
Bishop simplifiée	0,814	0,726	0,653	0,593	0,542
Janbu simplifiée	0,738	0,666	0,604	0,550	0,504
Janbu corrigée	0,794	0,714	0,645	0,587	0,538
Spencer	0,818	0,729	0,656	0,595	0,545
Corps of Engineers #1	0,810	0,719	0,645	0,584	0,532
Corps of Engineers #2	0,815	0,724	0,649	0,588	0,536
Lowe-karafiath	0,810	0,719	0,644	0,583	0,531
Morgenstern-Price	0,818	0,729	0,655	0,595	0,546

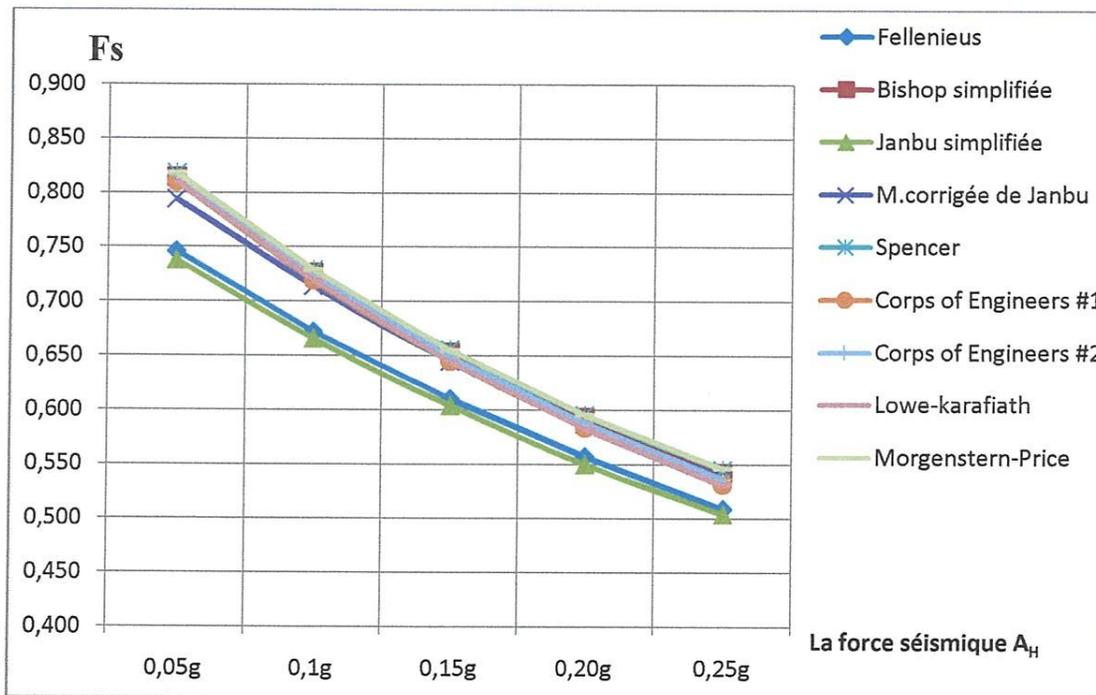


Figure 5.17 Influence de l'action sismique horizontale sur le coefficient de sécurité

- **Discussion des résultats**

1. Nous remarquons que quelque soit la méthode utilisée le coefficient de sécurité diminue si l'accélération sismique horizontale augmente.
2. Pour une certaine magnitude de séisme le coefficient de sécurité varie en fonction de méthode utilisée
3. La diminution du coefficient de sécurité est importante et atteint 32% entre 0.05g et 0.25g.

- **Conclusion**

Lors du calcul d'un coefficient de sécurité la prise en compte du facteur sismique est obligatoire.

5.5.1.2 Influence de séisme horizontale et vertical positif

Dans ce cas nous introduisons une charge verticale dans le sens positif (ver le bas) dont l'intensité est égale à peu près à la moitié de la charge sismique horizontale (voir tableau 5.14)

Tableau 5.14 Coefficient de sécurité(F_s) en fonction de la charge sismique (horizontale et verticale) Par différentes méthodes

Méthode	A_H	0,05g	0,1g	0,15g	0,2g	0,25g
	A_V	0,025g	0,05g	0,075g	0,1g	0,125g
Fellenius		0,750	0,682	0,626	0,576	0,534
Bishop simplifiée		0,818	0,734	0,667	0,611	0,565
Janbu simplifiée		0,742	0,675	0,617	0,569	0,528
M.corrigée de Janbu		0,799	0,722	0,658	0,608	0,564
Spencer		0,821	0,736	0,670	0,615	0,567
Corps of Engineers #1		0,814	0,722	0,659	0,604	0,554
Corps of Engineers #2		0,818	0,731	0,662	0,605	0,559
Lowe-karafiath		0,814	0,727	0,659	0,603	0,556
Morgenstern-Price		0,822	0,737	0,668	0,614	0,567

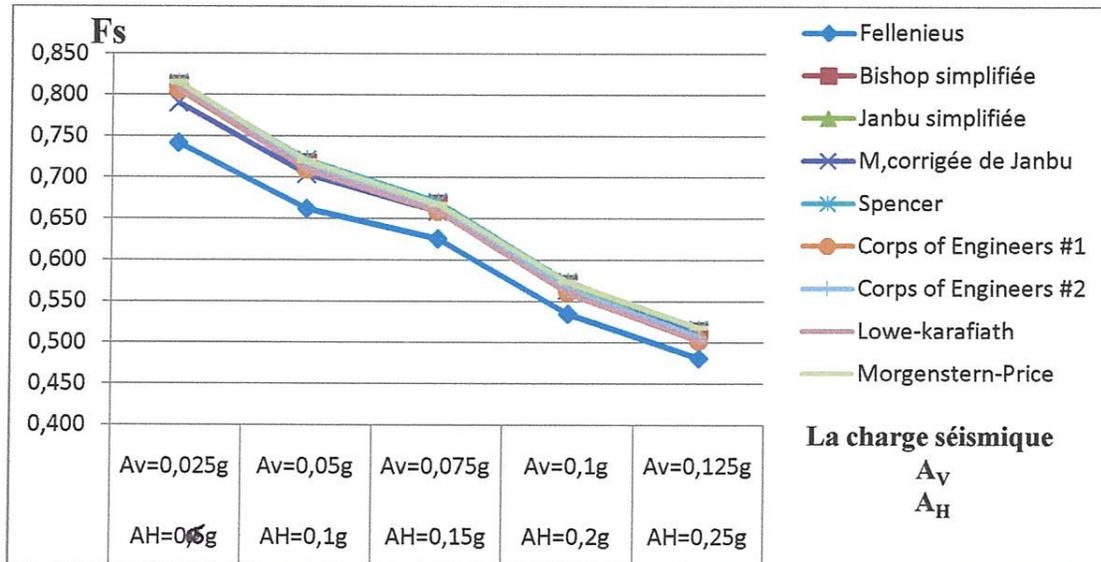


Figure 5.18 Influence de la charge sismique horizontale et verticale positive sur le coefficient de sécurité

- **Conclusion**

Avec la prise en compte d'une accélération sismique verticale égale à la moitié de l'accélération horizontale, la valeur du coefficient de sécurité augmenté de 3% environ par rapport au cas sans accélération verticale positive (dirigée vers le bas).

5.5.1.3 Influence de l'action Sismique horizontale et verticale négative

Dans ce cas, nous introduisons une force verticale dans le sens négatif (vers le haut) dont l'intensité est égale à la moitié de l'action sismique horizontale.

Tableau 5.15 Coefficient de sécurité (F_s) en fonction de l'action sismique horizontale et verticale par différentes méthodes

Méthode	A_H	0.05g	0.1g	0.15g	0.2g	0.25g
	A_V	-0.025g	-0.05g	-0.075g	-0.1g	-0.125g
Fellenius		0,742	0,662	0,594	0,535	0,481
Bishop simplifiée		0,811	0,717	0,638	0,570	0,513
Janbu simplifiée		0,734	0,656	0,589	0,528	0,476
M. corrigée de Janbu		0,790	0,704	0,629	0,564	0,509
Spencer		0,814	0,721	0,641	0,574	0,516
Corps of Engineers #1		0,806	0,710	0,629	0,561	0,503
Corps of Engineers #2		0,812	0,714	0,633	0,565	0,507
Lowe-karafiath		0,807	0,709	0,628	0,560	0,502
Morgenstern-Price		0,815	0,720	0,640	0,573	0,518

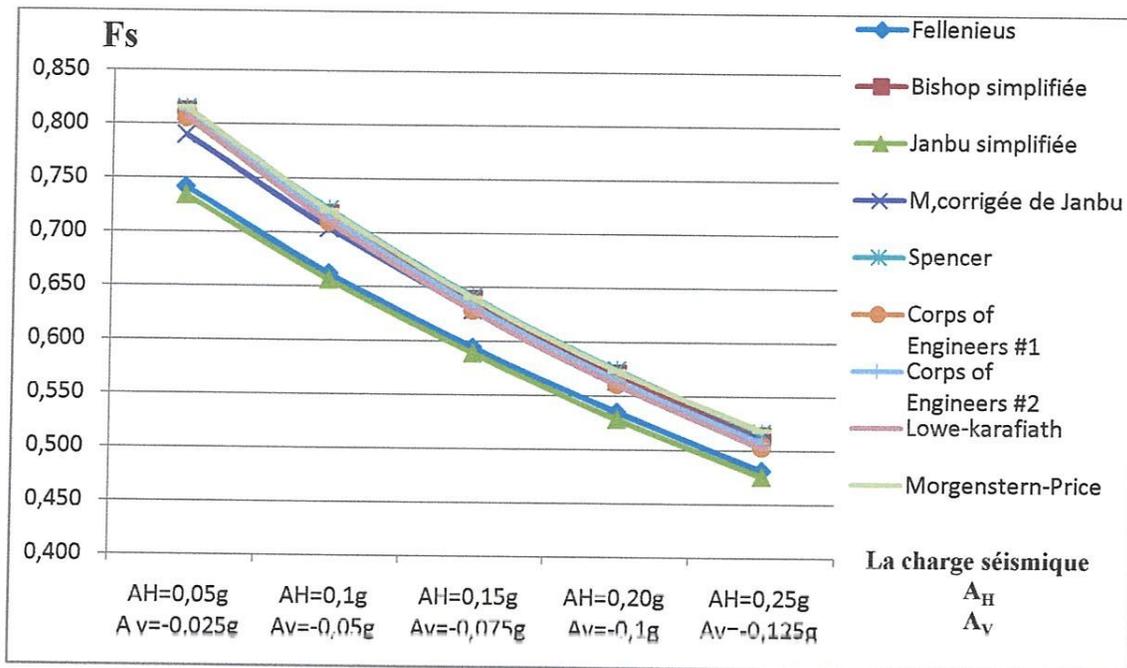


Figure 5.19 Influence de l'action sismique horizontale et verticale négative sur le coefficient de sécurité

- *Discussion des résultats*

1. La diminution du coefficient de sécurité est importante et atteint 36% entre 0,05g et 0,25g.
2. Nous constatons que l'influence simultanée de la charge sismique verticale et horizontale donne une diminution du coefficient de sécurité. La différence entre ce cas et le premier cas (séisme horizontal) est estimée à 4%.

- *Conclusion*

Dans le séisme, la composante horizontale joue un rôle dominant dans la rupture des talus par contre la composante verticale ne possède pas une influence remarquable sur l'instabilité.

5.5.2 Influence de La charge de trafic routier

Le résultat obtenu lors de la variation de la charge routière est représenté dans le tableau 5.16.

Tableau 5.16 Influence de la charge de trafic routier sur le coefficient de sécurité

Charges (KN)	00 (KN)	50 (KN)	100 (KN)	150 (KN)	200 (KN)
Méthode					
Fellenius	1,056	0,948	0,835	0,753	0,691
Bishop simplifiée	1,077	0,997	0,925	0,861	0,791
Janbu simplifiée	1,034	0,924	0,826	0,750	0,694
M.corregé de Janbu	1,083	0,987	0,889	0,807	0,747
Spencer	1,077	0,997	0,928	0,861	0,799
Corps of Engineers #1	1,085	0,999	0,925	0,851	0,792
Corps of Engineers #2	1,087	1,001	0,930	0,867	0,796
Lowe-karafiath	1,080	0,997	0,926	0,858	0,793
Morgenstern-Price	1,076	0,998	0,928	0,862	0,798

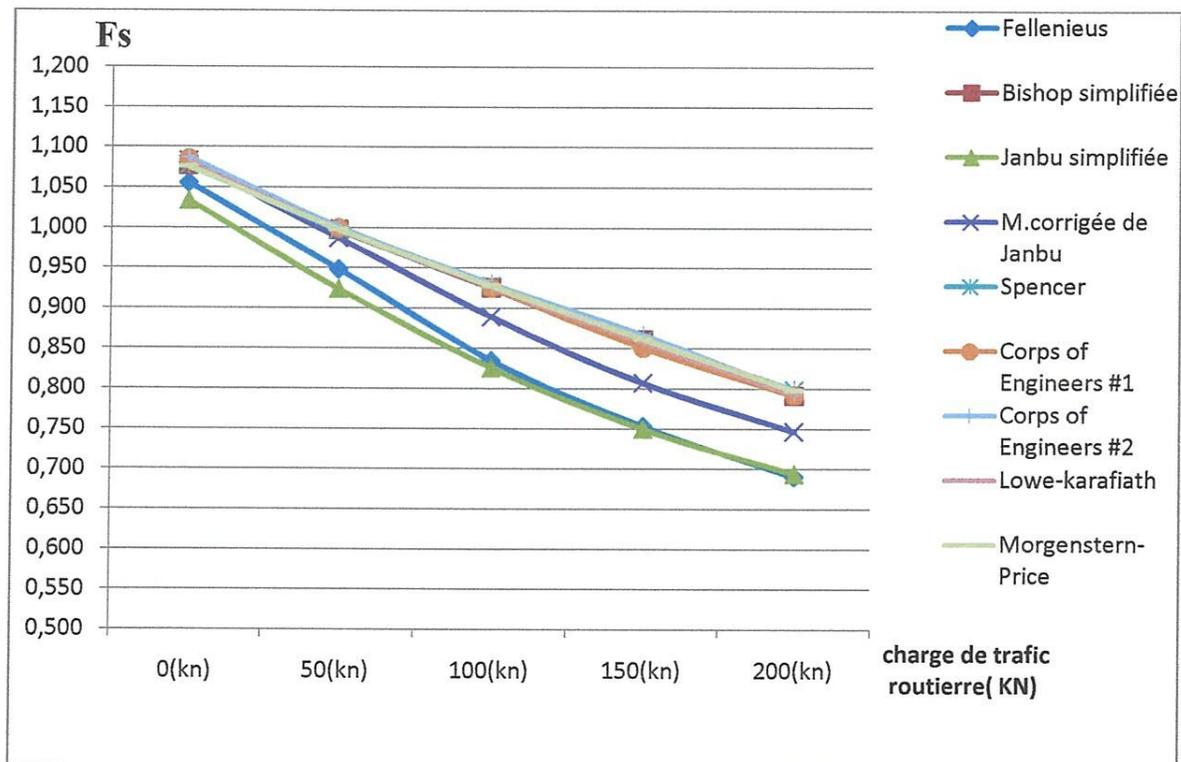


Figure 5.20 Influence de la charge du trafic routier sur le coefficient de sécurité

- *Discussion des résultats*

Nous constatons que le coefficient de sécurité diminue lors de l'augmentation de la charge de trafic routier.

- *Conclusion*

Pour une bonne sécurité, Il faut prendre en compte dans les études des talus l'effet des charges de trafic routier.

5.6 L'effet de paramètre géotechnique

5.6.1 Effet de la cohésion

Nous allons varier la cohésion de la manière suivante : +5 kPa, +10 kPa et -5 kPa, -9 kPa.

La comparaison entre les résultats de calcul du coefficient de sécurité par les méthodes de Fellenius, Bishops simplifiée et Janbu simplifiée est donnée dans le tableau (5.17) et présentée dans la figure (5.21).

Tableau 5.17 Variation de coefficient de sécurité en fonction de La cohésion

La cohésion	Fellenius	Bishop simplifiée	Janbu simplifiée
C = 1 (kPa)	0,592	0,619	0,594
C = 5 (kPa)	0,704	0,774	0,707
C -10 (kPa) (réf.)	0,835	0,925	0,836
C = 15 (kPa)	0,948	1,031	0,926
C = 20 (kPa)	1,033	1,104	0,938

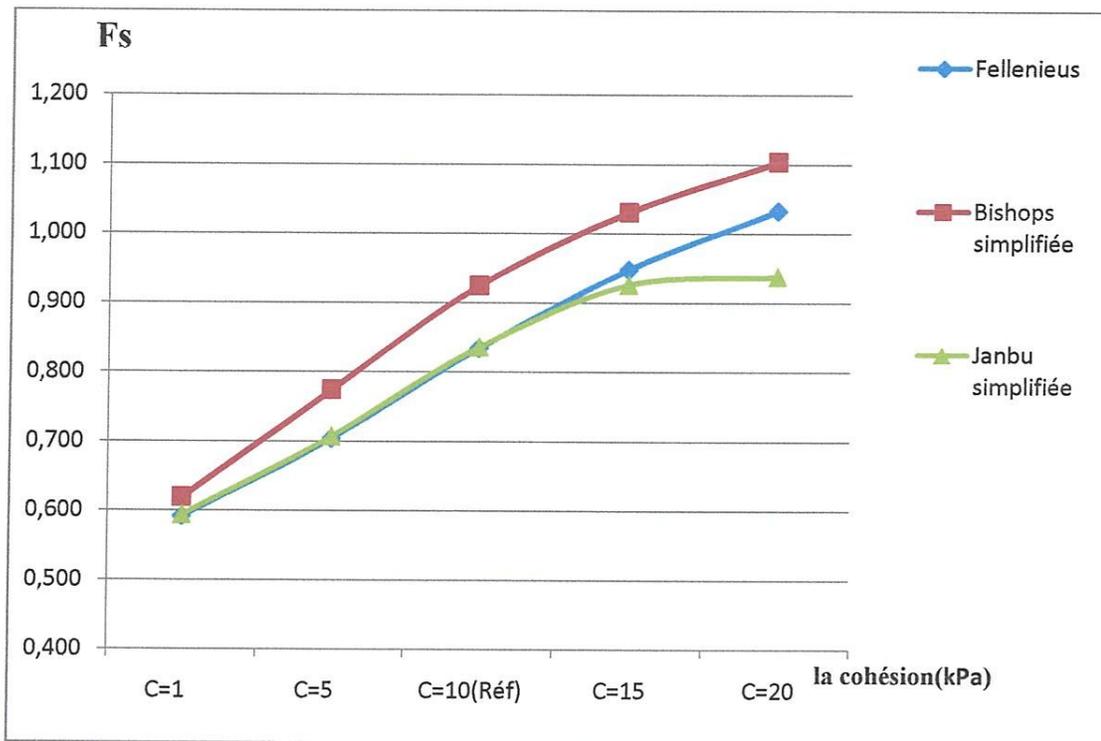


Figure 5.21 Influence de La cohésion sur le coefficient de sécurité

- **Discussion des résultats**

Nous remarquons que le coefficient de sécurité augmente en augmentant la cohésion pour les trois méthodes. En plus, la méthode de Bishop simplifiée donne des coefficients plus importants que ceux des deux autres méthodes.

- **Conclusion**

La stabilité d'un talus est étroitement liée à la valeur de la cohésion du sol.

Une différence de 40% du coefficient de sécurité est atteinte entre 1kPa et 20kPa de la cohésion.

5.6.2 Influence de l'angle de frottement interne

Nous allons varier l'angle de frottement interne de la façon suivante : +5° et -5° successivement.

La comparaison entre les résultats du calcul du coefficient de sécurité donné par les méthodes de Fellenius, Bishop simplifiée et Janbu simplifiée est illustrée dans le tableau 5.18, et présentée dans la figure 5.22.

Tableau 5.18 Variation du coefficient de sécurité en fonction de l'angle de frottement interne

L'angle de frottement	Fellenius	Bishops simplifiée	Janbu simplifiée
$\varphi = 5^\circ$	0,434	0,460	0,414
$\varphi = 10^\circ$	0,627	0,682	0,613
$\varphi = 15^\circ$ (Réf)	0,835	0,925	0,836
$\varphi = 20^\circ$	1,028	1,123	0,987
$\varphi = 25^\circ$	1,069	1,180	1,038

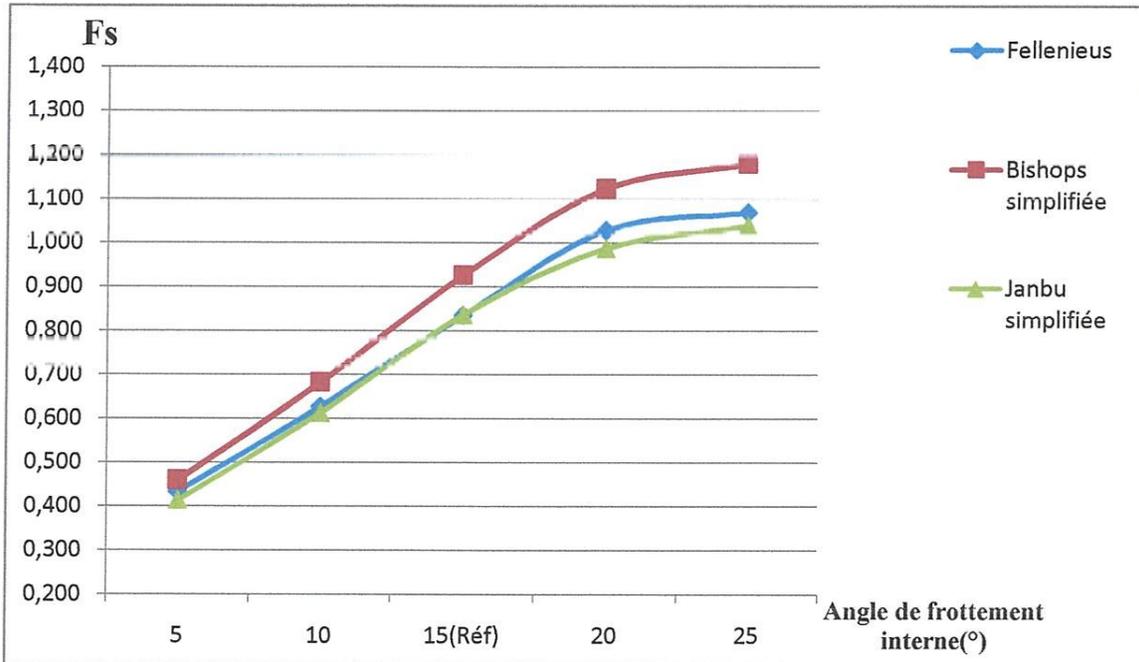


Figure 5.22 Influence de l'angle de frottement interne sur le coefficient de sécurité

- **Discussion des résultats**

1. On remarque une augmentation importante du coefficient de sécurité (de 137 % entre 5° et 20°) avec l'augmentation de l'angle de frottement interne jusqu'à 20° .
2. La variation du coefficient de sécurité devient plus faible avec des angles de frottement supérieurs à 20° .

- **Conclusion**

La stabilité d'un talus est proportionnelle à l'angle de frottement interne du sol.

5.7 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons essayé d'identifier les différents facteurs qui peuvent influencer sur la stabilité des talus.

Pour cela, nous avons fait une étude paramétrique qui consiste à faire varier plusieurs paramètres :

- Paramètres de modélisation (nombre de centre de cercles de glissement, position du maillage utilisé, l'application des différentes approches de l'eurocode7).
- La position de la nappe phréatique.
- Les charges du trafic routier, et les actions du séisme.
- Les paramètres géotechniques (cohésion et angle de frottement interne du sol).

Cette étude nous a permis de nous assurer que ces différents paramètres ont tous une influence directe sur la stabilité des talus.

5.8 Conclusion générale

-La reconnaissance du sol est une étape plus importante avant toute exécution de travaux de génie civil ou travaux publics.

-Notre Projet, a pour but d'étudier la stabilité d'un tronçon routier sur la CW27 (PK 60+300), à travers le calcul du coefficient de sécurité.

-L'étude de la stabilité qui a été réalisée à l'aide de deux logiciels SLIDE 6.0 et Flac/Slope 5.00, nous a permis d'étudier plusieurs variantes à savoir les paramètres de cisaillement, les charges du trafic routier, la variation de la nappe phréatique et l'action de la charge sismique.

- Ces paramètres étudiés ont une influence considérable sur la stabilité du point de glissement en question.

5.9 Recommandations

-Vue la variation spatiale des paramètres géotechniques, il serait souhaitable de mener une étude probabiliste afin de déterminer la probabilité de rupture et le coefficient de sécurité correspondant.

-Nous avons fait un calcul pseudo-statique en introduisant des facteurs sismique K_h et K_v . Pour compléter ce travail, une étude dynamique pourrait être intéressante.

-Pour finir, On espère que ce projet sera une base de travail pour des étudiants travaillant dans ce domaine.

Références bibliographiques

- [1] C. Boudreau « Effets du site et mouvements de versant en zones sismiques apport de la modélisation numérique ». École des Mines de Paris. Thèse de Doctorat, Novembre 2005.
- [2] Document d'étude de glissement de terrain sur le CW 27 PK 60 +300 Réalisée par Sarl SetAlagérie, Annaba
- [3] G. Zihri « Risques liés aux ouvrages souterrains : Constitution d'une échelle de dommages ». Institut polytechnique de Lorraine, Ecole de Mines de Nancy, 132p, mars 2004.
- [4] G. Philliponnat : « Fondations et ouvrages en terre », édition Eyrolles 402p, 1987.
- [5] J. C. Flagedlet « Mouvement de terrain et leur prévention ». Université louis Pasteur de Strasbourg, France 1989.
- [6] K. P. Arial «Slope stability by limit Equilibrium and Finite Element Methods». Doctorat thesis ,Trondheim 2006. Norwegian University of Science and Technology.
- [7] L. W. Abramson, T. S. Lee, S. Sharma and G. M. Boyce «Slope Stability and Stabilization Methods». Second Edition 2002, John Wiley & Sons edition.
- [8] R. Dupain, R. Lanchon et J. C. Saint Arroman «Cartérisation des matériaux de génie civil par les essais de laboratoire ». Édition Casteilla 1995.

Netographie

http://crdp.ac.amiens.fr/edd/risques_majeur/risk_maj_de_tailp3_mouv.htm (Date de consultation : 15/04/2012).

<http://www.rocscience.com/products/8/Slide>
(Date de consultation : 06/05/2012).

<http://www.itascacg.com/flacslope>
(Date de consultation : 06/05/2012).

http://fr.wikipedia.org/wiki/Glisement_de_terrain
(Date de consultation : 15/05/2012).

