REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

Étude de glissement du terrain sur RN64C au PK14+500 à Tablat dans la Wilaya de Médéa

---

Présentée par

HACINI roufaida

BENNOURI chaima

Proposé et Dirigé par

DR. AMRI Salima

Promotion Juin 2024

Remerciement

Nous exprimons toute notre gratitude et sincère dévouement à Dieu Le Tout puissant qui grâce à son aide nous avons terminé ce modeste travail

Nous tenons à remercier chaleureusement notre promotrice ***Mme AMRI SALIMA*** *son aide et son encadrement, ses encouragements et surtout sa compréhension durant toute la période de préparation de ce mémoire.*

Nous remercions également l'honorable jury qui a bien voulu examiner notre travail.

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants et les travailleurs d'université Dr YAHIA FARES DE Médéa pour les moyens qui ont été mis à notre disposition durant toute la durée de la formation.

Je tiens à remercier particulièrement tous les membres du Département de Génie Civil Pour leurs soutiens et leurs aides.

Enfin, nous remercions tous ceux qui ont contribué de loin ou de près en particulier à mon frère ***Hacini*** **Abdelghani** ET *à* ***M. Mahmoudi El Hadi,*** *à la réalisation de ce modeste travail*

Dédicace

Gloire à Allah qui a été la cause de succès et de réussite, qui nous a créés et nous a éclairé le chemin droit.

À tous ceux que Dieu a couronnés de dignité et de respect, à celui qui m'a appris à donner, à celui dont je porte le nom avec fierté, mon cher père El-Mahfoudh,

à mon ange dans la vie, au sens de l'amour, de la tendresse et du dévouement, au sourire de la vie, ma mère Houria.

À mes frères Abdelghani, Mohamed, Sofiane, Khaled, Younes, et mon jumeau Oussama et Abdelrazak, qu'Allah ait son âme, et à mes sœurs Hayat et Jamila, notre amour et notre fidélité, vous êtes mon soutien et ma colonne vertébrale, que Dieu vous maintienne pour moi comme un ombrage stable. Et à mon fiancé et soutien Ramadan Ishak.

Toute ma gratitude et mon estime à mes amies de toujours Asmaa, Nadjet, et Soumeya, que Dieu vous garde pour moi en une bonne compagnie.

ROFAIDA

Dédicace

Gloire à Allah qui a été la cause de succès et de réussite, qui nous a créés et nous a éclairé le chemin droit.

À tous ceux que Dieu a couronnés de dignité et de respect, à celui qui m'a appris à donner, à celui dont je porte le nom avec fierté, mon cher père Touhami,

à mon ange dans la vie, au sens de l'amour, de la tendresse et du dévouement, au sourire de la vie, ma mère Fatima.

À mes frères Rafiq et Sami, et mes sœurs Noura et Nesrine, notre amour et notre fidélité, vous êtes mon soutien et ma colonne vertébrale, que Dieu vous maintienne pour moi comme un ombrage stable.

Aux deux grandes personnes qui reposent sous terre avant de me voir diplômée, ma joie est incomplète sans votre présence et ma réussite est incomplète sans votre fierté, qu'Allah vous accorde Sa miséricorde, Lakhdar et Nadir.

Toute ma gratitude et mon estime à toute la famille Ben Nouri et Kahli, et à mes amies de toujours, que Dieu vous garde pour moi en une bonne compagnie.

CHAIMA

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE ..... **- 10 -**

CHAPITRE Ⅰ : ..... **- 1 -**

I.1. Introduction : 2

I.2. Définition des mouvements des terrains : 2

I.3. Type des mouvements des terrains : 3

I.3.1. Les mouvements lents et continus : 3

I.3.2. Les mouvements rapide et discontinue 4

I.4. Les types de glissements : 6

I.4.1. Glissements plans 6

I.4.2. Glissements rotationnels (circulaire) 7

I.4.3. Glissement rotationnels simple 7

I.4.4. Glissements rotationnels complexes (quelconques) 8

I.5. Causes des glissements de terrain : 8

I.5.1. Les causes d'origine naturelle : 8

I.5.2. Les causes d'origine humaine (activité humaine) : 10

I.5.3. Les conséquences de glissement de terrain : 10

I.6. Caractérisation d'un glissement de terrain 12

I.7. Phases des glissements 12

I.7.1. Glissements de terrain actif 12

I.7.2. Glissements de terrain réactivés 13

I.7.3. Glissements de terrain inactifs 13

I.8. Les facteurs qui provoquant un glissement de terrain 13

I.9. Les exemples de glissement de terrain dans la wilaya de Médéa : 14

I.10. Conclusion 16

Chapitre Ⅱ : **15**

II.1. Introduction : 16

II.2. Méthodes Analytiques : 16

II.2.1. Calcul de la stabilité : 16

II.3. Méthode d'équilibre limite 17

II.3.1. Méthodes des tranches : 18

II.3.2. Méthode de FELLENIUS (rupture circulaire) (1927) 18

II.3.3. Méthode simplifiée de Bishop (1955) 19

II.3.4. La méthode des perturbations : 20

II.3.5. Méthode de Morgenstern et Price (Morgenstern – Price 1965) : 20

II.3.6. Méthode de Spencer (1967) 21

II.4. La méthode des éléments finis : 21

II.5. Techniques de stabilisation des glissements de terrain : 21
II.5.1. Terrassement : 21
II.5.2. Renforcement 22
II.5.3. Les renforcements rigides 22
II.5.4. Les murs de soutènement 23
II.5.5. Les palplanches 23
II.5.6. Les renforcements souples 24
II.6. Conclusion : 28
Chapitre Ⅲ : 17
III.1. Introduction : 29
III.2. Description et Diagnostic de glissement : 29
III.3. Situation géographique : 30
III.3.1. Situation géographique de site : 30
III.4. Géologique régional : 31
III.4.1. Hydrologie de la région : 31
III.5. Reconnaissance géotechnique : 32
III.6. Climat de la région : 32
III.6.1. Sismicite : 33
III.7. Campagne d'investigation géotechnique : 34
III.7.1. Essais in situ : 34
III.7.1.1. Sondage de reconnaissances : 34
III.7.1.2. Sondage pressiometrique (NF p 94-110) : 35
III.7.2. Essai au laboratoire : 37
III.7.2.1. Les essais physiques : 37
III.7.2.2. Essais mécaniques : 39
III.7.2.3. L'essai chimique : 39
III.8. CONCLUSIONS : 40
CHAPITRE IV : 41
IV.1. Introduction : 41
IV.2. Présentation de logicielle : 41
IV.3. Calcul de stabilité et proposition de solution de confortement 41
IV.4. Caractéristiques du sol Paramètres de la rupture de glissement : 42
IV.5. Vérification de la stabilité du talus à l'état initial : 43
IV.5.1. Calcul les composantes (horizontale et verticale) 44
IV.5.2. Résultats et interprétation des calculs avant le confortement 44
IV.5.3. Conclusion 50
IV.6.1. Etude Paramétrique : 52
IV.6. Conclusion : 65

Conclusion général : **40**
Annexes **62**
Références **73**

Liste de Figure :

Chapitre Ⅰ Généralité Sur Les Mouvements De Terrain

Figure I. 1 : Vue générale de la Batterie de silos 4
Figure I. 2: Exemple d'écroulements en terrains rocheux 5
Figure I. 3:coulée boueuse Rocade sud Alger les grands vents Delly Brahim 6
Figure I. 4: Glissement plan 7
Figure I. 5 : Glissement rotationne**.** 7
Figure I. 6 : glissement rotationnel simple 8
Figure I. 7 : Zone du cas de glissement étudié. 14
Figure I. 8 : Site du glissement de terrain. 15
Figure I. 9 : Zone du cas de glissement étudié. 15
Figure I. 10 : vue satellitaire RN n°01/ PK 82+700, Médéa RN n°01/ PK 82+700, Médéa 16

Chapitre Ⅱ Méthodes de calcul des glissements de terrain et techniques de stabilisation

Figure II. 1 : Méthode des tranches pour analyser des ruptures circulaires. 18
Figure II. 2 : Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius. 19
Figure II. 3 : Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Bishop simplifiée. 19
Figure II. 4 : Murs de soutènement en béton armé évitement de la ville de Médéa. 23
Figure II. 5 : Rideau en palplanches 24
Figure II. 6 : protection en terre armée. 24
Figure II. 7 : protection en terre armée. 25
Figure II. 8 : Exemple de géotextile. 26
Figure II. 9 : Exemple de géogrille. 27

Chapitre Ⅲ Analyse de Site Et Étude Géotechnique

Figure III. 1 : Photo de la zone d'étude 30
Figure III. 2 : Situation du projet (commune deTablat) wilaya de Médéa.(Google earthe) 31
Figure III. 3 : Carte de zonage sismique. (Rapport géotechnique DTP DE Médéa) 33
Figure III. 4 : Plan d'implantation des essais in-situ. (Rapport géotechnique DTP DE Médéa) 34
Figure III. 5 : Photo sur site Essai pressiométrique . (Rapport géotechnique DTP DE Médéa) 35

Chapitre Ⅳ Calcul de stabilité et solutions de confortement

Figure IV. 1: La géométrie du talus avec les différentes couches. 43
Figure IV. 2: Présentation des différentes situations par méthode de bishop. 45
Figure IV. 3: Présentation des différentes situations par méthode de fellenius. 47
Figure IV. 4 : Présentation des différentes situations par méthode de perturbation. 49
Figure IV. 5: Présentation des différentes situations par méthode de bishop. 52

Figure IV. 6: Présentation des différentes situations par méthode de perturbation. 53
Figure IV. 7: Présentation des différentes situations par méthode de fellenius. 53
Figure IV. 8: Présentation des différentes situations par méthode de bishop. 54
Figure IV. 9: Présentation des différentes situations par méthode de perturbation. 54
Figure IV. 10: Présentation des différentes situations par méthode de fellenius. 55
Figure IV. 11: Présentation des différentes situations par méthode de bishop. 56
Figure IV. 12: *Présentation des différentes situations par méthode de perturbation.* 56
Figure IV. 13: *Présentation des différentes situations par méthode de fellenuis.* 57
Figure IV. 14: Présentation des différentes situations par méthode de perturbation. 59
Figure IV. 15 : Présentation des différentes situations par méthode de fellenius. 59
Figure IV. 16: Présentation des différentes situations par méthode de bishop. 60
Figure IV. 17: Présentation des différentes situations par méthode de perturbation. 60
Figure IV. 18 : Présentation des différentes situations par méthode de fellenius. 61
Figure IV. 19: Présentation des différentes situations par méthode de bishop. 62
Figure IV. 20: Présentation des différentes situations par méthode de perturbation. 62
Figure IV. 21: Présentation des différentes situations par méthode de fellenius. 63

Liste de Tableau :

Tableau II 1: différents exemples de définition d'un facteur de sécurité, lambe**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III. 1 : Résultats d'essai Sondage pressiometrique. (Rapport géotechnique DTP DE Médéa) 36
Tableau III. 2 : Résultat d'essai humidité. (Rapport géotechnique DTP DE Médéa).....38
Tableau III. 3 : Résultats de l'essai la Limites d'Atterberg. (Rapport géotechnique DTP DE Médéa) 39
Tableau III. 4 : Résultats d'essai chimique. (Rapport géotechnique DTP DE Médéa).....40

Tableau IV. 1: Les caractéristiques su sols. (Rapport géotechnique DTP DE Médéa) 43
Tableau IV 2 : Tableau récapitulatif des résultats FS obtenus par différentes méthodes. 50
Tableau IV 3: Tableau récapitulative des résultats de FS (après confortement). 64

ملخص :

الانهيارات الأرضية تعتبر غالباً أحد المخاطر الطبيعية التي يتم تفعيلها أو إعادة تفعيلها بواسطة قوى الطبيعة. الجزائر تواجه باستمرار ظاهرة الانهيارات الأرضية، خاصة في المنطقة الشمالية من البلاد. هذه الظاهرة تكون مزعجة بشكل خاص وتشكل خطراً كبيراً عندما تؤثر على الشبكة الطرقية.

في هذا السياق، يركز عملنا على تحليل ودراسة تدعيم انهيار أرضي يقع في ولاية المدية، وتحديداً في منطقة تابلاط.

تم دراسة وتقييم حلول تدعيم مختلفة بناءً على جدواها التقنية والاقتصادية باستخدام برنامج الحساب TALERN. تم اختيار الحل الأكثر مثالية لتثبيت الأرض والحد من مخاطر حدوث حركات جديدة.

الكلمات الرئيسية:

الانهيار الأرضي، الثبات؛ TALERN؛ معامل الأمان

Résumé :

Les glissements de terrain sont souvent considérés comme étant un des risques naturels déclenchés et réactivés par la force de la nature. L'Algérie est constamment confrontée au phénomène de glissements de terrain notamment dans la région nord du pays. Ce phénomène est particulièrement gênant et présentant un très haut risque lorsqu'il affecte les réseaux routière, auc ouvrages et aux constructions, avec un impact économique sensible.

Dans ce cadre notre travail s'intéresse à l'analyse et à l'étude de confortement d'un glissement de terrain situé dans la wilaya de Médéa, plus précisément à Tablat.

Différentes solutions de confortement ont été étudiées et évaluées en fonction de leur faisabilité technique et économique à l’aide de logiciel de calcul TALERN. La solution la plus optimale a été retenue pour stabiliser le terrain et limiter les risques de nouveaux mouvements

Mots clés :

Glissement, Stabilité ; TALERN ; Coefficient de sécurité

Différentes solutions de confortement ont été étudiées et évaluées en fonction de leur faisabilité technique et économique. La solution la plus optimale a été retenue pour stabiliser le terrain et limiter les risques de nouveaux mouvements.

Ce mémoire a permis d'analyser et de comprendre les mécanismes du glissement de terrain de Tablat. Des solutions de confortement adaptées ont été proposées pour stabiliser le terrain et assurer la sécurité des populations environnantes.

Summary:

Landslides are often considered one of the natural risks triggered and reactivated by the force of nature. Algeria is constantly confronted with the phenomenon of landslides, particularly in the northern region of the country. This phenomenon is particularly troublesome and presents a very high risk when it affects the road network.

In this context, our work focuses on the analysis and study of the reinforcement of a landslide located in the Wilaya of Médéa, specifically in Tablat.

Various reinforcement solutions have been studied and evaluated based on their technical and economic feasibility using the TALERN calculation software. The most optimal solution was chosen to stabilize the terrain and limit the risks of new movements.

Keywords :

Landslide, Stability, TALERN, Safety Factor

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Un glissement de terrain est un phénomène naturel , très fréquents du monde et fait partie d'une évolution naturelle des talus, surviendra lorsqu'il y a une rupture d'équilibre entre les forces internes du sol (force moteur et force résistant) dans une pente naturel, soit par l'ajout de poids au sommet des pente (cas des remblais) ou par le retrait de poids à la base de la pente (cas de déblai), généralement on peut dire que si les conditions d'équilibre du talus sont modifiées naturellement (exp : érosion de la base du talus par les cours d'eau, infiltration de eaux dans les sols...) ou artificiellement (modification des pentes des talus, chargement ou déchargement des talus….)

Ces glissements peuvent être affecté l'instabilité des infrastructures routes et les diverses constructions et peut accuse un grand danger a le vié humain. Et nécessitent une intervention très rapide pour le soutenir et resté face de lui.

Donc dans ce cadre, notre présent projet consiste à l'étude et l'analyse d'un glissement de terrain survenu sur une route nationale nommé « RN64C » au pk 14+500, dans la Wilaya de Médéa Les désordres qui affectent ce tronçon de route, se traduisent par des fissures longitudinales, quelques fissures transversales, et des affaissements importants de la chaussée,

Ce travail est articulé sur quatre (04) chapitres :

Dans le premier chapitre il nous a paru utile, avant tout, d'exposer les principaux types des glissements de terrain ainsi que les différentes causes des glissements et les factures qui provoquant ces cas, Et enfin, nous avons abordé quelques exemples de glissements de terrain dans la wilaya de Médéa.

Dans le second chapitre nous présentons un bref aperçu sur quelques méthodes d'analyse et d'évaluation de l'aléa des glissements de terrain et les différentes techniques de stabilisation.

Par la suite, le troisième chapitre présente une vue globale sur la géotechnique du site à étudier.

Ensuite dans le dernier chapitre, Nous avons effectué une étude et évaluation de la stabilité du glissement Grâce à l'utilisation du logiciel Talren, nous avons obtenu de nombreux résultats qui nous prouvent la stabilité de la route que nous avons étudiée.

Enfin, nous terminons notre travail par une conclusion général.

CHAPITRE Ⅰ :
Généralités Sur Les mouvements Des Terrains

I.1. Introduction :

Le glissement de terrain étant un phénomène naturel pouvant être très destructeur. Les victimes humaines directes sont pour la plupart concernées par l'effondrement des bâtiments, et les dommages matériels dépendent de l'amplitude et la durée du mouvement de terrain ainsi que des modes de construction. Il peut s'agir de détérioration des structures (fissurations) ou de destruction (écroulements des bâtiments), dégradation des infrastructures (ponts, routes, voies ferrés,…etc.), ruptures des conduites d'eau, de gaz, et d'assainissement. Les glissements de terrain sont parmi les mouvements de masse les plus spectaculaires et les plus fréquents, dont l'apparition provoque des déformations à l'intérieur comme à l'extérieur de la croûte terrestre. Il se développe dans un massif de sol meuble ou de roche argileuse tendre et se produit dans des circonstances très variées, affectant les ouvrages construits par l'homme (déblais et remblais) ou, tout simplement, des pentes naturelles.

Le présent chapitre se propose de définir les glissements de terrain et ses différents types, expose les probabilités de leur production et détermine également les facteurs qui provoquent leur déclenchement.

I.2. Définition des mouvements des terrains :

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.).

Ce phénomène comprend diverses manifestations : lentes ou rapides, en fonction des mécanismes initiateurs, des matériaux considérés et de leur structure.

Dans la vie quotidienne ces phénomènes menacent en premier lieu les personnes c'est-à-dire présentent des risques sur sa vie et ses constructions. [1]

I.3. Type des mouvements des terrains :

De très nombreux types de mouvement de terrain se produisent soit naturellement soit à la suite de travaux dus à l'homme. On les classe couramment en deux familles.

I.3.1. Les mouvements lents et continus :

Seulement les mouvements lents sont directement dangereux pour l'homme. Leurs conséquences sont d'autant plus graves que les masses déplacées sont importantes. Les conséquences des mouvements lents sont essentiellement socioéconomiques ou d'intérêt public. Ces mouvements entraînent une déformation progressive des terrains, pas toujours perceptible par l'homme. Ils regroupent : l'affaissement, le tassement, le glissement, la solifluxion, le fluage

I.3.1.1. Les affaissements :

L'affaissement de terrain, déformation de la surface, qui peut atteindre plusieurs décimètres, lorsque les cavités sont de petit volume, ou situées sous un recouvrement important (le foisonnement des terrains superficiels amortit alors la remontée du vide) la perte des caractéristiques mécaniques (taux de travail admissible) représente la manifestation ultime de petits vides situés à grande profondeur qui décompriment les terrains jusqu'en surface.

I.3.1.2. Les tassements :

Le tassement du sol est la déformation verticale due à l'application des contraintes extérieures telles que les remblais, les fondations ou son propre poids. Les tassements peuvent être uniformes ou différents d'un point à l'autre selon la nature du sol en place. Dans les sols non saturés les tassements sont presque instantanés mais dans les sols saturés, ils peuvent s'étendre sur quelques secondes, dans les sols sableux graveleux, jusqu'à plusieurs dizaines d'années dans les argiles peu perméables. Dans ce cas on peut de citer le cas de tassement des silos métallique à wilaya de Bejaïa, l'ouvrage est constitué de 10 silos métalliques de capacité totale de 76000 tonnes destinés pour le stockage de produits céréaliers (figure I.1), il a été réalisé en 2004 et mis en exploitation au mois de mars 2006.

Les silos ont été fondés sur un radier général en béton armé de dimensions 119,4m x 49 met de 75 cm d'épaisseur. Deux galeries de vidange souterraines de 2,5m x3 m longent le radier et débouchent sur des trémies d'évacuation.(figures I.19, 20).Tenant compte du risque de

tassement important, un renforcement de sol a été réalisé par des colonnes ballastées de 1m de diamètre, 12m de profondeur et un maillage de 2,43m x2,39m. Le tassement du sol renforcé, calculé par l'entreprise de réalisation pour une charge de service de 140 kPa est de 10 cm, il a été jugé admissible au stade de la conception par le maître de l'œuvre. [2]



Figure I. 1 : Vue générale de la Batterie de silos [2]

I.3.1.3. Le fluage du terrain :

C'est un phénomène qui correspond à des mouvements lents dus à des sollicitations atteignant le domaine plastique, donc proche de la rupture. L'état ultime peut être soit la stabilisation, soit la rupture, et les déplacements dans le massif en mouvement sont continus, mais les vitesses sont faibles [3]

I.3.1.4. Glissements de terrain :

Les glissements de terrain sont des mouvements qui affectent les talus et les versants naturels. Ils peuvent provoquer des dommages importants avec un impact économique sensible. Ce phénomène peut être la conséquence d'un événement naturel (forte pluie, érosion de berge, séisme) ou plus ou moins la conséquence directe d'actions de l'homme telles que travaux de terrassement ou Déforestation.

L'étude des glissements de terrain et la prévention des risques qu'ils engendrent relèvent de la géologie appliquée et de la mécanique des sols. [4]

I.3.2. Les mouvements rapide et discontinue

Ces types de mouvement s'accompagnent d'une rupture brutale. En raison de leur soudaineté, ils sont plus difficiles à prévenir et malheureusement plus dommageables. Ils peuvent être scindés en deux groupes, selon le mode de propagation des matériaux.

I.3.2.2.1 Effondrements

Les effondrements de cavités souterraines naturelles ou artificielles (carrières et ouvrages souterrains) , l'évolution des cavités souterraines naturelles (dissolution de gypse) ou artificielles peuvent entrainer l'effondrement du toit de la cavité et provoquer en surface une dépression généralement de forme circulaire, Voir figure au-dessous. [5]

I.3.2.2.2 Ecroulements et les chutes de blocs

L'évolution des falaises et des versants rocheux engendre des chutes de pierres ou des écroulements en masse (volume pouvant atteindre plusieurs millions de mètre cube), les blocs isolés rebondissent ou roulent sur le versant ,tandis que dans les cas des écroulements en masse ,les matériaux s'écoulent « à grande vitesse »sur une très grande distance . La figure [I. 2] expose un exemple d'Eboulement d'Aokas à Béjaia, sur la RN 9, Février 2015. [6]



Figure I. 3:Exemple d'écroulements en terrains rocheux(L'éboulement a causé la mort de six personnes et la blessure de dix-sept autres) [6]

I.3.2.2.3 Coulées boueuses

Ces phénomènes sont caractérisés par un transport de matériaux sous forme plus ou moins fluide, les coulées boueuses se produisent sur des pentes, par dégénérescence de certains glissements avec afflux d'eau, les coulées torrentielles se produisent dans le lit de torrent au moment des crues (Voir figure I.3. [5]



Figure I. 4coulée boueuse Rocade sud Alger les grands vents Delly Brahim [7]

I.4. Les types de glissements :

Un glissement de terrain peut être défini comme étant un mouvement gravitaire d'une masse de sol, suite à une modification de ces conditions aux limites, le long d'un plan de glissement appelé aussi ligne de glissement. La masse de sols en mouvement, dans un glissement de terrain, peut varier de quelques mètres cubes à des centaines, voire à des milliers ou des millions de mètres cube. [8]

I.4.1. Glissements plans

Où le mouvement est une translation du massif sur un plan incliné, plus au moins régulier. En général la ligne de rupture suit une couche mince ayant de mauvaises caractéristiques mécaniques, et sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau (couche savon). Les joints (couches minces) argileux sont particulièrement favorables aux déclenchements de glissements plans lorsque les terrains qui les surmontent sont perméables.Voire la figure (I. 4)

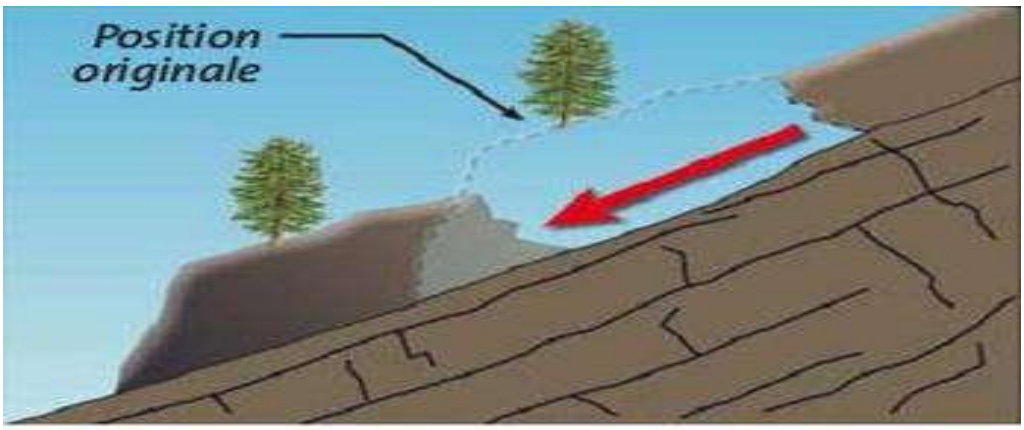


Figure I. 5: Glissement plan. [8]

I.4.2. Glissements rotationnels (circulaire)

Ces glissements se distinguent par un mouvement de basculement de la masse vers l'aval le long d'une surface de rupture circulaire (figure I.5). En général, ils sont de petite envergure et le déplacement des matériaux est restreint. Ils surviennent principalement dans des terrains souples et uniformes, notamment ceux riches en argile et silteux.

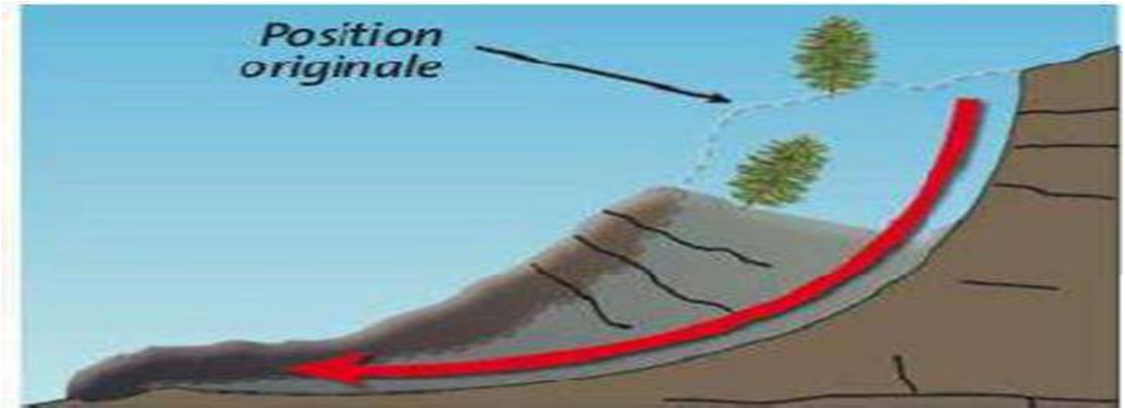


Figure I. 6 : Glissement rotationnel [8].

I.4.3. Glissement rotationnels simple

C'est le type de glissement le plus fréquent la surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à une portion de cylindre. L'analyse de risque de rupture par le calcul est alors abordable par des méthodes classiques.

Le plus souvent, la ligne de rupture peut être assimilée à un cercle : il s'agit alors d'un glissement circulaire. Si la ligne de rupture a une forme plus complexe, le glissement est appelé glissement non circulaire. Voire la figure (I.6)

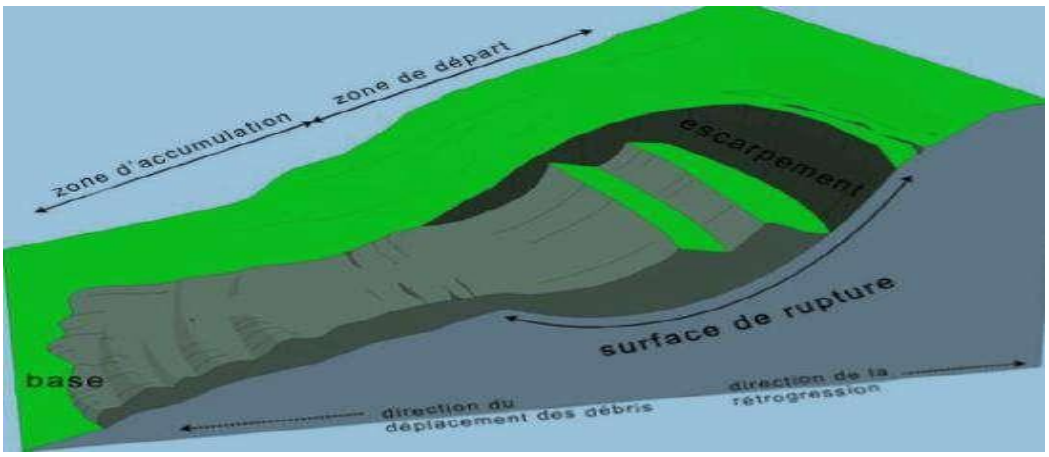


Figure I. 7 : glissement rotationnel simple [9]

I.4.4. Glissements rotationnels complexes (quelconques)

C'est un glissement multiple (emboité), l'apparition du premier glissement en bas de la pente conduit à une perte de butée pour les terres situées au-dessus, et ainsi provoquer les glissements successifs remontant vers l'amont. [10]

I.5. Causes des glissements de terrain :

Il existe deux principales catégories de causes de glissements de terrain : l'une d'origine naturelle et l'autre d'origine humaine. Parfois, les glissements de terrain sont causés, au pire, par une combinaison des deux catégories.

I.5.1. Les causes d'origine naturelle :

Cette catégorie comprend trois grands mécanismes de déclenchement qui peuvent se produire seuls ou en combinaison : l'eau, l'activité sismique et l'activité volcanique.

Les effets de toutes ces causes varient considérablement et dépendent de plusieurs facteurs tels que la pente du talus, la morphologie, la forme du terrain, le type du sol, la géologie des terrains, et la présence de surcharges (dues aux personnes et aux constructions) sur les zones touchées. [6]

I.5.1.1. Les glissements de terrain et l'eau :

La saturation des pentes par l'eau est la première cause de glissement de terrain. Elle peut se présenter sous différentes formes : pluies intenses, fonte de neiges, changements des niveaux des eaux souterraines, et des eaux de surface le long des côtes, des barrages en terre, des bancs de lacs, des réservoirs, des canaux et des rivières

I.5.1.2. Les glissements de terrain et l'activité sismique :

Beaucoup de régions montagneuses qui sont vulnérables aux glissements de terrain ont également connu des taux au moins modérés de l'activité sismique dans les temps enregistrés. Les tremblements de terre dans les zones sujettes aux glissements de terrain augmentent considérablement la probabilité de reproduction des glissements de terrain.

Par exemple, le tremblement de terre de la grande Alaska aux États-Unis (1964) a provoqué des glissements de terrain généralisés et autres désordre dans le sol.

Suite à des tremblements de terre modérés à grands, d'autres régions de l'Amérique du Nord, tels que l'État de Californie, la région de Puget Sound à Washington, et les plaines du Saint-Laurent de l'Est du Canada, ont connu des glissements de terrain, des déplacements latéraux, et d'autres types de désordres classés comme glissements de terrain.

I.5.1.3. Les glissements de terrain et l'activité volcanique :

Les glissements de terrain dus à l'activité volcanique représentent certains des types les plus dévastateurs. Les coulées de débris volcaniques (aussi connu comme lahars) peuvent atteindre de grandes distances après avoir quitté les flancs du volcan et peuvent endommager les structures dans les zones plates entourant ces volcans. [6]

Les édifices volcaniques récents, non consolidés, et considérés géologiquement comme des structures faibles peuvent s'effondrer et causer des éboulements, des glissements de terrain et des avalanches de débris. De nombreuses îles volcaniques ont connu des ruptures d'origine périodique dans leurs zones de périmètre, et des glissements des massifs de sol et de roche.

Ces effondrements peuvent créer des glissements de terrain des massifs sous-marins qui peuvent également déplacer rapidement l'eau, et créent des tsunamis meurtriers qui causent des dommages à de grandes distances, ou même localement.

I.5.2. Les causes d'origine humaine (activité humaine) :

L'homme constitue fréquemment une cause d'accélération ou de déclenchement des instabilités, on cite parmi les activités humaines :

- Les modifications de l'équilibre naturel des pentes ; le talutage en pied de versant, le remblaiement en tête de versant ainsi que les travaux de terrassement, sont considérés comme une action mécanique ayant des répercussions défavorables sur la stabilité des pentes lorsqu'ils ne pas bien entrepris. Les terrassements, en supprimant la butée de pied d'un versant, réduisent les moments stabilisateurs. [6]

- La pente des versants représente un paramètre qui conditionne sa stabilité ; il existe aussi une pente limite, au-delà de laquelle la rupture apparaisse. Parfois les travaux de terrassement changent la pente naturelle en dépassant cet angle limite (modification de la géométrie). La conséquence directe est que ce talus subit un déplacement ou une rupture.

- Les surcharges sur un versant qui peuvent être un remblai, un immeuble, un mur de soutènement, une décharge, etc. qui se trouvent en tête ou à mi-pente d'un versant.

L'augmentation de la charge et du moment moteur crée une diminution du coefficient de sécurité qui est favorable à l'apparition d'une rupture rationnelle.

- Les modifications des conditions hydrologiques du milieu naturel ; rejets d'eau dans une pente (fluide de canalisation, par exemple), pompage excessif de l'eau qui favorisent la dissolution des roches solubles, etc.

- Les ébranlements provoqués par les tirs à l'explosif, qui sont susceptibles de déclenchement des chutes de pierres et de blocs ou vibrations dues au trafic routier ou ferroviaire qui peuvent déstabiliser à la longue des versants.

I.5.3. Les conséquences de glissement de terrain :

I.5.3.1. Conséquences humaines :

1. **Perte de vies humaines** : Risques de décès dus à l'effondrement de structures et à l'ensevelissement.
2. **Blessures** : Risque de blessures graves.
3. **Déplacements forcés** : Déplacement des habitants, entraînant des problèmes sociaux et

psychologiques.

I.5.3.2. Conséquences économiques :

1. **Dommages aux infrastructures** : Destruction de routes, ponts, bâtiments et autres infrastructures nécessitant des réparations coûteuses.
2. **Perte de propriétés** : Destruction de maisons, entreprises et terrains, entraînant des pertes financières.
3. **Perturbations économiques** : Interruption des activités économiques comme l'agriculture, le tourisme et le commerce.

I.5.3.3. Conséquences environnementales :

1. **Destruction de l'habitat naturel** : Dommages à la flore et à la faune locale.
2. **Dégradation des sols** : Érosion sévère des sols, rendant la terre infertile.
3. **Modification des cours d'eau** : Blocage ou redirection des cours d'eau, provoquant des inondations et des changements dans les écosystèmes.

I.5.3.4. Conséquences sociales :

1. **Impact sur la communauté** : Tensions sociales et conflits dus à la perte de maisons et de moyens de subsistance.
2. **Stress psychologique** : Problèmes de santé mentale chez les survivants.
3. **Déplacement des populations** : Déplacement permanent des communautés, perturbant les réseaux sociaux et les moyens de subsistance.

I.5.3.5. Conséquences à long terme :

1. **Récupération et reconstruction** : Processus de récupération long et coûteux.
2. **Changements dans l'utilisation des terres** : Zones touchées déclarées inhabitables, nécessitant des changements dans l'utilisation des terres et la planification urbaine.
3. **Adaptation aux risques futurs** : Incitation à une meilleure planification et mise en œuvre de mesures de prévention pour minimiser les risques futurs.

I.6. Caractérisation d'un glissement de terrain

Escarpement principal : surface inclinée ou verticale souvent concave, limitant le glissement à son extrémité supérieure et prolongée en profondeur par la surface de glissement.

Tête : limite amont du glissement et plus précisément partie où le matériau glissé se trouve en contact avec l'escarpement principal.

Escarpement secondaire : cicatrice semblable à l'escarpement principal mais visible dans La masse remaniée. Ces escarpements confèrent à la masse en mouvement une structure en escalier.

Elément : fraction de la masse glissée située entre deux escarpements.

Flanc : limite latérale du glissement prolongeant l'escarpement principal.

Pied : correspond à l'intersection aval de la surface topographique initiale. Le pied est souvent masqué par le bourrelet.

Extrémité inférieure ou pouce : zone aval du mouvement de terrain ou extrémité du bourrelet.

Rides transversales : elles se forment dans le bourrelet du mouvement de terrain, témoins d'efforts de compression pouvant aboutir à des chevauchements dans le matériau.

Surface de rupture ou de glissement : surface séparant la masse glissée des terrains en place.

Corps : partie centrale du glissement recouvrant à surface de rupture. [9]

I.7. Phases des glissements

Les glissements de terrain se caractérisent par des phases d'activité variables : des périodes de vitesse de glissement plus élevée avec des phases de calme apparent.

I.7.1. Glissements de terrain actif

Un glissement de terrain est considéré comme actif si un mouvement peut être constaté Le déplacement peut être minime, les déformations de moins d'un millimètre étant toute foi difficilement détectables.

Les glissements actifs comprennent les glissements présentant des vitesses plus ou moins constantes à long terme tout comme les glissements avec des phases successives d'accélérations.

I.7.2. Glissements de terrain réactivés

Désigne les glissements de terrain qui quittent une phase inactive pour entrer dans une phase active. Habituellement, les glissements de terrain réactivés se déplacent le long d'une surface de glissement existante.

I.7.3. Glissements de terrain inactifs

Désigne les glissements de terrain restés immobiles pendant plusieurs années. Ceux-ci sa subdivision en quatre catégories :

- Glissements bloqués.
- Glissements latents.
- Glissements abandonnés.
- Glissements stabilisés. [11]

I.8. Les facteurs qui provoquant un glissement de terrain

Les facteurs déclenchant un glissement de terrain :

La nature du sol et du sous-sol : Un sol meuble et donc présentant peu de cohésion sera par nature instable. De même un sol présentant des couches discontinues de nature différente aura tendance à glisser.

Un sol argileux ou marneux saturé d'eau sera susceptible de glisser vers le bas de la pente (diminution de la résistance du sol).

L'eau : Lors de fortes pluies ou à la fonte des neiges, l'eau en pénétrant dans le sol exerce une poussée verticale qui peut déstabiliser le terrain. La situation est d'autant plus dangereuse si la quantité d'eau qui pénètre dans la terre est supérieure à celle qui s'en écoule.

La sécheresse : Une terre trop sèche peut perdre de sa cohésion, s'effriter et glisser.

L'érosion : Un sol érodé ou mise à nu sans végétation (déboisement, incendie, tempête) sera plus vulnérable aux infiltrations et donc sera plus susceptible de glisser.

Les activités humaines : La construction d'infrastructures ou de bâtiments en haut de

la pente augmente la charge qui pèse sur celle-ci et peut entrainer un glissement. De même des constructions en bas de la pente peuvent déstabiliser le pied du versant.

La déforestation : l'irrigation qui modifie la teneur en eau du sol, l'urbanisation qui entraine une imperméabilisation du sol et donc un changement dans l'écoulement des eaux ou dans le profil de la pente sont autant de facteurs pouvant entrainer un glissement de terrain.

L'activité sismique : En zone sismique, une secousse même minime peut faire bouger une pente déjà sensibilisée par d'autres facteurs de fragilisation. [12]

I.9. Les exemples de glissement de terrain dans la wilaya de Médéa :

Nous allons représenter dans ce chapitre quelques cas pathologiques dus aux glissements des terrains cité dans la littérature, et qui représentent plusieurs cas de glissement de terrain soit en Algérie.

On peut citer plusieurs cas de glissement de terrain survenus en Algérie, plus particulièrement celui de Médéa, voire la figure (I.9).



Figure I. 8 : Zone du cas de glissement étudié. [13]

Nous avons un autre cas de glissement survenu en 2010 à la sortie de la ville d'El Omaria au Nord-est de la wilaya de Médéa, le versant affecté par le glissement touche la route nationale n°64 au niveau du point kilométrique 52+800. En plus de l'axe routier, le glissement a touché aussi des habitations limitrophes à la sortie de la ville.



Figure I. 9 : Site du glissement de terrain. [14]

Un autre cas à Médéa le glissement de terrain située au Zone de glissement est située au nord de l'échangeur de Médéa, au cour de la réalisation de la section autoroutier entre la Chiffa et Berrouaghia sur 53km, le cas de glissement et en PK20+930~ PK21+175. (Figure Ⅰ. 11)



Figure I. 10 : Zone du cas de glissement étudié.[15]

Le dernier Glissement est le glissement de terrain sur la RN n°01/ PK 82+700, Médéa, se trouve à la commune de Médéa, Il a pour coordonnées géographiques.



Figure I. 11 : vue satellitaire RN n°01/ PK 82+700, Médéa RN n°01/ PK 82+700, Médéa. [16]

I.10. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté les divers types de glissement de terrain rencontrés dans la nature, Nous avons identifié trois catégories distinctes de glissement : le glissement plan et rotationnel, et Principal cause de glissement de terrain. On terminer ce chapitre avec quelques exemples sur le Glissement de terrain En différents endroits de la wilaya de Médéa.

Chapitre Ⅱ :

Méthodes de calcul des glissements de terrain et techniques de stabilisation

II.1.Introduction :

Plusieurs méthodes de calcul des pentes ont été élaborées par différents auteurs afin d'analyser et de prévoir l'instabilité de certaines pentes. Ces méthodes s'appuient sur la recherche de la relation entre la cinématique du mouvement, les mécanismes de déformation et les facteurs influents.

La détermination du facteur de sécurité est très importante, elle permet de s'assurer que les forces stabilisantes sont suffisantes et supérieures à celles qui tendent à provoquer la rupture des pentes.

II.2.Méthodes Analytiques :

II.2.1. Calcul de la stabilité :

L'objectif principal d'un calcul de stabilité est de déterminer la surface de glissement potentielle dans un sol. Cette méthode implique d'explorer différentes surfaces de rupture possibles par des essais itératifs. Chaque surface testée nécessite un calcul de stabilité, qui produit un coefficient de sécurité (FS). Après avoir évalué un nombre considérable de surfaces de glissement, on sélectionne le FS le plus bas, correspondant à la ligne de rupture la plus probable pour un sol donné. Le calcul de stabilité oriente le choix des techniques de terrassement, d'excavation, de construction, etc., pour garantir la stabilité du site et des ouvrages associés. [18]

II.2.1.1. Notion de coefficient de sécurité :

II existe plusieurs définitions possibles du coefficient de sécurité FS, chacune présente des avantages et des inconvénients. Nous nous contenterons de mentionner les définitions les plus communément admises. Le principe de calcul de stabilité des talus consiste à déterminer le facteur de sécurité FS par lequel il faut diviser la résistance de la surface de glissement pour que la masse potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre. Ce facteur peut être écrit de la façon suivante :

$$\boldsymbol{Fs = \frac{Qmax}{Q}} \qquad \textit{(II. 1)}$$

Q : cette valeur définit la sollicitation vectorielle ou tensorielle appliquée au massif (Force **H**, Force **V**, moment **M**).

Q max : valeur maximale de **Q**.

Partant de cette écriture générale nous citerons quelques définitions du coefficient de

sécurité :

Le facteur de sécurité FS minimal à adopter dépend la nature de l'ouvrage, de son utilisation et des conséquences que pourrait entrainer sa rupture en termes de risque humain et de dommages matériels de manière classique, dans les études de stabilité de pentes, on considère que :

Si FS = < 1 : la rupture est inévitable.

Si FS = 1 : le massif est en état d'équilibre limite.

Si FS > 1 : le milieu est équilibré et le massif est stable. [19]

Tableau II. 1 : *différens exemples de définition d'un facteur de sécurité, lambe*

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

II.3.Méthode d'équilibre limite

Quand on étudie la stabilité d'un massif, deux cas de figure peuvent se présenter :

Soit il n'y a pas de surface de glissement préférentielle, c'est le cas des sols relativement homogène ne présentant pas discontinuités géologiques, la surface sur laquelle il Pourrait y avoir rupture n'est pas connue. Elle est alors définie sur la base d'un Coefficient de sécurité minimal et d'une rupture cinématiquement possible. Afin de préciser la surface de rupture la plus critique et le coefficient de sécurité qui lui est associé, on utilise généralement des méthodes à l'équilibre limite itérées de nombreuses fois.

Soit la masse rigide en glissement se déplace le long d'une surface de géométrie bien définie, c'est le cas des massifs rocheux fracturés, pour lesquels la cinématique du mouvement est conditionnée par les discontinuités et leur orientation spatiale. C'est aussi cas pour les sols lorsqu'il peut y avoir mouvement le long d'une surface de glissement préexistante.

$$\tau = C + \sigma tan\varphi \qquad \textit{(II. 2)}$$

C : Cohésion effective

φ : Angle de frottement interne effectif [20]

II.3.1. Méthodes des tranches :

Le découpage de la masse instable en tranches verticales a permis le développement d'un très grand nombre de méthodes, symbolisées par la méthode Suédoise de Felliniens (1927). Trois hypothèses sont rajoutées par rapport à la méthode des blocs : les bords des blocs sont devenus verticaux ; le point de passage de la force à la base du bloc (de la tranche) est situé au centre de cette base ; Le coefficient de sécurité est unique et ne s'applique qu'à la base des tranches . [21]

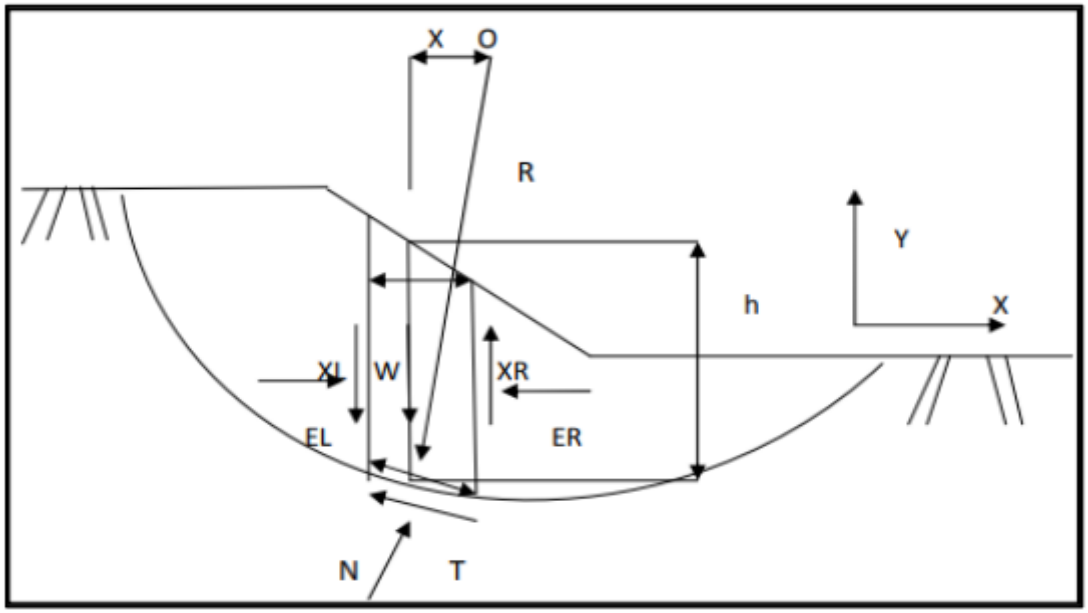


Figure II. 1 : *Méthode des tranches pour analyser des ruptures circulaires.*

II.3.2. Méthode de FELLENIUS (rupture circulaire) (1927)

Cette méthode a été proposée par felliniens (1927), dans le cas d'un sol purement cohérent elle est basée sur les Hypothèses suivante :

- a méthode suppose une surface de glissement circulaire et divise le talus en tranches ;
- elle néglige les forces entre les tranches (efforts verticales et horizontales). La méthode de felliniens vérifie l'équilibre global des moments tout en négligeant les forces entre tranches. Seuls les efforts de cisaillement le long de la courbe de rupture circulaire sont pris en compte. La résistance au glissement est alors facilement calculable sous l'expression d'un moment, avec un bras de levier égal au rayon R, le coefficient de sécurité est donné par la formule suivante :

$$F = \sum C'l + (w.cos\,\alpha - ul) \sum w.sin\,\alpha \qquad (II.\ 3)$$

C'est une méthode moins précise que les autres méthodes des tranches et elle est sûre pour

des sols homogènes seulement [20]

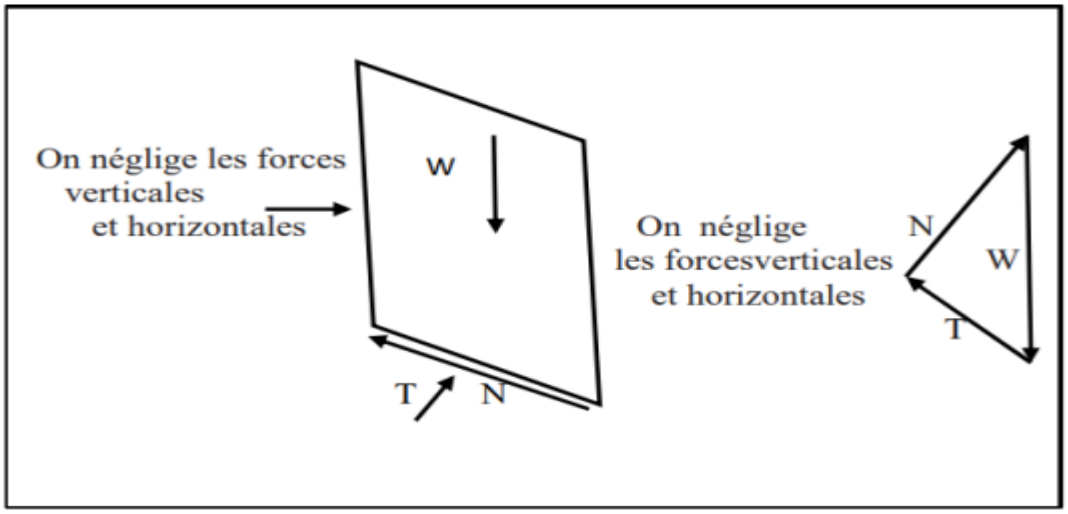


Figure II. 2 : *Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius.*

II.3.3. Méthode simplifiée de Bishop (1955)

Hypothèses :

- la méthode suppose une surface de glissement circulaire ;
- elle néglige les forces verticales entre les tranches.

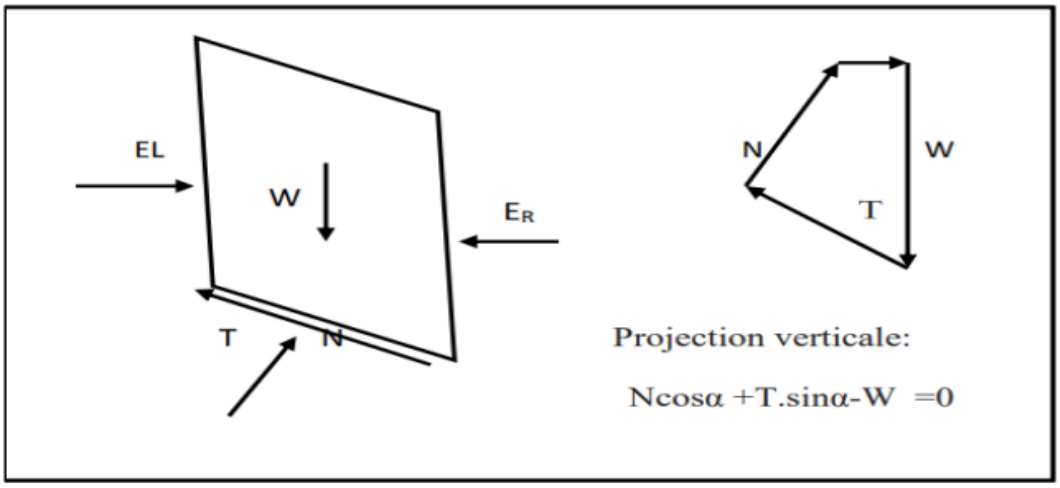


Figure II. 3 : *Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Bishop simplifiée.*

La méthode de Bishop vérifie l'équilibre des moments ainsi que l'équilibre vertical pour chaque tranche, mais elle néglige l'équilibre horizontal des forces. D'après l'hypothèse faite sur les forces entre les tranches ($XR- XL= 0$), nous aurons :

$$\boldsymbol{Fs = \frac{\sum[C'l.cos\alpha+(w-Ulcos\alpha)tan\varphi]ma}{F}} \qquad \textit{(II. 4)}$$

$$\boldsymbol{m\alpha = \frac{cos\alpha(1+tan\alpha.tan\varphi')}{F}} \qquad \textit{(II. 5)}$$

Nous constatons que le coefficient de sécurité Fm (dû à l'équilibre moment) se retrouve dans les deux membres de l'équation, et donc, la résolution passe par des techniques itératives. Généralement, on prend la valeur du coefficient obtenue avec la méthode de felliniens comme point de départ de cette itération. Cette méthode est plus précise que celle de Fellenius et le calcul se prête particulièrement bien au traitement par ordinateur [22]

II.3.4. La méthode des perturbations :

Circulaire ou non. Il s'agit de la seule méthode permettant de vérifier les 3 équations de base (équilibre horizontal, vertical et celui des moments) tranche par tranche, et donc d'optimiser la vérification de la stabilité des pentes.

1. Utilisée depuis de nombreuses années, cette méthode donne des résultats très proches

De ceux de la méthode de Bishop lorsqu'elles sont comparées sur des cas de rupture circulaire.

2. Elle ne soulève pas de difficulté de convergence et, à ce titre, ne nécessite pas

D'introduire des tests complémentaires de limitation des contraintes à l'instar de Bishop.

3. La méthode n'est pas applicable au cas d'une rupture plane (ou rupture par "coin de

Glissement").

La méthode d'équilibre limite est calculée à l'aide d'un logiciel nommé **Géostudio** on utilise le sous-programme **SLOPE/W** qui est réservé spécialement pour l'analyse de la stabilité des pentes ce programme utilise une interface graphique sous le system d'exploitation Windows qui permet aux utilisateurs de générer rapidement un modèle de géométrie ainsi que les condition du terrain afin de trouver le cercle de rupture le plus défavorable qui donne un facteur de sécurité minime.

II.3.5. Méthode de Morgenstern et Price (Morgenstern – Price 1965) :

Morgenstern et Price définissent une fonction donnant l'inclinaison des efforts inter tranches cette méthode introduit une fonction mathématique arbitraire pour représenter la variation de la direction des forces entre les tranches. [23]

II.3.6. Méthode de Spencer (1967)

Cette méthode a le même principe de calcul que la méthode de Morgenstern and Price, la différence réside dans la fonction de variation qui est constante (f(x)=1), et que l'angle d'inclinaison (θ) est constant dans toutes les tranches, Spencer a présenté cette méthode pour une surface de rupture circulaire.

II.4.La méthode des éléments finis :

Consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini de composants discrets ou d'éléments, lié entre eux par des nœuds, qui représente un maillage. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis en tant qu'objet de telle sorte qu'on assure l'équilibre et la compatibilité des déplacements réel de la structure. La méthode des éléments finis nécessite un grand nombre de calculs, cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique. Il est par ailleurs possible d'utiliser des modèles couplés, mais leur mise en œuvre demeure complexe.

De nombreux logiciels existent sur le marché. Les plus récents nécessitent une licence. On constate depuis quelques années un rapide élargissement du champ d'application des logiciels qui permettent maintenant de tenir compte d'un grand nombre de paramètres et qui intègrent les conditions hydrauliques et les sollicitations sismiques selon la méthode pseudo-statique ou la méthode dynamique directe.

Nous citons ci-dessous quelques logiciels de calcul de stabilité des pentes. Talren – Plaxis – Ge studio –Galope – Solide – Clara – Flac – Pétale… [24]

II.5.Techniques de stabilisation des glissements de terrain :

L'étude d'un glissement de terrain conduit à définir une solution confortatif, la plus efficace et la moins couteuse.

Le choix d'une méthode de stabilisation résulte de la prise en compte des conditions techniques (paramètres technique du site et maitrise de la mise en œuvre) ; ainsi que des Contraintes économiques, sociopolitique, environnementales et esthétique.

II.5.1. Terrassement :

Parmi les travaux de terrassements, un simple remodelage superficiel de la topographie anarchique d'un glissement est parfois effectué, surtout pour des raisons esthétiques. Un

reprofilage consiste à réduire la pente moyenne d'un talus par déblais de haut et remblai en bas. Mais cette technique est rarement utilisée pour un versant naturel, les volumes à déplacer étant trop considérables.

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

• Les actions sur l'équilibre des masses : allègement en tête, de remblai en pied ;

• Les actions sur la géométrie de la pente : purge et reprofilage ;

• Les substitutions partielles ou totales de la masse instable. [25]

II.5.2. Renforcement

Il existe une très grande variété d'éléments de renforcement utilisés dans la pratique et que l'on classe généralement suivant leur forme géométrique ; unidimensionnelle (linéaire), bidimensionnelle ou tridimensionnelle. En outre, un grand nombre de matériaux constitutifs sont possibles : acier, fibres de verre, géotextiles et produits apparentés (matières plastiques), etc. Il est à noter que les renforcements bidimensionnels et tridimensionnels, du fait de leur géométrie, ne peuvent être utilisés qu'avec des sols rapportés. Les renforcements sont divisés en deux grandes parties

II.5.3. Les renforcements rigides

Le procédé des inclusions rigides verticales est de plus en plus utilisé pour le renforcement d'ouvrages de géotechniques tels que :

- Les dallages et les fondations des bâtiments industriels et commerciaux.

- Les remblais.

- Les réservoirs de stockage ou bassins et ouvrages des stations d'épuration. [26]

II.5.4. Les murs de soutènement

Un mur de soutènement se compose la plupart du temps de deux parties :

-La paroi résistante : voile

-La semelle de fondation.

Les murs de soutènement en béton armé constitué la catégorie la plus courante des ouvrages de soutènement (3/4) Ils peuvent être de formes diverses et être réalisé de multiple façon, voire la Figure (II. 4). [27]



Figure II. 4 : *Murs de soutènement en béton armé évitement de la ville de Médéa.*

II.5.5. Les palplanches

Les palplanches sont de grandes plaques, qui s'emboîtent différemment selon le modèle.

En général, elles sont en métal (acier), celles en béton étant trop lourdes et trop fragiles pour les ouvrages imposants comme les parkings souterrains. Le profil d'une palplanche peut être de forme diverse.

Les palplanches sont en principe utilisées en complément d'un autre type de paroi et forme rarement l'enceinte proprement dite. Elles assurent surtout un rôle d'étanchéité additionnelle en formant un écran tout autour de l'enceinte coté terrain, voire la figure (II. 5). [26]

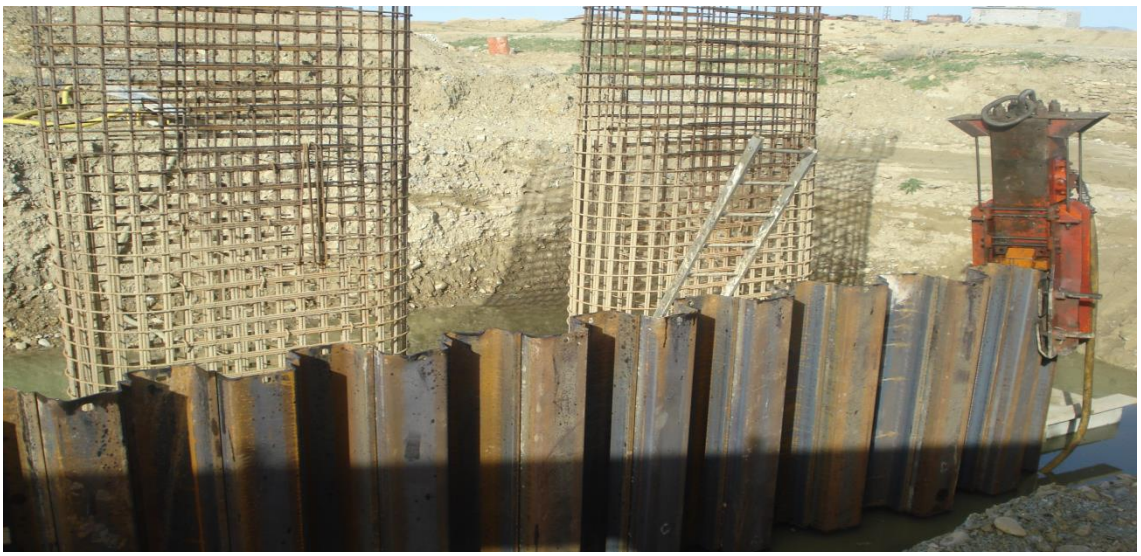


Figure II. 5 : *Rideau en palplanches.[28]*

II.5.6. Les renforcements souples

II.5.6.1. Les murs en terre armée :

La terre Armée est une méthode de construction basée sur l'association d'un remblai compacté et d'armatures (métalliques ou synthétiques) liées à un parement, Le principe consiste à associer à un sol pulvérulent et un renforcement (armatures) résistant à la traction. L'ouvrage est terminé sur sa face vue par un parement destiné à retenir les grains de sol entre les lits d'armatures. Les principaux avantages de la terre armée résident dans son économie, son intégration aux ouvrages en terre et surtout dans sa grande déformabilité qui lui permet de s'adapter sans risques à des mouvements de terre importants, présenté par la figure (II.6). [29]



Figure II. 6 : *protection en terre armée. [2]*

II.5.6.2. Les pneus sol

Un mur de soutènement en Pneu sol est constitué :

- De pneus : (pneumatiques ou éléments de pneumatique qu'es disposés linéairement ou en nappes selon des lits horizontaux).
- De remblai remplissant les vides laissés et séparant les lits de pneus, ne présentant pas des caractéristiques géotechniques contraignantes,
- De parements préfabriqués en béton protégeant les Pneus vus, empêchant le remblai de s'ébouler entre les lits de pneus et pouvant jouer un rôle architectural : s'il n'y a pas de parements en béton comme dans le cas des raidissements de pente (pente d 1/2 ou 1/3), les pneus vus ne jouent aucun rôle mécanique, voire la figure (II. 7).



Figure II. 7 : *protection en terre armée.*

II.5.6.3. Les géo synthétiques

sont des produits dont au moins l'un des constituants est à base de polymère synthétique ou naturel, se présentant sous forme de nappe, de bande ou de structure tridimensionnelle, utilisé en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. Ces produits sont utilisés dans les domaines tels que la construction routière, les travaux hydrauliques, les chemins de fer, les terrains d´aviation, etc. Les géo synthétiques peuvent être produits à partir de différents polymères, polyester (PET) polyvinyle alcool (PVA), polypropylène (PP). L´avantage du PET est un faible allongement lié à une grande résistance à la traction (haute ténacité). L´avantage du PVA est un allongement extrêmement bas et une excellente résistance chimique. L´avantage du PP est aussi très bonne résistance chimique avec

un allongement acceptable.

Ils se distinguent en trois familles principales : les géotextiles, les géo membranes et les géogrilles. [29]

II.5.6.4. Les géotextiles

Les géotextiles sont des produits tissés, non tissés, ou tricotés, perméables, fabriqués à base de polymère et utilisés dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. La fonction du géotextile dans le sol peut être la séparation, la filtration, et aussi le renforcement.

Les géotextiles tissés sont produits par entrelacement, habituellement à angle droit, de deux ou plusieurs faisceaux de fils, de filaments, de bandelettes ou d'autres éléments voire la figure (II. 8). [29]



Figure II. 8 : *Exemple de géotextile. [31]*

II.5.6.5. Les géo grillent :

Les géo grilles sont des géo synthétiques dont la fonction est le renforcement des sols. Une géo grille est une structure plane à base de polymère, constituée par un réseau ouvert et régulier d'éléments résistants à la traction et pouvant être assemblés par extrusion, par collage ou par entrelacement, dont les ouvertures ont des dimensions supérieures à celles des constituants et permettant le confinement du sol, voire la figure (II. 9). [32]



Figure II. 9 : *Exemple de géogrille.*

II.6. Les facteurs influençant la stabilité des pentes :

La stabilité des pentes dépend de divers facteurs géotechniques, hydrologiques et sismiques. Voici un résumé des principaux éléments à considérer :

1. Propriétés des sols et des roches

- **Cohésion (c) et angle de frottement interne (φ)** :
    - **Cohésion** : Force d'attraction entre les particules de sol. Les sols à haute cohésion, comme les argiles, sont plus stables.
    - **Angle de frottement interne** : Mesure de la résistance au glissement. Un angle élevé indique une plus grande stabilité.
- **Densité et poids volumique** : La densité affecte la charge sur la pente. Des matériaux plus lourds exercent plus de force, influençant la stabilité.
- **Stratification et structure géologique** : Les couches de sol et de roche peuvent créer des plans de faiblesse. Les fractures et failles peuvent servir de points de glissement.
- **Perméabilité et porosité** : Les sols perméables laissent infiltrer l'eau, diminuant la résistance au cisaillement. Les sols moins perméables peuvent retenir l'eau, augmentant la pression interstitielle et réduisant la stabilité.

2. Conditions hydrologiques

- **Infiltration d'eau et saturation** : L'infiltration de l'eau augmente la pression

interstitielle, réduisant la résistance au cisaillement.

- **Écoulement d'eau souterraine** : L'écoulement crée des forces hydrauliques contribuant à l'instabilité.
- **Fluctuations saisonnières** : Les variations des niveaux d'eau, comme les cycles de pluie et de sécheresse, affectent la stabilité. Les cycles de mouillage et séchage peuvent provoquer des fissures et des mouvements différentiels.

3. Effets des charges sismiques

- **Forces de cisaillement induites par les séismes** : Les séismes génèrent des forces de cisaillement réduisant la résistance des sols et des roches.
- **Amplification des mouvements de sol** : La topographie et la géologie locales peuvent amplifier les mouvements sismiques, augmentant les risques de glissement.
- **Effets cumulés des secousses répétées** : Les secousses répétées affaiblissent les pentes, rendant les glissements plus probables.

II.6.Conclusion :

À la fin de ce chapitre, il est évident que les reconnaissances géologiques et la structure du site revêtent une grande importance pour initier une étude de stabilité d'un glissement de terrain. Ensuite, nous avons présenté plusieurs techniques de confortement qui sont nombreuses, ainsi que différents types de calcul nous permettant d'évaluer et d'analyser la stabilité des talus.

Le choix d'une méthode de stabilisation d'un glissement de terrain, ou de renforcement d'une pente en équilibre précaire, nécessite une parfaite connaissance des causes de l'instabilité. Sachant que c'est l'action de l'eau qui est à l'origine de la plupart des désordres, la solution finalement retenue sur le terrain résultera d'un compromis compte tenu des caractéristiques du site, des sujétions liées à la technique.

Chapitre Ⅲ :

Analyse de Site Et Étude Géotechnique.

III.1. Introduction :

Avant d'analyse et évaluer un glissement de terrain il faut toujours passer par des étapes prioritaires afin de le classer selon sa nature, son forme et son formation géologique ou géotechnique, donc dans le cadre du projet nommé : Etude de traitement de glissement du terrain sur RN64C au PK 14+500, l'étude de ce dernier consiste, d'une part, à collecter les données déjà existantes, et d'autre part, à mener une prospection géologique et géotechnique du site. Le travail de cette phase est basé sur des missions de terrain, dans le but de renseigner sur la topographie, la lithologie et la stratigraphie, ainsi que sur l'utilisation de la documentation et les archives disponibles sur la zone.

III.2. Description et Diagnostic de glissement :

Cette étude de stabilité concerne la route située à Tablat, dans la wilaya de Médéa, qui a subi de nombreux dommages, se manifestant par des fissures longitudinales, quelques fissures transversales, et des affaissements importants de la

chaussée, témoignant d'un éventuel glissement qui peut se produire sur l'accotement coté remblai.

Ces désordres du talus de remblai et du versant ont, toutefois, évolué pendant la période pluviale et entraîné la rupture partielle de la chaussée.

L'examen de la morphologie du terrain montre que les désordres sont dus à des pressions interstitielles qui se développent au contact des remblais et des couches en profondeur.

La route traverse un site accidenté, coupé par des talwegs dont le régime hydraulique, la forte pluviométrie et les mauvaises conditions de drainage des eaux de ruissellement et des eaux souterraines se dirigeant vers l'aval, favorisent les mouvements des sols supportant le remblai. Voire la figure (III.1)



Figure III. 1 : *Photo de la zone d'étude[33]*

III.3. Situation géographique :

III.3.1. Situation géographique de site :

Le projet objet de notre étude est localisé sur la RN64C à la sortie NORS-EST de la ville de EL Aissaouia (wilaya de Médéa) au PK 14+500, La route franchit un versant peut boiser, à pente naturelle de (10 à 20%).



Figure III. 2 : *Situation du projet (commune deTablat) wilaya de Médéa.(Google earthe)*

III.4. Géologique régional :

Dans la région de Médéa, les formations géologiques sont représentées essentiellement par des dépôts néogènes post-nappes et quaternaires, en discordance sur un substratum d'âge crétacé.

III.4.1. Hydrologie de la région :

Les grés helvétiens du plateau de Médéa, constituent le principal aquifère de la région d'étude. Ces grés sont plus ou moins sableux, d'épaisseur moyenne de 50 mètres, reposant sur un substratum marneux imperméable. Les grés emmagasinent l'eau qui s'écoule par de nombreuses sources sur le pourtour des affleurements et alimente les puits de la région.

Ces formations qui sont souvent intercalées par des argiles, donnent naissance à plusieurs petits aquifères superposés.

Nappe des formations sableuses :

Elle se localise en quelques points à la surface du plateau. Son substratum est constitué soit par des niveaux gréseux compacts, soit par des niveaux argileux.

Nappe de grés :

L'existence de lit argileux au sein des grés, engendre une perméabilité faible pour cette formation. La circulation se fait au niveau des fissures, diaclases et joints de stratification, favorisant ainsi l'accumulation des eaux souterraines, sous forme de réserves et ce, grâce à Cette eau ruisselle et émerge sur les bords du plateau l'existence d'intercalations argileuses. Par des sources, bien individualisées.

Nappe des éboulis :

Les éboulis couvrent parfois le contact grés-marnes, conduisant à l'infiltration des eaux et les éboulis qui se caractérisent par une grande étendue et formation d'une nappe superficielle.

Une épaisseur faible, s'alimentent par l'infiltration des eaux météoriques sur leur propre impluvium.

III.5. Reconnaissance géotechnique :

L'objectif attendu par le programme de reconnaissance géotechnique est de permettre la reconnaissance des sols en place et de déterminer leurs caractéristiques géotechniques. La reconnaissance géotechnique du site étudiée a été effectuée par (DTP DE MEDEA).

• Programme sure site :

Dans notre cas le tracé de la route passe, dans sa plus grande parte en remblais. Les zones où les déblais sont les plus importants sont sur la section de l'évitement de Tablat Aissaoui Pour le reste du tracé les déblais sont faibles. A cet effet, le programme de l'investigation géotechnique arrêté pour la section Tablat Aissaoui est comme suit :

- Vingt-cinq (25) pénétrations dynamiques poussés jusqu'au refus.

- Quatre sondages carottés de 20 à 25 ml de profondeur, réalisé au niveau de la zone de glissement.

III.6. Climat de la région :

La wilaya de Médéa, qui abrite le site étudié, dispose d'un climat méditerranéen semi continental, froid et humide en hiver, tempéré au printemps et chaud et sec en été. Médéa reçoit une quantité considérable de pluie atteignant 500 mm par an, avec une moyenne de pluviométrie élevée, particulièrement en décembre, Janvier et février. La neige quant à elle, recouvre

régulièrement les hauteurs de Benchicao, situées à une altitude de 1240 m, Tagueuses commune d'Oued Hallal et Ain Disse à la commune d'Ain Boucif.

III.6.1. Sismicite :

Le règlement parasismique Algérien (R.P.A.) a établi des règles, qui sont en fonction de l'intensité de l'action sismique d'une région, pour tenir compte de la probabilité d'occurrence d'un séisme dans une région d'étude. Ces règles, qui ont été révisées récemment après le séisme du 21 mai 2003 de Boumer dès, divisent le territoire Algérien en cinq (05) zones sismiques :

Zone 0 sismicité négligeable ;

Zone I sismicité faible ;

Zone II a et II b sismicités moyenne ;

Zone III forte sismicité.

Ces zonalités sont représentées sur la figure (III.4) "Carte de zonage sismique".

Nous remarquons que la région de Médéa, comprenant le site étudié, se trouve dans la "Zone II a de sismicité moyenne". Le coefficient d'accélération "A" dans cette zone varie, d'après l'addenda 2003 au R.P.A. 99, de 0,10 et 0,25 selon le groupe d'usage du bâtiment.

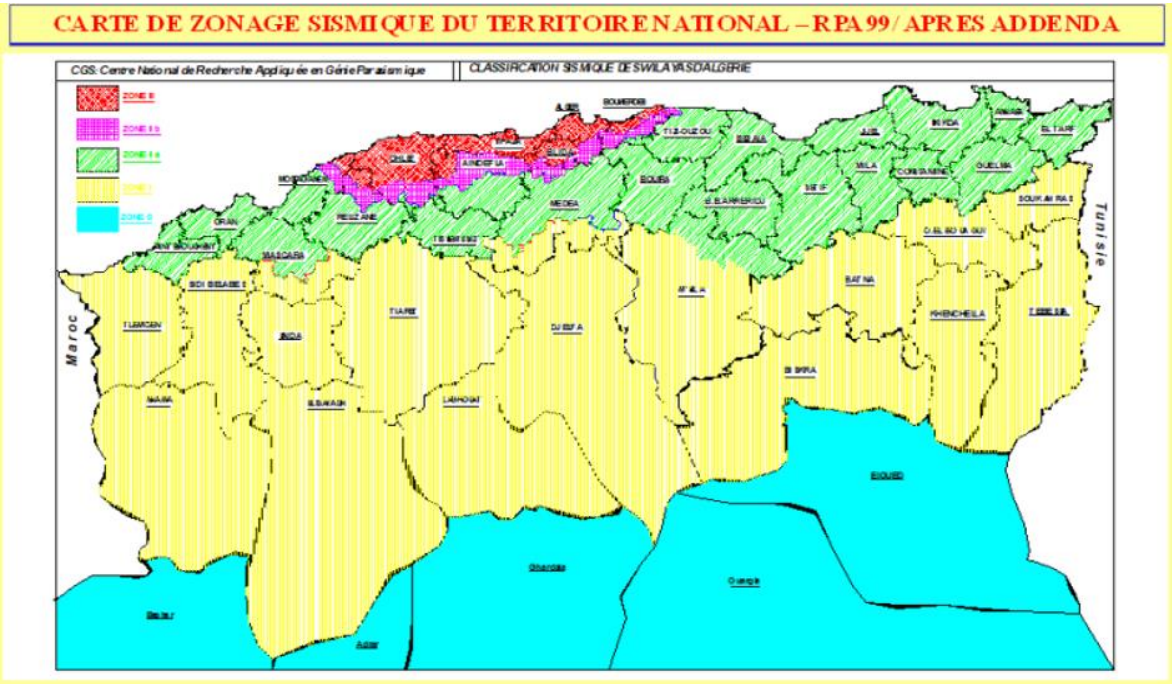


Figure III. 3 : *Carte de zonage sismique. (Rapport géotechnique DTP DE Médéa)*

III.7. Campagne d'investigation géotechnique :

III.7.1. Essais in situ :

Nous avons implanté les essais in-situ réalisés sur toute la surface d'étude et suivant le plan de masse ci-dessous. Ces essais consistent à la réalisation de

- Vingt-cinq (25) essais de pénétration dynamique lourde.
- Quatre (04) sondages de reconnaissance notés « S ».
- Un (01) sondage périmétrique notés « SP ».

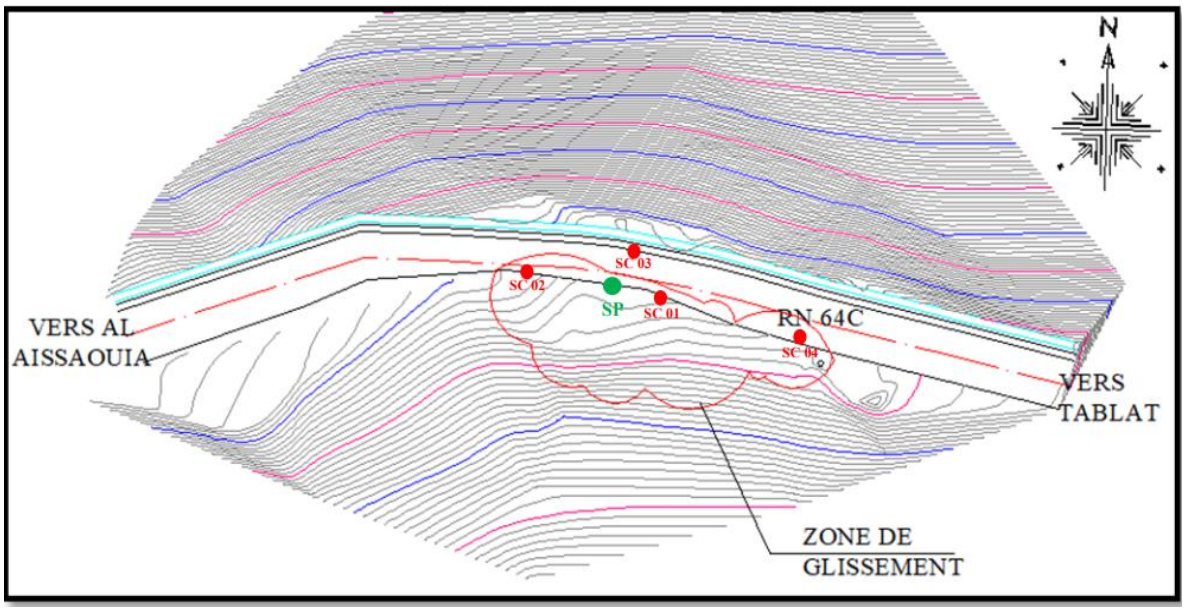


Figure III. 4 : *Plan d'implantation des essais in-situ. (Rapport géotechnique DTP DE Médéa)*

III.7.1.1. Sondage de reconnaissances :

Le sondage carotté permet d'extraire des échantillons du sol en profondeur. Ces échantillons, remaniés ou intacts, permettent d'une part de reconnaître de visu la nature géologique des terrains, et donc de compléter les informations géologiques locales recueillies dans l'étude préliminaire, et d'autre part de mener la campagne d'essais de laboratoire pour aboutir aux caractéristiques d'identification physique et mécanique du sol. Celles-ci sont utilisées, entre autres, pour étudier la résistance au cisaillement du sol ainsi que sa prédisposition à tasser**.**

Les sondages de reconnaissances réalisés sur site étudié ont montré que le sol est constitué essentiellement d'une première couche de remblai, ensuite d'une couche d'argile schisteuse, les toutes reposes sur une couche de marne schisteuse **(voir annexes).**

III.7.1.2. Sondage pressiometrique (NF p 94-110) :

Un pressiomètre est un ensemble de l'appareillage nécessaire pour réaliser l'essai, il comprend une sonde, un contrôleur pression-volume appelé CPV et des tubulures. Le CPV est lui-même composé d'un système de mise en pression et de dilatation de la sonde et d'un conditionneur indicateur. Le sondage pressiomètrique est la succession de deux opérations : un forage pressiomètrique et un ou des essais pressiomètrique. L'expression "sondage pressiomètrique" désigne aussi la représentation de l'ensemble des essais pressiomètrique réalisés à différents niveaux au cours du même forage. Voire le figure (III. 6)



Figure III. 5 : *Photo sur site Essai pressiométrique . (Rapport géotechnique DTP DE Médéa)*

Pour interpréter les résultats d'essai sondage pressiométrique, voici une analyse approfondie des données fournies dans le tableau (Ⅲ.1) :

Tableau III. 1 : *Résultats d'essai Sondage pressiometrique. (Rapport géotechnique DTP DE Médéa)*

Profondeur (m)	Module pressiométrique E (MPa)	Pression limite Pl (MPa)	Pression de fluage Pf (MPa)	Rapport E/Pl
02.00	4.95	0,396	0.225	12,50
03.00	3.76	0,428	0.290	8,79
04.00	1.87	0,395	0.247	4,73
05.00	1.41	0,37	0.236	3,81
06.00	19.42	0,594	0.344	32,69
07.00	19.34	0,811	0.468	23,85
09.00	17.10	0,941	0.587	18,17
11.00	20.89	1,35	0.845	15,47
14.00	26.61	1,293	0.724	20,58
16.00	40.41	1,711	1.057	23,62
18.00	33.21	1,768	1.107	18,78
20.00	53.36	1,912	1.148	27,91
22.00	66.70	3,342	1.909	19,96
24.00	114.92	4,77	2.790	24,09

Les fluctuations du rapport E/P_l peuvent indiquer des variations dans les types de sols ou des changements dans les conditions du sol à différentes profondeurs. Cela pourrait nécessiter une attention particulière lors de la conception de fondations ou d'autres structures**.**

En résumé, les résultats des essais pressiométriques montrent une amélioration des propriétés mécaniques avec la profondeur, mais les variations du rapport E/P_l nécessitent une attention particulière pour une conception de fondation optimale. **(Voir annexes)**

III.7.1.3. Essai au pénétromètre dynamique lourde :

Est une technique utilisée en géotechnique pour mesurer la résistance du sol à la pénétration. Ce type d'essai aide à déterminer les caractéristiques du sol telles que la densité et la capacité portante**.**

Les résultats des essais pénétromètriques que nous avons réalisés au site étudié, sont illustrés par les pénétrogrammes **(voir annexes)** donnant la variation de la résistance dynamique en pointe **Rp** en bars, en fonction de la profondeur en mètre.

III.7.2. Essai au laboratoire :

Une série des essais mécanique, physique et chimique a été effectué à partir des échantillons de terrain prélevés des puits et des sondages carottés, les essais de laboratoire suivants ont été réalisés :

III.7.2.1. Les essais physiques :

- Humidité :

Un essai d'humidité est une méthode utilisée pour déterminer la teneur en eau d'un matériau. Cette procédure est cruciale dans de nombreux domaines, tels que l'agriculture, la construction, l'alimentation, et la fabrication, car l'humidité peut affecter la qualité, la durabilité et les propriétés mécaniques des matériaux.

D'après le tableau (Ⅲ.2) :

Teneur en eau (ω) : Varie entre 12,22 % et 15,02 %, ce qui indique que les sols ont une teneur en eau relativement modérée à ces profondeurs.

Poids volumique humide (γh) : Varie légèrement entre 1,88 t/m³ et 1,94 t/m³.

Poids volumique sec (γd) : Varie entre 1,74 t/m³ et 1,79 t/m³.

Degré de saturation (Sr) : Varie entre 59,03 % et 77,64 %, ce qui montre que les sols ne sont pas totalement saturés en eau.

Les résultats montrent des sols favorables pour la construction en raison de leur densité, mais l'absence de saturation complète doit être prise en compte pour des considérations de stabilité et de gestion de l'humidité.

Tableau III. 2 : *Résultat d'essai humidité. (Rapport géotechnique DTP DE Médéa)*

	Profondeur	**W (%)**	γ_h **t / m^3**	γ_d **t / m^3**	S_r (%)	**Interprétation des résultats**
1	0.5 à 1.8 m	12.22	1.88	1.76	60.72	**Sol dense non sature**
	6 .6 à 7.0 m	14.65	1.89	1.74	65.67	**Sol dense non sature**
2	1.5 à 2.2 m	13.54	1.88	1.74	59.03	**Sol dense non sature**
	6.8 à 7.5 m	15.02	1.94	1.79	77.64	**Sol dense non sature**

- Limites d'Atterberg :

La détermination des limites d'Atterberg est fondamentale dans le cas des argiles car elles permettent d'évaluer la plasticité.

• **Limite de liquidité (WL) :** correspond à la teneur en eau permettant un éloignement des particules suffisant pour annuler pratiquement les forces inter particulaires ce qui leur permet un libre déplacement relatif

• **Limite de plasticité (WP) :** correspond à la teneur en eau suffisante pour permettre une certaine liberté de déplacement relatif des particules mais trop faible pour les 1oigner au point de réduire fortement les forces de liaisons entre elles.

• **Indice de plasticité (IP) :** $I_p = W_l - W_p$: celui-ci correspond à l'amplitude du domaine plastique dans lequel le matériau peut subir des déformations irréversibles à volume constant sous contraintes.

Le tableau (III.2) présente les résultats des essais de plasticité pour des échantillons de sol prélevés à deux profondeurs différentes dans le sondage SC N° 01. Voici les conclusions que l'on peut tirer de ces résultats :

Limite de liquidité (WL) :

Les valeurs de la limite de liquidité (43,86 % et 44,37 %) indiquent que les sols ont une capacité modérée à se comporter comme un liquide lorsqu'ils sont saturés en eau.

Limite plastique (WP) :

Les valeurs de la limite plastique (25,37 % et 23,63 %) montrent la teneur en eau à laquelle les sols commencent à se comporter de manière plastique.

Indice de plasticité (IP) :

Les indices de plasticité (18,49 % et 20,74 %) indiquent que les sols ont une plasticité modérée, mais selon le Système Unifié de Classification des Sols (USCS), ils peuvent être considérés comme ayant une plasticité moyenne à élever.

Les sols avec des indices de plasticité dans ces plages sont généralement classés comme ayant une plasticité moyenne à élevée.

Les résultats montrent que les sols à ces deux profondeurs sont classés comme "sol peu plastique". Cependant, l'indice de plasticité (IP) indique en réalité une plasticité modérée à élevée. Il est possible que l'interprétation "sol peu plastique" soit une erreur, car généralement, un sol avec un IP supérieur à 17 est considéré comme ayant une plasticité modérée à élevée.

Tableau III. 3 : *Résultats de l'essai la Limites d'Atterberg. (Rapport géotechnique DTP DE Médéa)*

Sondage N°	Profondeur (m)	WL (%)	WP (%)	IP (%)	Interprétation des résultats
SC N° 01	2.00 à 3.50	43.86	25.37	18.49	**Sol peu plastique**
SC N° 01	7.50 à 8.50	44.37	23.63	20.74	**Sol peu plastique**

III.7.2.2. Essais mécaniques :

La nature de sol des échantillons prélevés par les sondages de reconnaissances a montré l'effet négatif de la réalisation des essais mécaniques (des échantillons remaniés).

III.7.2.3. L'essai chimique :

Les essais chimiques des sols sont effectués pour déterminer leur composition chimique et évaluer les risques associés à divers éléments chimiques qui peuvent affecter la construction, l'agriculture, et d'autres utilisations. Les résultats que vous avez fournis incluent des mesures de pH, de la concentration en sulfates, et en chlorures

Le tableau (Ⅲ.4) présente les résultats des essais chimiques sur des échantillons de sol prélevés à différentes profondeurs dans trois sondages distincts (SC N° 01, SC N° 02 et SC N° 03). Voici les conclusions que l'on peut tirer de ces résultats :

PH neutre à légèrement alcalin (7,24 à 7,31), favorable pour la construction et sans risque de conditions acides ou fortement alcalines.

Traces de sulfates, indiquant un faible risque de problèmes liés aux sulfates comme le gonflement ou la dégradation chimique des matériaux.

Faible teneur en chlorures, réduisant le risque de corrosion des armatures et infrastructures métalliques.

Les résultats des essais chimiques indiquent que les sols des trois sondages sont favorables pour des applications de construction standard, avec des risques chimiques minimaux pour les matériaux de construction.

Tableau III. 4 : *Résultats d'essai chimique. (Rapport géotechnique DTP DE Médéa)*

Sondage N°	Profondeur (m)	PH	Sulfates (mg /kg)	% chlorures
SC N°01	2.5 - 3.00	7.24	Trace	1.00719
SC N°02	6.5-7.00	7.31	Trace	1.00823
SC N°03	13.5-14.00	7.29	Trace	1.00686

III.8. CONCLUSIONS :

Suit à l'analyse de résultats obtenues et l'exéma des essais in situ et au laboratoire, déjà réaliser par laboratoire chargé de l'étude, nous avons résumé que ces essais couvrent l'ensemble du site du glissement a étudié et donnent un aperçu général sur la morphologie et lithologie du site a étude.

CHAPITRE IV :

Calcul de stabilité et solutions de confortement

IV.1. Introduction :

Pour l'analyse et l'évaluation de la stabilité des glissements de terrain Il existe deux grands méthodes pour le calculer, la première, appelé la méthode du bloc et consiste à considère que la masse instable forme un bloc rigide et que le sol a un comportement rigide-plastique, et donc, qu'à la rupture tous les points de la masse stable atteignent en même temps leur seuil de rupture. Et pour la deuxième méthode des éléments finis en choisissant une loi de comportement complexe. Parmi les méthodes de calcul à la rupture, on a : Les méthodes globales qui ne conviennent que pour le cas des simples talus et pour les sols homogènes et isotropes. Les méthodes par tranches, qui sont plus souples, le talus est devisé en tranches verticales, le profil du talus non rectiligne, hétérogénéité du sol, la ligne de glissement quelconque.

Donc dans ce chapitre et pour notre cas de calcul de stabilité, nous allons effectuer une analyse quantitative du dite glissement, avec le code de calcul bidimensionnel TARLEN V4, ce dernier utilise la théorie de l'équilibre limite basée sur la méthode des tranches sélectionné par **Fellenius, Bishope et perturbetion ,** et nous visions de calculer et d'analyser la stabilité à l'état initial et après confortement, traduite en terme d'un coefficient de sécurité .

IV.2. Présentation de logicielle :

Ce logiciel est un outil de calcul et d'analyse de la stabilité des ouvrages géotechniques avec ou sans renforcement. Il permet de vérifier la stabilité des talus naturels, remblai, barrages et digues, avec prise en compte de différents types de renforcement : tirants précontraints, clous, pieux et micropieux, géotextiles, terre armée et bandes de renforcement. Ce logiciel a aussi des avantages traduire par :

- Gestion des phases d'exécution et situations de calcul d'un projet dans un seul fichier
- Tableaux récapitulatifs des données : couches de sol, surcharges et renforcements
- Assistance et bases de données (coefficient de pondération /sécurité partiels.

IV.3. Calcul de stabilité et proposition de solution de confortement

Le calcul de stabilité implique l'évaluation des forces et des contraintes agissant sur un terrain donné, notamment dans le cas des glissements de terrain. Il s'agit de déterminer si le terrain est susceptible de subir un mouvement de masse et de calculer le coefficient de sécurité correspondant. En parallèle, la proposition de solutions de confortement vise à renforcer la stabilité du terrain et à réduire les risques de glissement. Cela peut impliquer la construction de structures de soutènement, l'installation de systèmes de drainage, le renforcement du sol, ou d'autres mesures visant à améliorer la stabilité du terrain.

Nous allons aborder calcul de stabilité et proposition de solution de confortement d'un terrain sujet à un glissement, ainsi que la démarche pour proposer des solutions de confortement efficaces .

Le choix de la solution de confortement la plus appropriée dépend de plusieurs facteurs, tels que la nature du problème de stabilité, les conditions du site et les contraintes budgétaires. Parmi les solutions de confortement couramment utilisées, on trouve :

- **Drainage :** La mise en place d'un système de drainage permet de réduire la teneur en eau du sol et d'améliorer sa résistance au cisaillement.
- **Exutoires :** La construction d'exutoires permet d'évacuer les eaux de surface et d'éviter leur accumulation au pied du talus.
- **Murs de soutènement :** Les murs de soutènement permettent de retenir les masses de sol et d'empêcher leur glissement.
- **Tirants d'ancrage :** Les tirants d'ancrage permettent de solidariser le talus ou la structure à une ancre située en profondeur dans le sol.
- **Renforcement du sol :** Le sol peut être renforcé par injection de ciment, par la mise en place de géotextiles ou par la technique des sols cloués.

IV.4. Caractéristiques du sol Paramètres de la rupture de glissement :

Les paramètres mécaniques :

Les caractéristiques mécaniques du sol obtenues à partir des différents essais au laboratoire sont définies dans le tableau suivant :

Tableau IV. 1: *Les caractéristiques su sols. (Rapport géotechnique DTP DE Médéa)*

Lithologie	PL(Mpa)	PL Moyenne	φ(°)	C(Kpa)
Remblai	0.396	0.40	5	26
	0.428			
	0.395			
	0.37			
Argile schisteuse	0.594	1.00	18.70	49.89
	0.811			
	0.941			
	1.35			
	1.293			
Marne schisteuse	1.711	2.70	24.45	135.03
	1.768			
	1.912			
	3.342			
	4.77			

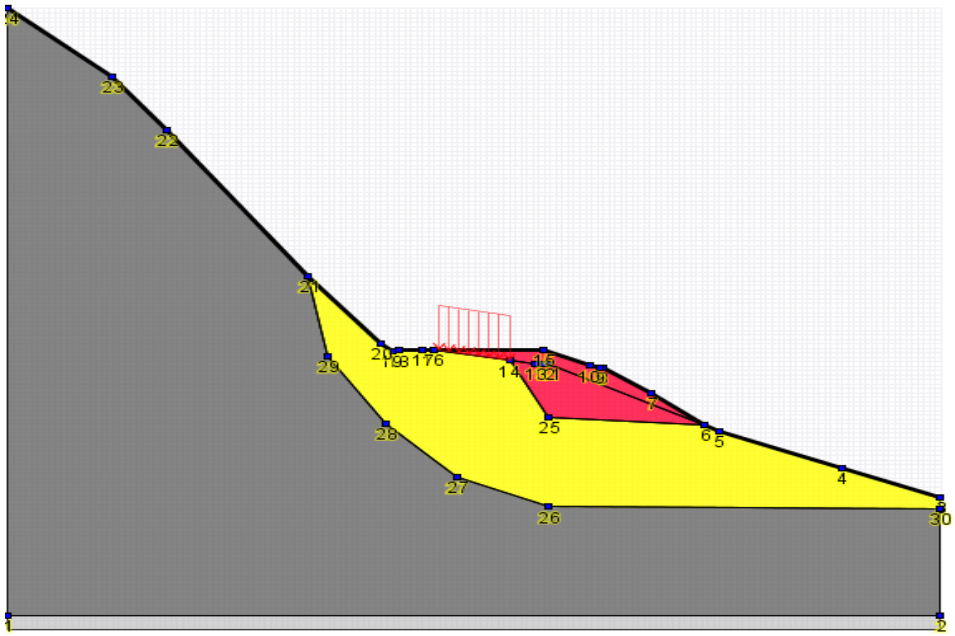


Figure IV. 1: *La géométrie du talus avec les différentes couches.*

IV.5. Vérification de la stabilité du talus à l'état initial :

On va procéder à la vérification de la stabilité du talus à son état initial dans les cas le plus défavorable (avec et sans la présence de la nappe phréatique sous les deux actions de calcules (courant et accidentel).

IV.5.1. Calcul les composantes (horizontale et verticale)

D'après la classification sismique (RPA 1999 version 2003), notre projet est situé dans la zone sismique à moyenne sismicité « II a » à sismicité moyenne, avec A=0.25g.

Ah/g=0.5*A => Ah/g=0.5*0.25 =0.125

Av/g=0.3*Ah/g => Av/g=0.3*0.125=0.0375

- Alors L'effet sismique a été pris en compte en introduisant des coefficients d'accélération sismiques qui sont Ah/g=0.125 pour la composante horizontale et Av/g=0.0375 pour la composante verticale.

IV.5.2. Résultats et interprétation des calculs avant le confortement

Les calculs du coefficient de sécurité ont étés effectués en rupture circulaire par la méthode de Bishop, fellenius et perturbations .la valeur du coefficient de sécurité a été déterminé avec les caractéristiques mécaniques obtenues lors des différents essais établis par la campagne géotechnique.

Méthode de Bishop :

La méthode de Bishop simplifiée est une technique largement utilisée dans le domaine de la géotechnique pour évaluer la stabilité des pentes. Elle a été développée par Alan W. Bishop en 1955 et est appréciée pour sa relative simplicité et son efficacité dans de nombreuses applications pratiques.

Le facteur de sécurité est donné par la formule :

$$Fs = \frac{\sum(\acute{c}\Delta l + (W\ \cos\alpha - u\Delta l)\ \tan\phi')}{\sum(W \sin\alpha)}$$

Où :

c′ est la cohésion effective,

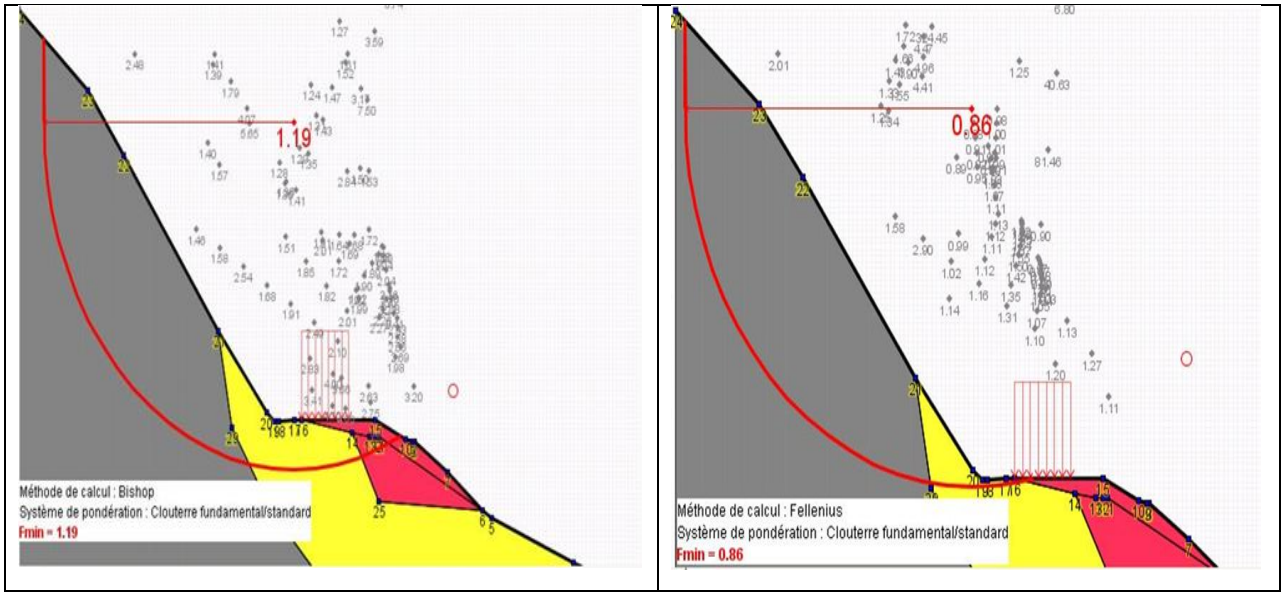
Δl est la longueur de la base de la tranche,

W est le poids de la tranche,

α est l'angle de la pente de la base de la tranche,

u est la pression interstitielle, et ϕ ′ est l'angle de frottement interne.

- Sans nappe phréatique :



- avce nappe phréatique :

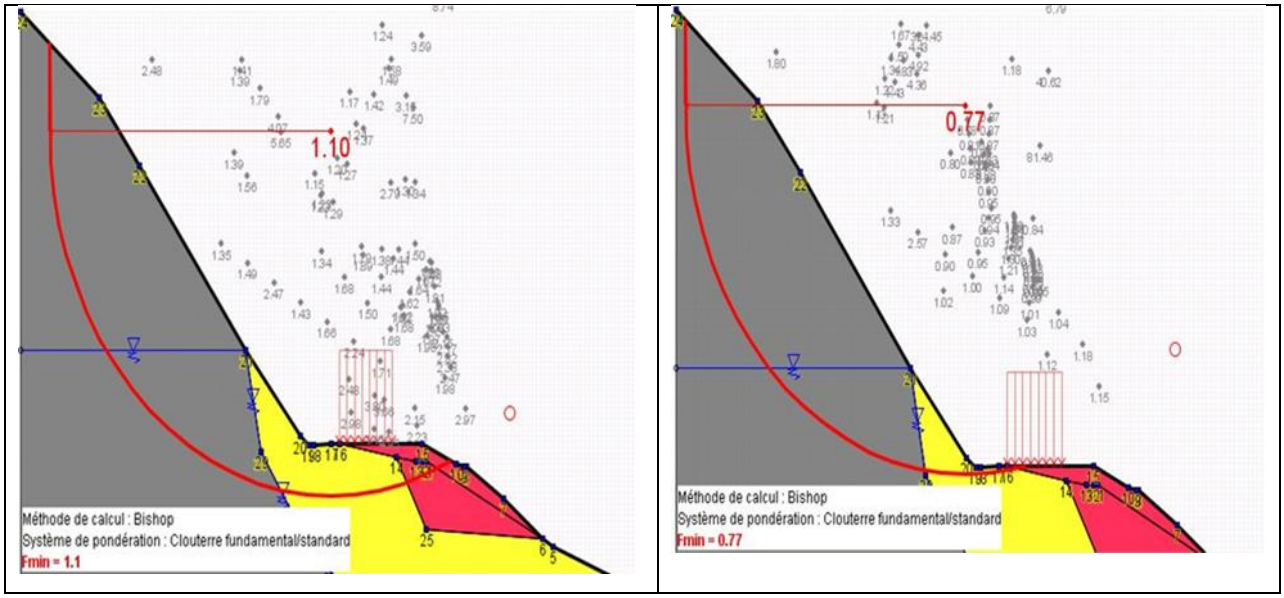


Figure IV. 2: *Présentation des différentes situations par méthode de bishop.*

- La méthode de Bishop montre que la présence de la nappe phréatique diminue le facteur de sécurité, rendant la pente plus vulnérable aux glissements.
- Les conditions accidentelles (comme des charges additionnelles ou des perturbations) diminuent considérablement le facteur de sécurité, mettant en évidence le risque de glissement de terrain.
- Il est crucial de prendre en compte ces différents scénarios pour la conception et la

gestion des pentes, surtout dans des environnements où la nappe phréatique peut s'élever ou des charges accidentelles peuvent survenir.

Méthode de fellenius :

La méthode de Fellenius, également connue sous le nom de méthode de l'arc de cercle ou méthode de l'équilibre limite, est une technique couramment utilisée en géotechnique pour analyser la stabilité des pentes. Développée par Wolmar Fellenius en 1927, cette méthode est l'une des premières à être largement adoptée pour les calculs de stabilité des pentes.

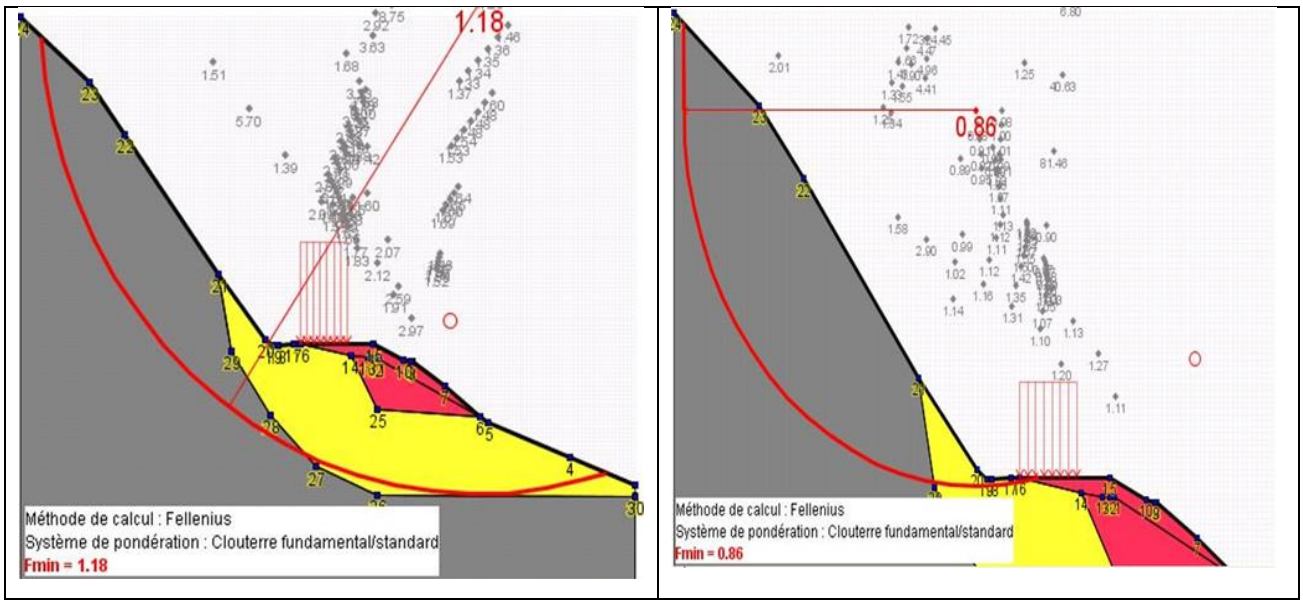
Le facteur de sécurité est donné par la formule :

$$Fs = \frac{\sum(\acute{c}\Delta l + (W\ \cos\alpha\ \tan\phi')}{\sum(W\sin\alpha)}$$

Où :

- c' est la cohésion effective du sol,
- Δl est la longueur de la base de la tranche,
- W est le poids de la tranche,
- α est l'angle de la base de la tranche par rapport à l'horizontale,
- ϕ' est l'angle de frottement interne du sol.

- Sans nappe phréatique :



- avce nappe phréatique :

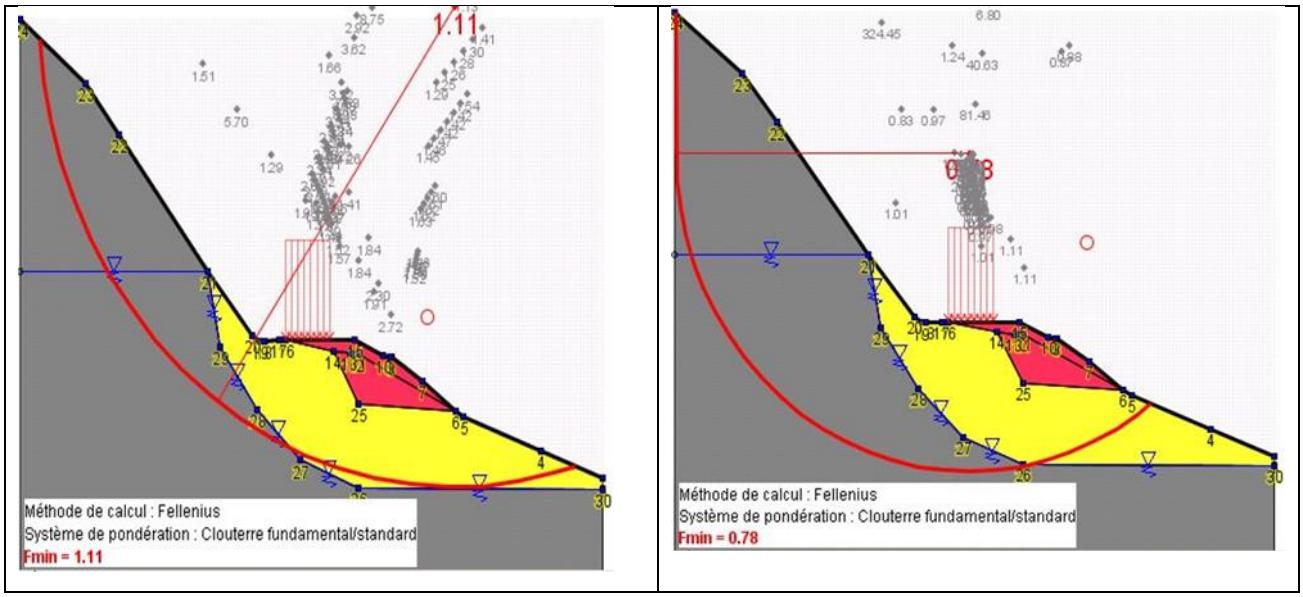


Figure IV. 3: *Présentation des différentes situations par méthode de fellenius.*

- La méthode de Fellenius montre que la présence de la nappe phréatique diminue le facteur de sécurité, rendant la pente plus vulnérable aux glissements.
- Les conditions accidentelles diminuent considérablement le facteur de sécurité, soulignant le risque de glissement de terrain sous ces circonstances.

- Il est crucial de prendre en compte ces différents scénarios pour la conception et la gestion des pentes, surtout dans des environnements où la nappe phréatique peut s'élever ou des charges accidentelles peuvent survenir.

Comparaison avec la méthode de Bishop :

- Les résultats sont similaires à ceux obtenus avec la méthode de Bishop, confirmant que la stabilité de la pente est réduite en présence de la nappe phréatique et sous conditions accidentelles.
- En général, les deux méthodes montrent une tendance similaire, bien que les valeurs spécifiques des facteurs de sécurité puissent légèrement différer.

Méthode de perturbations :

La méthode des perturbations est une technique analytique utilisée pour trouver des solutions approximatives à des problèmes complexes en physique, mathématiques appliquées, et ingénierie. Elle est particulièrement utile lorsque le problème en question est difficile à résoudre exactement, mais peut être formulé en termes de petits paramètres de perturbation.

La solution approximative est écrite sous forme d'une série :

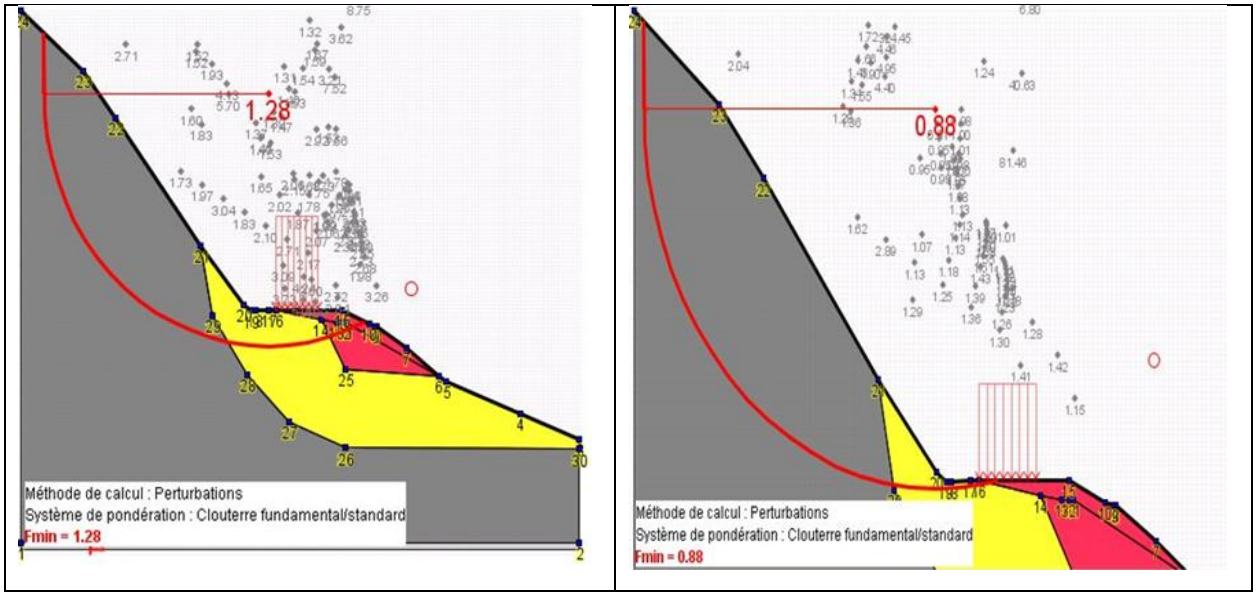
$$y(\epsilon) = y_0 + \epsilon\, y_1 + \epsilon^2\, y_2 + \cdots$$

Où :

y0 est la solution non perturbée.

et y1,y2,… sont des termes de correction.

- Sans nappe phréatique :



- avce nappe phréatique :

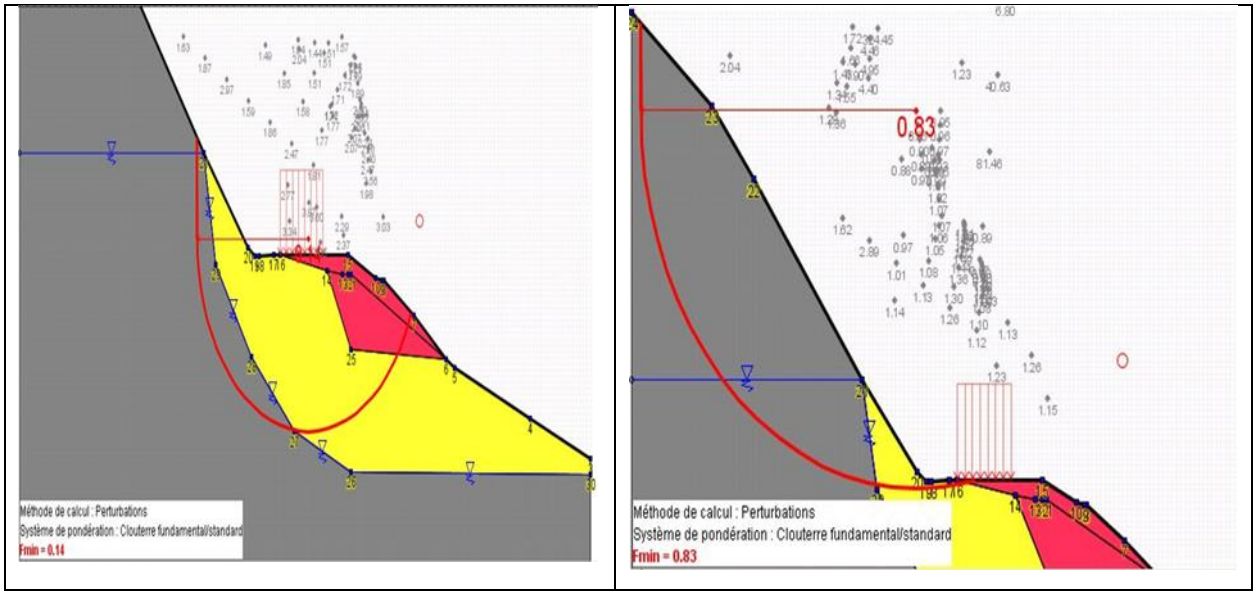


Figure IV. 4 : *Présentation des différentes situations par méthode de perturbation.*

Les résultats des calculs montrent que la stabilité de la pente est influencée par plusieurs facteurs, notamment la méthode de calcul utilisée, la présence ou non d'une nappe phréatique et les conditions de chargement.

- La méthode des perturbations tend à donner des facteurs de sécurité plus faibles. Cela est dû au fait que la méthode des perturbations ne prend pas en compte tous les facteurs qui peuvent influencer la stabilité de la pente.

- La présence d'une nappe phréatique diminue la stabilité de la pente. Cela est dû au fait que la nappe phréatique augmente les charges sur la pente et diminue la résistance du sol.
- Les conditions de chargement accidentelles, telles qu'un séisme ou une forte pluie, peuvent réduire considérablement la stabilité de la pente.

Tableau IV 2 : *Tableau récapitulatif des résultats FS obtenus par différentes méthodes.*

situation / Méthode	Sans nappe phréatique		avec nappe phréatique	
	Cas courante	Cas accidentel	Cas courante	Cas accidentel
Bishop	**1.19**	**0.86**	**1.1**	**0.77**
fellenius	**1.18**	**0.86**	**1.11**	**0.78**
Perturbation	**1.28**	**0.88**	**0.14**	**0.83**

- Pour les situations sans nappe phréatique, les méthodes de Bishop et de Fellenius

donnent des résultats très proches. La méthode de Perturbation donne des valeurs légèrement supérieures pour les cas courants (1.28) et accidentels (0.88), ce qui pourrait indiquer une évaluation plus conservatrice ou différente des conditions de stabilité.

- En présence d'une nappe phréatique, les valeurs pour les méthodes de Bishop et

Fellenius restent similaires mais légèrement inférieures à celles sans nappe phréatique, ce qui est attendu car la présence d'eau réduit généralement la stabilité des sols. Cependant, pour la méthode de Perturbation, on observe une valeur très basse pour le cas courant (0.14), ce qui pourrait indiquer une sensibilité extrême à la présence d'eau ou une approche différente dans l'évaluation de ce facteur.

IV.5.3. Conclusion

Comparaison des Méthodes : Les méthodes de Bishop et de Fellenius donnent des résultats comparables, indiquant qu'elles sont probablement basées sur des hypothèses similaires ou des modèles de calcul proches. La méthode de Perturbation, en revanche, montre des différences plus marquées, surtout en présence de nappe phréatique.

Impact de la Nappe Phréatique : La présence d'une nappe phréatique diminue généralement les valeurs de stabilité (facteurs de sécurité) pour les méthodes de Bishop et Fellenius. La méthode de Perturbation montre une sensibilité beaucoup plus élevée à la présence de la nappe phréatique.

Ces observations pourraient être utiles pour choisir la méthode de calcul la plus appropriée en fonction des conditions spécifiques du site à évaluer et du niveau de conservatisme souhaité dans l'analyse de la stabilité.

Proposition d'une solution de confortement :

Vu la diversité des méthodes de confortement existantes pour le confortement et la stabilisation des talus on a effectué une comparaison pour en choisir la ou les solutions qui donnerons la meilleure valeur du facteur de sécurité Fs, toute en considérant l'aspect économique des travaux à envisagés. Dans ce qui suit nous allons exposer les méthodes de renforcement qui nous en donner le facteur de sécurité (Fs) le plus élevé et qui ont conduit à la stabilisation du talus étudié. Donc dans ce but et afin d'assurer la stabilité de ce phénomène, et en s'appuyant sur l'observation visuelle de la forme de glissement et sur l'analyse numérique à l'état initiale, ainsi que la profondeur du cercle de glissement, on propose trois variante pour le confortement par des pieux en béton armé de différents diamètres (40 cm, 60 cm et 80 cm) avec l'utilisation des trois méthode de calculs, pour trois (03) variantes, ces pieux sont ancré dans le bon sol, selon les valeurs du pénétromètre dynamique, y/compris la purge total de la zone glissante et de reconstruire avec un massif.

IV.6.1. Etude Paramétrique :

1er PIEUX :

<u>Cas n°01</u> : confortement par un rangé des pieux de Ø 40 cm, avec une profondeur de 23 m.

Nous avons pris le cas le plus défavorable (avec nappe phréatique) :

Méthode de Bishop :

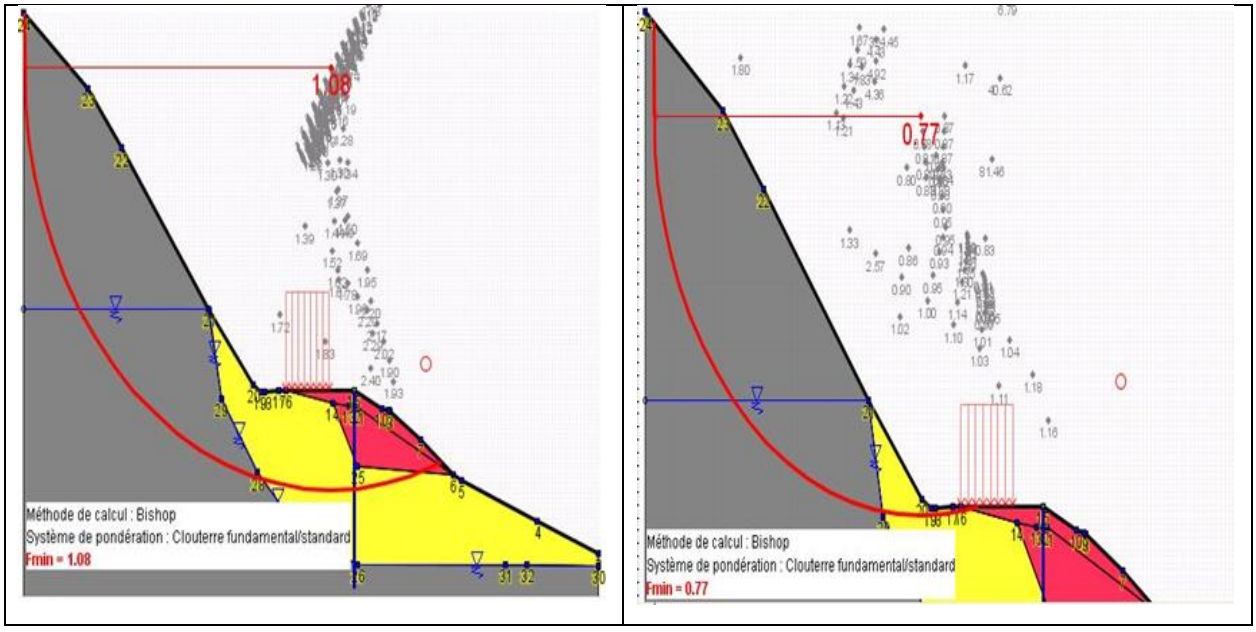


Figure IV. 5: *Présentation des différentes situations par méthode de bishop.*

Méthode de perturbations :

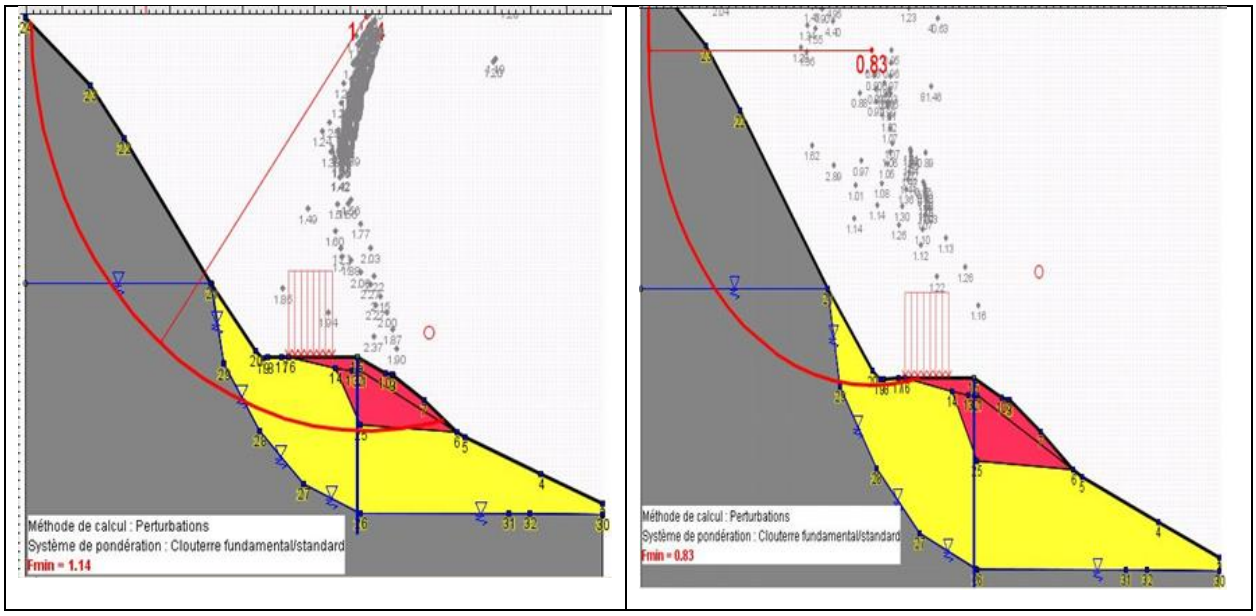


Figure IV. 6: *Présentation des différentes situations par méthode de perturbation.*

Méthode de fellenius :

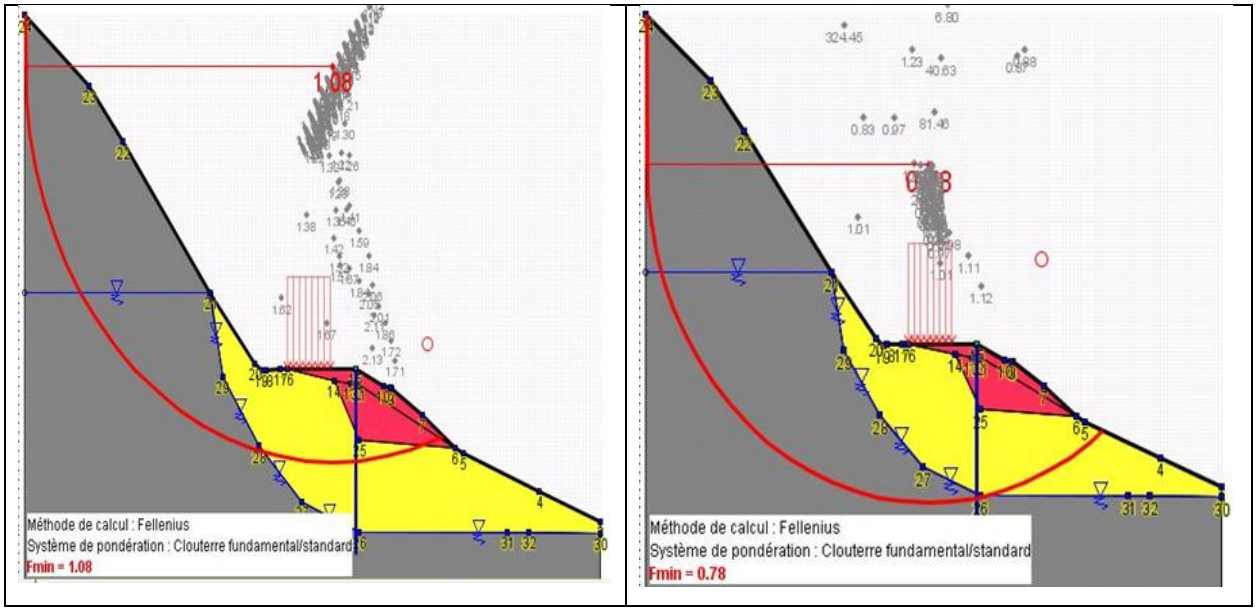


Figure IV. 7: *Présentation des différentes situations par méthode de fellenius.*

Les résultats indiquent que l'ajout de pieux de Ø 40 cm et de 23 m de profondeur améliore la stabilité en conditions courantes, mais est insuffisant pour assurer la sécurité sous des conditions extrêmes. Pour garantir une stabilité robuste et durable, il est recommandé d'adopter une approche combinée comprenant l'augmentation de la profondeur et du diamètre des pieux, l'ajout de systèmes de drainage et éventuellement le reprofilage de la pente. Ces mesures

permettront de mieux répondre aux exigences de sécurité et d'assurer la stabilité à long terme du talus.

<u>Cas n°02</u> : confortement par un rangé des pieux de Ø 60 cm, avec une profondeur de 23 m.

Méthode de Bishop :

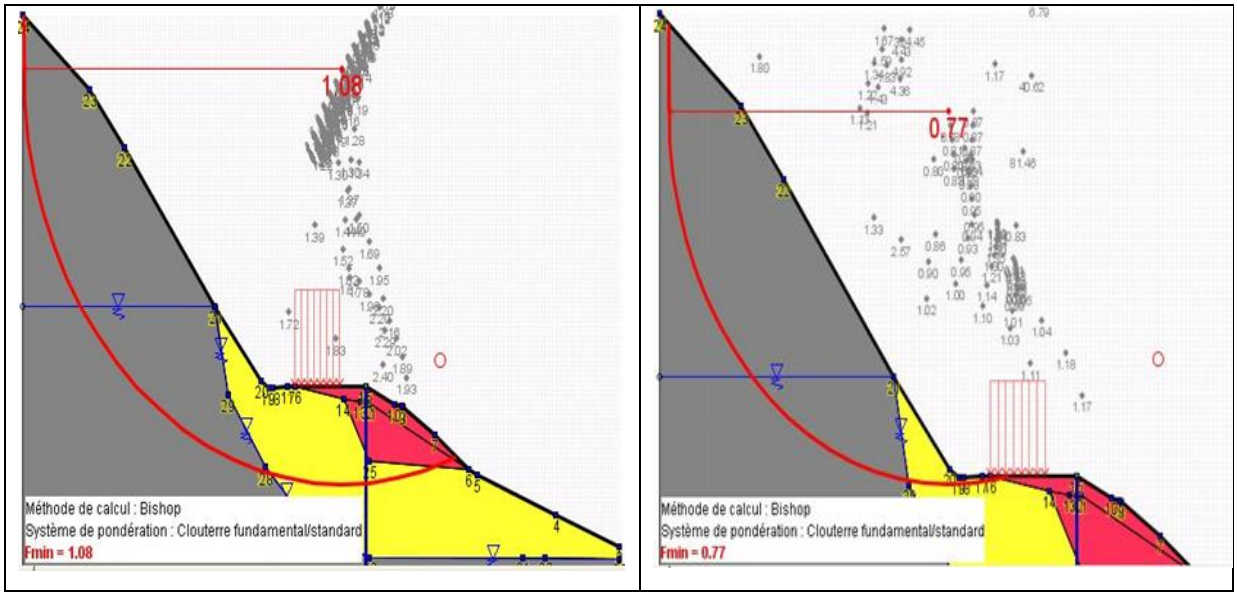


Figure IV. 8: *Présentation des différentes situations par méthode de bishop.*

Méthode de perturbations :

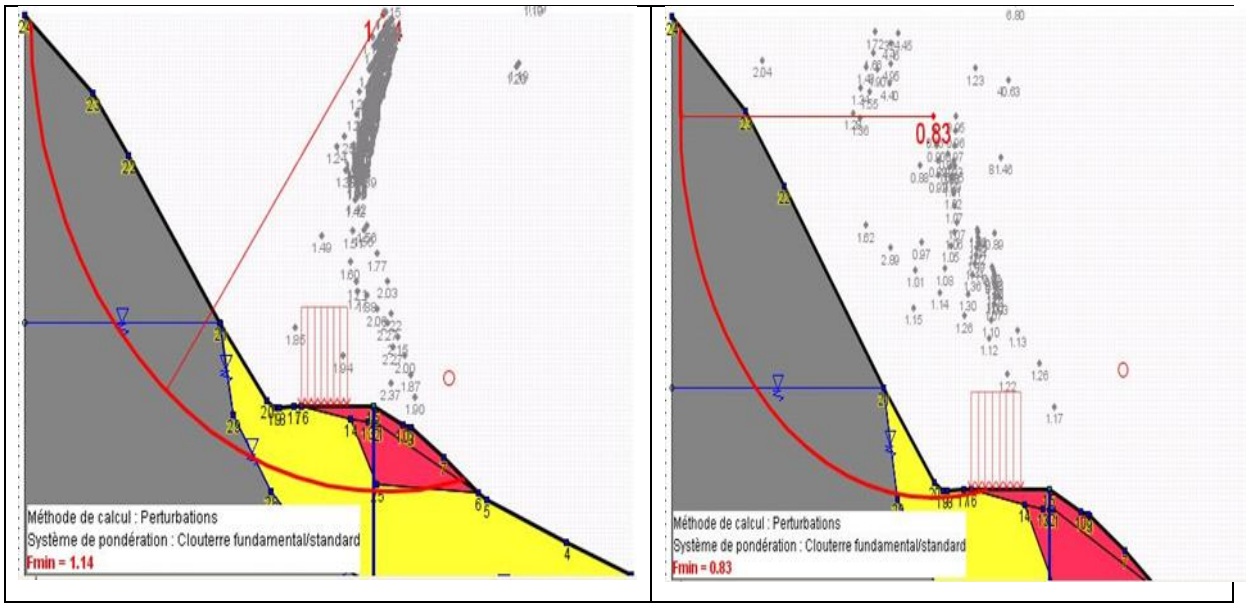


Figure IV. 9: *Présentation des différentes situations par méthode de perturbation.*

Méthode de fellenius :

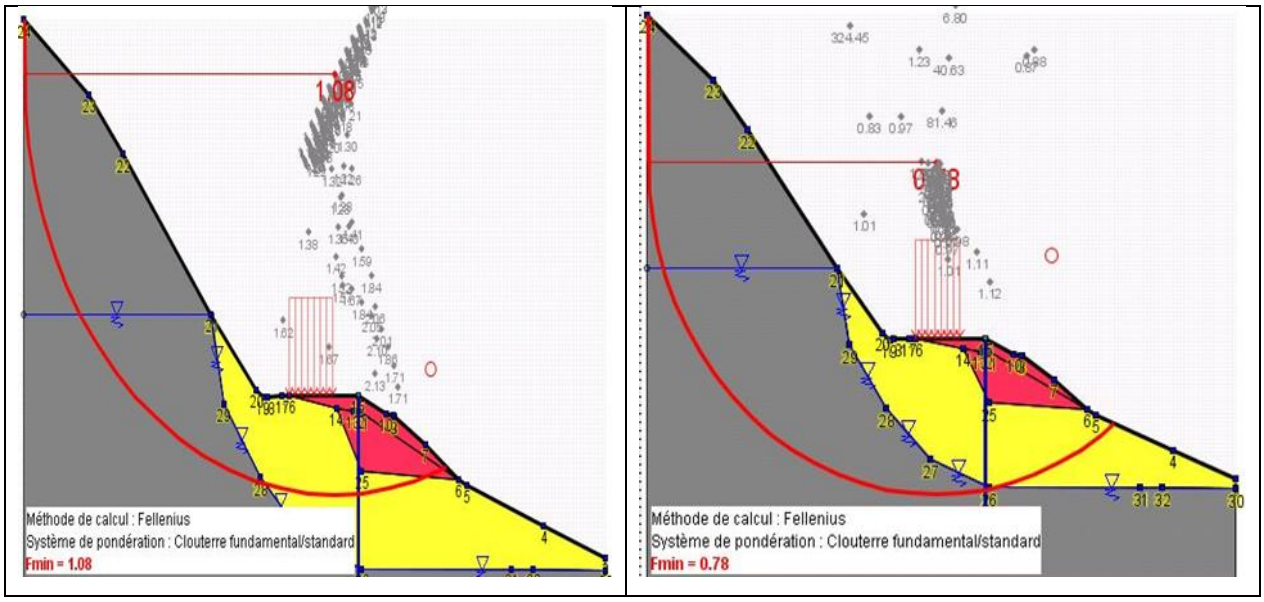


Figure IV. 10: *Présentation des différentes situations par méthode de fellenius.*

Après vérification de la stabilité du talus après le confortement par modélisation numérique, il a été constaté que les valeurs du facteur de sécurité obtenues sont inférieures aux exigences pour le coefficient de sécurité admissible (cas pseudo-statique). Cela est évident à travers les résultats suivants :

Méthode de Bishop :

Un facteur de sécurité indique une pente instable. Cela signifie que les forces de glissement sont supérieures aux forces de résistance, ce qui implique un risque élevé de glissement de terrain.

Méthode de Fellenius :

Le facteur de sécurité reste inférieur à 1.3, indiquant également une pente instable. Bien que légèrement supérieur au premier cas, ce résultat montre encore un risque significatif de glissement de terrain.

Méthode de perturbation :

Le facteur de sécurité est de 1,14 et 0,83, ce qui indique que la pente n'est pas stable. Il pourrait être nécessaire de surveiller la situation ou de prendre des mesures supplémentaires.

<u>Cas n°03</u> : confortement par un rangé des pieux de Ø 80 cm, avec une profondeur de 23 m.

Méthode de Bishop :

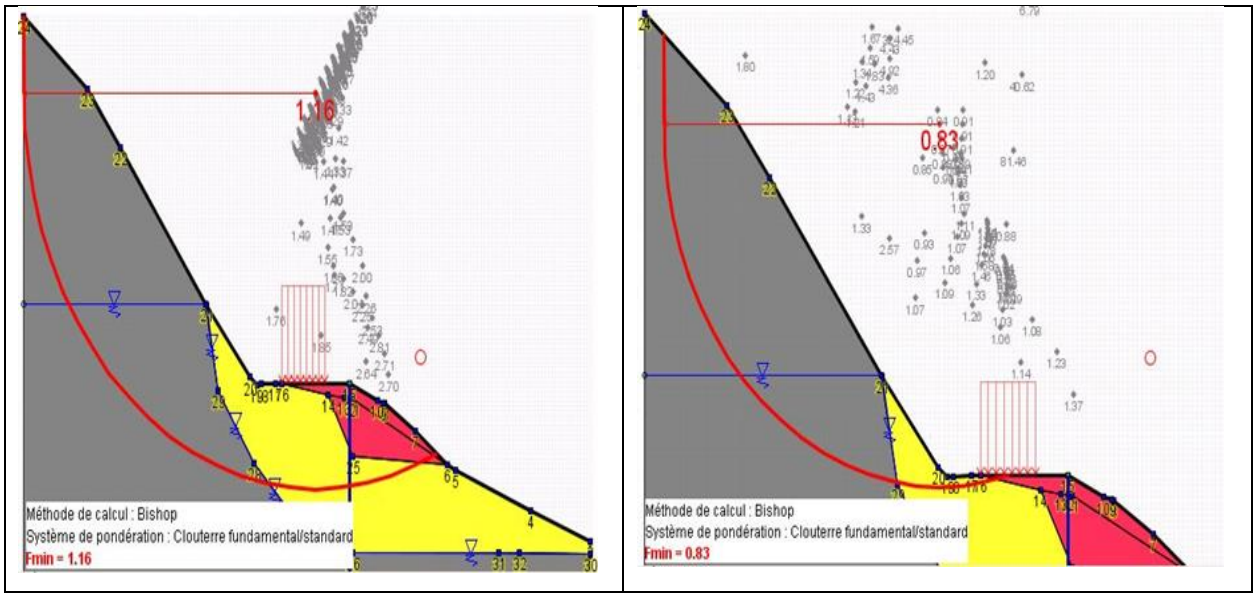


Figure IV. 11: *Présentation des différentes situations par méthode de bishop.*

Méthode de perturbations :

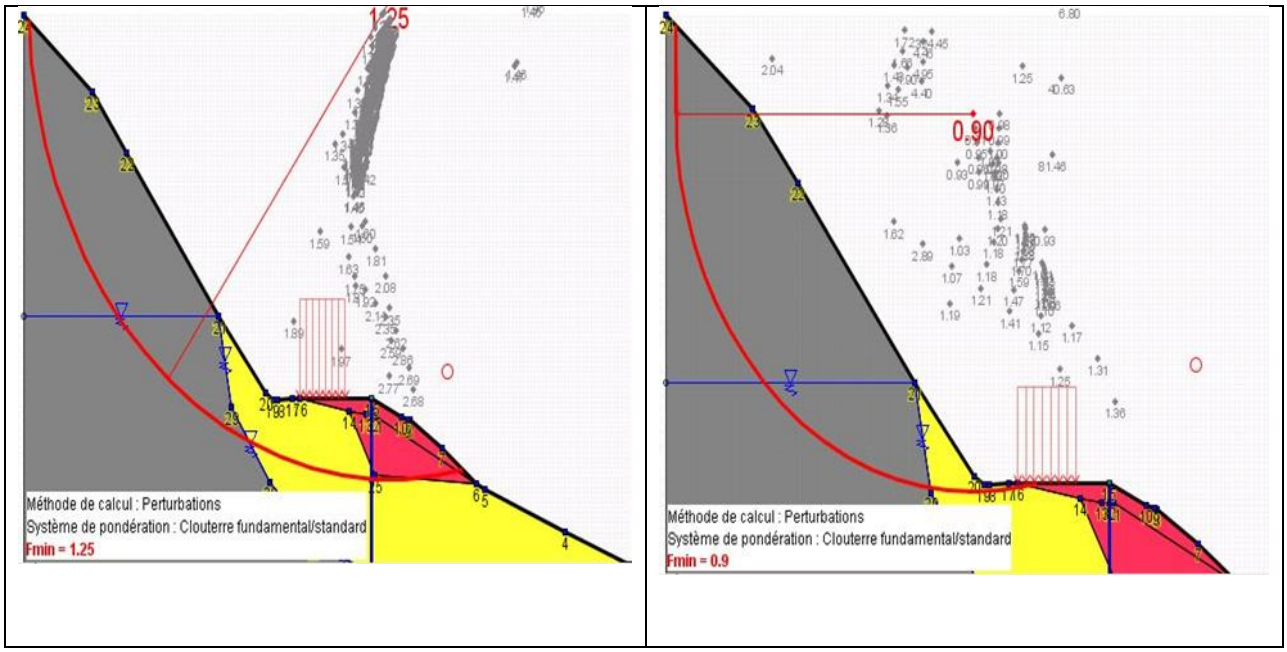


Figure IV. 12: *Présentation des différentes situations par méthode de perturbation.*

Méthode de fellenius :

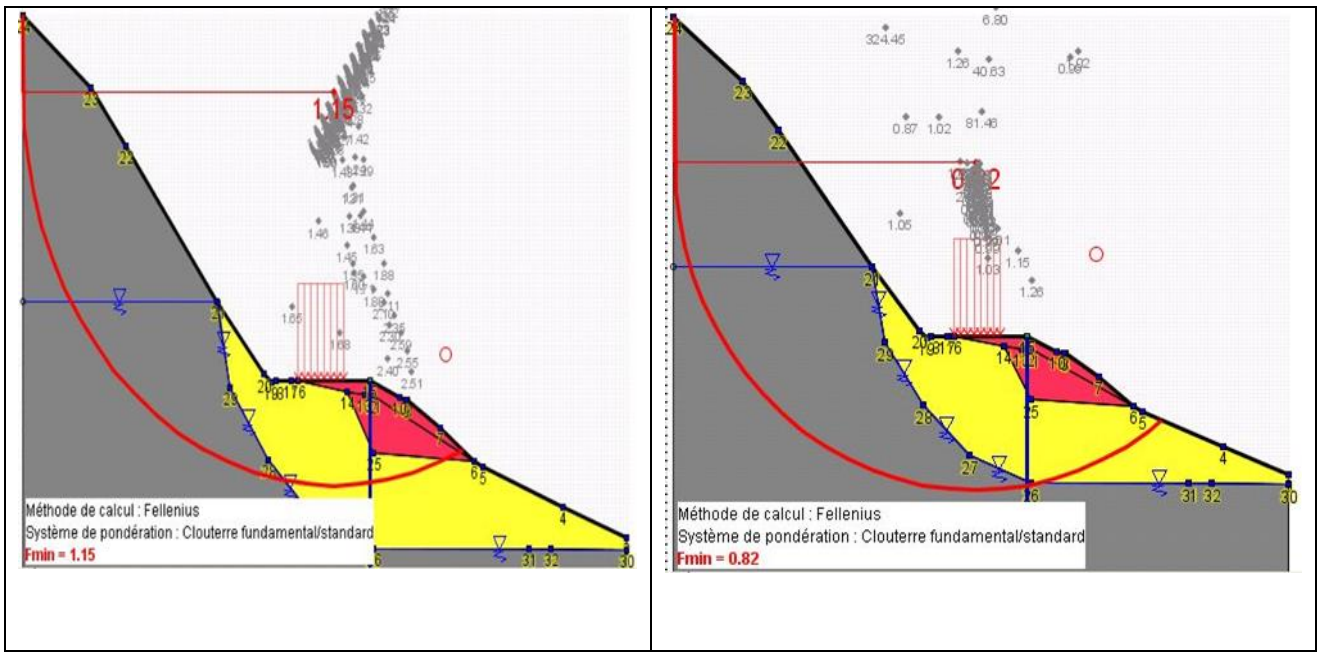


Figure IV. 13: *Présentation des différentes situations par méthode de fellenuis.*

Dans plusieurs cas (méthodes Bishop et Fellenius), les pieux de diamètre 80 mm n'ont pas réussi à améliorer suffisamment le facteur de sécurité pour atteindre une stabilité acceptable (FS > 1.3). Cela signifie que des risques de glissement de terrain subsistent.

Avec la méthode de perturbation, un des résultats montre une amélioration avec un facteur de sécurité de 1.25, suggérant que dans certaines conditions, les pieux peuvent être efficaces.

Dans les cas où la stabilité n'est pas atteinte (FS < 1.3), des mesures de confortement supplémentaires ou des solutions alternatives pourraient être nécessaires pour garantir la sécurité de la pente.

2^{éme} PIEUX :

Étant donné l'instabilité des résultats du facteur de sécurité lorsque nous utilisions un seul pieu, nous avons ajouté un deuxième pieu afin d'obtenir des résultats stables pour le facteur de sécurité

<u>Cas 02 :01</u> : confortement par deux rangé des pieux de Ø 40 cm, avec une profondeur de 23 m.

Méthode de Bishop :

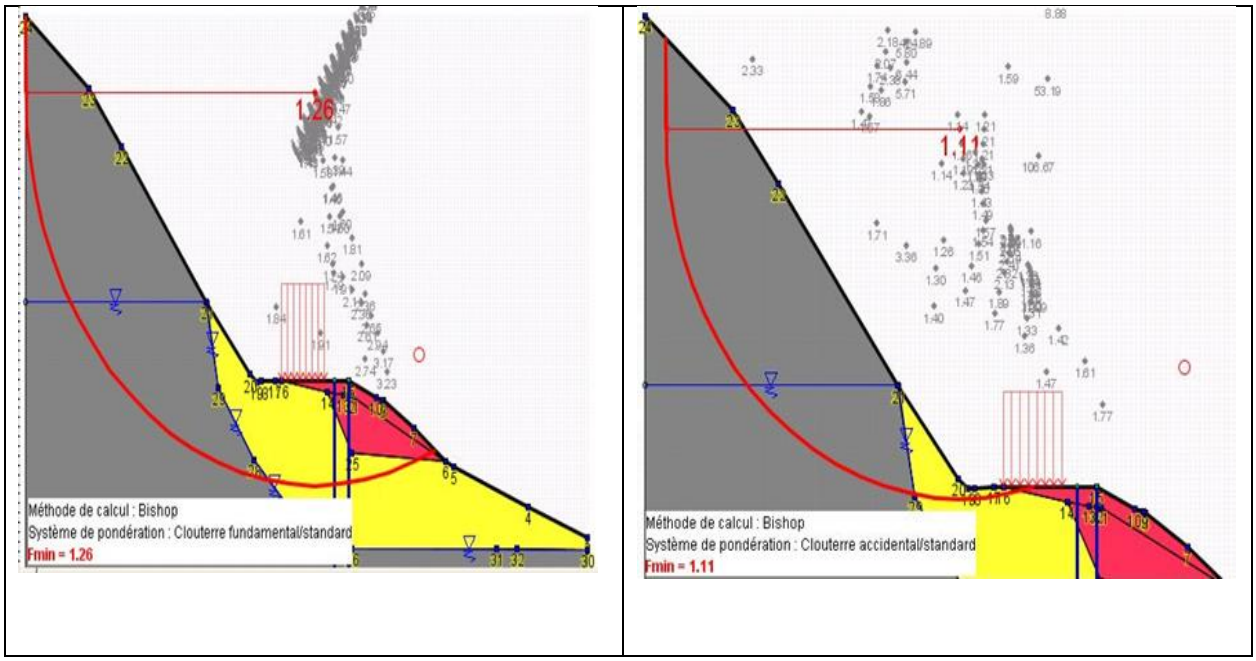


Figure IV. 14 : *Présentation des différentes situations par méthode de bishop.*

Méthode de perturbations :

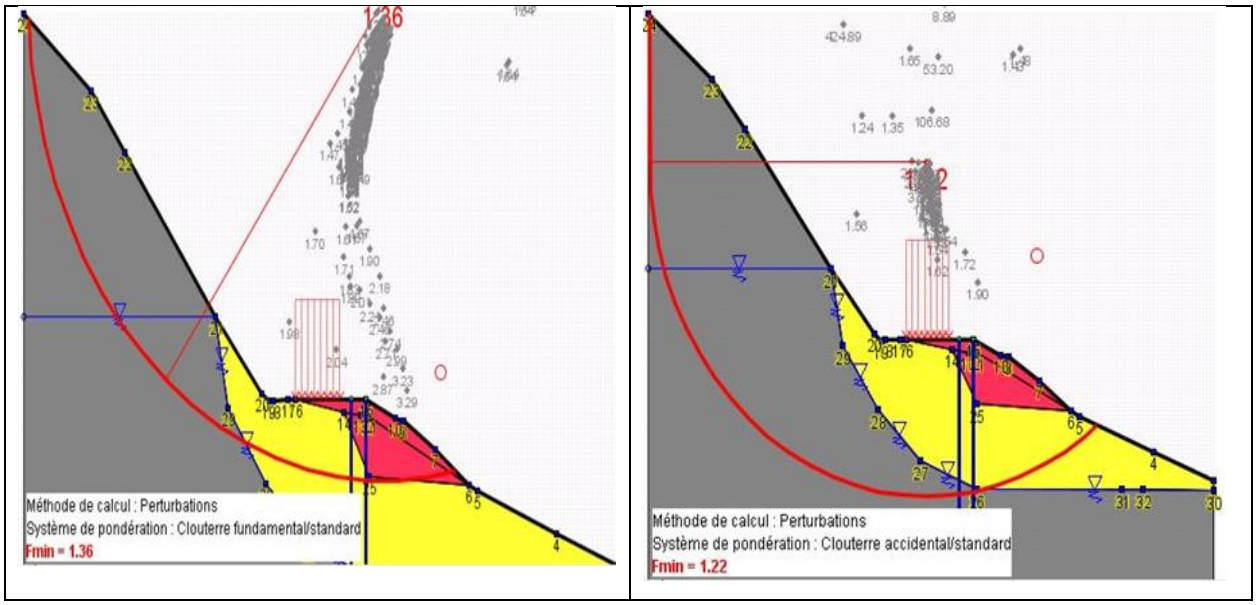


Figure IV. 14: *Présentation des différentes situations par méthode de perturbation.*

Méthode de fellenius :

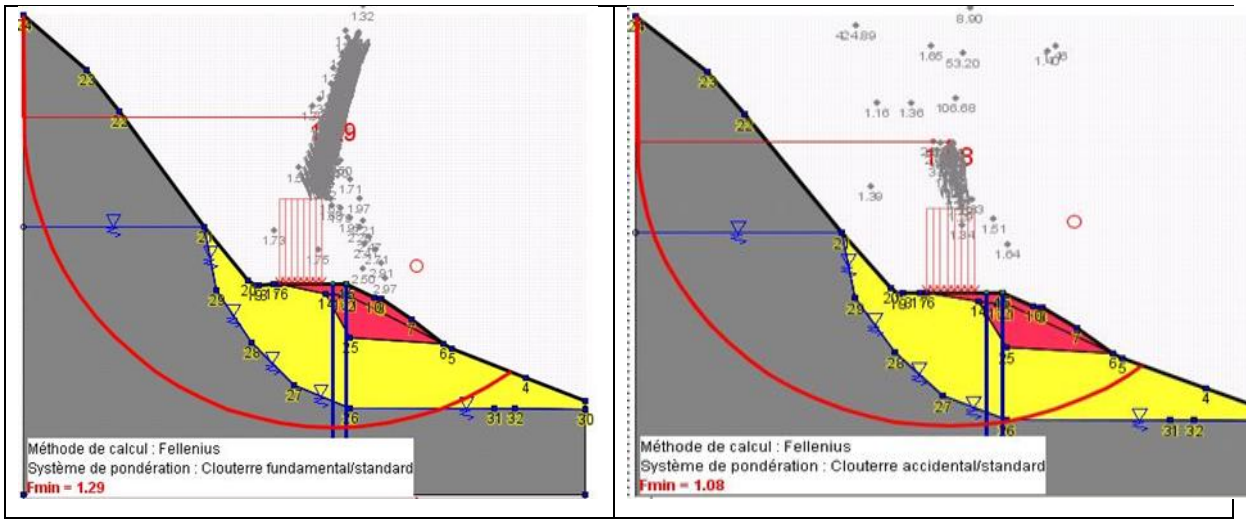


Figure IV. 15 : *Présentation des différentes situations par méthode de fellenius.*

Nous avons conclu à partir des graphiques des trois méthodes d'analyse que toutes les résultats indiquent une instabilité, à l'exception d'un seul cas : la méthode perturbetion dans le cas de **AVEC NAPPE SANS SEISME**, où elle a montré un facteur de sécurité stable(1.36>1.3).

Cas 02 :02 : confortement par deux rangé des pieux de Ø 60 cm, avec une profondeur de 23 m .

Méthode de Bishop :

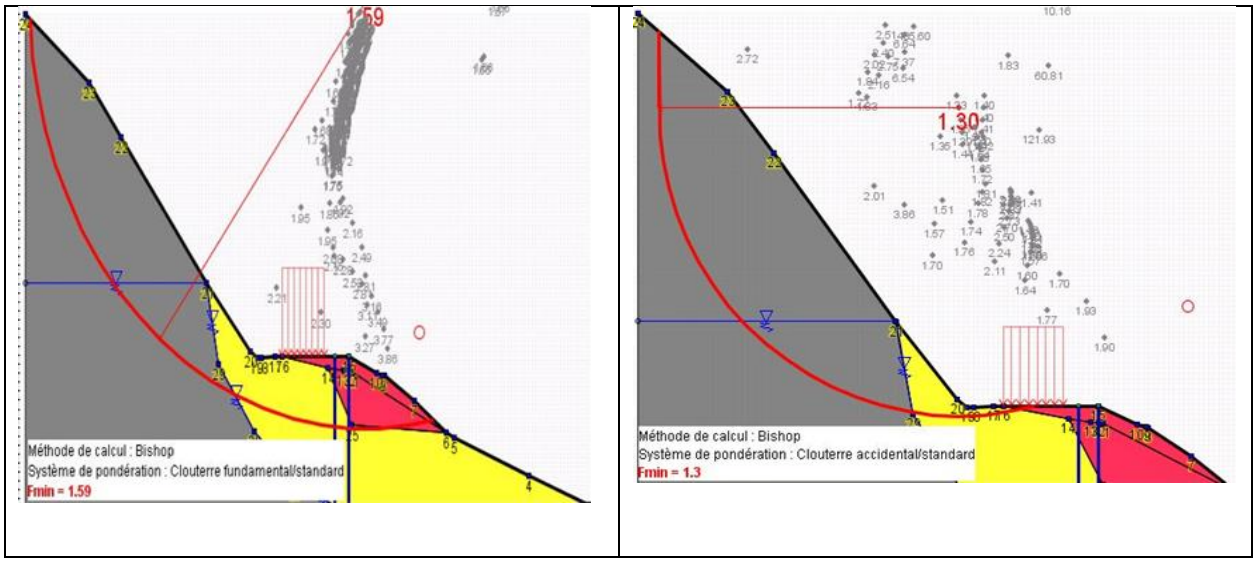


Figure IV. 16: *Présentation des différentes situations par méthode de bishop.*

Méthode de perturbations :

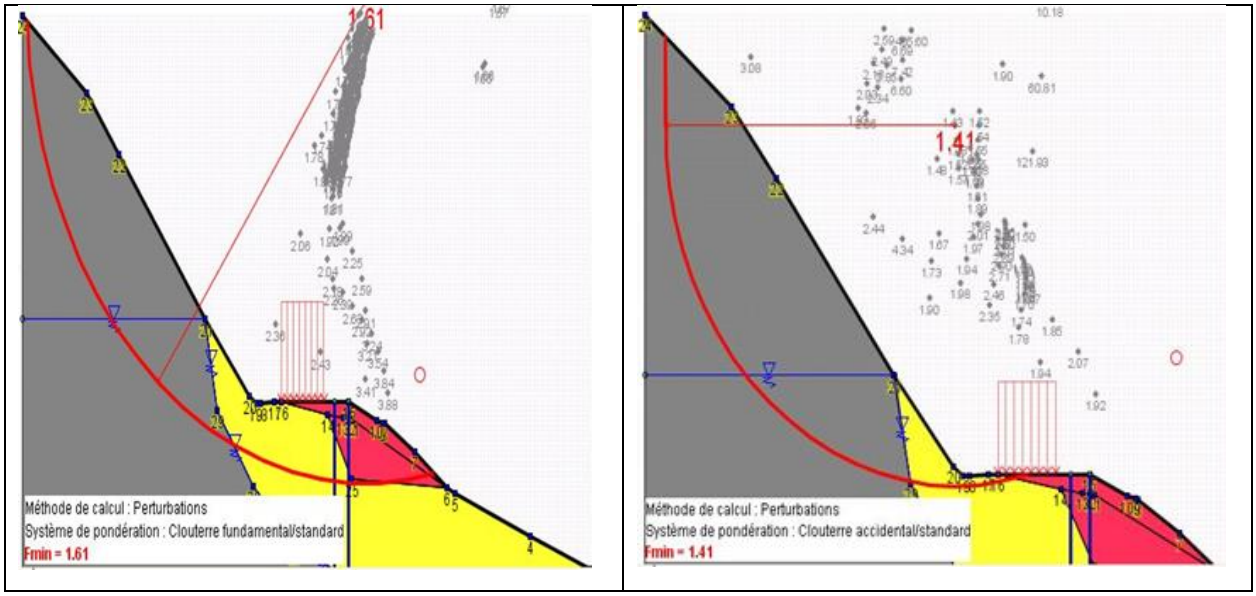


Figure IV. 17: *Présentation des différentes situations par méthode de perturbation.*

Méthode de fellenius :

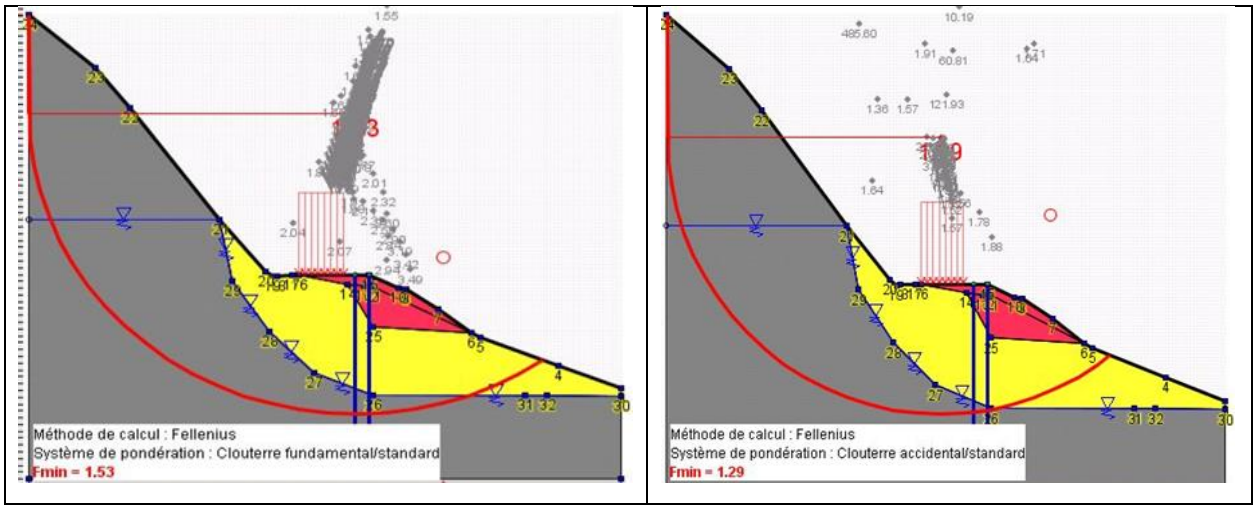


Figure IV. 18 : *Présentation des différentes situations par méthode de fellenius.*

En ce qui concerne la méthode perturbetion , elle montre des facteurs de sécurité variant entre 1,61 et 1,41, ce qui indique une stabilité variable de la structure mais globalement acceptable.

Pour la méthode Bishop, les valeurs des facteurs de sécurité se situent entre 1,59 et 1,3. Un facteur de sécurité de 1,59 indique une stabilité élevée, tandis qu'une valeur de 1,3 indique une stabilité moindre mais toujours acceptable.

Quant à la dernière méthode, ses résultats montrent une instabilité dans les deux cas. Dans le cas **AVEC NAPPE SANS SEISME**, un facteur de sécurité stable de 1,53 est observé, étant supérieur à 1,5. En revanche, dans le cas **AVEC NAPPE AVEC SEISME**, le facteur de sécurité indique une instabilité (1.29 <1.3) .

<u>Cas 02 :03</u> : confortement par deux rangé des pieux de Ø 80 cm, avec une profondure de 23 m.

Méthode de Bishop :

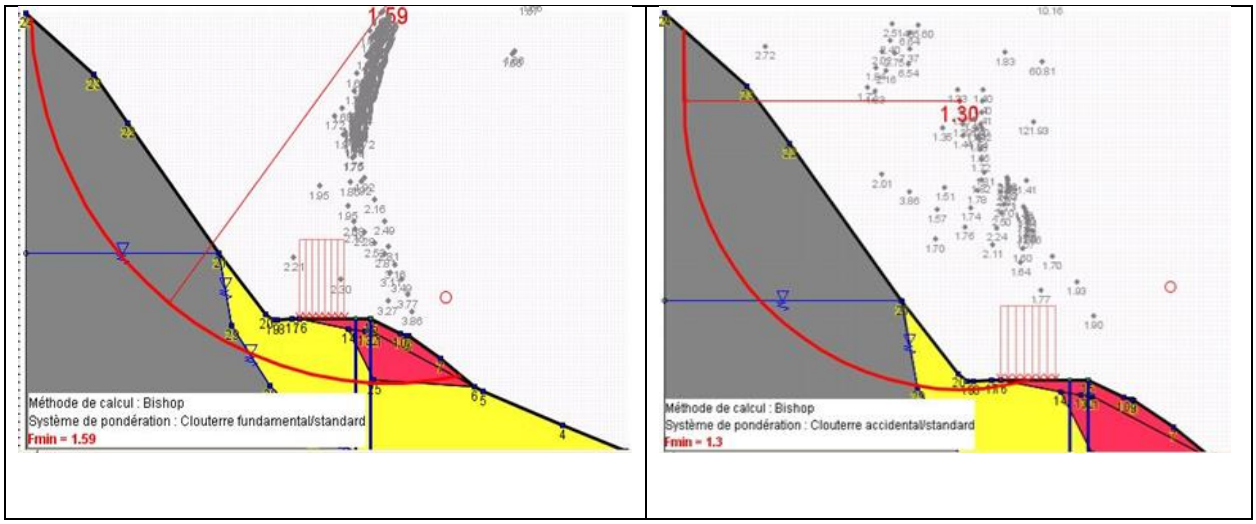


Figure IV. 19: *Présentation des différentes situations par méthode de bishop.*

Méthode de perturbations :

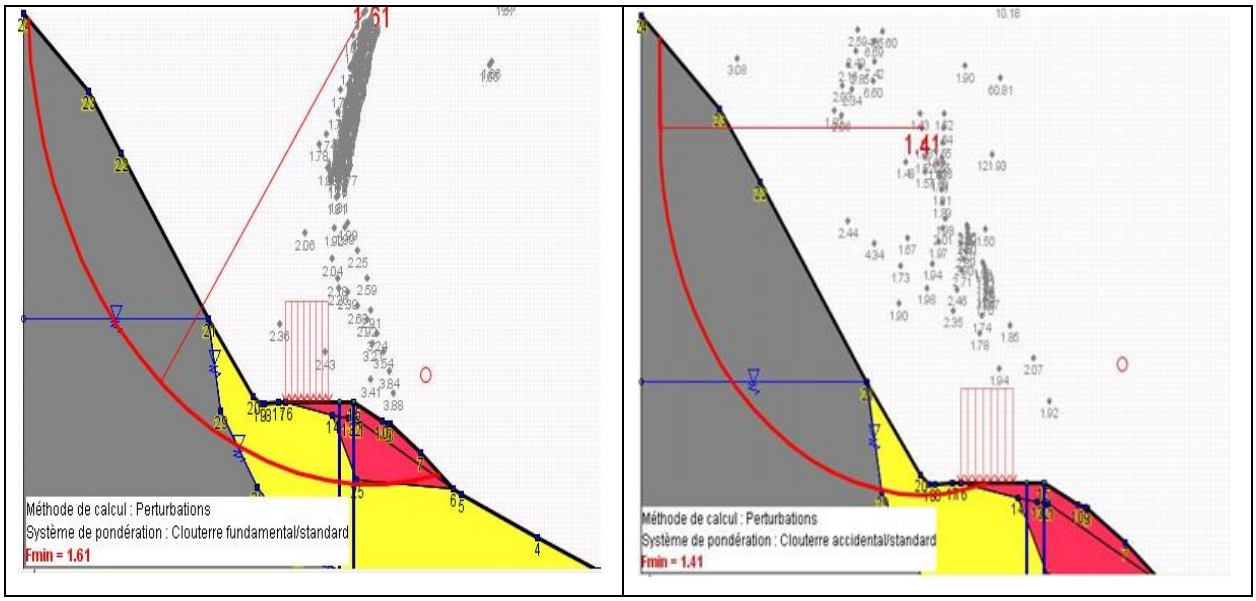


Figure IV. 20: *Présentation des différentes situations par méthode de perturbation.*

Méthode de fellenius :

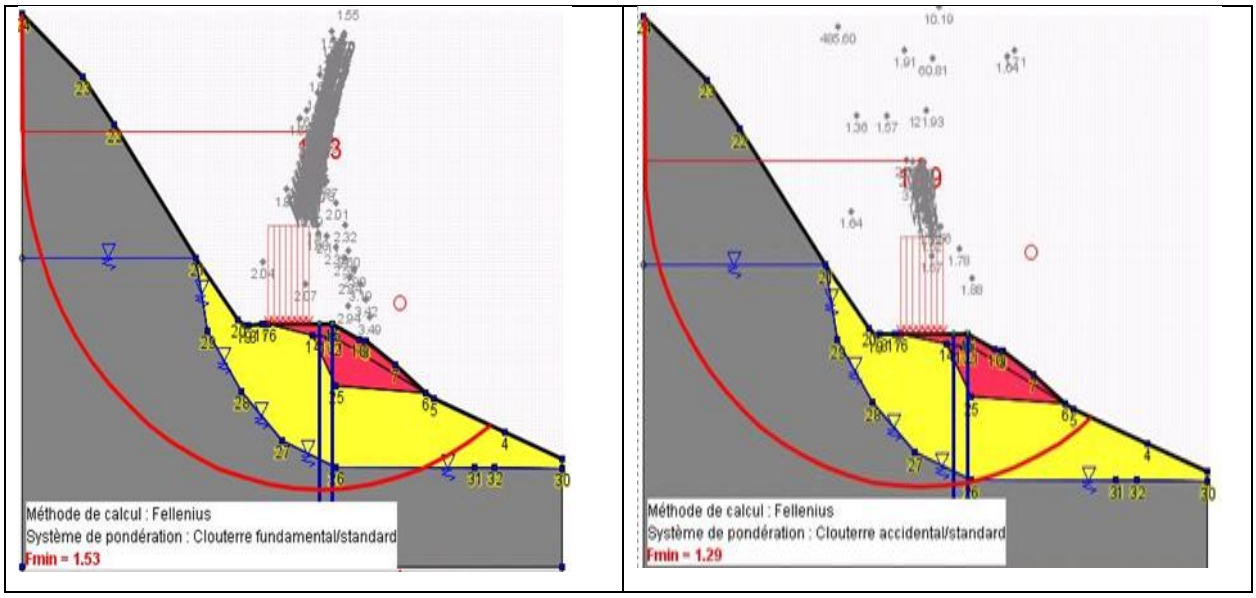


Figure IV. 21: *Présentation des différentes situations par méthode de fellenius.*

Après vérification de la stabilité du talus suite à son renforcement par modélisation numérique, les deux pieux de diamètre 80 cm et de profondeur 23 mètres ont démontré leur efficacité dans toutes les situations pour stabiliser les talus. Cependant, dans le cas "avec nappe avec séisme", selon la méthode française, une seule des deux situations n'a pas prouvé son efficacité pour augmenter la stabilité globale des talus. Il pourrait être nécessaire de prendre des mesures supplémentaires pour garantir une sécurité optimale.

Tableau IV 3: *Tableau récapitulative des résultats de FS (après confortement).*

Pieux	Diamètre des pieux	Phase / Méthodes	Avec nappe phréatique	
			sans séisme	avec séisme
1^{er} PIEUX	D=0.4	Bishop	1.08	0.77
		Perturbation	1.14	0.83
		Fellenius	1.08	0.78
	D=0.6	Bishop	1.08	0.77
		Perturbation	1.74	0.83
		Fellenius	1.08	0.78
	D=0.8	Bishop	1.16	0.83
		Perturbation	1.25	0.9
		Fellenius	1.75	0.82
$2^{éme}$ PIEUX	D=0.4	Bishop	1.26	1.11
		Perturbation	1.36	1.22
		Fellenius	1.29	1.08
	D=0.6	Bishop	1.59	1.3
		Perturbation	1.67	1.41
		Fellenius	1.53	1.29
	D=0.8	Bishop	1.59	1.3
		Perturbation	1.61	1.41
		Fellenius	1.53	1.29

1. Analyse selon le diamètre des pieux (D)

D=0.4 m :

- Sans séisme : Les facteurs de sécurité sont similaires pour Bishop et Fellenius (1.08), tandis que Perturbation montre un léger avantage (1.14).

- Avec séisme : Les valeurs chutent légèrement pour toutes les méthodes, mais restent proches, Perturbation étant légèrement plus élevée (0.83).

D=0.6 m :

- Sans séisme : La méthode Perturbation montre un facteur de sécurité beaucoup plus élevé (1.74) comparé à Bishop et Fellenius (1.08).

- Avec séisme : Les valeurs restent stables pour Bishop et Fellenius (0.77 et 0.78 respectivement), tandis que Perturbation maintient une valeur plus élevée (0.83).

- D=0.8 m :

- Sans séisme : Perturbation et Fellenius montrent des valeurs similaires (1.25 et 1.75), mais Bishop est légèrement inférieur (1.16).

- Avec séisme : Perturbation (0.9) et Bishop (0.83) restent plus élevés que Fellenius (0.82).

2. Impact de l'augmentation du nombre de pieux :

- 2 Pieux :

- Sans séisme : Les valeurs de sécurité augmentent sensiblement pour toutes les méthodes avec une augmentation de diamètre. Perturbation montre toujours des valeurs légèrement plus élevées.

- Avec séisme : Les valeurs augmentent également pour toutes les méthodes. Perturbation (1.22 et 1.41) montre une meilleure performance comparée à Bishop (1.11 et 1.3) et Fellenius (1.08 et 1.29).

IV.6. Conclusion :

- **Comparaison des Méthodes :**

La méthode de Perturbation tend à montrer des facteurs de sécurité plus élevés que celles de Bishop et Fellenius, particulièrement sans séisme et avec un diamètre de pieux plus grand.

Avec séisme, les valeurs tendent à se rapprocher, mais Perturbation continue de montrer des résultats légèrement meilleurs.

- **Impact de la Nappe Phréatique et du Séisme :**

Les facteurs de sécurité diminuent sous l'effet du séisme pour toutes les méthodes.

La présence de pieux de plus grand diamètre augmente généralement les facteurs de sécurité.

Ces observations permettent de choisir une méthode et un dimensionnement de pieux appropriés en fonction des conditions de site et des exigences de sécurité. La méthode de Perturbation pourrait être plus conservatrice, offrant des marges de sécurité plus élevées, ce qui est bénéfique dans des conditions incertaines ou plus sévères.

Conclusion général :

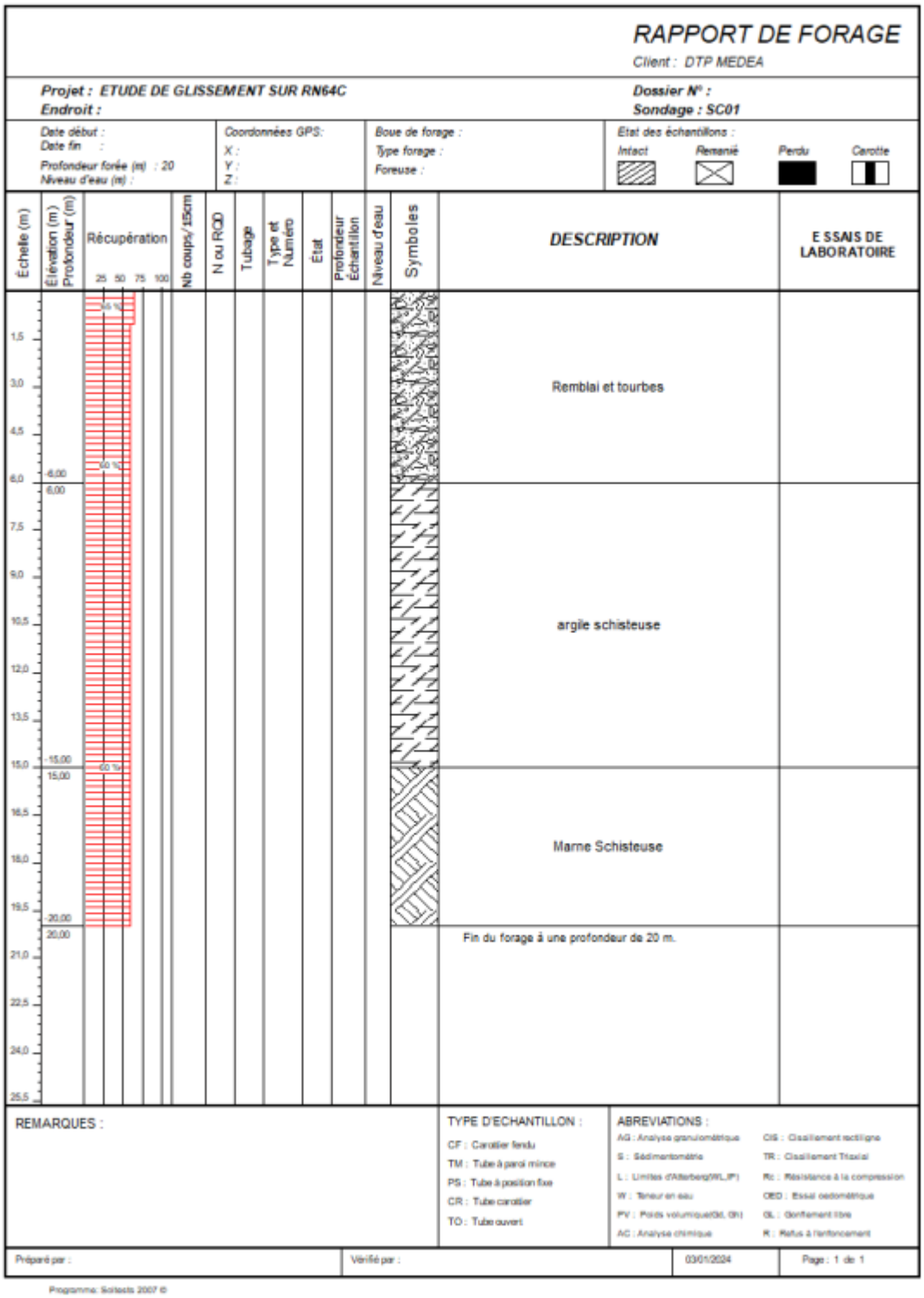
Conclusion général :

Les glissements de terrain sont l'un des mouvements les plus fréquents du monde, frappe les versants dont les pentes sont important et engendrent des modifications de l'état initial et les formations des sous-sols ainsi que le changement des contraintes internes. Donc, afin d'assurer la stabilité à long terme des versants ayant risque d'instabilité (talus au bord des routes – talus limitrophe des zones d'habitation….etc.), il est nécessaire de passer toujours par plusieurs étapes et études et de tenir compte de plusieurs facteurs et paramètres liées généralement à ce problème majeur, particulièrement dans les terrains de mauvaise qualité et comportement et de contrôler les mouvements dans les sols (déformations) qui peuvent affecter la stabilité de l'ensemble des versants, pour cela il est très nécessaire, en premier lieu, et bien avant l'exécution de tout projet, d'avoir une bonne connaissance de la nature des sols et de sous-sol (géologique, hydrogéologique, géotechnique… etc.), afin d'estimer, approximativement les déformations qui peuvent être engendrées et le choix des techniques adéquats qui peuvent l'injecté.

Dans le cadre de notre étude, nous avons mené une analyse numérique approfondie sur un cas concret de glissement de terrain qui s'est produit le long d'un tronçon de la route RN64C au PK 14+500 ,dans la commune de L'Aissaoui, dans la Wilaya de Médéa. Nous avons utilisé le logiciel de calcul bidimensionnel "Tarlen 4" pour effectuer cette analyse. Notre objectif principal était d'évaluer la stabilité du terrain à la fois avant et après la mise en place de mesures de confortement. Les résultats obtenus ont révélé des valeurs de coefficient de sécurité tout à fait satisfaisantes, ce qui démontre l'efficacité de la solution proposée, impliquant l'installation de trois rangées de pieux d'un diamètre de 80 cm. Cette approche semble donc être à la fois fiable du point de vue de la stabilité du glissement et réalisable en pratique.

Annexes

Sondage carotté



RAPPORT DE FORAGE

Client : DTP MEDEA

Projet : ETUDE DE GLISSEMENT SUR RN64C — **Dossier N° :**

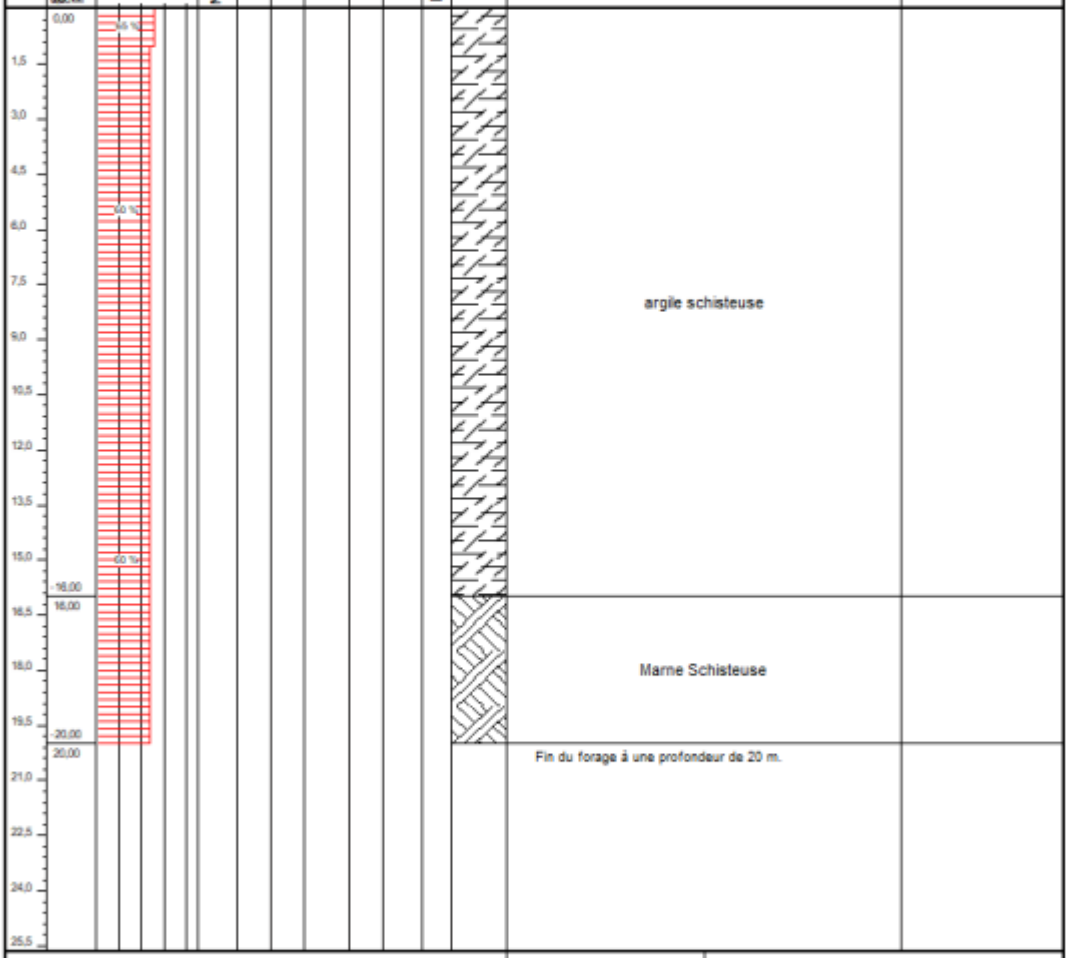
Endroit : — **Sondage : SC03**

Date début :
Date fin :
Profondeur forée (m) : 20
Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
X :
Y :
Z :

Boue de forage :
Type forage :
Foreuse :

Etat des échantillons : Intact | Remanié | Perdu | Carotte



DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
argile schisteuse	
Marne Schisteuse	
Fin du forage à une profondeur de 20 m.	

REMARQUES :

TYPE D'ECHANTILLON :
- CF : Carottier fendu
- TM : Tube à paroi mince
- PS : Tube à position fixe
- CR : Tube carottier
- TO : Tube ouvert

ABREVIATIONS :
- AG : Analyse granulométrique
- S : Sédimentométrie
- L : Limites d'Atterberg(WL,IP)
- W : Teneur en eau
- PV : Poids volumique(Gt, Gh)
- AC : Analyse chimique
- CIS : Cisaillement rectiligne
- TR : Cisaillement Triaxial
- Rc : Résistance à la compression
- OED : Essai oedométrique
- CL : Gonflement libre
- R : Refus à l'enfoncement

Préparé par :	Vérifié par :	03/01/2024	Page : 1 de 1

Programme: Soltests 2007 ©

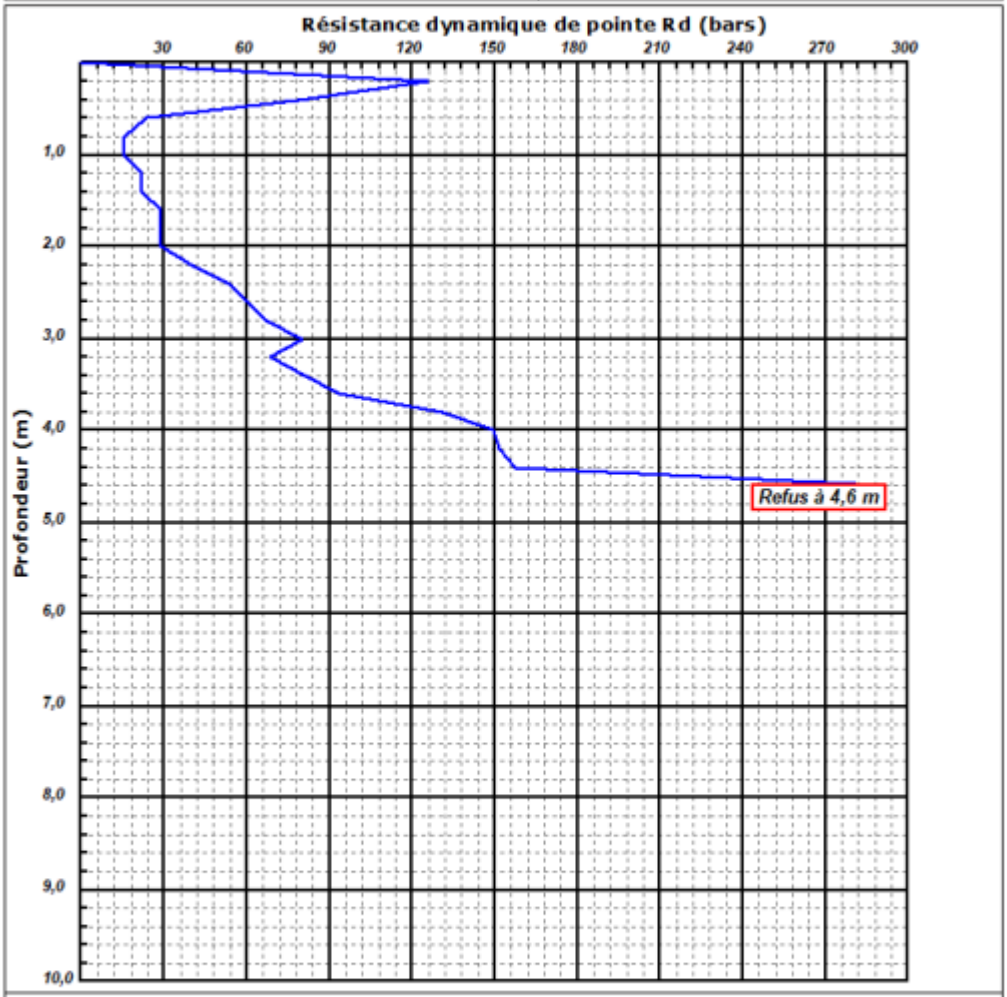
Sondage pénétromètre dynamique

INTITULE : Glissement RN64C
N°DOSSIER :
LIEU :
CLIENT : DTP MEDEA
DATE ESSAIS :

PENETROMETRE DYNAMIQUE PDB

Norme : NF P94 - 114

Essai N°: PDL 01



Caractéristiques du pénétromètre dynamique PDB

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 25 kg
Masse du Mouton (m) : 64 kg
Hauteur de chute (H) : 0.75 m
Aire de la section droite de la pointe (A) : 20 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 8,5 kg
Enfoncement (e) : 20 cm / Nbre coups

Formule de Battage :

$$R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times \left(m + \sum m'\right)}$$

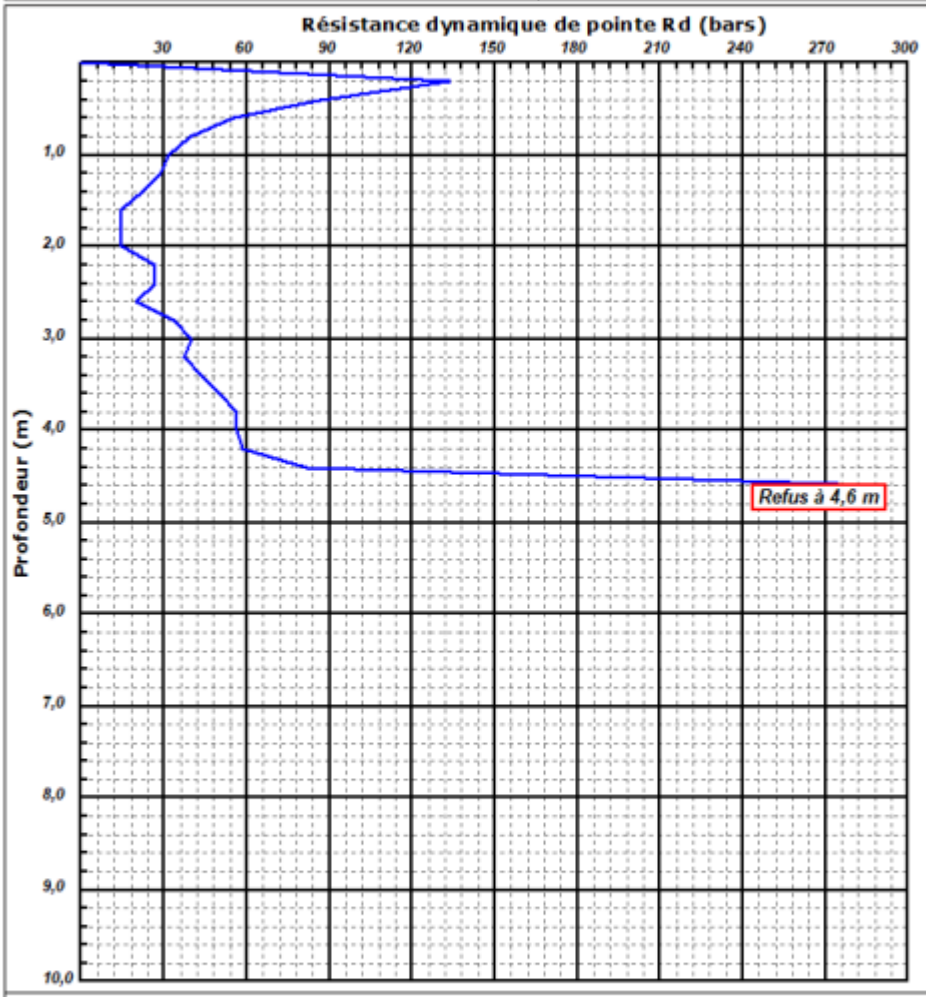
Programme: Sollasts 2007 ©

INTITULE : Glissement RN64C
N°DOSSIER :
LIEU :
CLIENT : DTP MEDEA
DATE ESSAIS :

PENETROMETRE DYNAMIQUE PDB

Norme : NF P94 - 114

Essai N°: PDL05



Caractéristiques du pénétromètre dynamique PDB

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 25 kg
Masse du Mouton (m) : 64 kg
Hauteur de chute (H) : 0.75 m
Aire de la section droite de la pointe (A) : 20 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 8,5 kg
Enfoncement (e) : 20 cm / Nbre coups

Formule de Battage :

$$R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times (m + \sum m')}$$

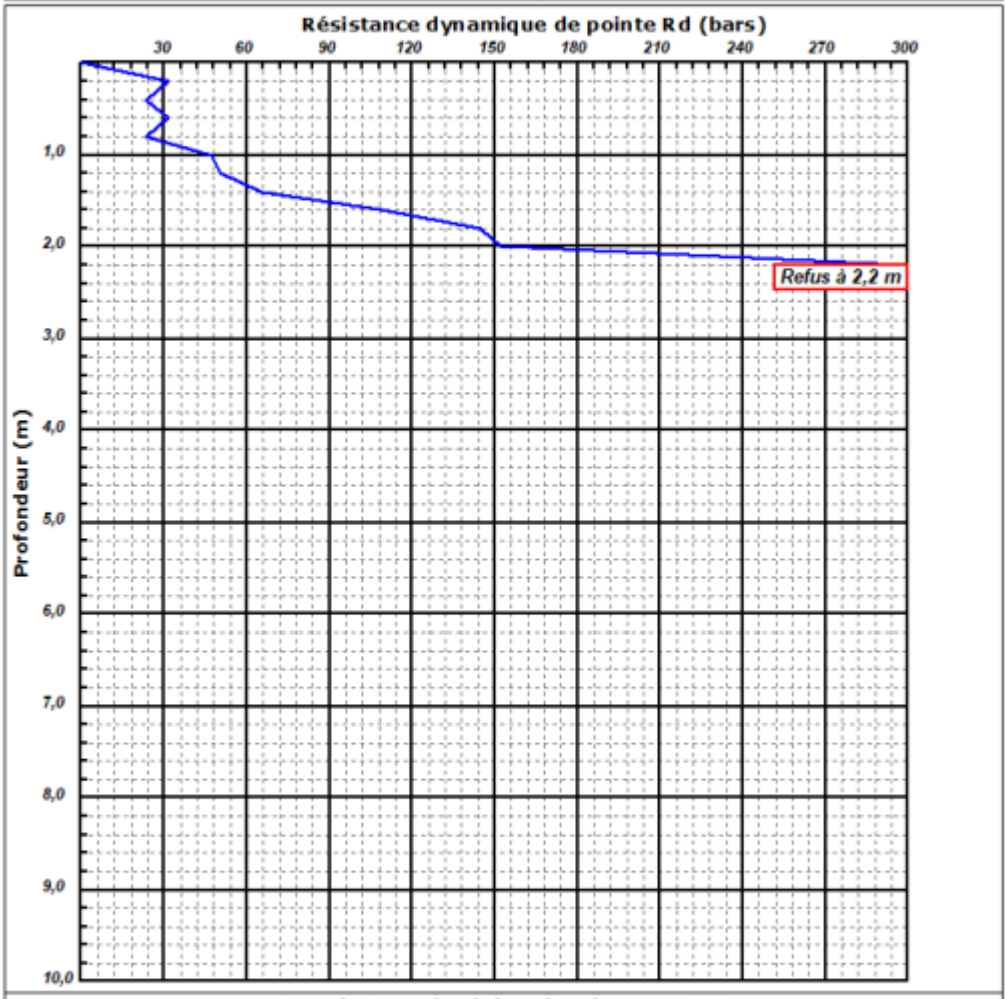
Programme: Sollasts 2007 ©

INTITULE : Glissement RN64C
N°DOSSIER :
LIEU :
CLIENT : DTP MEDEA
DATE ESSAIS :

PENETROMETRE DYNAMIQUE PDB

Norme : NF P94 - 114

Essai N°: PDL 16



Caractéristiques du pénétromètre dynamique PDB

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 25 kg
Masse du Mouton (m) : 64 kg
Hauteur de chute (H) : 0.75 m
Aire de la section droite de la pointe (A) : 20 cm²

Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 8,5 kg
Enfoncement (e) : 20 cm / Nbre coups

Formule de Battage :

$$Rd = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times \left(m + \sum m'\right)}$$

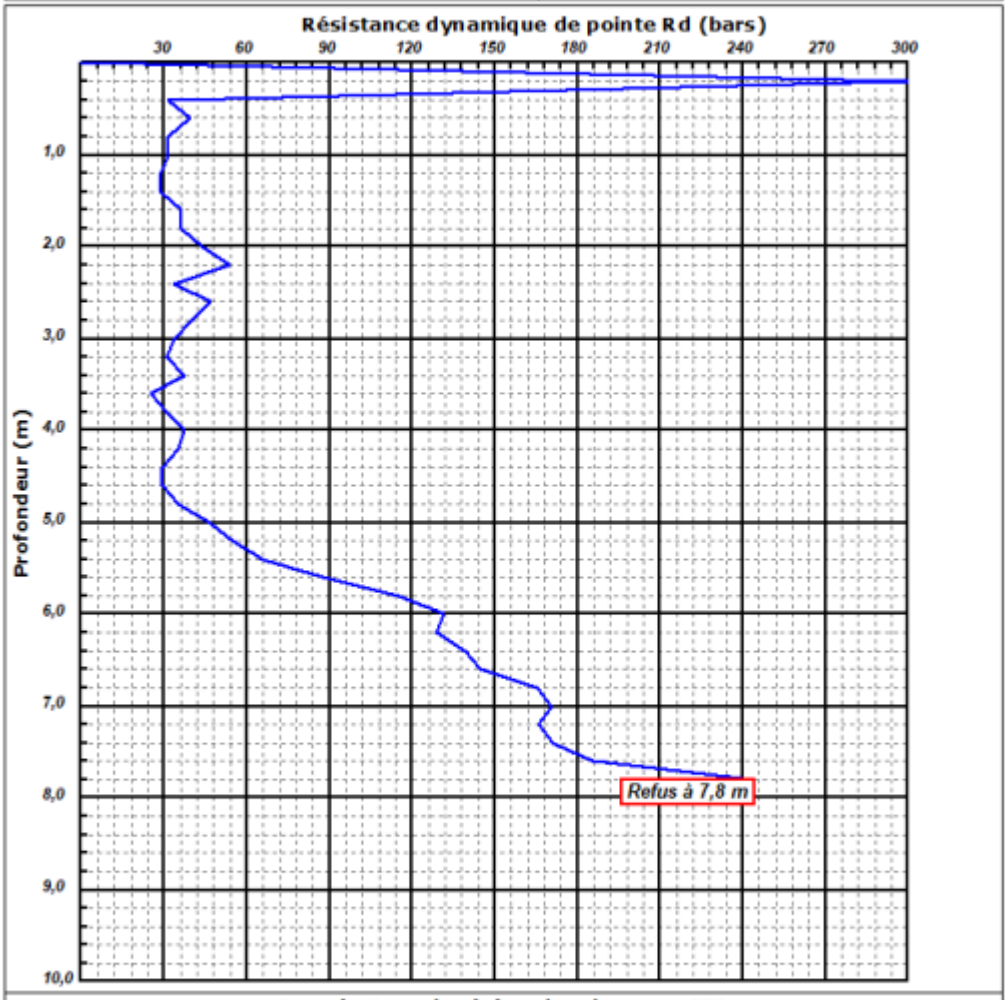
Programme: Sollasts 2007 ©

INTITULE : Glissement RN64C
N°DOSSIER :
LIEU :
CLIENT : DTP MEDEA
DATE ESSAIS :

PENETROMETRE DYNAMIQUE PDB

Norme : NF P94 - 114

Essai N°: PDL 25



Caractéristiques du pénétromètre dynamique PDB

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 25 kg
Masse du Mouton (m) : 64 kg
Hauteur de chute (H) : 0.75 m
Aire de la section droite de la pointe (A) : 20 cm²

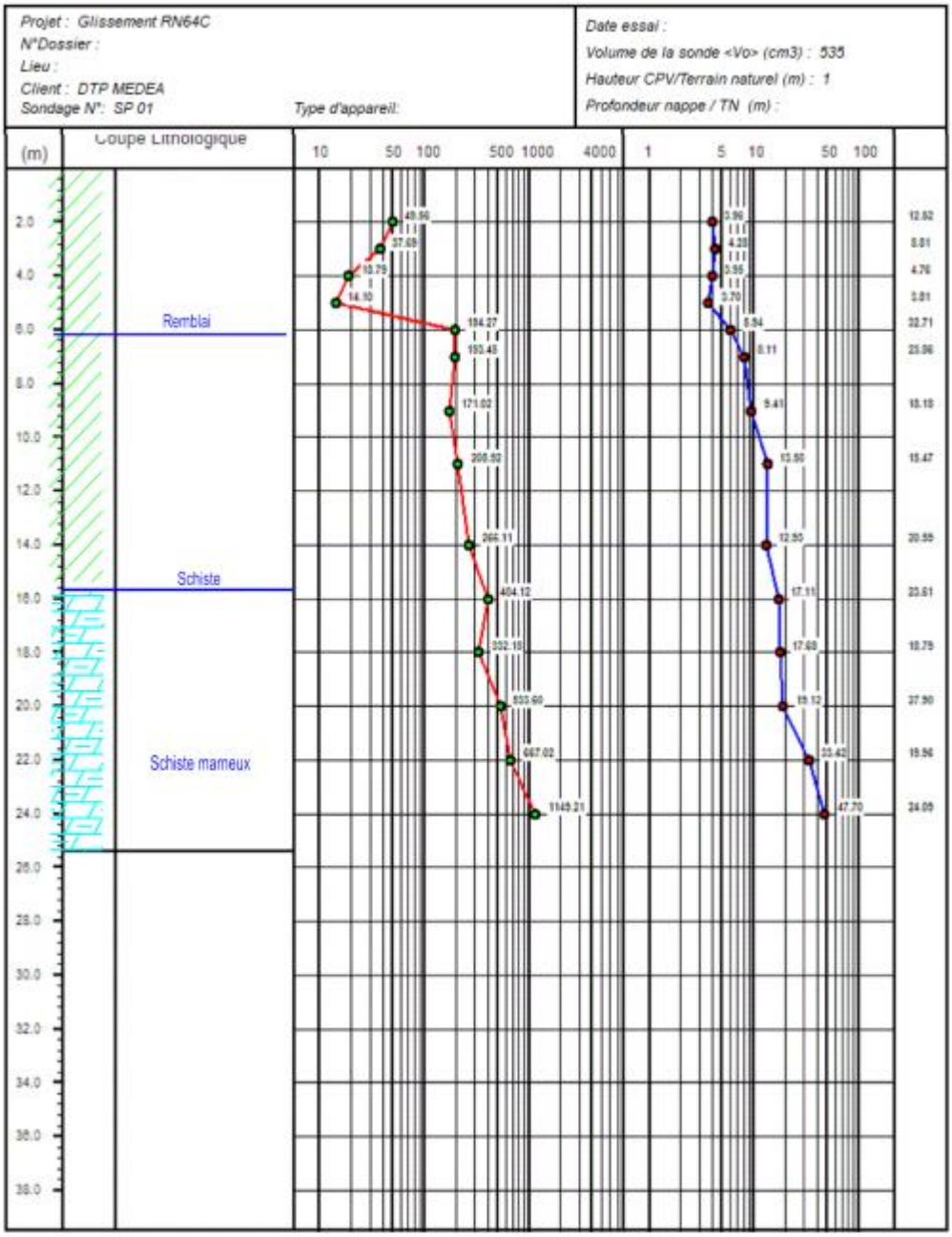
Longueur des tiges : 1 m
Masse d'une tige (m') : 8,5 kg
Enfoncement (e) : 20 cm / Nbre coups

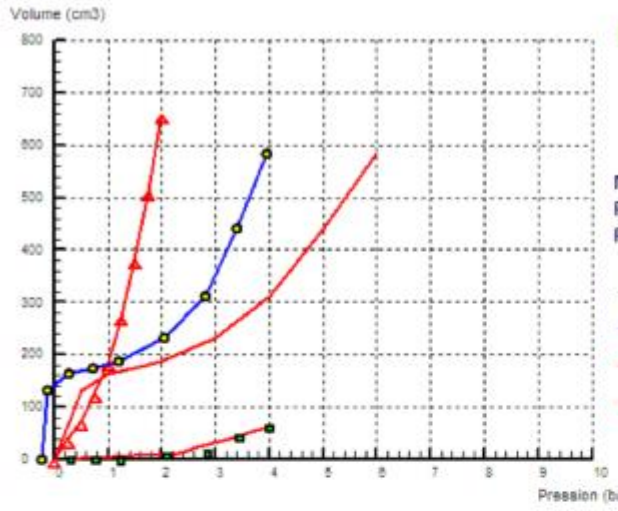
Formule de Battage :

$$R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times \left(m + \sum m'\right)}$$

Programme: Sollasts 2007 ©

Sondage pressiometrique



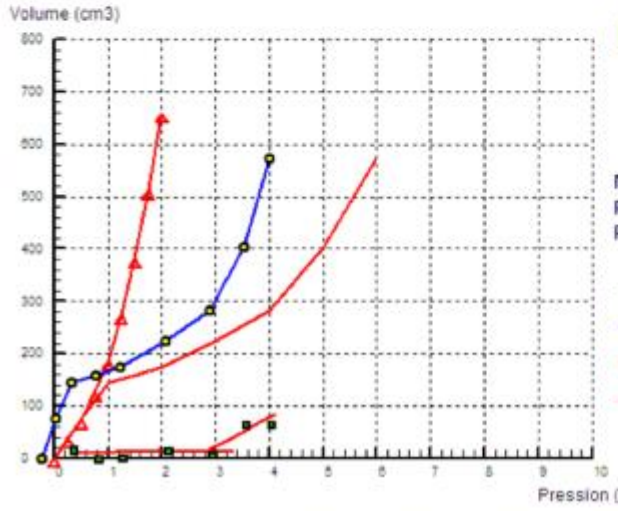


Essai pressiométrique

Sondage N° :
Profondeur = 2 m

Module pressiométrique E = 49.56 bars
Pression limite PL = 3.96 bars
Pression de fluage Pf = 2.25 bars

: Courbe d'étalonnage.
: Courbe corrigée.
: Courbe de fluage.
: Courbe brute.

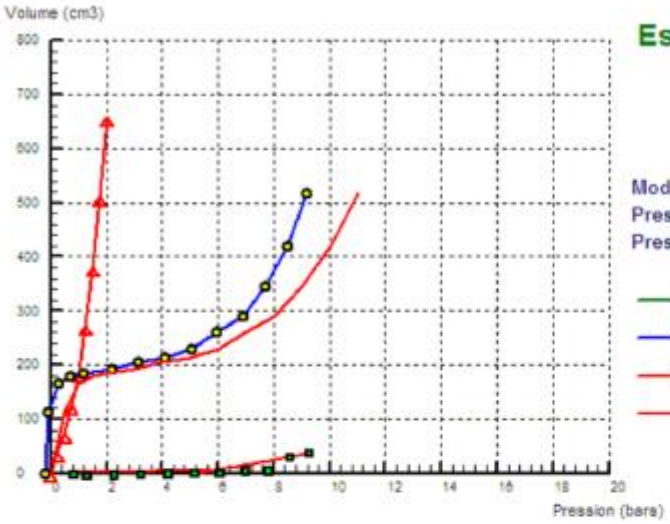


Essai pressiométrique

Sondage N° :
Profondeur = 3 m

Module pressiométrique E = 37.69 bars
Pression limite PL = 4.28 bars
Pression de fluage Pf = 2.90 bars

: Courbe d'étalonnage.
: Courbe corrigée.
: Courbe de fluage.
: Courbe brute.

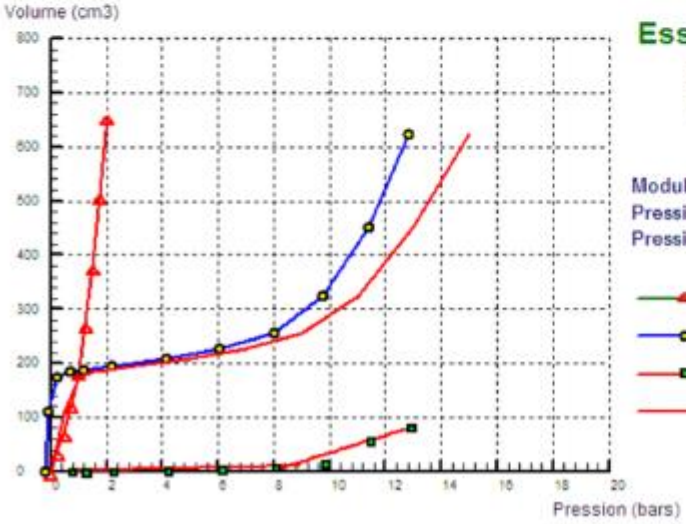


Essai pressiométrique

Sondage N° :
Profondeur = 9 m

Module pressiométrique E = 171.02 bars
Pression limite PL = 9.41 bars
Pression de fluage Pf = 5.87 bars

: Courbe d'étalonnage.
: Courbe corrigée.
: Courbe de fluage.
: Courbe brute.

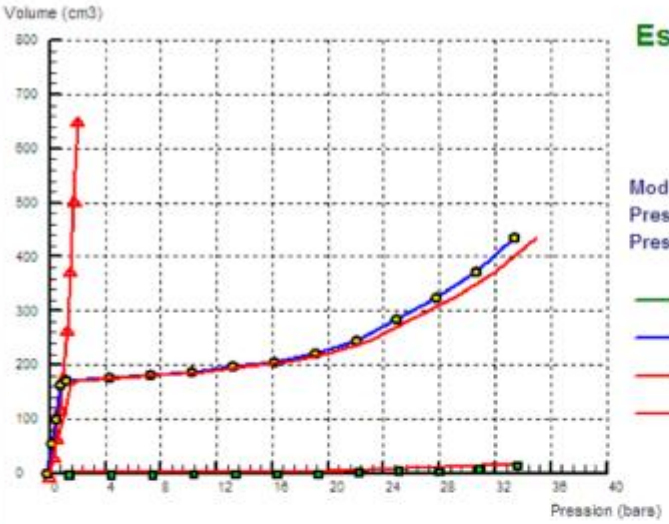


Essai pressiométrique

Sondage N° :
Profondeur = 11 m

Module pressiométrique E = 208.92 bars
Pression limite PL = 13.50 bars
Pression de fluage Pf = 8.45 bars

: Courbe d'étalonnage.
: Courbe corrigée.
: Courbe de fluage.
: Courbe brute.

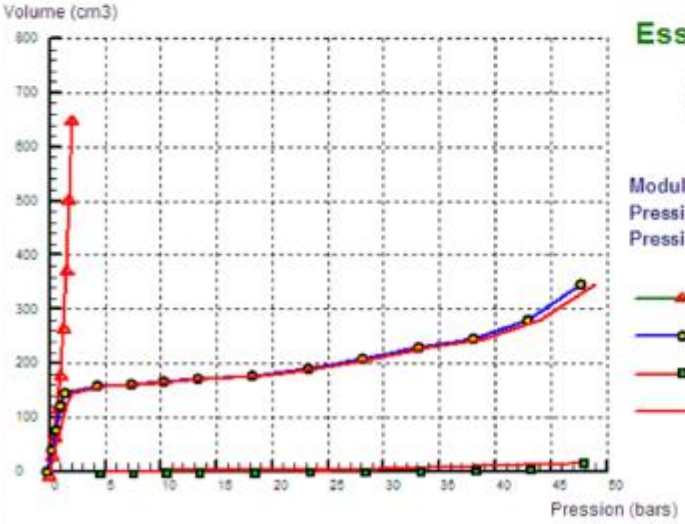


Essai pressiométrique

Sondage N° :
Profondeur = 22 m

Module pressiométrique E = 667.02 bars
Pression limite PL = 33.42 bars
Pression de fluage Pf = 19.09 bars

: Courbe d'étalonnage.
: Courbe corrigée.
: Courbe de fluage.
: Courbe brute.



Essai pressiométrique

Sondage N° :
Profondeur = 24 m

Module pressiométrique E = 1149.21 bars
Pression limite PL = 47.70 bars
Pression de fluage Pf = 27.90 bars

: Courbe d'étalonnage.
: Courbe corrigée.
: Courbe de fluage.
: Courbe brute.

Références

[1] Benkiar. M , kiridi. K,(2008) glissement de terrain au pole urbain de Médéa.

[2] Omar sadoui et al .(2012), Analyse d'un cas pathologique de silos de stockage sur sols compressible à bejaia. $1st$International Conference on Civil Engineering, 8-9 May 2012, Laghouat University, Algeria

[3] SID ELBAHDJA : «étude et diagnostique d'une stabilité d'un terrain avec possibilité de traitement. MEDEA, 2020»

[4] YAHIAOUI AHMED: «étude de confortement d'un glissement de terrain profond RN 24

[5] H. A. e. F. J. .. M, «Caractérisation et stabilasation de quelques sols gonflants d'Algérie,» chez *Revue Française de Géotechnique*, France, 1999, pp. 86, 37-51.

[6] Journal quotidien Tout Sur l'Algérie TSA du 24/02/2015

[7] B. KARIMA, «Etude de la pathologie des glissement de terrain a travers différents cas d'étude,» chez *Mémoire Master en Géottechnique*, UNIV BLIDA, 2015.

[8] C. ADEM, «Contribution à l'àanalyse de stabilité des terrains marneux en pente de la région d'Alger par plaxis,» chez *Cas de Parc Dounya-Dely Brahim. Mémoire du diplome de master UNIV DJILALI BOUNAAMA*, KHEMIS MELIANA, 2015.

[9] B. e. LAZIZI.S, Glissement de terrain et confortement. Pages Bleues, 2013.

[10] C. (. e. P. (G), «Description et classification des Glissement de terrain,» chez *Bul Liaison Labo. Ponts et Chaussées*, Paris, 1976, pp. 21-30.

[11] G.FILLAT, Glissement de terrain.

[12] LCPC, Stabilisation des Glissements de terrain (Guide Technique), Février 1998.

[13] G. Houamdi.S, «Etude d'un glissement de terrain sur le CW08 au PK48+00,» mémoire master UNIV, MEDEA, 2020.

[14] Rapport Géotechnique : Etude D'un Glissement de terrain sur la RN 01 - PK 72+000. Dans la Wilaya de MEDEA

[15] Rapport Géotechnique :Etude de stabilisation d'un Glissement de terrain par Géotextile, Dans la wilaya de MEDEA comune d'El Omaria.

[16] Rapport Géotechnique : analyse et traitement d'un glissement de terrain dans la section autoroutiere entre chiffa et berrouaguia (pk 20+930) ~ (pk 21+175).

[17] Rapport Géotechnique : analyse d'un glissement de terrain sur la RN au(PK82+700) Dans la wilaya de MEDEA

[18] B. (F), Les méthodes d'analyse de stabilité. Bull. Labo., mars 1976.

[19] D.-L. e. SEVE.G, Stabilité des pentes, Glissement en terrain meuble,, éditions Techniques de l'ingénieur., 1996.

[20] B. (F), « Les méthodes d'analyse de stabilité. Bull. Labo.P. et Ch.,» mars 1976, pp. 56-62..

[21] A. OMAR.B, « «Etude géotéchnique de glissement de tarrein à MASCARA,» Khemis Miliana, Mémoire de Master. UNIV DJILALI BOUMAAMRE, 2018-2019.

[22] FAURE.R.M, « «L'évolution des méthodes de calcule en stabilité des pentes partie I:méthodes de rupture,»,» 01/07/2001, p. 16.

[23] C. Z. Donald IB, «« Slope stability analysis by the upper bound approach: fundamentals and methods »,,» Canada, Canadian Geotechnical Journal 1997., 1997.

[24] K. M. e. R. Toufiq., « « Etude de glissement de terrain sur RN1 PK 83+000 situé a l'entrée de la ville Médéa, wilaya de Médéa »,» MEDEA, Université de Médéa, Mémoire Master 2, 2022.

[25] B. e. MOSSAB.S, « Etude de confortement d'un glissement de terrain survenu sur la RN 05, au PK35+800, BOUDOUAOU, BOUMERDES. Mémoire pour obtenir le diplôme de Master en génie civil, option : Géotechnique,,» Blida, Université SaadDahleb, 2013.

[26] 01 02 2017. [En ligne]. Available: http://observatoire-regional-risques-paca.fr/article/stabilisation-glissements-terrain consulte .

[27] 02 02 2017. [En ligne]. Available: http://www.lb.auf.org/kourdey/Confortement.htm consulte .

[28] (Chemin de wilaya n°02 Chahbounia – W- Médéa). ??????????????????

[29] K. Ibtissem., «'' Estimation des pressions de terre passive et active en présence d'écoulement dans les fouilles de largeur limitée''. Thèse de doctorat en science en : HYDRAULIQUE.,» Biskra, Université Mohamed Khider , 2019.

[30] SOURCE INTERNET, MEDEA, 2005.

[31] (Évitement de la ville de Médéa).

[32] N. Lotfi., «''Analyse de la stabilité des écrans de soutènement''. Mémoire de Master. Option : Géotechnique.,» Guelma, Université 08 Mai 1945 de Guelma.

[33] Rapport géotechnique DTP DE Médéa.

[34] P. DTP, MEDEA, 2005.

[35] A. HSHR, MEDEA, 2006.