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

Traitement de glissement situé à l'entrée Sud-Est de la ville de Tablat

---

Présenté par :

-Ghorfa Salim

-Aissou Roufaida

Proposé et Dirigé par :

-Mme: Mir Mouna

Promotion 2019

Remerciements

Nous tenons en premier lieu à remercier « Dieu le tout puissant » de nous avoir donné le courage de surmonter tous les problèmes, la santé et la patience pour mener à bien ce modeste travail.

Ensuite, nous remercions nos parents qui nous ont soutenus beaucoup pendant toute la vie et qui continuerons à nous aider dans tous les projets de l'avenir.

Nos plus sincères remerciements à notre promotrice pour son précieux temps qu'elle a consacré à notre écoute, à notre orientation et correction tout au long de notre projet.

Nous tenons à remercier : le président et les membres de jury pour avoir accepter de juger notre travail.
Nos sincères remerciements vont également à touts les
enseignants du département de Génie civil de l'université de Médéa ainsi que tous les personnes de bureau d'études de mzaad Sur l'aide au travail.

Enfin, nous remercions tous ceux qui ont contribué de loin ou de prés à la réalisation de ce modeste travail

DÉDICACE

Je dédie ce mémoire à :

Mes parents : Ma mère, qui a œuvré pour ma réussite, de par son amour, son soutien, tous les sacrifices consentis et ses précieux conseils, pour toute son assistance et sa présence dans ma vie, reçois à travers ce travail aussi modeste soit-il, l'expression de mes sentiments et de mon éternelle gratitude.

Mon père, qui peut être fier et trouver ici le résultat de longues années de sacrifices et de privations pour m'aider à avancer dans la vie. Puisse Dieu faire en sorte que ce travail porte son fruit ; Merci pour les valeurs nobles, l'éducation et le soutient permanent venu de toi.

Mes frères et sœurs, qui ont toujours été des exemples de persévérance, de courage et de générosité.

Mes oncles, mes oncles, mes cousins, mes oncles, mes neveux et sœurs, que je peux nommer;

Mes amis et amies de par le monde qui n'ont cessé de m 'encourager;

Tous mes professeurs pour leurs disponibilité et conseils ;

Ghorfa Salim.

DÉDICACE

Je dédie cette thèse à…….

A ma très chère mère fethia Khelifi

Affable, honorable, aimable : Tu représentes pour moi le symbole de la bonté par excellence, la source de tendresse et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi. Ta prière et ta bénédiction m'ont été d'un grand secours pour mener à bien mes études. Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que tu mérites pour tous les sacrifices que tu n'as cessé de me donner depuis ma naissance, durant mon enfance et même à l'âge adulte. Tu as fait plus qu'une mère puisse faire pour que ses enfants suivent le bon chemin dans leur vie et leurs études. Je te dédie ce travail en témoignage de mon profond amour. Puisse Dieu, le tout puissant, te préserver et t'accorder santé, longue vie et bonheur.

À MES CHERS PARENTS

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être. Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours. Que ce modeste travail soit l'exaucement de vos vœux tant formulés, le fruit de vos innombrables sacrifices, bien que je ne vous en acquitterai jamais assez. Puisse Dieu, le Très Haut, vous accorder santé, bonheur et longue vie et faire en sorte que jamais je ne vous déçoive.

A mes très chère sœurs Maroua et Saida
En souvenir d'une enfance dont nous avons partagé les meilleurs et les plus agréables moments. Pour toute la complicité et l'entente qui nous unissent, ce travail est un témoignage de mon attachement et de mon amour.

A toutes les familles : Aissou et Khelifi Je remercie mon binôme Salim qui est contribué à la réalisation de ce modeste travail.

A Mes chères amies : Rokaia, wahiba, fatiha, Imane, Meriem, Nesrine,Wissame .

A Tous mes collègues de la 2eme année master géotechnique.

***Aissou* Roufaida.**

Résume:

Ce travail contribue à la compréhension et à l'analyse de la mise en valeur de la pente instable à l'aide d'un code de calcul bidimensionnel appelé Talren 4. Ce code permet de vérifier la stabilité de structures géotechniques avec ou sans renforcement utilisant trois méthodes (Fellenius, Bishop et Perturbation).

Nous avons d'abord donné un aperçu du mouvement et de la stabilité du sol. En particulier, l'érosion des sols est caractérisée par différents types de causes, solutions proposées et méthodes de calcul.

Nous avons ensuite présenté le fait que la pente instable menace actuellement la route d'entrée sud-est menant à la ville de Tablat et que ce cas sera véritablement traité et analysé par le programme Talren 4.

Nous avons également initié l'application de l'armature en utilisant des chevilles en béton armé.

Mots-clés: renforcement de la pente, facteur de sécurité, Talren, Fellenius, effondrement des terres.

الملخص :

هذا العمل هو مساهمة في فهم وتحليل تعزيز الانحدار غير المستقر باستخدام رمز حساب ثنائي الأبعاد بعنوان تالرن 4.يسمح هذا الرمز بالتحقق من ثبات الهياكل الجيوتقنية مع أو بدون تعزيز والذي يستخدم ثلاث طرق (فيلينيوس , بيشوب و بارتيرباسيون) .

قدمنا أولاً نظرة عامة على حركة واستقرارا لتربة. وبالضبط انزلاق التربة ميزاتها أنواع مختف أسبابها والحلول المقترحة لها وطرق حسابها.

بعد ذلك قدمنا حالة حقيقة المنحدر غير المستقر يهدد حاليا طريق المدخل الجنوبي الشرقي لمدينة تابلاط.ستتم معالجة هذه الحالة لا حقا و تحليلها بواسطة برنامج تالرن 4. بهدف حساب معامل الأمن.

أيضا شرعنا في تطبيق التعزيز بواسطة باستعمال اوتاد من الخرسانة المسلحة.

الكلمات المفتاحية : تعزيز المنحدر, معامل الامن , تالرن , فيلينيوس, انهيار الارضي

Abstract :

This work contributes to the understanding and analysis of the development of the unstable slope using a two-dimensional computation code called Talren 4. This code makes it possible to check the stability of geotechnical structures with or without reinforcement using three methods (Fellenius, Bishop and Disturbance).

We first gave an overview of the movement and stability of the soil. In particular, soil erosion is characterized by different types of causes, proposed solutions and calculation methods.

We then presented the fact that the unstable slope is currently threatening the southeast gateway to the city of Tablat and that this case will be truly addressed and analyzed by the Talren 4 program.

We also initiated the application of the reinforcement using reinforced concrete dowels.

Keywords: steepness, safety factor, Talren, Fellenius, land collapse.

SOMMAIRE

Introduction Générale :.....1

Chapitre 01 : Présentation bibliographiques:

I.1. Introduction :..... 3
I.2. Mouvements de terrain :..... 3
I.2.1- Définition du mouvement de terrain :..... 3
I.2.2- Les types de mouvements de terrain :..... 4
I.2.2.1. Les mouvements rapides et discontinus :..... 4
I.2.2.2.Les mouvements lents et continus :..... 6
I.3. Définition d'un glissement de terrain :..... 10
I.4. Les déférents types de glissements :..... 11
I.5. Classification de glissement :..... 13
I.5.1. Profondeur de glissement :..... 13
I.5.2. Vitesse moyenne de glissement de terrain :..... 14
I.6. Les causes d'un glissement:..... 14
I.6.1.Causes mécaniques :..... 14
I.6.2.Causes géométriques :..... 15
I.6.3.Causes hydrauliques :..... 15
I.7. Les facteurs intervenant dans les processus d'instabilité des terrains :..... 15
I.7.1.Action et influence de l'eau :..... 15
I.7.2.Action de la pesanteur:..... 16
I.7.3.La nature des terrains:..... 16
I.7.4.Actions sismiques:..... 17
I.8. Conséquences et enjeux :..... 17
I.9. Conclusion :..... 18

Chapitre 02 : Analyse de site et étude géotechnique:

II.1.Introduction:..... 19
II.2.Présentation de la région :.....19

II.3. Situation : 19
II.4. Géologie de la région : 20
II.5. Cadre Géologique Local : 20
II.6. Sismicité : 20
II.7. Reconnaissances géotechniques : 22
II.7.1. Introduction : 22
II.7.2. Essais In-Situ: 22
II.7.2.1.Sondage carotté : 22
II.7.2.2. SONDAGE AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD: 24
II.7.3. Essai de laboratoire : 26
II.7.3.1.Catégories d'essais de laboratoire : 26
II.7.4. Interprétation des résultats : 31
II.7.4.1. Les essais in situ : 31
II.7.4.2. Essais de laboratoire : 31
II.8. Conclusion : 34

Chapitre 03 : calcul de la stabilité :

III.1.Introduction: 35
III.2.Notion de coefficient de sécurité: 35
III.3. Méthodes de calcul de stabilité des talus: 36
III.3.1. Méthodes d'analyses globales (Méthode de Taylor): 36
III.3.2. Méthodes des tranches:: 38
III.3.2.1.Méthode de Bishop: 39
III.3.2.2. Méthode de Fellenius: 39
III.3.2.3.Méthode de Jambu: 40
III.3.2.4.Méthode de Spencer: 40
III.3.2.5. Méthode des perturbations:: 41
II.3.3. Méthodes Numériques: 41
III.4.Les techniques de renforcement de talus: 43
III.4.1. Introduction: 43
III.4.2. Les Types d'approches des système de parade : 43
III.4.2.1. Approche douce: 43
III.4.2.2. Approche dure 44
III.4.3. Classification des techniques de confortement : 44

III.4.3.1. Mise en œuvre de terrassements: 44
III.4.3.2.Dispositifs de drainage: 48
III.4.3.3. Le reboisement: 51
III.4.3.4.stabilisation par renforcement.....52
III.4.3.5. Durcissement: 56
III.4..4. Choix des système de parades : 57
III.5.Conclusion: 57

Chapitre 04 : Proposition de la solution :

IV.1. Introduction: 58
IV.2. Présentation du logiciel de calcul (TALREN 4 v2.0.4) : 58
IV.2.1.Les principales caractéristiques de TALREN 4 : 58
IV.2.1.1. L'interface graphique interactive : 58
IV.2.1.2.Gestion du phasage: 62
IV.2.1.3.Les conditions hydrauliques: 64
IV.2.1.4. Méthode de calcul de la stabilité des pentes (TALREN 4): 64
IV.3.Analyse de la stabilité de talus : 66
IV.3.1.Donnée géotechniques: 66
IV.3.2.Hypothèse de calcul : 66
IV.3.2.1.La surcharge : 67
IV.3.2.2.Coefficient de sécurité: 67
IV.3.3. Vérification de la stabilité initiale: 67
IV.3.3.1.Géométrie du modèle : 67
IV.3.3.2.Présentation des résultats de calcul : 69
IV.3.3.3.Interprétation des résultats: 70
IV.3.4. Proposition de la solution : 70
IV.3.4.1.Tranchée drainantes: 71
IV.3.4.2. Dimensionnement de pieux: 71
IV.4.. Présentation des résultats de calcul: 77
IV.5. Conclusion: 75
Conclusion Générale.....76
Référence Bibliographique.

liste des figures :

liste des figures :

Chapitre I: Généralités sur les mouvement de terrain:

Figure I.1. Les chutes de blocs et les écroulements (G.Philipponnat et B.Hubert, 1997) 4

Figure I.2. Schéma Explicatif des phénomènes : Effondrements des cavités souterraines(DDRM,2008) 5

Figure I.3. Coulée de boue 6

Figure I.4. Affaissement lié à une exploitation ancienne avec un recouvrement d'une centaine de mètre 7

Figure I.5. Schéma Explicatif des phénomènes retrait – gonflement 8

Figure I.6. phénomène de fluage 9

Figure I.7. phénomène de la Solifluxion (B.Bastin, E.Juvigne, A.Pissart, 1972) 9

Figure I.8. Principaux éléments de description d'un glissement de terrain (Durville et Sève, 1996) 10

Figure I.9. Glissement plan 12

Figure I.10. Glissement rotationnel 13

Chapitre II: Analyse de site et étude géotechnique :

Figure II.1.Carte des zones sismiques de l'Algérie du Nord (C.G.S 2003) 21

Figure II.2. Coupe lithologique type d'un sondage carotte 31 23

Figure II.3.Pénétrogrammes dynamiques (type) 25

Figure II.4. Granulométrie par sédimentomètrie. (Éprouvette et agitateur) 28

Figure II.5. L'oedomètre Appareil pour essai de compressibilité 29

Figure II.6. L'appareil de cisaillement direct 30

Figure II.7. Essai de cisaillement (type) 31

Chapitre III: Calcul de la stabilité :

Figure III.1. Cercle de pied 36

Figure III.2. Cercle de flanc de talus 37

Figure III.3. Cercle à mi-pente 37

Figure III.4. Abaque pour la détermination du cercle de rupture passant par le pied du talus 38
Figure III.5. Les sollicitations sur une tranche 39
Figure III.6. Les sollicitations sur une tranche selon la méthode de Jambu 40
Figure III.7. Les sollicitations sur une tranche selon la méthode de Spencer 41
Figure III.8. Système de parades 43
Figure III.9. Les systèmes de parades par approche douce 44
Figure III.10. Les systèmes de parades par approche dure 44
Figure III.11. Terrassement 45
Figure III.12. Butée de pie 46
Figure III.13. Allègement en tète 46
Figure III.14. Purge 47
Figure III.15. Reprofilage 48
Figure III.16. Drainage 49
Figure III.17. Coupe d'une tranchée drainante 49
Figure III.18. Drains subhorizontaux 50
Figure III.19. Rabattement entre des éperons drainants 51
Figure III.20. Exemple d'ouvrage souple 53
Figure III.21. Exemple de tirants d'ancrage actif 54
Figure III.22. Stabilisation par Clouage 55
Figure III.23. Clouage de pieux 55
Figure III.24. Renforcement par pieux. 56
Figure III.25. Facteurs de choix des systèmes de parades 57

Chapitre IV: Proposition de la solution :

Figure IV.1. Exemple du menu Données 59
Figure IV.2. La barre de bouton contextuelle "Donnée" 60
Figure IV.3. La barre de boutons contextuelle "Phasage/Calcules" 60
Figure IV.4. Exemple de tableau récapitulatif des couches de sol 61
Figure IV.5. Exemple de tableau récapitulatif des renforcements 62
Figure IV.6. Gestion des phases et situations 63

Figure IV.7.Définition d'une nappe phréatique 64
Figure IV.8. Schéma de terrain 66
Figure IV.9. géométrie du modèle 68
Figure IV.10. Zone du cas de glissement étudié 68
Figure IV.11. Le résultat avec la méthode de perturbation 69
Figure IV.12. Le résultat avec la méthode de Bishop 69
Figure IV.13. Le résultat avec la méthode de Fellenius 70
Figure IV.14. Schéma type la tranchée drainante 71
Figure IV.15. Vue en plan de groupes des pieux 72
Figure IV.16. Le résultat avec la méthode de perturbation 73
Figure IV.17. Le résultat avec la méthode de Bishop 74
Figure IV.18. Le résultat avec la méthode de Fellenius 74

liste des tableaux:

Tableau I.1. Classification d'après la profondeur de la surface de glissement (Office fédéral de l'environnement division prévention des dangers ;2009). 13

Tableau I.2.Classification selon l'activité (en fonction de la vitesse moyenne de glissement) 14

Tableau II.1 : Les caractéristiques physiques 31

Tableau II.2: Résultats de la classification (L.C.P.C) 32

Tableau II.3 : Résultats de la compressibilité du sol étudié" 33

Tableau II.4: Résultats de l'essai de cisaillement 34

Tableau.III.1. Méthodes d'analyses de la stabilité des talus 42

Tableau IV.1. valeurs adoptées des indices physique et mécaniques 67

Liste de Symbole

C : cohésion.	[kN/m2]
τ : Contraintes de cisaillement ou Contrainte tangentielle .	[kN/m2]
σ : Contrainte de sol.	[kN/m2]
σ' : Contrainte effective ($\sigma' = \sigma - u$).	[kPa]
σ_3 : Contrainte principale mineur .	[kPa]
σ_1 : Contrainte principale majeur	[kPa]
φ : Angle de frottement interne du sol	[°]
ψ : Angle de dilatance du sol	[°]
ε : Déformation longitudinale	[%]
ν : Coefficient de Poisson	[-]
γ_{sat} : Poids volumique du sol saturé.	[kN/m3]
γ_w : Poids volumique de l'eau (environ9,8).	**[**kN/m3]
γ_h : Poids volumique humide du sol.	[kN/m3]
γ_s : Poids volumique des grains.	[kN/m3]
γ_d : Poids volumique sec du sol**.**	[kN/m3]
e : L'indice des vides.	**[-]**
n : La porosité.	**[-]**
w : Teneur en eau.	[%]
Cu : Coefficient d'uniformité de Hazen.	**[-]**
Cc : Coefficient de courbure.	**[-]**
$\boldsymbol{D_{30}}$:Diamètre de la maille laissant passer 30 % du matériau.	[mm]
$\boldsymbol{D_{60}}$:Diamètre de la maille laissant passer 60 % du matériau.	**[**mm**]**
$\boldsymbol{D_{10}}$:Diamètre de la maille laissant passer 10 % du matériau.	**[**mm**]**
$\boldsymbol{W_P}$: La limite de plasticité.	[%]
$\boldsymbol{W_L}$: la limite de liquidité.	[%]
$\boldsymbol{I_P}$:L'indice de plasticité.	[%]
$\boldsymbol{I_L}$:L'indice de liquidité.	[%]
$\boldsymbol{I_C}$:L'indice de consistance.	[%]
Sr :Degré de saturation.	[%]

σ :Contrainte normale appliquée (charge appliquée). [kN/m2]

Cg :L'indice de gonflement. [%]

Cc :L'indice de compression. [%]

Pc : Pression de consolidation. **[**bar**]**

A : section droite de la pointe. **[**m^2**]**

g : accélération de la pesanteur. [m/s^2]

H : hauteur de chute. **[**m**]**

M : masse du mouton. [kg]

M' :somme des masses du train de tiges, de l'enclume et de la tige guide. [kg]

Fs: coefficient de sécurité. [-]

Hc : Hauteur critique. **[**m]

e : pénétration moyenne par coup ;

Rp: Résistance de pointe.

PDL: Pénétration dynamique lourds.

SC: Sondages carottés.

R.P.A: Règles Parasismiques Algériennes.

Introduction Générale :

Les glissements de terrain sont des phénomènes géodynamiques qui se produisent dans les régions du monde et souvent les plus graves sur la surface de la terre. Ils provoquent des modifications sur le paysage et peuvent détruire des édifices et des constructions et causent parfois des décès. Ces phénomènes se développent dans un massif de sols meubles ou de roches argileuses tendres et se produisent dans des circonstances très variées.

Ces mouvements se produisent lors des tremblements de terre (séismes, explosions souterraines ou sous-marines, etc.), et/ou lors des périodes pluvieuses intenses avec des précipitations prolongées, de l'action conjuguée de facteurs géologiques et géomorphologiques divers. Ces phénomènes naturels souvent catastrophiques engendrent des instabilités de terrains et parfois des effondrements de structures se trouvant dans le voisinage immédiat.

Ce problème constitue actuellement l'une des préoccupations majeure des ingénieurs chargés de la conception des ouvrages. L'objectif de ce travail présenté dans ce mémoire est d'analyser la stabilité d'un glissement de terrain situé sur entrée EST de Tablat, wilaya de MÉDÉA.

Dans ce fait nous avons axé notre étude selon quatre chapitres principaux et qui en feront l'objet de nos travaux :

Chapitre I : Présentation bibliographique:
Traite le risque du mouvement de terrain en général et le glissement de terrain en particulier.
A ce titre nous essayerons d'avoir une idée sur le phénomène de glissement de terrain, ses types et ses facteurs qui permettent le déclenchement du risque.

Chapitre II: Analyse du site et étude géotechnique :
Ce chapitre est consacré à une présentation générale du glissement étudié, les résultats des différents essais réalisés sont également donnés pour permettre d'extraire les indices physique et mécanique nécessaire pour modéliser le problème.

Chapitre III : Calcul de la stabilité:
Dans ce chapitre, on a présenté les différentes méthodes analytiques de calcul qui peuvent être utilisées dans l'analyse de la stabilité des talus en détail (principes et théories de calcul), et l'évaluation du coefficient de sécurit et certaine méthode de confortements qui sont utilisable.

Chapitre IV : Proposition de la solution:

Ce chapitre comporte la modélisation numérique de la stabilité du talus de notre cas d'étude Par le code de calcul ***TALREN 4 v2.0.4***, ainsi que la vérification des solutions de confortement proposé.

Le mémoire se termine par une conclusion générale.

Présentation bibliographique

I.1. Introduction :

Les mouvements de terrain sont des phénomènes d'origines très diverses, résultant de la déformation, de la rupture et du déplacement du sol. Ils constituent généralement des phénomènes ponctuels, de faible ampleur et d'effets limités. Mais par leur diversité et leur fréquence, ils sont néanmoins responsables de dommages et de préjudices importants et coûteux.

De nombreux paramètres, naturels ou anthropiques, conditionnent l'apparition et le développement des mouvements de terrain (géologie, hydrogéologie,…etc.).Les mouvements de terrain engendrent des risques pour les personnes, mais également pour les biens et l'économie. Il est possible d'agir sur ces risques de deux manières, en intervenant sur l'aléa ou sur les enjeux. Les mesures de protection mises en place visent à réduire au maximum l'aléa dans les zones menacées. La prévention permet de réduire la vulnérabilité au sein de ces secteurs, par l'information des populations, l'adoption de mesures d'urbanisme ou de mesures constructives, l'étude et la surveillance de mouvements actifs.

Dans ce chapitre, nous allons expliquer les phénomènes de mouvements de terrain, leurs différents types, évoquer ces causes ainsi que ces enjeux et conséquences.

I.2. Mouvements de terrain :

I.2.1- Définition du mouvement de terrain :

Un mouvement de terrain est un déplacement plus au moins brutal du sol ou du sous-sol, sous l'effet d'influence naturelle (agent d'érosion, pesanteur, séisme…etc.) ou anthropique (exploitation, déboisement, terrassement,…etc.). Ce phénomène comprend diverses manifestations : lentes ou rapides, en fonction des mécanismes initiateurs, des matériaux considérés et de leur structure. [1]

I.2.2- Les types de mouvements de terrain :

Il existe de nombreuses classifications des mouvements de terrain; Selon la vitesse de déplacement, deux ensembles peuvent être distingués: les mouvements lents et les mouvements rapides.

Seuls les mouvements rapides sont directement dangereux pour l'homme. Leurs conséquences sont d'autant plus graves que les masses déplacées sont importantes.

Les conséquences des mouvements lents sont essentiellement socioéconomiques ou d'intérêt public.[2]

I.2.2.1. Les mouvements rapides et discontinus :

a) Les écroulements et chutes de blocs:

L'évolution naturelle des falaises et des versants rocheux engendre des chutes de pierres et de blocs ou des éboulements en masse.

Les blocs isolés rebondissent ou roulent sur le versant, tandis que dans le cas des éboulements en masse, les matériaux « s'écroulent » à grande vitesse sur une très grande distance. La forte interaction entre les éléments rend la prévision de leurs trajectoires et rebonds complexe, et donc leur modélisation difficile.

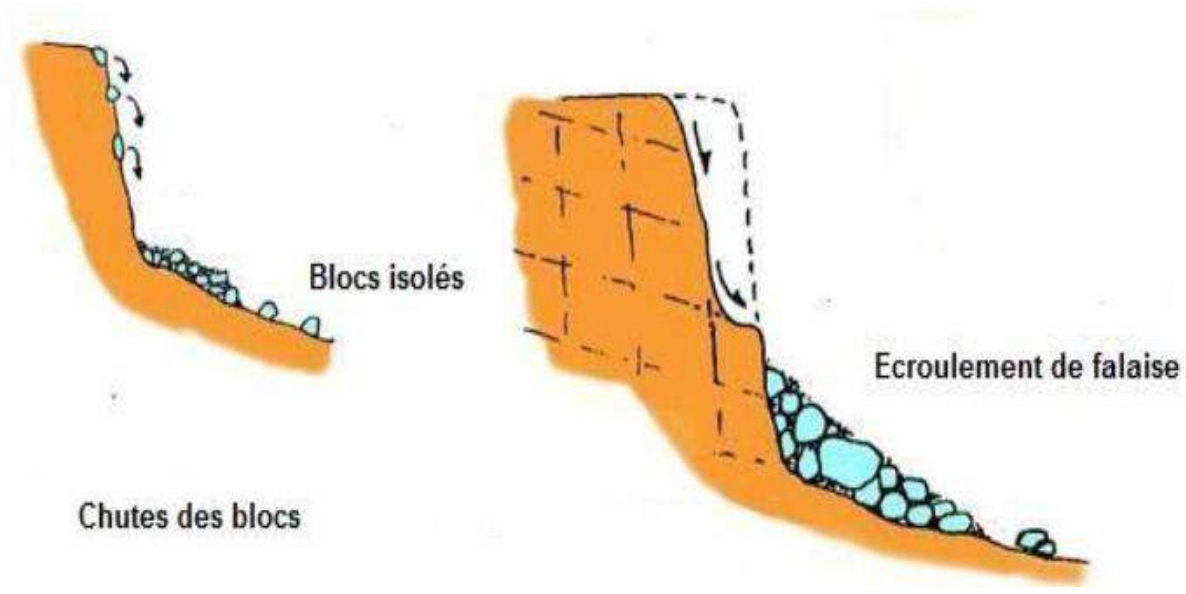


Figure I-1: Les chutes de blocs et les écroulements **[7].**

Ils résultent de l'évolution de falaises allant, selon les volumes de matériaux mis en jeu, de la simple chute de pierres (inférieur à $0,1m^3$), à l'écroulement catastrophique supérieur à dix millions de m^3 avec, dans ce dernier cas, une extension importante des matériaux éboulés et une vitesse de propagation supérieure à cent kilomètre par heure.

b) Les effondrements de cavités souterraines :

Ils résultent de la rupture des appuis ou du toit d'une cavité souterraine, rupture qui se propage jusqu'en surface de manière plus au moins brutale, et qui détermine l'ouverture d'une excavation grossièrement cylindrique.[3]

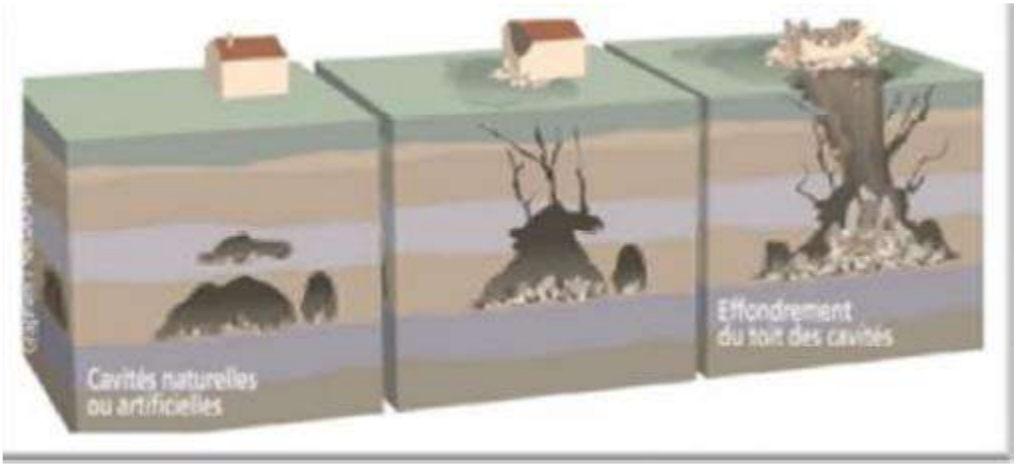


Figure I.2 : Schéma Explicatif des phénomènes : Effondrements des cavités souterraines [3].

c) Les coulées :

Les coulées sont assimilables à l'écoulement d'un fluide visqueux charriant des éléments de tailles diverses (depuis les fines jusqu'aux blocs) sur des distances parfois importantes.

Elles se produisent à partir de matériel meuble, momentanément saturé en eau, prenant alors une consistance plus ou moins visqueuse, parfois proche de la fluidité.

On distingue plusieurs types de coulées telle que :

- Coulées boueuses (incluant coulée de blocs, de terre, de boue, lave torrentielle, coulée boueuse d'origine volcanique, avalanche de débris et se produisant surtout en montagne)

- Coulées de solifluxion (déplacement lent des sols en milieu périglaciaire, résultant de l'instabilité de la partie dégelée du sol, en surface, au cours de l'été) [4].

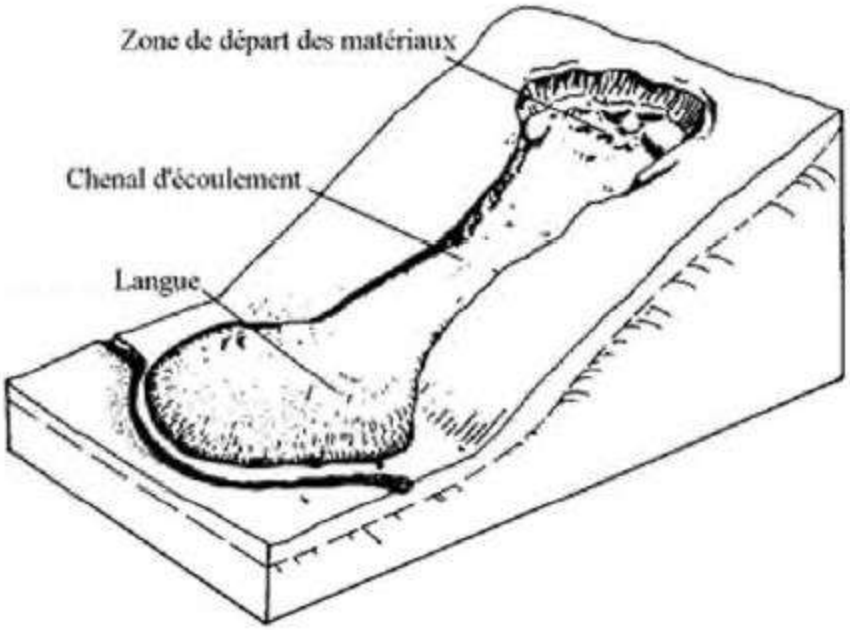


Figure I.3 : Coulée de boue [4].

I.2.2.2.Les mouvements lents et continus :

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 et le retrait-gonflement. Ils touchent principalement les biens, à travers la fissuration des constructions. Ces désordres peuvent se révéler si grave pour la sécurité des occupants et par conséquent la démolition des bâtiments s'imposent [3].

a) L'affaissement :

Les affaissements sont des mouvements verticaux de terrain qui abaissent lentement et sans rupture, la surface du sol, la plupart résultent d'un processus naturel, la consolidation ; ils produisent des cuvettes et dépressions parfois très vastes et des tassements d'ouvrages. Les effondrements de cavités profondes comme les mines peuvent produire de vastes zones d'affaissements en surface.

Les mouvements provoqués par le dégel ou la sécheresse sont des cas particuliers plus limités mais néanmoins souvent dommageables.

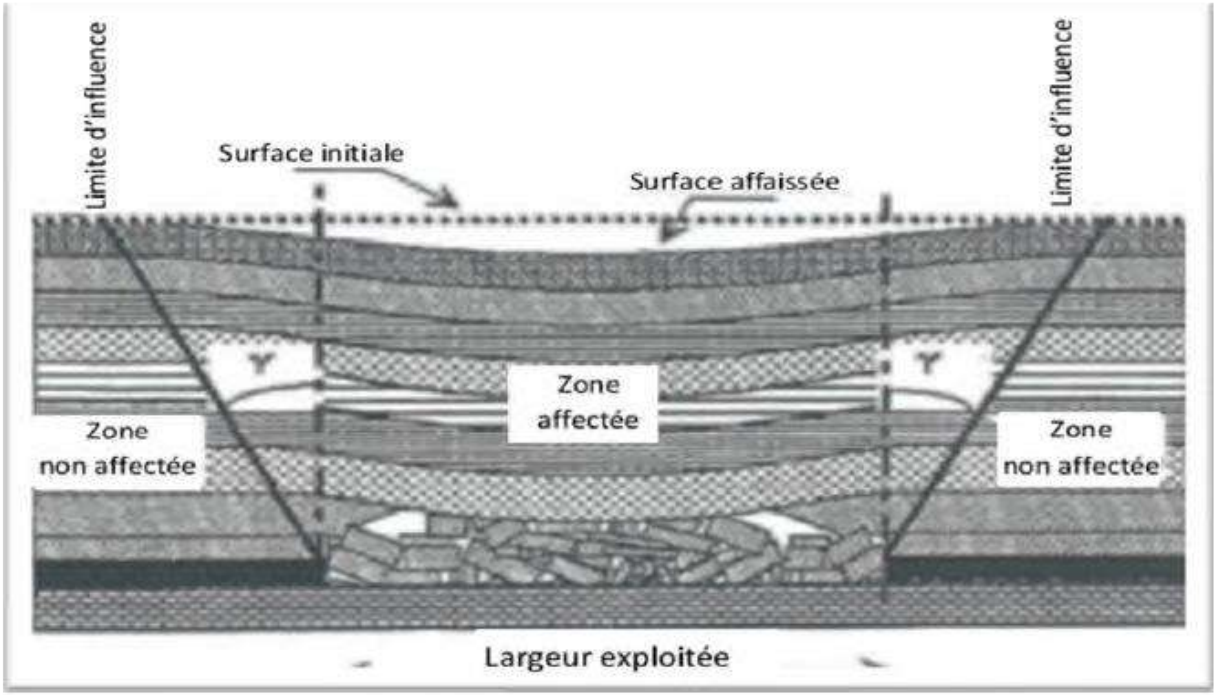


Figure I.4 : Affaissement lié à une exploitation ancienne avec un recouvrement d'une centaine de mètre. [3]

- La consolidation: elle affecte des matériaux meubles récemment déposés, sédiments subactuels, remblais…Elle est le résultat de l'écrasement des interstices d'un matériau granuleux, sous l'effet de son propre poids
- Les tassements d'ouvrages: un ouvrage construit dans un site dont le sous-sol est rocheux ou meuble, induit un champ de contraintes qui provoque sous lui des déformations progressives et permanentes. L'ouvrage s'enfonce plus ou moins dans le sol et peut subir des distorsions qui entrainent sa fissuration, voire son inclinaison.

b) Le retrait-gonflement :

Le retrait-gonflement se manifeste dans les sols argileux, il est lié aux variations d'eau dans le sol. Lors des périodes de sécheresse, le manque d'eau entraine un tassement irrégulier du sol en surface (retrait). A l'inverse, un nouvel apport d'eau dans ces terrains produit un phénomène de gonflement. [5]

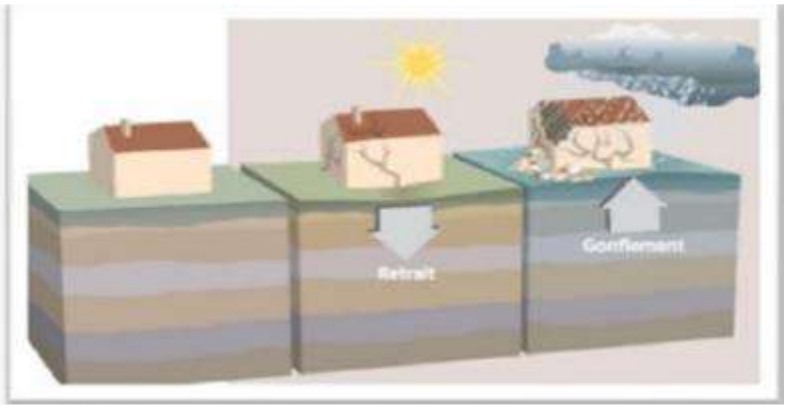


Figure I.5 : Schéma Explicatif des phénomènes retrait – gonflement [5].

c) Fluage :

Le fluage se produit généralement au sein de formations (marnes, argiles plastique, etc.) de grande épaisseur, supportant une surcharge (naturelle ou anthropique). Ce type de phénomène s'observe également dans des remblais constitués d'argiles, qui ont été amenées à des teneurs en eau élevées au cours du temps et fluant sous leur propre poids.

Dans l'exemple de la figure I.4, le banc de marne flue sous le poids de la falaise calcaire. Ceci peut provoquer une fissuration du banc calcaire peu déformable et un risque d'écroulement de la falaise.[5]

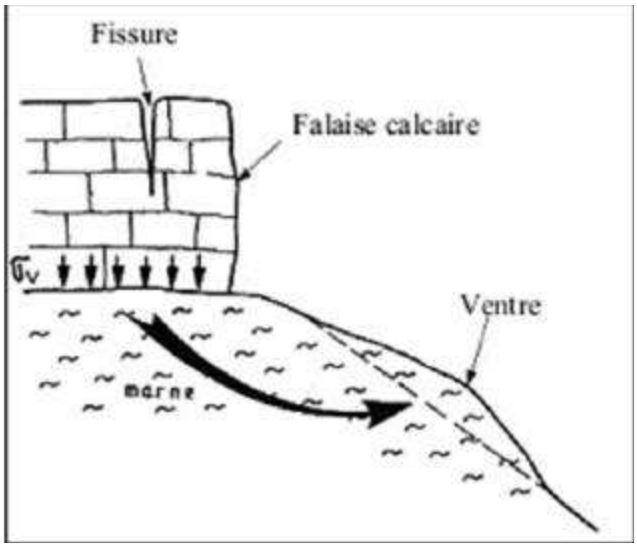


Figure I.6: phénomène de fluage [5].

d) Solifluxion :

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

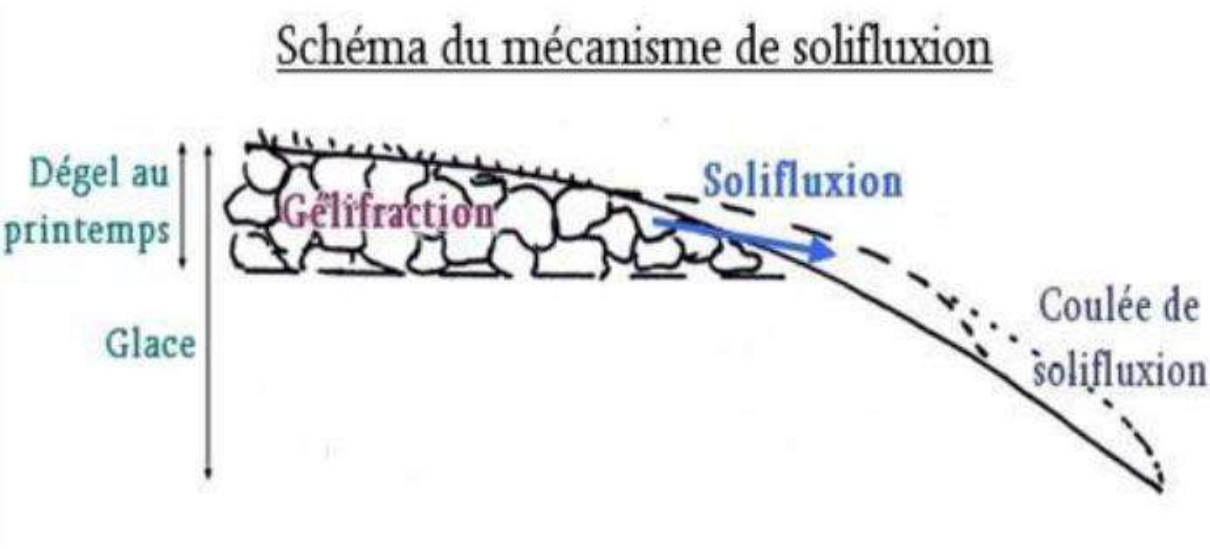


Figure I.7 : phénomène de la Solifluxion [7].

I.3. Définition d'un glissement de terrain :

Les glissements consistent en une descente massive et relativement rapide de matériaux le long d'une surface bien définie. Ils se produisent généralement dans des matériaux faiblement cohérents (marnes, argiles..). Un glissement de terrain se produit lorsque les contraintes de cisaillement, dues aux forces motrices telles que le poids, excèdent la résistance du sol le long de la surface de rupture. Les glissements sont les mouvements qui affectent le plus fréquemment les ouvrages de génie civil et génie minier. Les principaux éléments morphologiques d'un glissement sont représentés sur la figure I.8 [2].

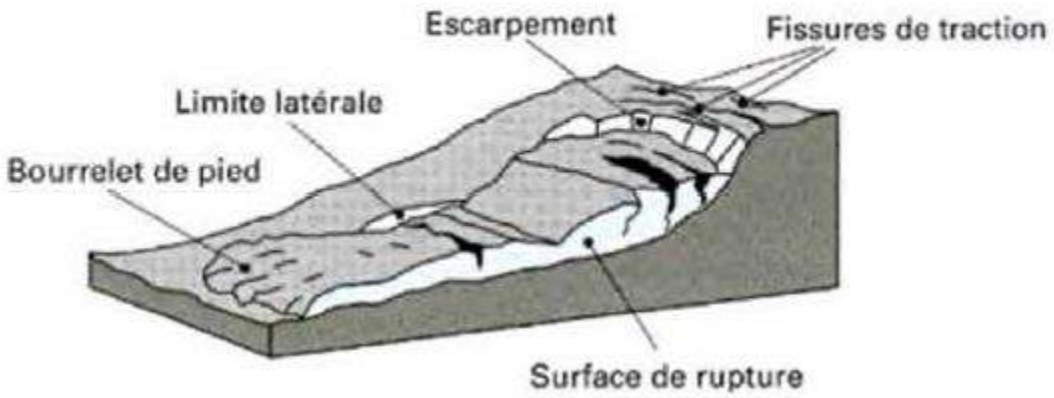


Figure I.8 : Principaux éléments de description d'un glissement de terrain [3]

Un glissement de terrain se caractérise par **[6] :**

- **Un escarpement principal :** surface inclinée ou verticale, souvent concave limitant le glissement à son extrémité supérieure et prolongée en profondeur par la surface de glissement.
- **Le couronne:** zone située au-dessus de l`escarpement principal souvent peu affecte parle désordre. Seules quelques fissures ou crevasses témoignant de la mise en traction des terrains dans ces zones.
- **La tête :** c`est la limite amont du glissement et plus précisément partie ou le matériau glissé se trouve en contact avec l`escarpement principal.

- **Un escarpement secondaire :** circulaire semblable à l`escarpement principal, mais visible dans la masse remaniée. Ces escarpements confèrent à la masse en mouvement une structure en escalier.
- **L'élément**: fraction de la masse glissée entre deux escarpements.
- **Le flanc**: limite latérales du glissement prolongeant l`escarpement principal.
- **Le pied**: correspond à l`intersection aval de la surface topographique initiale. Le pied est souvent masqué par le bourrelet.
- **L'extrémité inférieure**: zone aval du mouvement du terrain ou extrémité du bourrelet.
- **Rides transversales**: elles se forment dans le bourrelet du mouvement du terrain, témoins d`effort de compression pouvant aboutir à des chevauchements dans le matériau.
- **La surface de glissement ou de rupture** : c'est une surface qui sépare la masse glissée des terrains en place.
- **Le corps** : partie centrale du glissement recouvrant la surface de rupture.

I.4. Les déférents types de glissements :

La forme de la surface de rupture a permis de définir deux grandes catégories de Glissement :

- ✓ Glissement plan;
- ✓ Glissement rotationnel simple;

a). Glissement plan :

Il se produit suivant un plan, le plus souvent au niveau d'une zone de discontinuité entre deux matériaux de nature différente par exemple limite entre une altérite et son substrat **(figure I.9).**

La ligne de rupture suit une couche mince de mauvaises caractéristiques sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau. Une telle couche est appelée « couche savon ».

b). Glissement rotationnel :

Ce type de glissement est très fréquent. Le terrain glisse le long d'une surface concave ayant la forme d'une cuillère **(figure I.10)**. La partie supérieure affaissée se

scinde en blocs surmontés d'escarpement de failles. La partie inferieure évolue en une coulée plus ou moins développée.

Les ruptures selon des plans de cisaillement circulaires sont causées par un mouvement de rotation de la masse instable du sol. Elles peuvent se produire en trois endroits dans le dépôt, à flanc de talus, au pied du talus et au-delà du pied du talus, **(voir figure I.10).**

Dans chacun des cas, le centre du cercle de rupture peut occuper un nombre infini de positions **[2].**

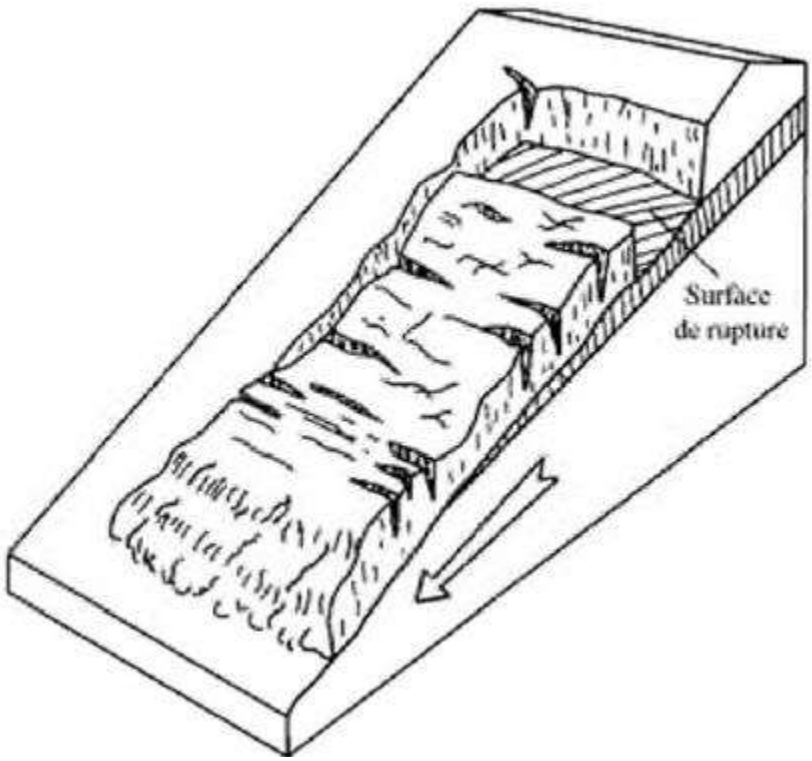


Figure I.9 : Glissement plan [4].

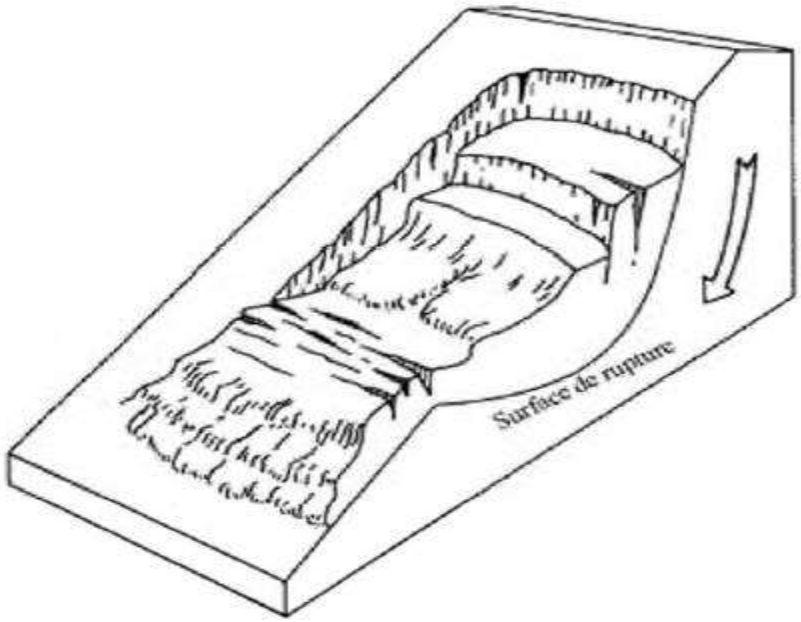


Figure I.10 : Glissement rotationnel [4].

I.5. Classification de glissement :

Les glissements de terrain se différencient aussi par leur vitesse et par leur profondeur estimée de la surface de glissement : [6].

I.5.1. Profondeur de glissement :

Tableau I.1: Classification de la surface de glissement selon la profondeur. (Office fédéral de L'environnement Division Prévention des dangers ; 2009)

Glissement	Surface de glissement
Superficiel	**0-2m**
Semi-profonde	**2-10m**
Profonde	**10-30m**
Très profonde	**>30m**

I.5.2. Vitesse moyenne de glissement de terrain :

Le tableau suivant présente les classifications selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme.

Tableau I.2. Classification selon l'activité (en fonction de la vitesse moyenne de glissement) [6].

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

I.6. Les causes d'un glissement:

Les causes de glissement peuvent aussi être classées en trois grandes catégories :

- ✓ Causes mécaniques
- ✓ Causes géométriques
- ✓ Causes hydrauliques

I.6.1.Causes mécaniques :

Les facteurs causant une augmentation des contraintes dans le sol, tels qu'une surcharge provenant d'un nouveau ouvrage, de la neige ou de l'eau ou l'augmentation du poids volumique due à l'augmentation de la teneur en eau, ou les facteurs réduisant la résistance au cisaillement du sol, tels que la diminution de la cohésion de l'argile, l'augmentation des pressions interstitielles ou le gonflement des argiles par absorption de l'eau [8]

I.6.2.Causes géométriques :

Les facteurs modifiant la géométrie du terrain, décrite principalement par la hauteur H du talus et son angle β d'inclinaison par rapport à un plan horizontal, notamment les travaux de terrassement (déblaiement, remblaiement). **[8]**

I.6.3.Causes hydrauliques :

Les facteurs hydrauliques sont très importants puisqu' on estime qu'environ
55% des glissements sont causés par un facteur hydraulique. Lors d'une pluie torrentielle par exemple, le mouvement de nappe modifie l'équilibre initial des efforts internes dans un volume infinitésimal du sol. **[8]**

En outre, toute modification dans la pression interstitielle, suite à une opération de pompage par exemple, implique une variation de la résistance au cisaillement, ce qui risque de déstabiliser le massif vis-à-vis des forces motrices du glissement. **[9]**

I.7. Les facteurs intervenant dans les processus d'instabilité des terrains :

Le passage de l'état stable à l'état instable est lié à des causes nombreuses et variées qui viennent s'ajouter aux conditions initiales, intrinsèques au terrain. On distingue plusieurs facteurs qui influencent le phénomène du mouvement de terrain. Ils correspondent à l'action naturelle ou anthropique nécessaire au déclenchement d'un glissement de terrain. Cette action déclenchant peut être liée à un ou plusieurs stimuli externe (pluie intense, séisme,…etc.). **[10]**

I.7.1.Action et influence de l'eau :

La variation des conditions hydrauliques est l'une des principales causes de glissement de terrain et son action dans la rupture de l'équilibre se manifeste à travers plusieurs façons et à différents stades. C'est principalement, la pluviométrie que les auteurs s'accordent à considérer comme étant le facteur le plus influent, et plus particulièrement, ils montrent une occurrence entre des mouvements et des pluies de fortes intensités.

Les eaux provenant des ouvrages construits par l'homme : pratiquement tous recevant ou transportant de l'eau peuvent être à l'origine de glissement de terrain. L'action de l'eau sur différent type de sol, mais surtout pour les sols fins et argileux, l'apport d'eau entraine une baisse de résistance du milieu. **[5]**

I.7.2.Action de la pesanteur:

L'action de la pesanteur est le moteur principal du mouvement. La stabilité d'un bloc est donnée par le rapport entre les forces stabilisantes et les forces déstabilisantes. On parle du facteur de sécurité (Fs). Si celui-ci est inférieur à 1, il y a rupture de l'équilibre, et s'il est supérieur à 1, il y a conservation de l'équilibre. Si l'on augmente le poids d'un bloc ou d'une portion de terrain, cela engendrera une augmentation des forces déstabilisantes et le rapport F diminuera jusqu'à atteindre le seuil d'équilibre limite avant rupture. L'action de la pesanteur, en tant que facteur de mouvement, est intimement liée à l'action anthropique, car le plus souvent l'homme change les conditions du milieu vers et parfois au -delà de la limite de rupture, soit par surcharge, soit par suppression de la butée en pied **[5].**

I.7.3.La nature des terrains:

La nature des terrains est un des principaux facteurs d'apparition de ce phénomène tout comme l'eau et la pente. La très grande majorité des glissements apparaissent dans des terrains argileux ou dans des formations grenues suffisamment chargées en argile pour que ce matériau impose son comportement. La prédisposition au glissement des terrains fins et argileux tient d'abord du rôle que peut jouer l'eau sous ses diverses formes **[5].**

I.7.4.Actions sismiques:

Les séismes, par la mise en vibration des éléments du sol et la modification des conditions de pesanteur peuvent être à l'origine de la déstabilisation des masses en place.

Nous avons vu également dans les milieux meubles saturés, un séisme donnant naissance à une pression interstitielle qui peut entrainer la liquéfaction instantanée, partielle ou totale du milieu [5].

I.8. Conséquences et enjeux :

Les grands mouvements de terrain étant souvent peu rapides, les victimes sont, fort heureusement, peu nombreuses. En revanche, ces phénomènes sont souvent très destructeurs, car les aménagements humains y sont très sensibles et les dommages aux biens sont considérables et souvent irréversibles. Les bâtiments, s'ils peuvent résister à de petits déplacements, subissent une fissuration intense en cas de déplacement de quelques centimètres, seulement. Les désordres peuvent rapidement être tels que la sécurité des occupants ne peut plus être garantie et que la démolition reste la seule solution.

Les mouvements de terrain rapides et discontinus (effondrement de cavités souterraines, écroulement et chutes de blocs, coulées boueuses), par leur caractère soudain, augmentent la vulnérabilité des personnes. Ces mouvements de terrain, ont des conséquences sur les infrastructures (bâtiments, voies de communication …), allant de la dégradation a la ruine totale; ils peuvent entrainer des pollutions induites lorsqu' ils concernent une usine chimique, une station d'épuration…

Les éboulements et chutes de blocs peuvent entrainer un remodelage de paysage ; par exemple l'obstruction d'une vallée par les matériaux déplacés engendrant la création d'une retenue d'eau pouvant rompre brusquement et entrainer une vague déferlante dans la vallée. Pour les mouvements lents, il n'y a pas de risque humain direct et leurs conséquences sont essentiellement socio-économiques ou d'intérêt public. Ce sont des dommages structurels très importants qui mènent à la ruine ou de fréquents arrêtés de péril et d'évacuation (destruction totale ou partielle d'ouvrages de construction : habitations, infrastructures routières…). De façon indirecte, ce sont des perturbations au niveau de l'activité et des pertes financières importantes [6].

I.9. Conclusion :

Al ‘instar de ce qui a été exposée dans ce chapitre, il se dégage que les mouvements de terrain sont des ennemis redoutables, dans la mesure où leurs caractères imprévisibles et violents représentent un danger pour la vie humaine et les biens. Dans ce cadre et à travers notre recherche sur ce phénomène il est relevé deux types de mouvements bien distincts et qui sont les mouvements lents et rapides.

Les mouvements lents provoquent des changements progressifs qui peuvent se solder par des conséquences brutales, leurs dommages sont directs et touchent particulièrement les biens et équipements.

Les mouvements rapides se distinguent par contre par leur frappe brusque et immédiate, et sont considérés comme un risque très dangereux pour l’homme. Ces phénomènes d’instabilité de terrain se traduisent par une manifestation du sol ou du sous-sol lequel est soumis soit à des variations naturelles tels : le séisme, la pluviométrie très forte et la nature du sol,…etc. où anthropique comme le déboisement, le terrassement, les exploitations des matériaux…etc.
Les conséquences de ces mouvements se traduisent par des dégâts considérables au plan social et économique, ils provoquent des destructions de multiples habitations et infrastructures.

Ces dégâts se distinguent sous forme de plusieurs pathologies de l'ouvrage où les critères de constructions peuvent jouer un rôle important dans la vulnérabilité du cadre bâti face au risque du glissement de terrain.

Analyse du site et étude Géotechnique

Chapitre 02: Analyse du site et étude géotechnique

II.1.Introduction:

Le passage de l'état de stabilité à l'état d'instabilité d'un terrain en pente a de causes nombreuses et variées : géologiques, morphologiques, physiques et anthropiques ou humaines.

La présente partie, traite la vulnérabilité d'un site sujet à des problèmes complexes d'instabilité mécanique, qui se trouve sur **entrée est de Tablat**. Wilaya de Médéa.

Dans ce cas il est important de présenter et d'analyser les différentes données (géotechnique, géologique, hydrologique, climatologique, etc.) de notre sujet d'étude, pour connaitre les causes de ce glissement.

II.2.Présentation de la région :

- **Tablat**

Le Daïra de Tablat est un daïra d'Algérie en Afrique du Nord. Il compte 41 371 habitants sur une superficie de 308 km². La densité de population du Daïra de Tablat est donc de 134,2 habitants par km². Tablat, Mezerana et Aissaouia sont les plus grandes villes du Daïra de Tablat parmi les 4 villes qui le compose. Le Climat méditerranéen avec été chaud est le climat principal du Daïra de Tablat. Avec le daïra d'Aïn Boucif, le daïra d'Aziz, le daïra de Bni Slimane, le daïra de Berrouaghia, le daïra de Chahbounia, le daïra de Chellalat El Adhaoura, le daïra d'El Azizia, le daïra d'El Guelb El Kebir, le daïra d'El Omaria, le daïra de Ksar Boukhari, le daïra de Médéa, le daïra d'Ouamri et 6 autres daïras, Le Daïra de Tablat fait partie de la Wilaya de Médéa.

II.3. Situation :

Les coordonnées géographiques sont :

- 36°24'43" N et 3°18'46" E en DMS (degrés, minutes, secondes)
- 36.4119 et 3.31278 (en degrés décimaux). La position UTM est EA22 et la référence Joint Opération Graphique est NJ31-15.

II.4. Géologie de la région :

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.

- **Le quaternaire :** (les alluvions récentes, les alluvions anciennes, les colluvions).
- **Le Néogène :** (Grés supérieurs (m 3d), Marnes argileuses(m 3c) , Grés inférieurs(m3b), Marnes argileuses(m3a)).
- **Le crétacé :** (Sénonien c7-8,cénomanien c4-5, Albien c1-3).

II.5. Cadre Géologique Local :

Sur le plan local, le travail de terrain, l'analyse de la coupe du sondage carotté qui va jusqu'à 6 m de profondeur ainsi que l'interprétation des résultats des pénétromètres dynamiques nous permettent une connaissance plus fine de la géologie du site, aussi bien en surface que sur une tranche de 15 m de profondeur. Ainsi, le terrain est recouvert essentiellement par terre végétale tous recouvrant des argiles.

II.6. Sismicité :

D'après les règles parasismiques algériennes (R.P.A 2003), la région de MEDEA est classée dans la zone **IIa** où la sismicité est moyenne.

En analysant la sismicité historique et la classification sismique de la région de MEDEA, il ressort que le facteur sismique est à prendre en compte dans l'aménagement.

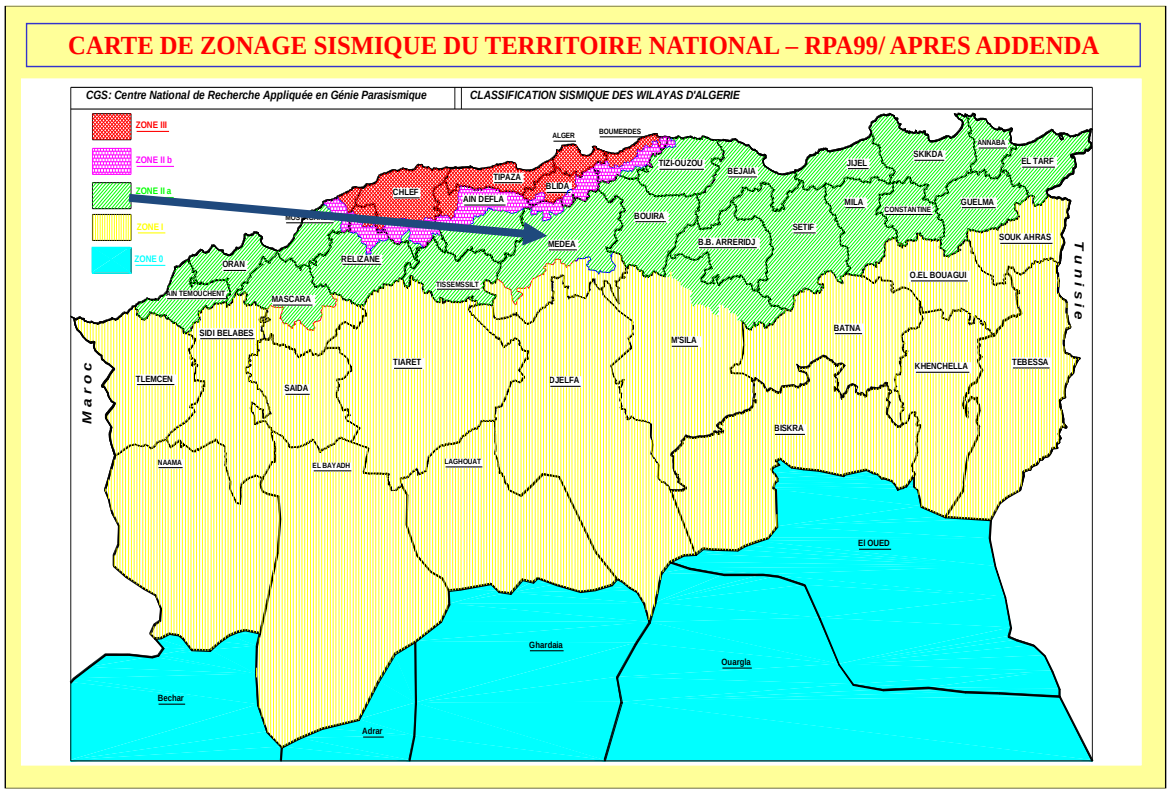


Figure II.1:Carte des zones sismiques de l'Algérie du Nord (C.G.S 2003) [22]

Nous remarquons que le site étudié se trouve sur la zone **IIa** de sismicité moyenne.

- D'après l'agenda 2003 au R.P.A. 99 le coefficient d'accélération de zone **IIa**, donné suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. 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.

  Dans notre cas **:**

  - ✓ k_h = A (%g)=0.15
  - ✓ k_v = ± 0,3 k_h=0.045.

II.7. Reconnaissances géotechniques :

II.7.1. Introduction :

Avant d'exposer les différentes méthodes d'analyses de la stabilité, on indique les devers moyens d'investigations. C'est en effet à partir des données recueillies lors des études que l'on détermine la méthode de calcul la mieux adaptée et les hypothèses à prendre en compte.

Les reconnaissances géotechniques nous permettent d'avoir une description approchée des terrains et d'estimer leurs propriétés physiques et mécaniques nécessaires dans les calculs.

On distingue deux types d'essais : essais en laboratoire et essais in-situ.

II.7.2. Essais In-Situ:

Dans le rapport géotechnique ont été réaliser

- cinq (05) sondage au pénétromètre dynamique lourd(PDL);
- Deux (02) sondage carotté (SC);

II.7.2.1.Sondage carotté *:*

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 échantillons extraits sont dits "remaniés" lorsque les conditions de leur conservation et transport détruisent l'état et la structure du sol tel qu'il était en place. Ces échantillons sont utilisés pour identifier les sols notamment par les essais de "granulométrie", de "limites d'Atterberg" et de "poids volumique ".

Les coupes lithologiques résultantes de ces sondages carottés sont données ci-après.

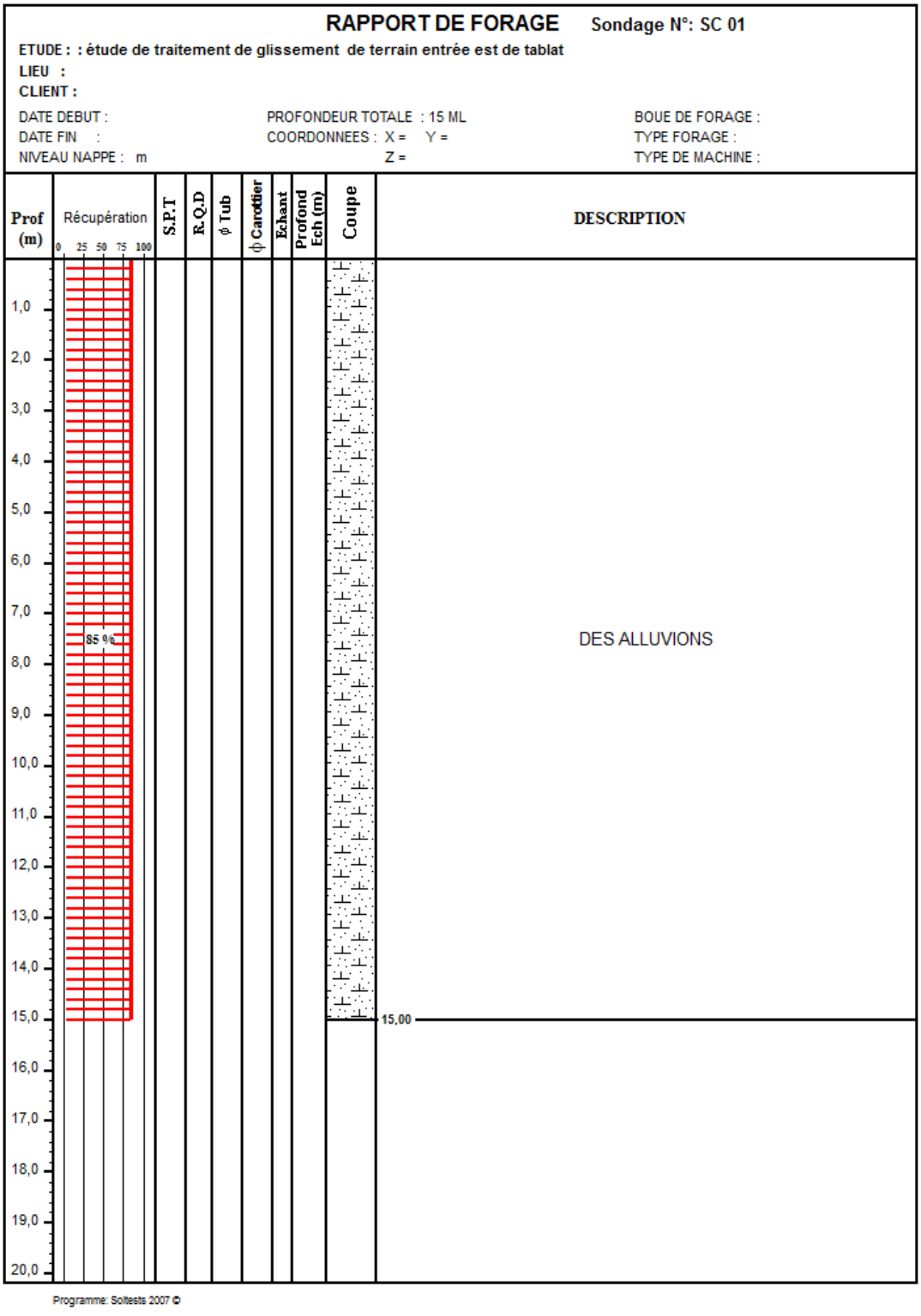


Figure. II.2.Coupe lithologique type d'un sondage carotte .

II.7.2.2. SONDAGE AU PENETROMETRE DYNAMIQUE LOURD:

- **Principe et but de l'essai :**

Le sondage au pénétromètre dynamique lourd consiste à faire pénétrer dans le sol par battage un train de tiges lisses, muni à son extrémité d'une pointe, à l'aide d'un mouton tombant d'une hauteur donnée.

On compte le nombre de coups N correspondant à chaque enfoncement de 20 cm de la tige dans le sol. L'enfoncement en profondeur de la tige est fonction de la compacité du sol. Dans un sol homogène, l'enfoncement est proportionnel au nombre de coups.

On dit que le "refus" est atteint lorsque le nombre de coups N, pour une pénétration inférieure ou égale à 20 cm, devient très élevé (plus de 100 coups)

Les résultats des essais sont représentés par des diagrammes donnant, en fonction de la profondeur, la résistance en pointe au battage Rp déduite de la formule des Hollandais. Celle-ci est donnée par :

$$R_p = \frac{M^2 \times g \times H}{e \times (M + M') \times A}$$

Avec :

A : section droite de la pointe ;

e : pénétration moyenne par coup ;

G : accélération de la pesanteur ;

H : hauteur de chute ;

M : masse du mouton ;

M' : somme des masses du train de tiges, de l'enclume et de la tige guide.

Les valeurs de ces caractéristiques sont variables suivant les types d'appareils. Aussi tout diagramme de pénétration dynamique devra mentionner ces caractéristiques. Le pénétromètre dynamique que nous avons utilisé pour la réalisation de nos essais possède les caractéristiques suivantes :

- Diamètre de la pointe ϕp = 50 mm, de section A =19.63 cm²;
- Masse de mouton M = 63.5 kg ;
- Masse de la tige M = 6.1 kg, de diamètre ϕt=32 mm et de longueur

1m.

- **Essais réalisés sur le site :**

D'après le rapport géotechnique, cinq (5) essais sondage au pénétromètre dynamique lourd été réalise, Les résultats de ces essais sont illustrés par les pénétrogrammes ci-après donnant la variation de la résistance dynamique en pointe ***RP*** en bars, en fonction de la profondeur en mètre.

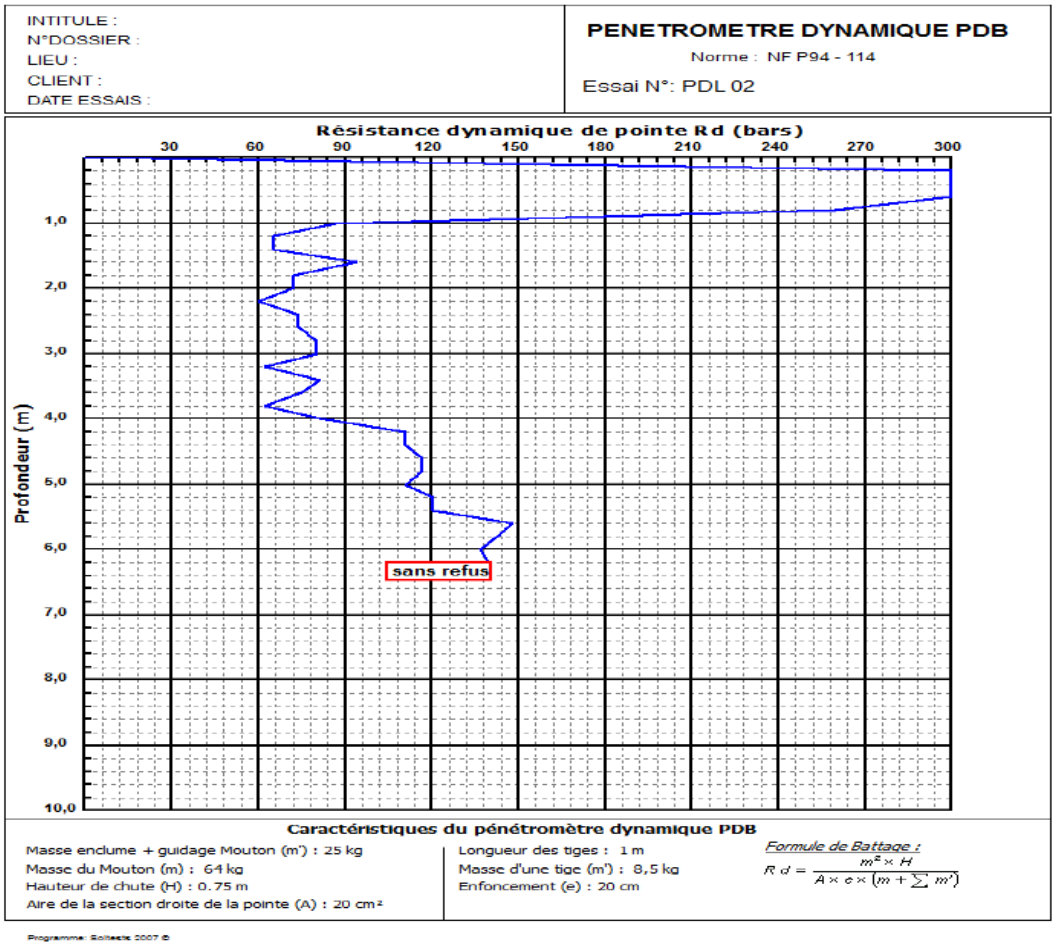


Figure II.3. Pénétrogrammes dynamiques (type).

II.7.3. Essai de laboratoire :

II.7.3.1.Catégories d'essais de laboratoire :

D'après le rapport géotechnique une campagne d'essais de laboratoire sur les échantillons de sol, remaniés ou intact, extraits lors du sondage carotté réalisé. Les essais de laboratoire peuvent être subdivisés en trois (03) grandes catégories :

- ✓ **Les essais d'identification**
- ✓ **Les essais de résistance**
- ✓ **Les essais de compressibilité**

II.7.3.1.1. Choix du type d'essai de laboratoire :

Deux (02) sondages carottés ont été réalisés au site étudié, à partir desquels des échantillons de sol sont extraits. Ces échantillons de sol sont soit remaniés, destinés à certains type d'essais (poids volumique, granulométrie,…), soit conservés intacts en les enveloppant dans de la paraffine, destinés eux pour d'autres essais (compressibilité ou cisaillement…).Pour que nos essais de laboratoire soient plus représentatifs, nous avons réalisé pour les sondages un ensemble d'essais d'identification (physique et mécanique) à des profondeurs différentes.

II.7.3.1.2. Résultats des essais de laboratoire :

- **Le poids volumique (γ) :** Le poids volumique d'un sol est le rapport du poids total d'une certaine quantité de sol. au volume de cette même quantité .on le note $\gamma = \frac{P}{V}$ et on l'exprime en KN/m^3, La valeur du poids volumique d'un sol selon l'état de saturation noté γsat , sec noté γ_d ou humide noté γ_h . La densité d'un sol est le rapport de son poids volumique au poids volumique de l'eau.

- **Teneur en eau naturelle :** C'est le rapport de poids d'eau, qu'un échantillon de sol contient, au poids des éléments secs de ce même echantillon.ces deux quantités sont obtenus en pesant l'échantillon dans son

état naturel humide puis dans son état sec, après étuvage a à 105°C. , le teneur en eau exprimée en pourcentage(%).

La connaissance de la teneur en eau d'un sol est très importante, car elle permet, avec d'autres caractéristiques, d'apprécier l'état dans lequel se trouve le sol, le tableau suivant, exprime les valeurs des caractéristiques physiques sur-cites.

- **Limites d'Atterberg :** Les limites d'Atterberg sont deux teneurs en eau particulières, déterminées expérimentalement qui séparent les trois états de consistance ; celle qui sépare l'état liquide de l'état plastique est appelée « limite de liquidité », notée W_L celle qui sépare l'état plastique de l'état solide est appelée « limite de plasticité », notée W_p . Les mesures des limites d'Atterberg sont exécutées sur des échantillons de notre projet dont les résultats sont donnés (Annexe).
- **Analyse granulométrique :** L'analyse de la granulométrie est la recherche de la distribution en poids des particules solides d'un sol suivant leurs dimensions. L'analyse granulométrique permet de déterminer la grosseur et les pourcentages pondéraux respectifs des différentes familles de grains constituant l'échantillon.

Cette analyse peut être effectuer soit:

- ✓ **Par tamisage** (tamis à maille carrée) pour les grains de diamètre supérieur à 80µm ;
- ✓ **Par sédimentomètrie :** L'analyse granulométrique par sédimentomètrie **(Figure II.2)** se fait pour les particules de dimensions inférieures à 80 micromètres. Elle consiste à dissoudre un échantillon du sol dans une quantité d'eau et de le laisser se décanter



Figure II.4 : Granulométrie par sédimentomètrie. (Éprouvette et agitateur.)

Il convient de signaler que l'analyse granulométrique contribue à l'identification du matériau et permet de prévoir certaines de ses propriétés. Elle est notamment utilisée pour la classification des sols grenus, qui nécessite le calcul de deux coefficients de forme :

- Le coefficient d'uniformité : $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$

- Le coefficient de courbure : $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$

D_n : étant le diamètre des grains pour lequel sont inférieurs n% des grains).

Il est à signaler que l'analyse granulométrique, par tamisage ou par sédimentomètrie, s'effectue sur des échantillons remaniés.

Pour le site étudié, nous avons réalisé deux (02) analyses granulométriques. (Annexe)

- **Essais de compressibilité :** Un des essais les plus importants réalisés en mécanique des sols est l'essai de compressibilité à l'oedomètre. Il permet d'étudier la compressibilité du sol et d'en déduire certaines caractéristiques pour évaluer l'amplitude des tassements des ouvrages construits sur ce sol.



Figure II.5: L'oedomètre Appareil pour essai de compressibilité.

Concernant le site de " Glissement de terrain, sur entrée EST de Tablat, Wilaya de Médéa",

D'après le rapport géotechnique (02) essais de compressibilité à l'oedomètre avec calcul du module oedomètrique, ont été réaliser.

- **Essais de résistance au cisaillement :** Lorsque le sol subit des charges de la part d'un ouvrage, il risque de se rompre par cisaillement et d'engendrer de graves catastrophes. Pour éviter ceci, il est nécessaire d'étudier la résistance du sol au cisaillement et d'en déduire ses caractéristiques mécaniques permettant de calculer en particulier sa capacité portante, c'est-à dire la pression maximale que ce sol peut supporter sans se rompre. Un des essais utilisés pour calculer ces caractéristiques est l'essai de cisaillement direct (appelé aussi essai de cisaillement rectiligne ou essais de cisaillement à la boite.



Figure II.6: L'appareil de cisaillement direct.

Pour étudier la résistance au cisaillement du sol à différents endroits de notre site, nous avons réalisé un (01) essai de cisaillement direct, de type non consolidé non drainé (UU).

Les résultats de cet essai de résistance sont donnés ci-après.

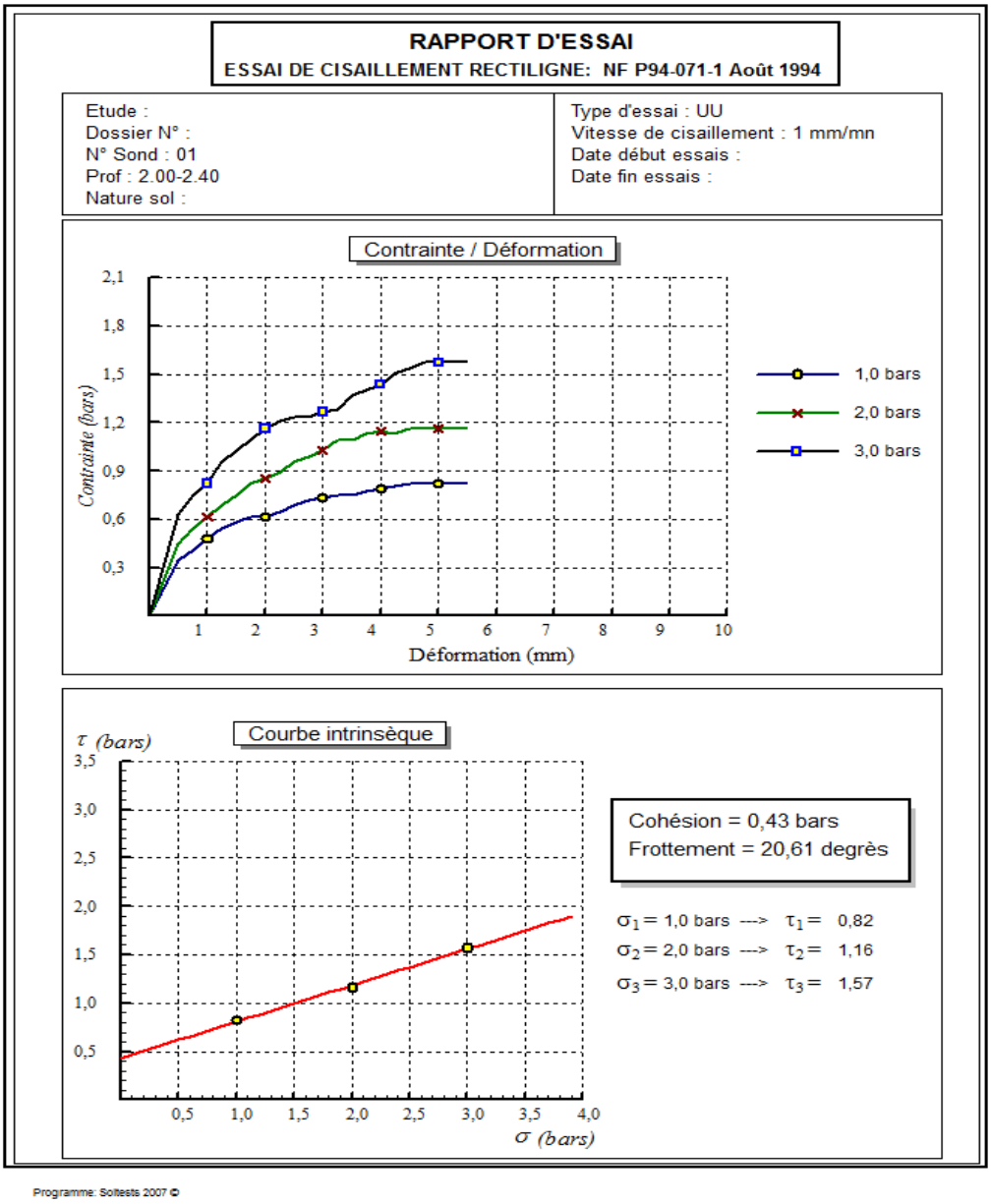


Figure II.7. Essai de cisaillement (type)

II.7.4. Interprétation des résultats :

II.7.4.1. Les essais in situ :

II.7.4.1.1. Lithologie du site :

L'examen sur place du site ainsi que l'examen visuel des échantillons extraits du site "Glissement de terrain, sur l'entrée sud-est de Tablat, Wilaya de Médéa", montrent que celui-ci est constitué, à partir de la surface, essentiellement d'une couche de terre végétale de profondeur non déterminer, puis des alluvions qui s'étend sur 15m.

II.7.4.1.2.Niveau piézomètre :

Le niveau d'eau dans le sol est à partir de 2.8 m. Il est important de prendre en considération cette présence d'eau dans les calculs et la conception de la solution.

II.7.4.2. Essais de laboratoire :

II.7.4.2.1.Caractéristiques d'identification du sol :

Une série d'essais au laboratoire pour l'identification des caractéristiques physiques a été réalisée sur des échantillons intacts. (Le tableau II.2)

Tableau II.1: Caractéristiques physiques.

Sondage N°	Profondeur (m)	ω (%)	γ_h (t/m^3)	γ_d (t/m^3)	Sr (%)	Interprétation des résultats
Sc1	2.50 à 3.00	9.84	1.95	1.39	98	Sol dense saturé
	6.80 à 7.50	7.98	1.95	1.63	91	Sol dense saturé

pour la classification, on a utilisé la classification L.C.P.C.

Tableau II.2: Résultats de la classification (L.C.P.C)

Sondage N°	Profondeur (m)	W_L (%)	W_P (%)	I_P (%)	Interprétation des résultats
SC N° 1	7.00-7.50	50.96	28.34	22.62	Sol très plastique
SC N°2	4.00- 4.20	47.61	27.43	20.18	Sol peu plastique

II.7.4.2.2.Compressibilité des sols : (essai oedomètrique)

Pour évaluer les tassements du sol sous le poids d'une charge (fondation, remblai, …), il est nécessaire de connaître certaines caractéristiques relatives à la compressibilité du sol. L'essai le plus utilisé en mécanique des sols, ayant pour but la détermination de ces caractéristiques, est l'essai de compressibilité à l'oedomètre.

Cet essai a pour objet essentiel l'étude de la consolidation d'éprouvettes saturées de sols Intacts, soumises à des charges verticales uniformes, drainées sur les deux faces (inférieure et Supérieure).

L'essai est répété pour des valeurs croissantes de la charge. Pour chaque charge, l'indice des vides "e" en fin de consolidation est calculé ("e" est égal au rapport du volume des vides Vv sur le volume des grains solides Vs), et on trace la courbe oedomètrique.

- **Résultats et interprétation :**

Nous avons reporté sur (le tableau II.4) les valeurs des caractéristiques de compressibilité selon les sondages et la profondeur à laquelle l'échantillon a été prélevé

Tableau II.3 : Résultats de la compressibilité du sol étudié"

Sondage N°	Profondeur (m)	PC (bars)	CC (%)	CG (%)	interprétation
SC N° 01	4.30-4.60	1.75	20.89	1.31	Le sol est assez fortement compressible et non gonflant
SC N° 02	7.80-8.00	1.57	22.88	1.81	Le sol est assez fortement compressible et non gonflant

II.7.4.2.3.Résistance au cisaillement des sols :

La résistance au cisaillement des sols constitue l'aspect le plus important de la géotechnique, du fait de son influence directe sur la capacité portante des fondations superficielles et profondes, la stabilité au glissement et la conception des murs de soutènement.

On doit concevoir les structures et les pentes de façon à éviter qu'une rupture ne se produise lorsqu'elles sont soumises aux charges maximales. C'est le cas des méthodes, dites "à l'équilibre limite", qui exigent la connaissance de la résistance limite (ou ultime) du sol.

- **Résultats et interprétation :**

Dans notre cas, nous avons réalisé des essais de cisaillement de type non consolidé non drainé (UU). Les valeurs des caractéristiques mécaniques C et φ sont récapitulées sur (le tableau II.4)

Les valeurs de C et de φ seront exploitées pour calculer la portance du sol à partir des essais de laboratoire.

Tableau II.4: Résultats de l'essai de cisaillement

Sondage N°	Profondeur (m)	Nature d'essai	φ (°)	C (bars)
SC N° 01	6.80-7.30	UU sat	non mesurable	non mesurable
SC N° 02	4.30-4.60	UU sat	44.5	0.41

II.8. Conclusion :

Ce chapitre nous a permis d'une part d'extraire toutes les informations nécessaires ; caractéristiques physiques et mécaniques, les épaisseurs des différentes couches et ses descriptions lithologiques…..etc. qui sont très importantes dans les chapitres suivants.

Calcul de la stabilité

III.1.Introduction:

L'analyse de la stabilité d'une pente est l'étude des conditions d'équilibre d'une masse du sol délimité par une surface de rupture. Cette masse est soumise aux efforts suivants : poids propre du massif, réactions du sol en place le long de la surface de rupture, pressions interstitielles, chargements extérieurs éventuels.

III.2.Notion de coefficient de sécurité:

Le coefficient de sécurité F est défini comme le rapport de la résistance au cisaillement du sol **τ max et** à la contrainte de cisaillement **τ** s'exerçant réellement sur la surface. **[12]**

$$F = \frac{\tau_{max}}{\tau}.$$

(Si F>1, il n'y a pas rupture ; si F<1, il y a rupture locale).

Ce facteur de sécurité est caractérise par :

- Il est simple à calculer dans le cas de l'évaluation de cas particuliers simples.

-On sera face à la difficulté de la connaissance de la répartition des contraintes le long de la surface de rupture.

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

$$\tau = \frac{c'}{F} + \sigma' \frac{\tan \sigma'}{F}.$$

L'étude de stabilité consiste à rechercher la surface de rupture la plus défavorable (dans une famille donnée, par exemple circulaire), c'est-à-dire dont le coefficient de sécurité est le plus faible : c'est elle qui conditionne la stabilité du versant. On verra que, généralement, un coefficient de sécurité de 1,2 à 1,5 suivant les cas est recherché. **[16].**

III.3. Méthodes de calcul de stabilité des talus:

Les chercheurs géotechniciens proposent plusieurs méthodes d'évaluation et de prédiction des catastrophes naturelles engendrées par les glissements de terrain. Parmi ces méthodes on Trouve essentiellement **[17].**

III.3.1. Méthodes d'analyses globales (Méthode de Taylor):

❖ **Hypothèses:**

- La ligne de glissement est supposée circulaire.
- Jusqu'à une certaine profondeur au-dessous du pied de talus le sol est parfaitement homogène, à cette profondeur, le sol repose sur la surface horizontale d'une couche plus consistante, dite base résistante, dans laquelle la surface de glissement ne pénètre pas.
- Il n'y a ni nappe phréatique ni écoulement d'eau.
- La répartition des contraintes à la base est comprise entre une répartition uniforme et une sinusoïdale le long de l'arc de glissement.**[18]**

❖ **Types de rupture :**

Soit à étudier la stabilité d'un massif de poids volumique γ, de caractéristiques C et φ, qui présente un talus incliné d'un angle β sur l'horizontale et de hauteur H.

Lorsque le glissement se produit, le cercle critique est généralement un cercle de pied qui passe, comme son nom l'indique, par le pied, b, du talus.

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

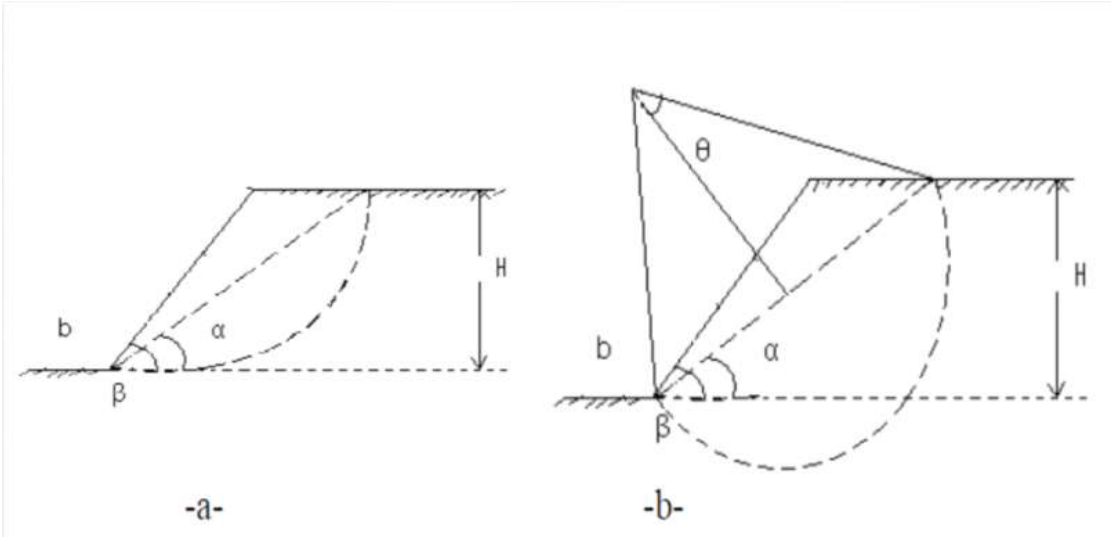
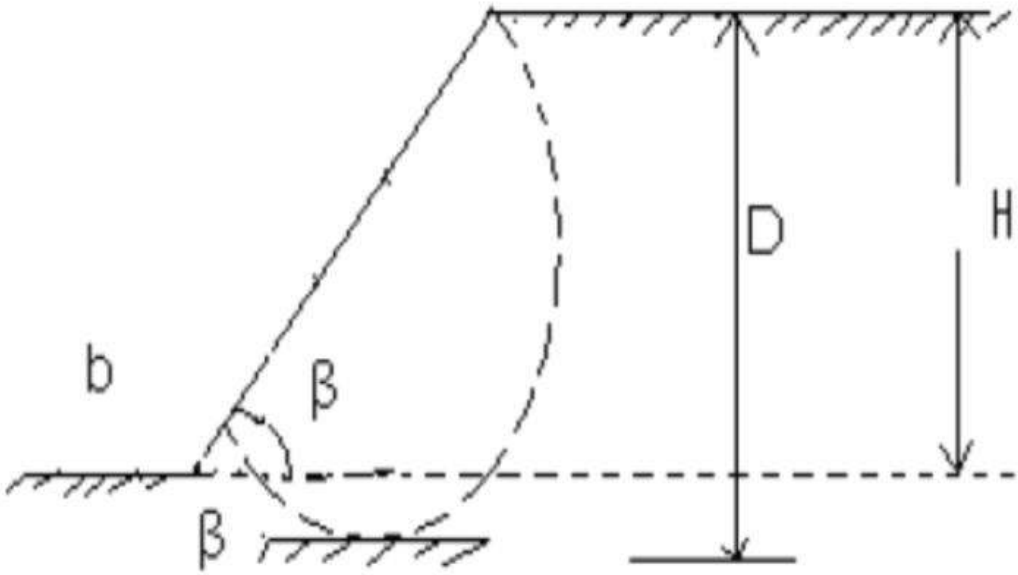


Figure III.1. Cercle de pied. **[18].**

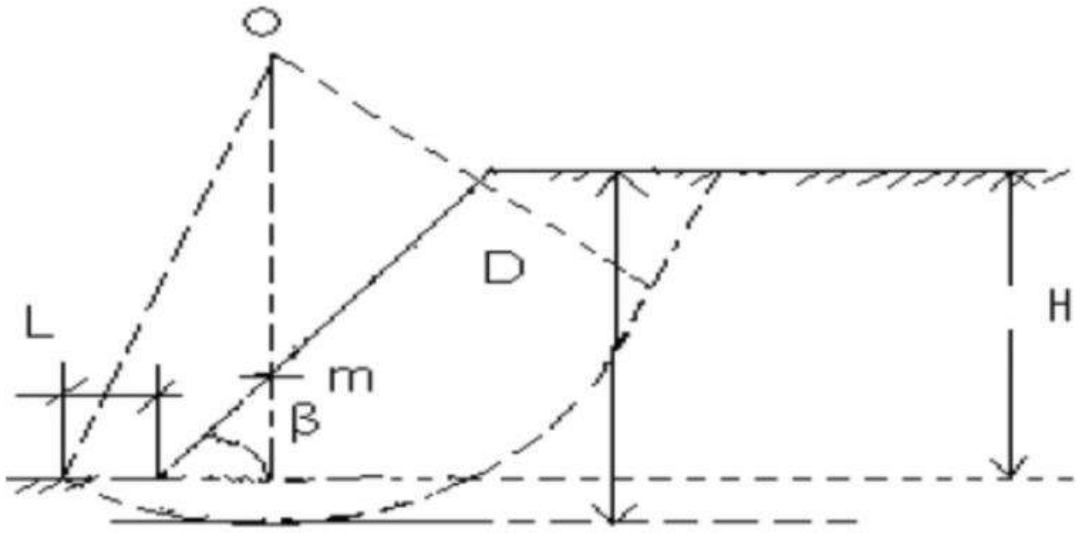
Toutefois, si la base résistante est située à peu de distance au-dessous de b, le cercle peut devenir un cercle de flanc de talus qui est tangent à la base résistante et coupe le talus au dessus de son pied.



-c-

Figure III.2. Cercle de flanc de talus. [18]

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



-d-

Figure.III.3. Cercle à mi-pente**. [18]**

La grandeur et la position de ces cercles sont définies par une série des paramètres, dont la signification apparaît sur les figures **(III.1.2, 3)** ci-dessus.

Ces paramètres sont : β, H, θ, α, D=nDH et L=nLH.

- Pour la détermination des allures des ruptures on a un abaque qui permet de déterminer les paramètres du cercle de rupture. **[18]**

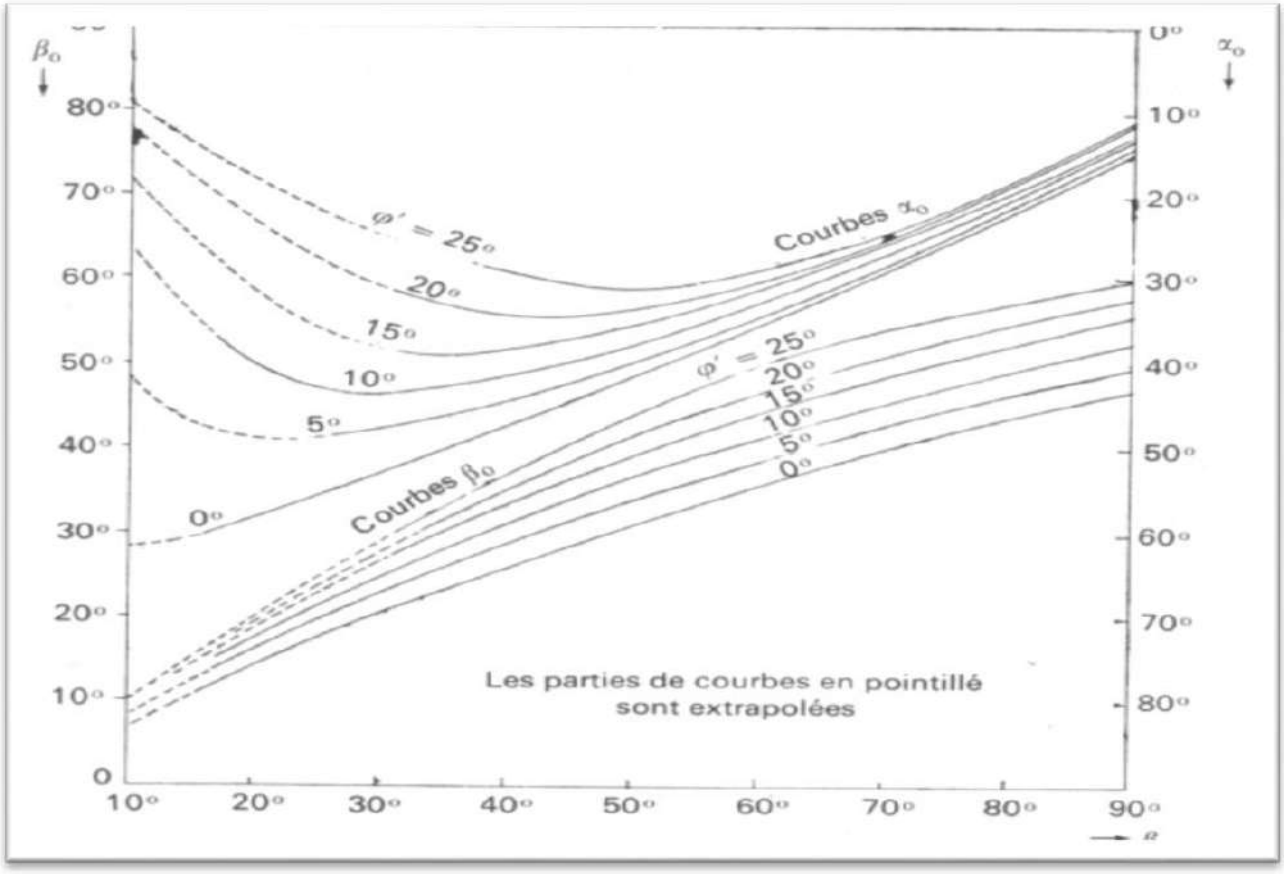


Figure.III.4. Abaque pour la détermination du cercle de rupture passant par le pied du talus**. [18].**

III.3.2. Méthodes des tranches:

Les méthodes des tranches consistent à partager le talus en tranches verticales, l'étude de l'équilibre tranche par tranche permet de moduler les valeurs de σ et d'envisager des conditions plus complexes : profil des talus non rectiligne, hétérogénéité du sol, ligne de glissement quelconque. Dans ces méthodes, une tranche i est soumise à :

- Un poids $Wi = \gamma hidx$.

- Les efforts inter tranches, qui se divisent en efforts verticaux (V et V +dV) et horizontaux (H et H+dH). **[18].**

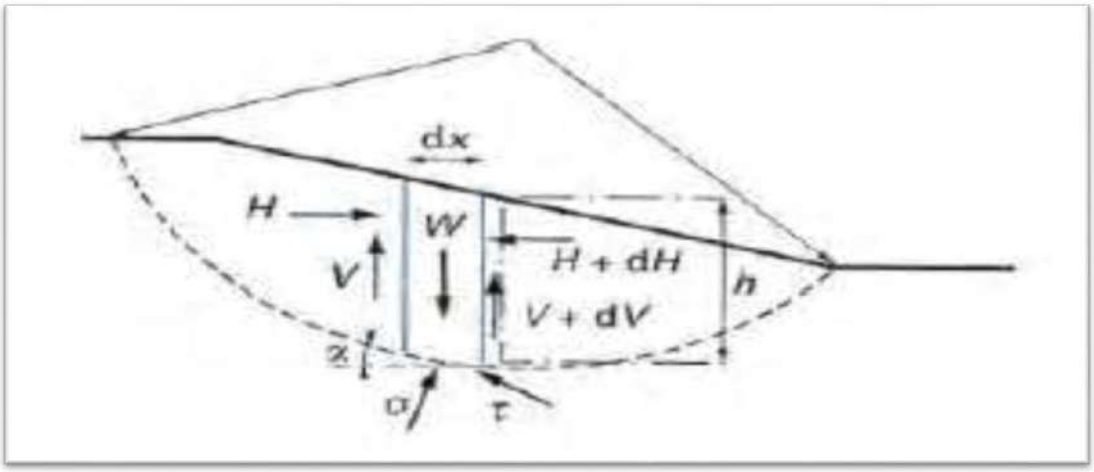


Figure.III.5. Les sollicitations sur une tranche. **[18]**

III.3.2.1.Méthode de Bishop:

L'équilibre d'une tranche n s'écrit, en projetant sur l'axe horizontal et l'axe vertical (l'équation des moments est négligée) :

$$dH_n - \sigma_n tan\alpha_n dx + \tau_n dx = 0.$$

$$dV_n - \gamma h_n dx + \sigma_n dx + \tau_n tan\alpha_n dx = 0.$$

Compte tenu du critère de Mohr-Coulomb en prenant toutes les tranches de la même épaisseur, on a :

$$F = \frac{\sum [c+(\sigma_n - u_n)tan\varphi]\frac{1}{\cos\alpha_n}}{\sum \gamma h_n sin\alpha_n}.$$

Formule dans laquelle un est la pression hydraulique sur la base de la tranche n, supposée connue. Le deuxième membre contient les inconnues σn ; on utilise les relations d'équilibre des tranches pour les évaluer.

III.3.2.2. Méthode de Fellenius:

Fellenius a fait l'hypothèse simplificatrice que dHn= dVn= 0 ; on a alors immédiatement

$$F = \frac{\sum [c+(\gamma h_n cos^2\alpha_n - u_n)tan\varphi]\frac{1}{\cos\alpha_n}}{\sum \gamma h_n sin\alpha_n}.$$

III.3.2.3.Méthode de Jambu:

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

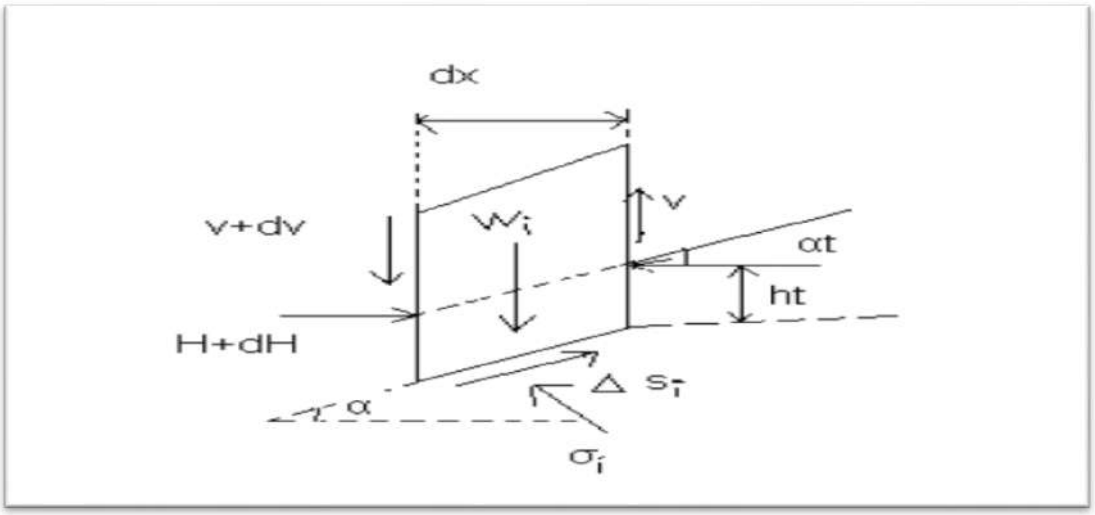


Figure.III.6. Les sollicitations sur une tranche selon la méthode de Jambu. **[18]**

L'équilibre horizontal nous donne F :

$$F= f\,(\Sigma\,(dx_i \text{ si } 1/\cos 2\,\alpha_i)/\Sigma\, w_i tg\alpha_i)$$

Avec : $s_i = (c_i + (w_i/dx_i)tg\varphi i)/(1+(tg\alpha_i.tg\varphi_i))$

- F est un coefficient correcteur empirique.

Ce coefficient dépend du rapport d/L (profondeur de la surface de glissement à sa longueur) et la nature du sol.

III.3.2.4.Méthode de Spencer:

Cette méthode considère que les efforts inter tranches comme parallèles entre eux ; c'est-à dire:

$$Vi\ /Hi = tg\theta i = \lambda$$

λ est un paramètre à déterminer ; l'angle θ_i doit être compris entre l'angle du talus β et l'angle α_i que fait la base de la tranche avec l'horizontale.

Qi présente la résultante des efforts inter tranches. Elle fait un angle à (α-β) avec la base de la tranche.

• Par projection on obtient $\Sigma Qi\ Rcos(\alpha_i - \theta_i)=0$
Si on admet que la surface du glissement est circulaire et R son rayon (R=cts), donc :

$\Sigma Qicos(\alpha_i - \theta_i)=0.$

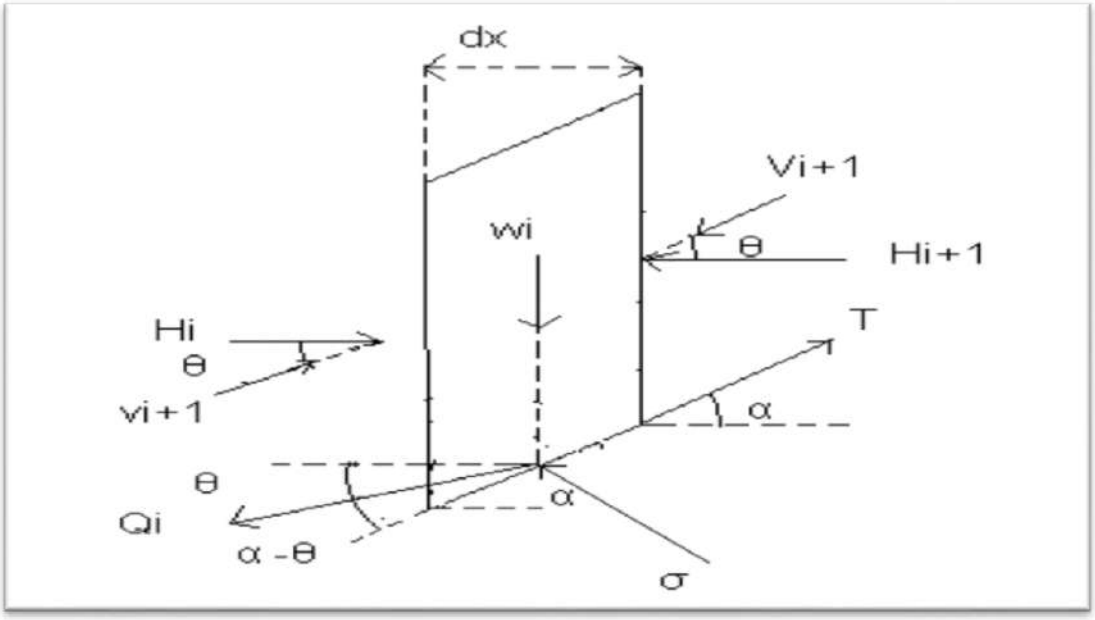


Figure.III.7. Les sollicitations sur une tranche selon la méthode de Spencer. **[18]**

III.3.2.5. Méthode des perturbations:

Avant d'expliciter cette méthode, on présente d'abord la méthode de Bell qui est exprimé par la formule suivante:

$$\frac{\sigma_i}{l_i} = \lambda_1 \frac{w_i cos\alpha_i}{l_i} + \lambda_2 \sin 2\pi\left(\frac{x_0 - x_i}{x_0 - x_n}\right).$$

Pour la méthode des perturbations, l'idée est de partir d'une valeur approchée de l'effort normal σ_{i0} que l'on perturbe en la multipliant par un terme p. **[18]**

II.3.3. Méthodes Numériques:

L'étude de la stabilité est une tâche difficile à réaliser manuellement. Les méthodes numériques par utilisation des logiciels ont pour but de gagner du temps et donner une précision dans les résultats obtenus. Pour cela elles sont très utilisées dans la pratique. **[18]** Dans le cas de géométrie réelle et de terrains naturel ce comportement peut être approché par des calculs numériques :

✓ Eléments finis, différences finies ;

✓ Eléments frontières (bondary éléments) ;

✓ Eléments distincts (si le massif comporte des discontinuités). **[14]**

Les différentes méthodes de calculs de stabilité des pentes sont représentées dans le tableau .**[13]**

Tableau.III.1. Méthodes d'analyses de la stabilité des talus.**[13]**

Méthodes d'équilibre limite	**Méthodes probabilistes**	**Méthodes numériques**
•Culmann,1886. •Pente infinie,1910. •Fellenius,1927. •Cercle de frottement,1937 •Bishop,1954. •Jambu,1956. •Bishop et Morgenstern,1960. •Morgenstern et Price,1965. •Ligne spirale logarithmique,1969. •Méthode de Sarma ,1973. •Perturbation,1974.	•Simulation de MONTE-CARLO. •Evaluation du point. •Analyse statique.	•Eléments finis,1967. •Différences finis. •Eléments distincts. •Eléments de frontières.

Le choix du type de méthode de calcul doit être fait en examinant les moyens disponibles, le comportement global de la pente, mais aussi en s'assurant de la possibilité d'obtenir les paramètres de calcul correspondant au modèle.

III.4.Les techniques de renforcement de talus:

III.4.1. Introduction:

Le renforcement des terrains consiste dans son principe à associer un sol à des éléments résistants de manière à former un matériau composite. Dans la majorité des cas, l'étude d'un glissement de terrain conduit à définir une solution confortative et à exécuter des travaux de stabilisation. Cette solution doit tenir compte de la faisabilité des travaux, l'accessibilité du site, la période de l'année choisie pour l'exécution des travaux et la cinématique du glissement. L'objectif est de présenter et de comprendre l'ensemble des techniques de confortement et les choix les plus judicieux pour leurs mises en place

III.4.2. Les Types d'approches des système de parade :

Les dispositifs utilisés pour le confortement des pentes instables sont nombreux et variés. Dans cette étude, on propose une classification des systèmes de parades présentées dans la figure III.8, basée sur leurs définitions, et leurs types d'approches : douce et dure. **[13]**

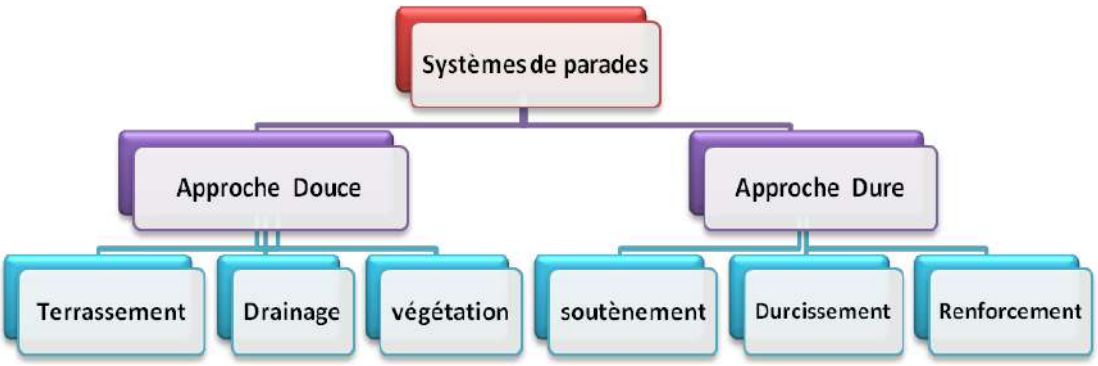
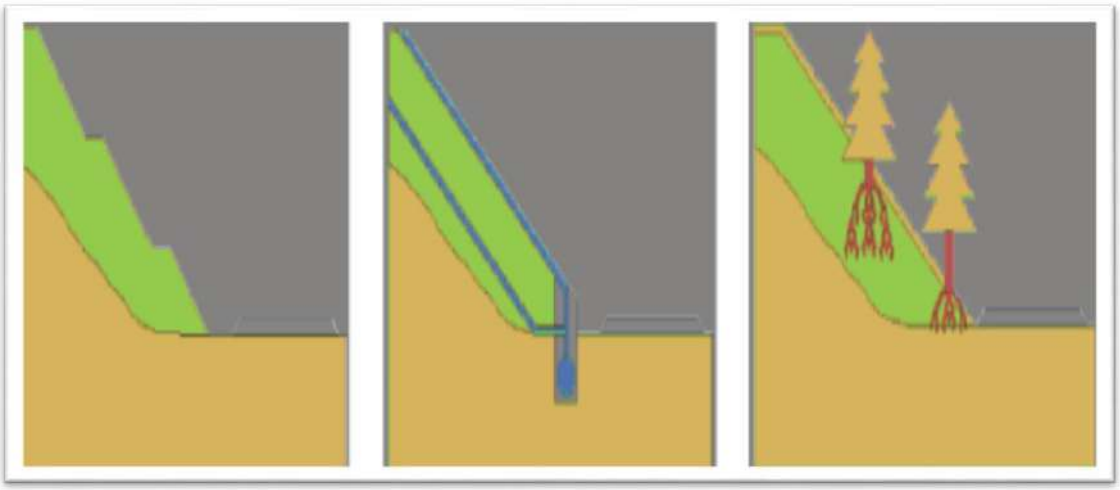


Figure.III.8. Système de parades.[13]

III.4.2.1. Approche douce:

Une approche douce se définie par l'utilisation de méthodes naturelles, esthétiques, et qui s'attaque directement aux facteurs d'instabilités.**[13]**

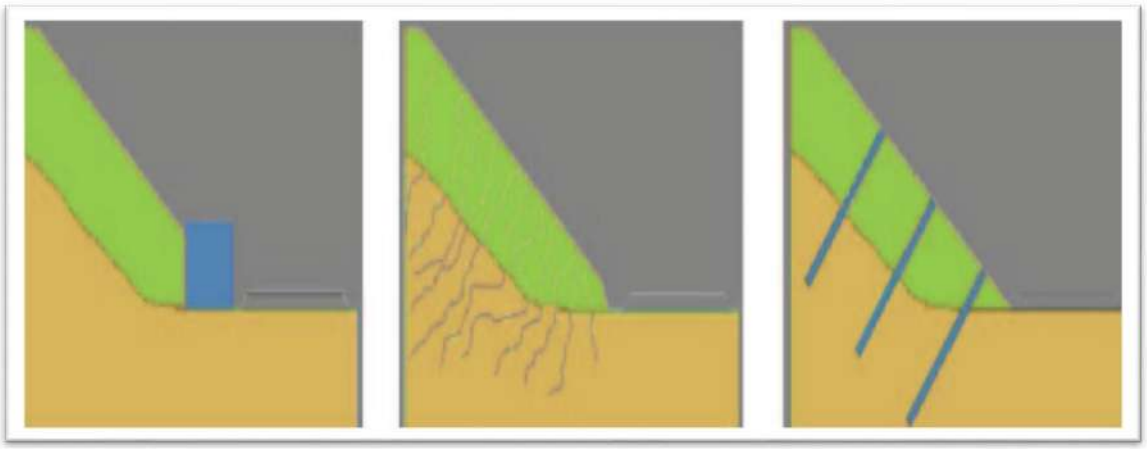


Terrassement Drainage boisement et Végétation

Figure.III.9. Les systèmes de parades par approche douce.**[13]**

III.4.2.2. Approche dure:

Cette approche s'attaque au problème en modifiant, d'une manière directe, les propriétés, mécaniques, physiques ou chimiques du sol. **[13]**



Soutènement Durcissement Renforcement

Figure.III.10. Les systèmes de parades par approche dure.**[13]**

III.4.3. Classification des techniques de confortement :

III.4.3.1. Mise en œuvre de terrassements:

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 et buté en pied)

- Les actions sur la géométrie de la pente (purge et reprofilage)
- Les substitutions partielles ou totales de la masse glissée (bêches, contreforts, masques, éperons). **[16]**



Figure.III.11. Terrassement. [16]

A. Butée de pied et allégement en tête:

Le chargement en pied ou le déchargement en tête d'un glissement sont des techniques généralement efficaces, qui sont très fréquemment utilisées.

- **Butée de pied:**

Le chargement en pied (ouvrage de butée, également appelé banquette dans certaines configurations) agit de deux manières: d'une part, il équilibre les forces motrices et, d'autre part, il permet de contenir les déplacements de la masse instable. Le dimensionnement d'une butée de pied se fait par un calcul de stabilité (méthode de calcul d'équilibres limite) au grand glissement de la pente instable en tenant compte de la modification géométrique envisagée. La surface de rupture étudiée est celle qui résulte de l'investigation (in clinométrie, coupes de sondages, observation de terrain). La stabilité au grand glissement suppose deux vérifications :

- L'ouvrage de butée doit limiter les risques de reprise du glissement en amont
- L'ouvrage de butée ne doit pas déclencher d'autre glissement, par exemple à l'aval. **[14]**

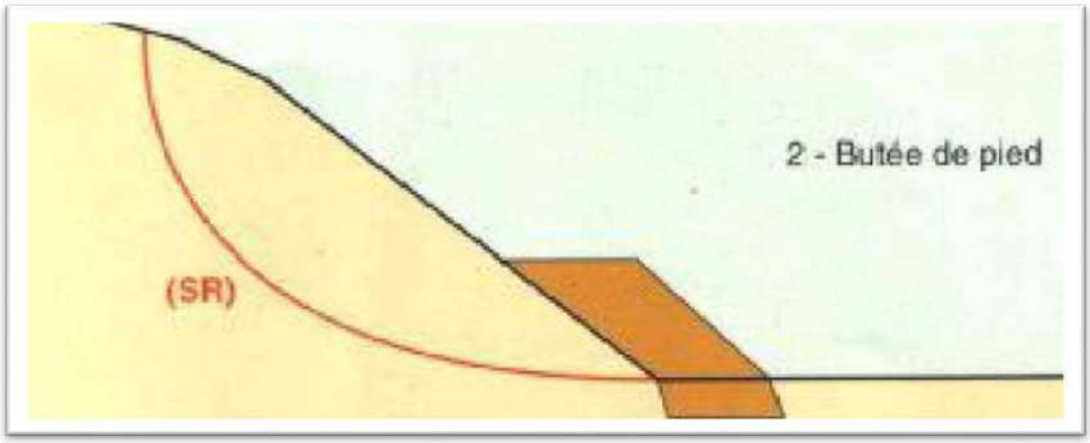


Figure.III.12. Butée de pied. **[14]**

- **Allégement en tête :**

L'allégement en tête de glissement consiste à venir terrasser le matériau dans la partie supérieur. Il en résulte une diminution du poids moteur et, par conséquent, une augmentation du coefficient de sécurité. La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclaré (dans la fig. suivante) en prenant en compte la modification de géométrie en tête. Le déchargement par terrassement du sommet de la masse glissé, telle qu'il apparaît dans la figure, peut créer des risques de régression des désordres vers l'amont à court ou long terme. **[14]**

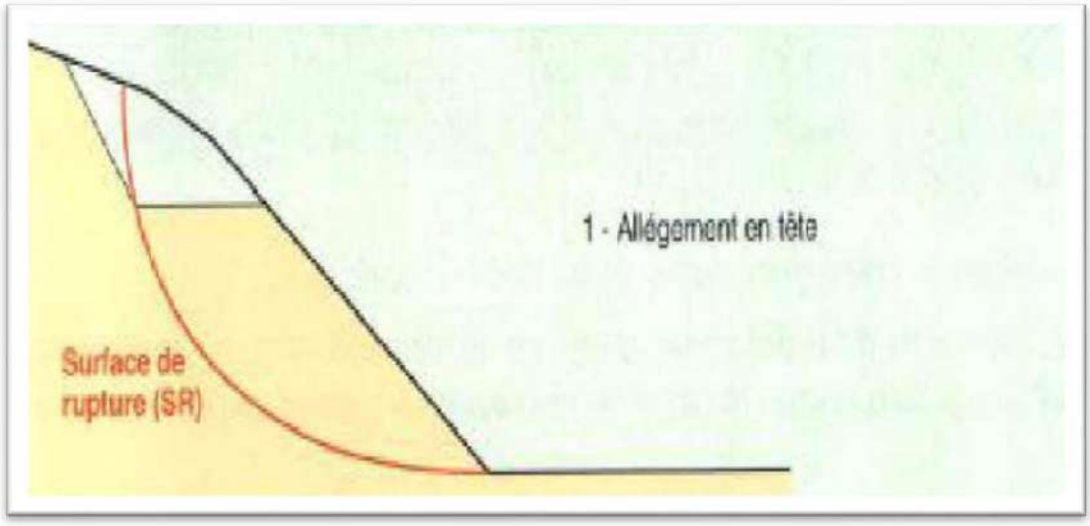


Figure.III.13. Allègement en tète**.[14]**

B. Purge et reprofilage:

- **Purge :**

Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau glissé. Cette solution est généralement limitée aux glissements de taille modeste. On peut, dans certains cas purger l'ensemble du matériau glissé à condition que la surface mise à nu soit stable (F=1.5). C'est souvent le cas des éboulements rocheux. Cette technique est parfois utilisée dans les glissements de terrains. Quand le terrain est en forte pente et donc difficilement accessible aux engins autres que les bouteurs, la purge constitue le seul moyen de confortation, notamment si la profondeur de rupture et faible. **[14]**

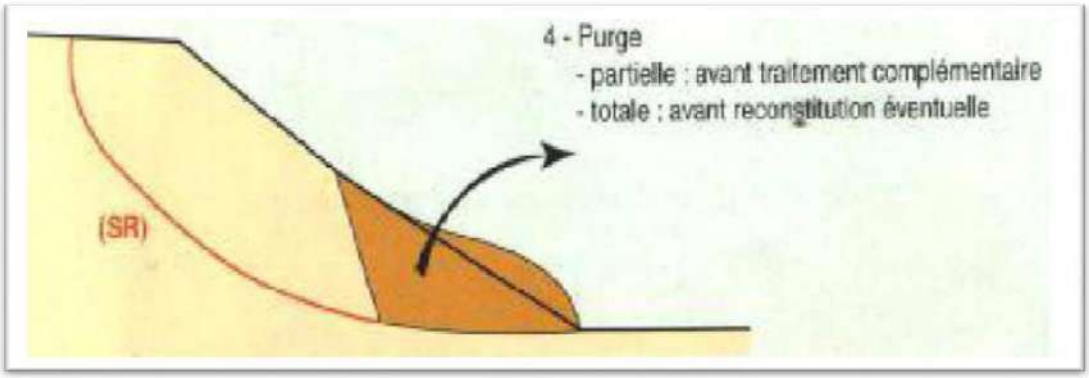


Figure III.14. Purge. **[14]**

- **Reprofilage :**

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente, on peut ainsi simplement augmenter la sécurité par retalutage du terrain naturel. Dans ce sens, le procédé s'apparente à l'allégement en tête : il consiste en un adoucissement de la pente moyenne.

L'action sur la géométrie, dans ce cas, portera essentiellement sur :
- Le rééquilibrage des masses en tête et en pied de glissement
- Le raidissement des talus intermédiaires avec création de risbermes (cela diminue localement la stabilité, mais améliore la stabilité d'ensemble). **[14]**

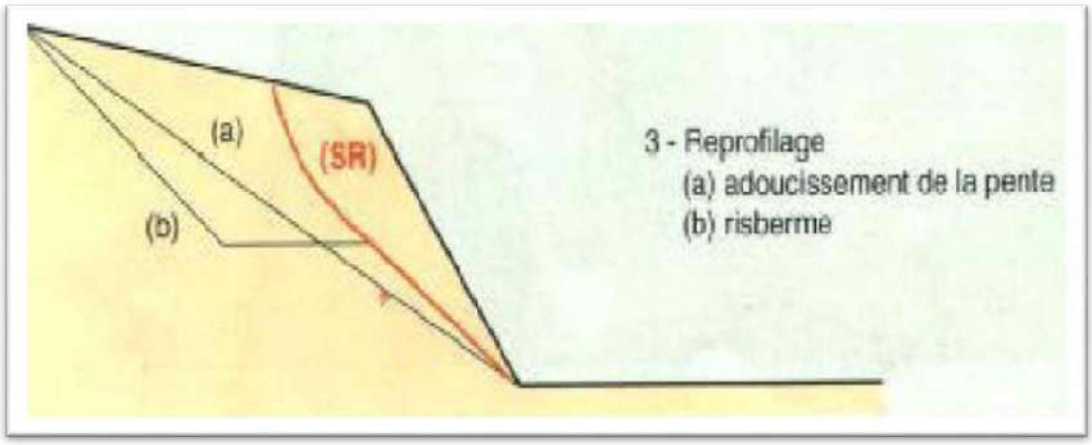


Figure III.15. Reprofilage. **[14]**

III.4.3.2.Dispositifs de drainage:

Très souvent, l'eau joue un rôle moteur déterminant. Aussi, et bien quelle soit plus délicate à dimensionner et à mètre en œuvre que des techniques de terrassement, le géotechnicien doit étudier des solutions ayant pour objectif de réduire l'action de l'eau. Le drainage à pour but de réduire les pressions interstitielles le long de la surface de glissement et ainsi d'augmenter la résistance au cisaillement du terrain. Différentes techniques peuvent être appliquées pour atteindre cet objectif.

Elles relèvent de deux options fondamentales :

- Eviter l'alimentation en eau de site ;
- Expulser l'eau présente dans le massif instable afin de réduire les pressions interstitielles.

De nombreux paramètres conditionnent l'efficacité d'un système de drainage en particulier la nature et l'hétérogénéité des terrains, la géométrie des couches aquifère, la perméabilité, l'anisotropie et la fissuration des sols, les alimentations et les exutoires, On distingue schématiquement:

- Les tranchées drainantes,
- Les drains subhorizontaux,
- Les masques et éperons drainants,
- Les drains verticaux.**[16]**



Figure III.16. Drainage. **[16]**

A. Tranchées drainantes:

Les tranchées drainantes, sont des ouvrages couramment employés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau (linges de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venu d'eau ponctuelle, etc. le choix de l'implantation (dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèle aux linges de niveau, ou encore en épis) dépend des résultats de l'étude et conditionne l'efficacité de la tranchée. **[16]**

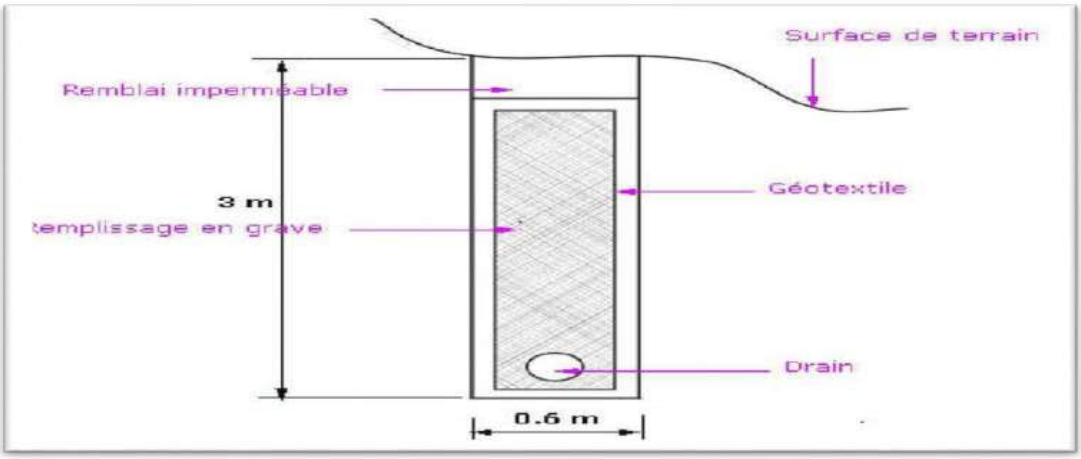


Figure.III.17. Coupe d'une tranchée drainante. **[14]**

B. Drains subhorizontaux:

Lorsque les contraintes d'accessibilité du site ou les conditions de circulation interdisent la réalisation de tranchées, l'installation de drains subhorizontaux peut permettre de diminuer les pressions interstitielles et de décharger des aquifère localisés. La technique consiste à réaliser de nombreux forages avec une faible

pente sur l'horizontale (2 à 5°) et à y placer des tubes crépines. Ces tubes sont généralement en PVC (50 à 80 mm de diamètre), parfois en acier lorsque de grandes déformations sont susceptibles de se produire. Un dispositif de captage des eaux recueillies dans les drains avec un exutoire adapté complète l'ensemble. Les drains subhorizontaux peuvent être disposés en un ou plusieurs faisceaux ou plus simplement en lignes. Dans certains cas, en peut forer les drains en faisceaux sur deux ou trois plans subhorizontaux différents.

Les drains subhorizontaux permettent de drainer des versants instables dans les cas suivants :

- Nappe de versant
- Couche et poche aquifères, éventuellement en charge
-Circulations d'eau localisées (dans les fractures, dans des couches de faible épaisseur). **[14]**

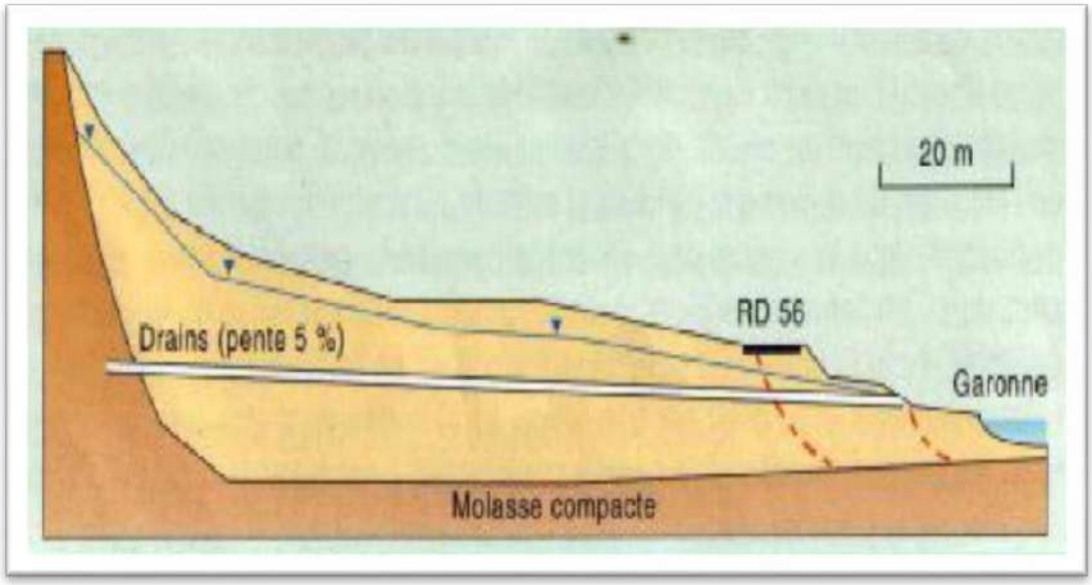


Figure.III.18. Drains subhorizontaux. **[14]**

C. Drains verticaux, puits et galeries drainantes

Les techniques de drains et puits verticaux sont peu fréquemment utilisées pour la stabilisation des glissements de terrain, sans doute en raison des difficultés d'évacuation des eaux drainées : gravitairement en profondeur vers des couches plus perméables ou vers le haut par pompage ou siphonage. Les puits et drains verticaux permettent de couper un aquifère comme le ferait une tranchée drainant sans être limité en profondeur. Les galeries drainantes constituent un autre type

d'ouvrage profond à partir duquel il est possible, comme pour les puits, de forer des drains subhorizontaux qui augmentent le rayon d'action du drainage.

D. Eperons et contreforts, masques et bêches drainantes:

Ces ouvrages possèdent une fonction drainante en plus de leur fonction gravitaire déjà vue. Les masques drainants sont des ouvrages en matériaux granulaires grossiers mis en place en parement de talus ; leur rôle est d'annuler la pression interstitielle dans la portion correspondante de terrain, mais leurs caractéristiques très frottantes apportent également un gain de stabilité. Les éperons drainants sont des sortes de masques discontinus ; s'il est inutile ou difficile de réaliser un masque, on se contente de faire des saignées remplies de matériau drainant régulièrement espacées. **[14]**

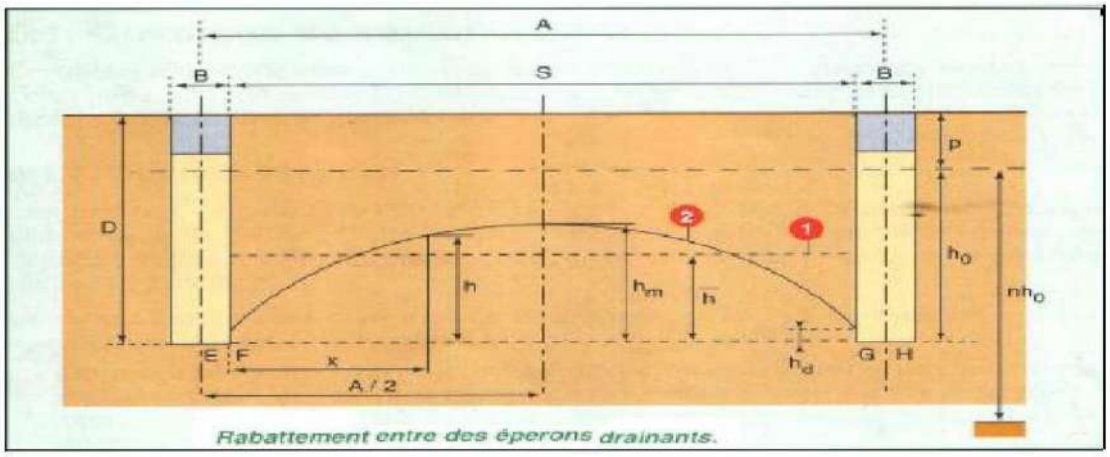


Figure III.19. Rabattement entre des éperons drainants. **[14]**

III.4.3.3. Le reboisement:

Les forêts interceptent les eaux de pluie, contribuant ainsi à diminuer les volumes et les vitesses d'écoulements sur les versants et augmenter la cohérence du sol. Mais si la végétation des sols peut jouer parfois un rôle significatif sur la réduction du risque inondation en atténuant les crues, elle ne permet pas de stabiliser réellement des versants affectés par des glissements profonds. En revanche, les racines des végétaux ont pour effet d'ancrer le sol dans les premiers mètres. La présence d'une forêt, régulièrement entretenue et renouvelée, peut donc contribuer à stabiliser des glissements superficiels. La correction torrentielle peut venir compléter les autres mesures de stabilisation des versants lorsqu'ils

sont bordés en aval par un cours d'eau. L'objectif est de limiter l'action érosive des écoulements sur les berges, pour éviter que leur sapement n'entraine l'effondrement du pied de versant, puisque celui-ci peut assurer en partie la stabilité de la masse situe en amont. Dans cette optique, il suffit de buser les écoulements pour permettre à des débits très élevés de s'écouler sans conséquences sur les rives. Si cela n'est pas possible, il faut installer des seuils afin de réduire la puissance des écoulements et donc leur action érosive. [7]

III.4.3.4. Stabilisation par renforcement:

Ce principe de renforcement des sols repose sur l'introduction dans le sol des inclusions, destinées à améliorer les caractéristiques mécaniques du sol.**[20]**

Les renforcements par des éléments résistants sont classés en deux catégories :

- Les renforcements rigides :

Dans ce cas il s'agit d'un traitement homogène du sol qui se traduit par une augmentation de la densité. De la rigidité et de la cohésion ce genre de renforcement peut travailler suivant les types : en traction, en compression et en flexion. il résulte une amélioration du taux de travail possible au niveau des fondations et une diminution des tassements.

- Les renforcements souples :

Il s'agit d'ajouter au sol des éléments de matière souple destinés pour permettre à l'ouvrage de résister à des sollicitations qu'il n'était pas en mesure de les supporter auparavant , ces renforcements travaillent généralement en traction comme les produits géosynthétiques (les géotextiles, les géogrilles, etc.…).

A. Ouvrages de soutènement:

Ces ouvrages fonctionnent comme des massifs poids. On les dimensionne en vérifiant la sécurité vis-à-vis de deux mécanismes de rupture : la rupture interne (la méthode de calcul dépend du type d'ouvrage et de la modélisation de l'interaction sol-structure) et de la rupture externe. L'ouvrage a une fonction locale, il protégé une route par exemple, mais il suit le mouvement et sa déformabilité lui permet de le faire sans grand dommage. Ces techniques, qui supportent des déformations du sol, sont couramment utilisées pour traverser des

zones à évolution lente, impossible à arrêter au vu de leurs dimensions. Les calculs sont menés pour vérifier la stabilité interne et on vérifie que la stabilité générale n'est pas trop perturbée par la présence de l'ouvrage. La stabilité locale est en générale assurée par le caractère monolithique de l'ouvrage**.[19]**



Figure II1.20. Exemple d'ouvrage souple**.[11]**

B. Tirants d'ancrage actifs:

Le principe consiste à réduire les forces actives du glissement et à accroitre les contraintes normales effectives sur la surface de rupture. Pour ce faire, on ancre des tirants constitués de câbles d'acier multi torons dans le terrain stable situé sous la surface de rupture, et on applique en tête un effort de traction. Cet effort peut être réparti sur la surface du terrain par l'intermédiaire de plaques ou de petits massifs en béton armé. Dans de nombreux cas, les tirants sont combinés à un mur ou à des longrines.

Les ancrages sont efficaces dans :

- des terrains naturellement cohésifs (argiles et silts à basse plasticité et donc peu déformables).
- des terrains naturellement cimentés ou des sables et des graviers présentant une cohésion réelle (due à la fraction fine) ou apparente (fournie par l'humidité).

- des roches disloquées.
- des terrains situés au-dessus de roches de mauvaise qualité.

L'utilisation des ancrages n'est pas recommandée pour les interventions qui concernent la stabilisation des terrains meubles présentant un comportement cohésif.

Technique réservée aux sites de faible extension et qui n'ont pas encore glissé. Elle est mal adaptée à la configuration des glissements de versants naturels lorsqu'elle est associée à des rideaux (palplanches, parois moulé) à cause des modifications apportées au champ des écoulements hydrauliques**.[19]**



Figure III.21. Exemple de tirants d'ancrage actif **. [19]**

C. le clouage:

C'est une technique qui consiste à renforcer des sols in situ par des barres passives. Ces barres peuvent être battues ou scellées dans des trous de forages. Elle est principalement développée dans deux domaines :

- Soutènement des excavations.
- Stabilisation des pentes.

Ces inclusions métalliques peuvent travailler aussi bien en traction, en flexion ou en cisaillement, suivant le type d'ouvrage. **[19]**

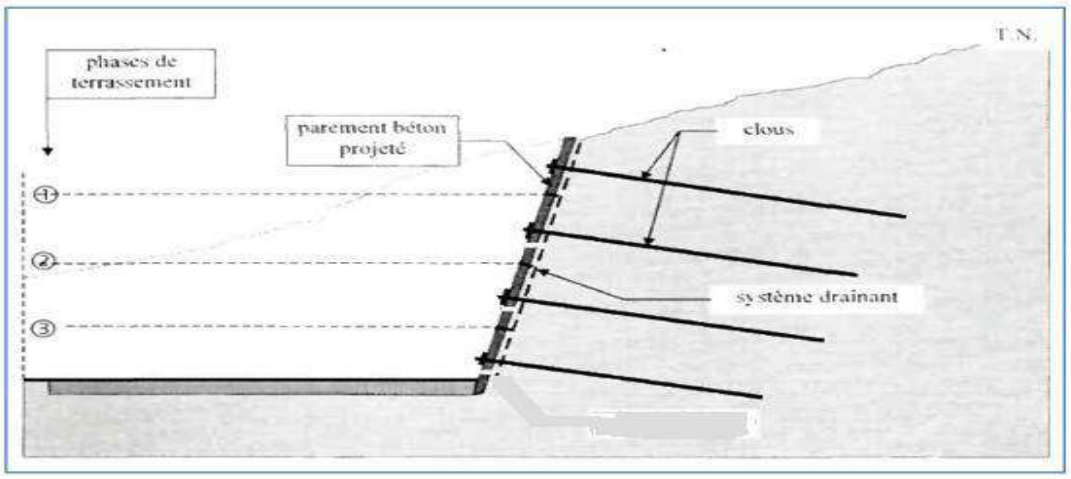


Figure III.22. Stabilisation par Clouage. **[19]**

D. Clouage par pieux ou micropieux:

On peut utiliser des fils de pieux pour renforcer les sols en place, ces derniers travaillent en cisaillement et permettent le blocage des cercles de glissement qui se propagent dans le sol, ces pieux doivent avoir un espacement minimum de 2 mètres pour permettre leur exécution. En revanche, le procédé de micropieux sert à rigidifier le sol de façon à enserrer un certain volume de sol entre un nombre suffisant de micropieux et s'ils sont liaisonnés entre eux, ils vont travailler comme un squelette structural au sein du sol.[21]

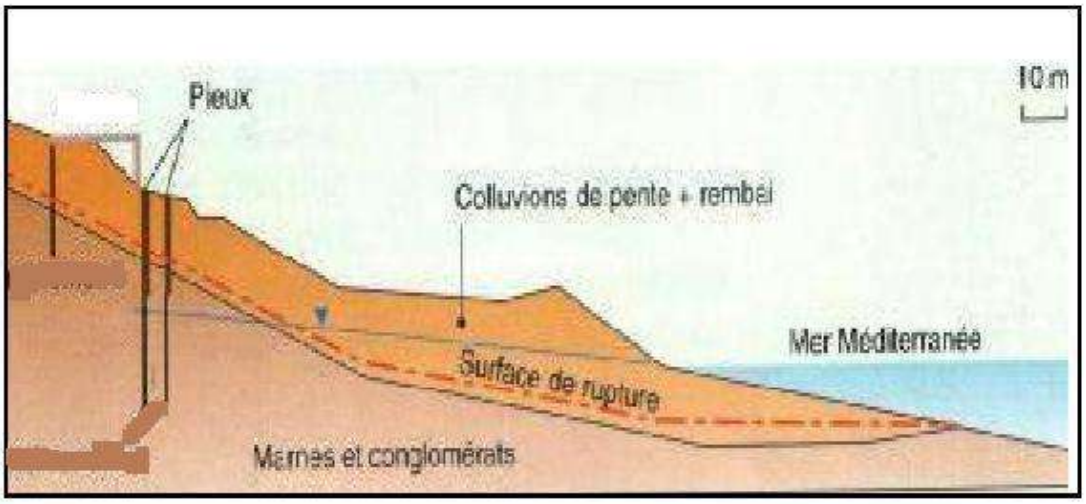


Figure III.23. Clouage de pieux.[21]

E. Pieux:

Le clouage de glissement par des pieux ou des barrettes procède du même principe. Toutefois compte tenu de leurs inertie importante, les pieux travaillent principalement en flexion /cisaillement alors que les clous de faible inertie travaillent en traction/flexion. Généralement, on dispose deux ou trois rangées de pieux dans le tiers central de la pente instable. Comme dans le cas d'un clouage par micro-pieux ou clous, l'évaluation de la sécurité au glissement se fait en utilisant une méthode de calcul de stabilité de pente dans laquelle on introduit les efforts apportés par les pieux. Cette technique a été employée pour stabiliser le glissement de terrain. **[14]**

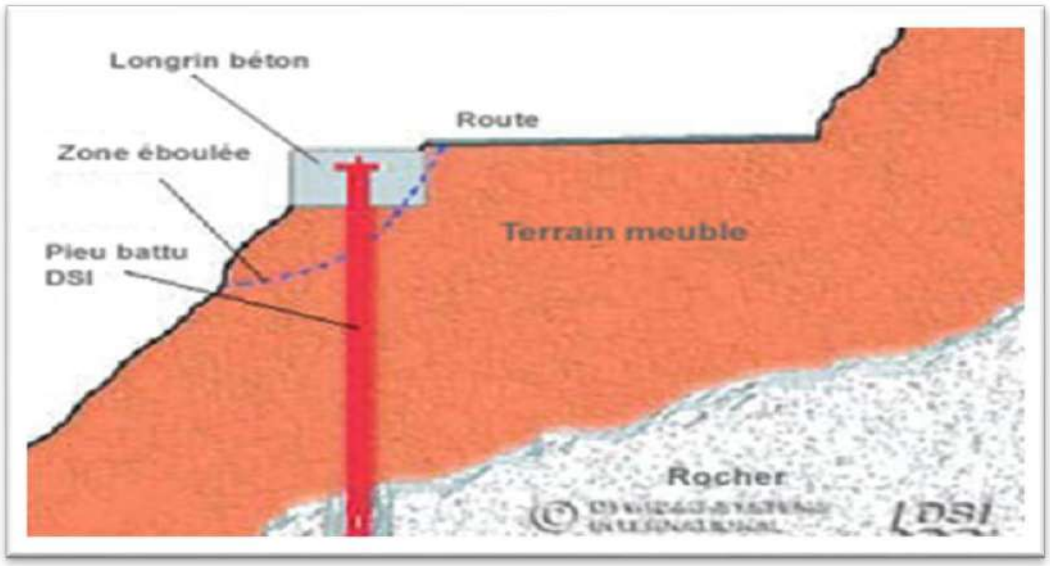


Figure III.24. Renforcement par pieux. **[14]**

III.4.3.5. Durcissement:

Le durcissement consiste à modifier les propriétés physico-chimiques du talus. L'utilisation de cette dernière est très pratique, et cela dans certaines situations qui peuvent être difficiles pour l'utilisation des autres systèmes de parades, ou bien comme technique de stabilisation a court terme, le temps de réaliser un autre système de parade. Parmi ces techniques on cite, la congélation et les techniques d'injection. La chaux est très utilisée pour l'amélioration de la qualité des argiles, elle peut modifier chimiquement les propriétés d'une particule durant une journée ou une semaine, cette réaction chimique réduit la plasticité du sol.

La chaux peut aussi être utilisée avec les sols humides pour accélérer le processus de séchage. **[12]**

III.4..4. Choix des système de parades :

Le choix d'une méthode de stabilisation résulte de la prise en compte des conditions techniques et les contraintes comme il est montré dans la figure **[13]**

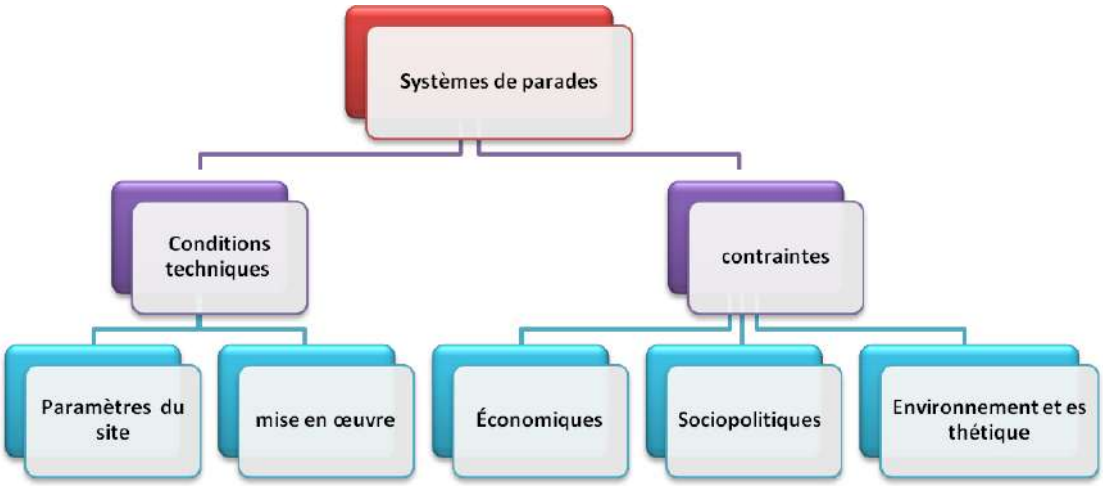


Figure.III.25. Facteurs de choix des systèmes de parades**.[13]**

III.5.Conclusion:

La stabilisation d'un glissement de terrain est une opération complexe et délicate, et pour cela, il existe plusieurs méthodes précieuses qui ont été proposées par différents auteurs pour le calcul de la stabilité et du coefficient de sécurité d'un glissement, et qui restent encore des approches. Les systèmes de protection et de prévention doivent être déterminés et dimensionnés par une étude spécifique de l'aléa. Chaque cas à sa solution spécifique, et pour son diagnostic on est toujours amené à le rechercher suivant des manières régulières qui possèdent des compétences importantes sur le plan technique surtout vu la variabilité et l'hétérogénéité des sols, ainsi pour sa performance qui reste toujours inquiétante dans le cadre de la prévention et de soutènement notamment les terrains pentes.

Proposition de la solution

Chapitre IV : Proposition de la solution :

IV.1. Introduction :

La vérification de la stabilité de glissement a été réalisé par des calculs de stabilité à l'aide du logiciel de calcul « TALREN4 v2.0.4 ». Les analyses de stabilité ont été réalisées en considérant le profil passant par l'axe du glissement probable, ainsi que la nature et les propriétés mécaniques et physique des sols en places. La surface de glissement la plus critique a été obtenue en déterminant la surface dotée du coefficient de sécurité minimal parmi une série de surfaces de glissement probables.

IV.2. Présentation du logiciel de calcul (TALREN 4 v2.0.4) :

Il s'agit d'un logiciel permettant la vérification de la stabilité des ouvrages géotechniques, avec ou sans renforcements. Le code permet d'étudier les pentes naturelles, les talus en déblais/remblais, les ouvrages en terre et les digues, en prenant en compte différents types de renforcements (tirants précontraints, clous, pieux et micro pieux, géotextiles, géogrilles, terre armée et bandes en polymères).

IV.2.1.Les principales caractéristiques de TALREN 4 :

IV.2.1.1. L'interface graphique interactive :

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

- la plupart des manipulations, en particulier le dessin de la coupe, peuvent être effectuées à l'aide de la souris. Il est également possible de visualiser et de modifier les propriétés des différents éléments (données et résultats) à l'aide du bouton droit de la souris.
- le logiciel TALREN 4 propose une visualisation graphique chaque fois que c'est possible : les courbes d'anisotropie, ou les contraintes le long de la surface de rupture sont 2 exemples d'affichage graphique proposés.
- Les données non nécessaires ne sont pas affichées : par exemple, si aucune clou n'est défini, la saisie de quelques clous n'est pas nécessaire : cette donnée est donc "cachée" dans ce cas.

Chapitre IV : Proposition de la solution :

- Chaque donnée n'est saisie qu'une et seule fois, pour garantir une grande fiabilité et limiter les manipulations nécessaires en cas de modification des données.
- de nombreux assistants(jeux de pondérations/sécurité partiels) et bases de données(Sol, renforcements) sont disponibles.

Les différents manières d'utiliser cette interface graphique sont détaillées dans la partie suivante.

- **Les différentes options pour la manipulation de l'interfaces:**

1.Le menu, les barres de boutons et le navigateur:

Le menu, dont l'arborescence complète est illustrée sur la figure 1, comporte les rubriques principales suivantes:

- ✓ Fichier
- ✓ Edition
- ✓ Affichage
- ✓ Données
- ✓ Options
- ✓ Aide

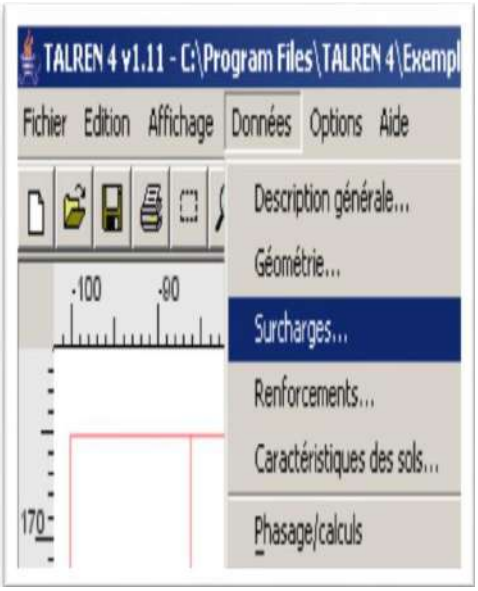


Figure IV.1. Exemple du menu Données.

2.Les barres de boutons contextuelles:

Les boutons ci-dessous correspondent dans l'ordre aux fonctions suivantes:

- ✓ Outil "Sélection".

Chapitre IV : Proposition de la solution :

- ✓ Description générales du projet.
- ✓ Dessin de lignes géométriques.
- ✓ Dessin de surcharge (surcharges répartie puis torseurs).
- ✓ Dessin de renforcement (clous, tirants, bandes et boutons).
- ✓ Définition des jeux de caractéristiques de sol (ouverture d'une boite de dialogue).
- ✓ basculement en mode "Phasage/Calculs".



Figure IV.2. La barre de bouton contextuelle "Donnée".

3.Barre de boutons contextuelle "Phasage/Calcules":

Celle-ci comporte principalement les boutons et objets équivalents aux fonctions des menus "Phases et situations" et "Calculs et résultats":



Figure IV.3. La barre de boutons contextuelle "Phasage/Calcules".

Les boutons ci-dessus correspondent dans l'ordre aux fonction suivantes:

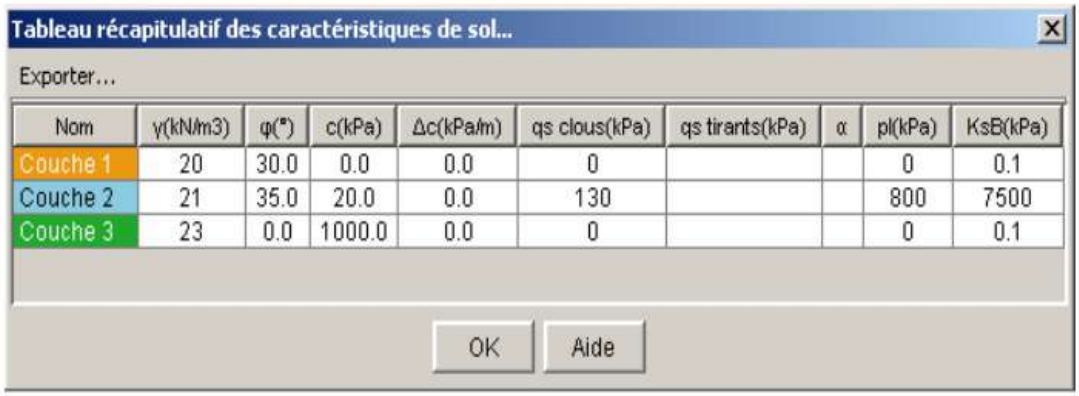
- ✓ Basculement en mode "Données".
- ✓ Définition des conditions hydrauliques (ouvertures d'une boite de dialogue).
- ✓ Propriétés de la situation sélectionnée (ouverture d'une boite de dialogue).
- ✓ Calcul de la situation sélectionnée.
- ✓ Calcul de toutes les situations de la phase sélectionnée.
- ✓ Calcul de toutes les situations pour toutes les phases.
- ✓ Configuration de l'affichage graphique des résultats(ouverture d'une boite de dialogue, accessible seulement si des résultats sont disponibles pour la situation affichée).

- ✓ Résultats détaillés par surfaces (ouverture d'une boite de dialogue, accessible seulement si des résultats sont disponibles pour la situation affichée).
- ✓ Efforts dans les renforcements (ouverture d'une boite de dialogue, accessible seulement si des résultats sont disponibles pour la situation affichée).
- ✓ Résultats détailles par tranches (ouverture d'une boite de dialogue, accessible seulement si des résultats sont disponibles pour la situation affichée).

4. Tableau récapitulatif des caractéristiques de sol :

Cette option ouvre une fenêtre dans laquelle est affiché un tableau récapitulatif de tous les jeux de caractéristiques définis. Toutes les caractéristiques figurent dans le tableau, excepté les caractéristiques "complexes" du type anisotropie de cohésion et d'angle de frottement, pour lesquelles il est simplement indiqué qu'elles sont définies par plusieurs valeurs.
Le tableau peut être déplacé, et peut être conservé à l'écran pendant que l'utilisateur continue à travailler dans Talren 4.

L'utilisateur ne peut modifier aucune donnée dans le tableau. S'il souhaite le faire, il doit passer par "Données "et "Caractéristiques de sol" (menu ou bouton).



Nom	γ(kN/m3)	φ(°)	c(kPa)	Δc(kPa/m)	qs clous(kPa)	qs tirants(kPa)	α	pl(kPa)	KsB(kPa)
Couche 1	20	30.0	0.0	0.0	0			0	0.1
Couche 2	21	35.0	20.0	0.0	130			800	7500
Couche 3	23	0.0	1000.0	0.0	0			0	0.1

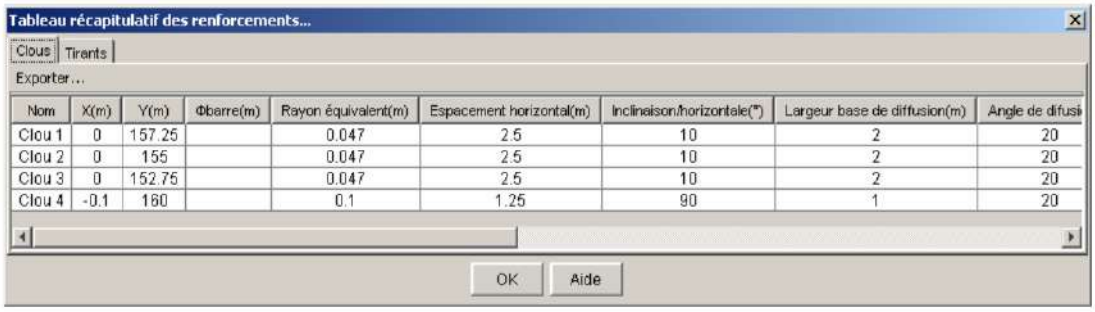
Figure IV.4. Exemple de tableau récapitulatif des couches de sol.

5. Tableau récapitulatif des renforcements :

Cette option ouvre une fenêtre dans laquelle sont affichés 4 tableaux récapitulatif de tous les renforcements définis, accessible par des onglets (un tableau par type de renforcement: clous, tirants, bandes et boutons), seuls les types de renforcements pour lesquels des éléments ont été définis dans le projets sont présentés.

Si aucun renforcement n'est défini dans le projet, l'option " Tableau récapitulatif des renforcements" est grisée dans le menu "Affichage".

Le tableau peut être déplacé, et peut être conservé à l'écran pendant que l'utilisateur continue à travailler dans Talren 4 .



Nom	X(m)	Y(m)	Φbarre(m)	Rayon équivalent(m)	Espacement horizontal(m)	Inclinaison/horizontale(°)	Largeur base de diffusion(m)	Angle de difusi
Clou 1	0	157.25		0.047	2.5	10	2	20
Clou 2	0	155		0.047	2.5	10	2	20
Clou 3	0	152.75		0.047	2.5	10	2	20
Clou 4	-0.1	160		0.1	1.25	90	1	20

Figure IV.5. Exemple de tableau récapitulatif des renforcements.

Une case à cocher dans la fenêtre permet à l'utilisateur de choisir s'il souhaite afficher tous les renforcements définis, ou seulement ceux qui sont actifs dans la phase courante. En mode "Données", l'utilisateur n'a pas le choix : tous les renforcements définis sont affichés. L'utilisateur ne peut modifier aucune donnée dans les tableaux. S'il souhaite le faire, il doit passer par "Donnée" et " Renforcements" (menu ou boutons).

IV.2.1.2.Gestion du phasage :

TALREN 4 permet d'étudier des projets, et non plus des coups, c'est-à-dire que la gestion du phasage d'exécution est intégrée au logiciel : à partir d'une coup initial (qui doit comporter tous les éléments qui seront utilisés dans le phasage : ligne géométriques, caractéristiques des sols, surcharges, renforcements), il est possible de définir dans le même fichier plusieurs

phases d'exécution successives (chaque phase correspondant à une coupe du projet):

- ✓ Activation/désactivation d'éléments de sols, surcharge, ou renforcements.
- ✓ Modification de certaines caractéristiques de sols.
- ✓ Modification des conditions hydrauliques.

Il n'est donc plus nécessaire de créer plusieurs fichiers pour étudier la phase successive d'un même projet. D'autre part, il est possible de définir plusieurs situations de calcul pour une même phase.

Les situations peuvent se distinguer les unes des autres principalement par:

- ✓ Une méthode de calcul différente.
- ✓ un jeu de coefficients de sécurité/pondération partiels différents.
- ✓ Des conditions sismiques différentes.
- ✓ Une définition des surfaces de rupture différente.

Il est ainsi possible, par exemple, pour une même phase de calcul (donc une même coupe) de vérifier la stabilité de plusieurs types de surfaces de rupture(plusieurs points de passage pour des cercles par exemple), ou de comparer la situation fondamentale et la situation avec séisme.

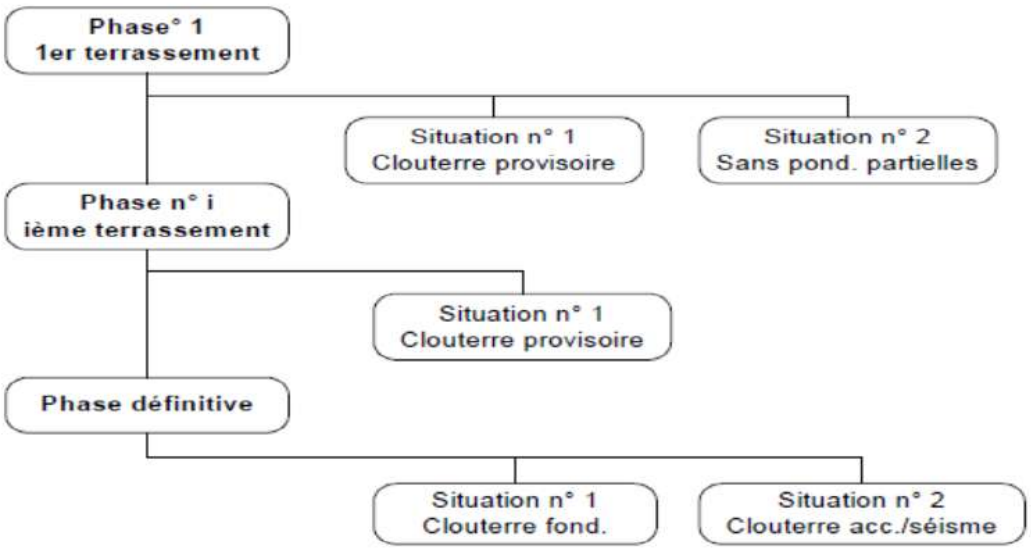


Figure IV.6.gestion des phases et situations.

Chapitre IV : Proposition de la solution :

Chaque calcul porte sur une situation de calcul d'une phase d'exécution, les calculs pour chaque situation de chaque phase sont indépendants des calculs des autres situations et autres phases. Par exemple, le résultat de calcul pour la situation **m** des phases **n** ne dépend ni des résultats de la phase **n-1** ni des résultats de la situation **m-1** ni d'aucun autre résultat.

IV.2.1.3.Les conditions hydrauliques :

On accède à la définition des conditions hydrauliques par le menu "Phases et situations" puis l'option "Conditions hydrauliques pour la phase sélectionnée", soit par la même option dans le menu contextuel (clic droit sur le libellé d'une phase).

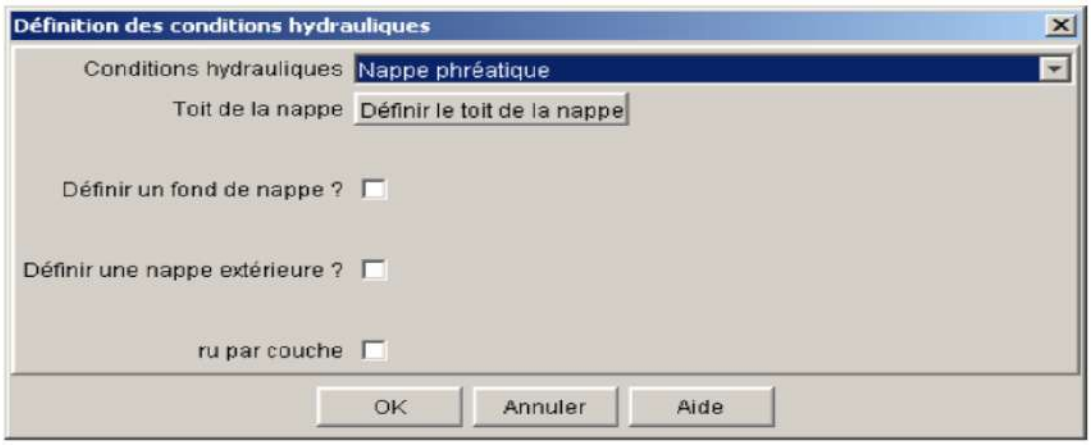


Figure IV.7.définition d'une nappe phréatique.

Il suffit de choisir l'option "Nappe phréatique puis de cliquer le bouton "Définir le toit de la nappe". Une nouvelle boite de dialogue s'ouvre alors et permet de saisir les points définissant la surface de la nappe.

IV.2.1.4. Méthode de calcul de la stabilité des pentes (TALREN 4):

IV.2.1.4.1.Méthode de Fellenius :

La méthode de Fellenius a été appliquée à l'origine aux surfaces de la rupture circulaire. A l'origine, la méthode ne sépare pas l'effet de l'eau dans les relations inter tranches, et ne considère pas de forces extérieurs (Σ Mext=0).

Exprimée sous la forme habituelle d'une sommation sur des tranches discrètes, de largeur b_i:

$$F = \frac{\Sigma_{i=1}^{n}\left(\frac{C_i}{F_{ci}} + \left[F_{s1}.\gamma_i.h_i.\cos^2.\alpha_i - u_i + \frac{dU_i}{b_i}.\sin a_i.\cos\alpha_i\right].\frac{\tan\phi_i}{F_{\phi i}}\right).\frac{b_i}{\cos\alpha_i}}{F_{s3}.\left(\Sigma_{i=1}^{n}[F_{s1}.\gamma_i.h_o.b_i.\sin\alpha_i] + \Sigma\frac{M_{ext}}{R}\right)}$$

IV.2.1.4.2. Méthode de bishop simplifiée :

La méthode de bishop simplifiée pose comme hypothèse : dT=0. Elle s'applique initialement à des surfaces de rupture circulaire, et de la même façon que pour Fellenius, le coefficient de sécurité s'exprime aussi sous la forme :

$$F=\frac{\text{Moment résistant}}{F_{s3}.\text{Moment moteur}}.$$

La solution du système est obtenue en éliminant σet en introduisant l'expression de τ ainsi calculée (sachant que, comme pour Fellenius, le moment de σ est nul par rapport au centre du cercle). Il vient:

$$F = \frac{\int\left(\frac{\frac{c}{F_c} + (F_{s1}.\gamma.h - u).\frac{\tan\emptyset}{F_\emptyset}}{1 + \frac{\tan\alpha.\tan\emptyset}{F_{Bish}.F_{s3}.F_\emptyset}}\right)}{F_{S3}.\left(\int F_{s1}.\gamma.h.\sin\alpha.dx + \Sigma\frac{M_{ext}}{R}\right)}$$

Ou ΣM_{ext} est le moment résultant de forces extérieures.

IV.2.1.4.3. Méthode des perturbations :

La méthode dite des "perturbations" mise en point par Raulin, Rouques, Toubol (1974) est une méthode de calcul en rupture non circulaire de forme quelconque. L'hypothèse complémentaire qui la caractérise porte sur la valeur de la contrainte normale effective. Celle-ci est exprimée de la contrainte normale effective déduite de la méthode de Fellenius, par la relation :

$$\sigma'_{pert} = \sigma_{pert} - u = (\sigma_{Fel} - u).(\lambda + u.\tan^n.\alpha)$$

Le développement des équations conduit à :

$$\int \left(\left[\sigma'_{Fel} . (\lambda + u . \tan^{n} . \alpha) + u \right] . (\tan \alpha - \frac{\tan \emptyset}{F\emptyset^{*}}) - (\frac{c}{F_{c}^{*}} + \frac{u . \tan \emptyset}{F\emptyset^{*}}) \right) . dx - (E'_{1} - E'_{0}) - (U_{1} - U_{0}) = 0$$

Cette méthode donne des résultats très proche de ceux de la méthode de Bishop lorsqu'elles sont comparées sur des cas de rupture circulaire, et la méthode n'est pas applicable au cas d'une rupture plane (ou rupture par "cois de glissement").

IV.3.Analyse de la stabilité de talus :

IV.3.1.Donnée géotechniques :

Nous allons effectuer une analyse quantitative du cas de glissement situe de terrain entrée sud-est de Tablat Wilaya de Médéa, avec le code de calcul TALREN 4V(les méthodes utilisées sont Fellenius et la méthode de perturbation et bishop), afin de quantifier la stabilité en terme de coefficient de sécurité et de comprendre la cinématique du problème.

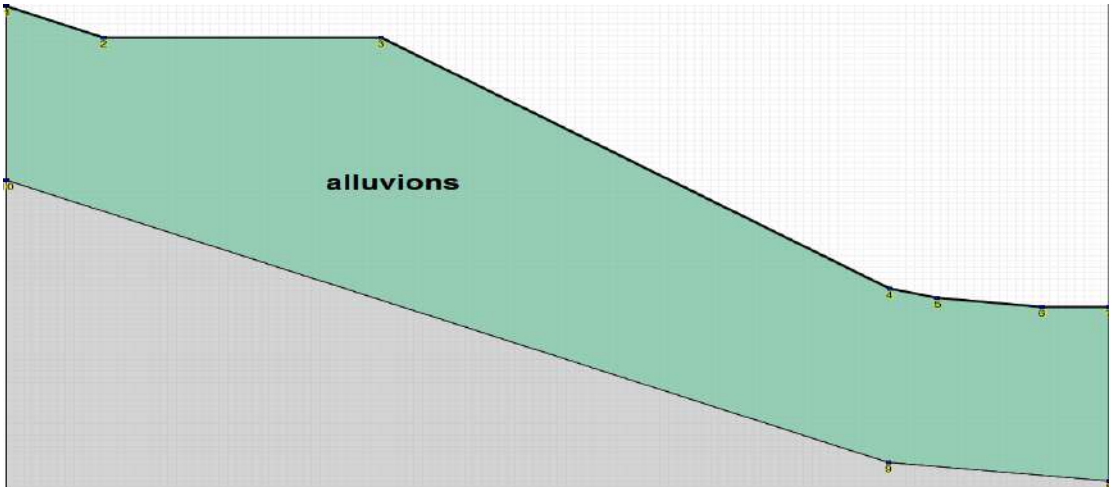


Figure IV.8. Schéma de terrain.

Alluvions : épaisseur =15m.

IV.3.2.Hypothèse de calcul :

le profile de calcul de la masse supposée en mouvement a été considéré dans

son axe suivant la ligne la plus grande pente.

Les caractéristiques géotechniques prise comme paramètres initiaux dans les calculs sont les données recueillies à partir de rapport.

Le sol a été considéré dans son état a court terme(en contraintes totales).

La surcharge est considérée comme roulante (véhicule).

Tableau IV.1. valeurs adoptées des indices physique et mécaniques.(Rapport géotechnique **).**

Les couches	Poids volumique (kN/m^3)	Cohésion (kPa)	Angle frottement (°)
Alluvions	19.5	41	44.5

IV.3.2.1.La surcharge :

La surcharge utilisée est d'environs 10 kpa.

IV.3.2.2.Coefficient de sécurité :

Pour le glissement, dans le cas normal (stable a long terme durant le service), le coefficient de sécurité doit être $f_s \geq 1.50$; dans le cas anormal (sous l'effet sismique), on demande un coefficient de sécurité $f_s \geq 1.30$.

IV.3.3. Vérification de la stabilité initiale :

IV.3.3.1.Géométrie du modèle :

La définition géométrique initiale retenue pour cette étude est représentée sur la figure IV.11 pour le sol non renforce.

Chapitre IV : Proposition de la solution :

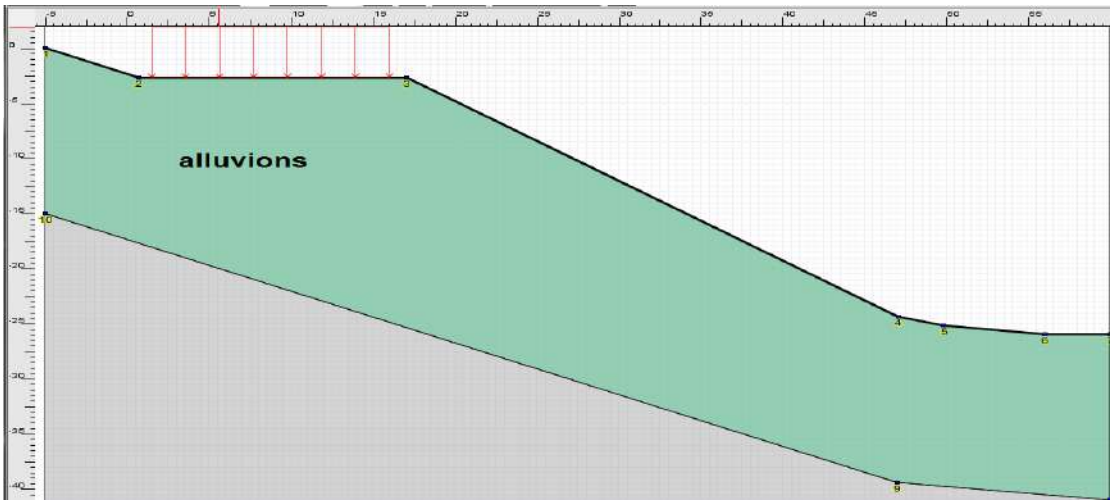


Figure IV.9. Géométrie du modèle





Figure IV.10. Zone du cas de glissement étudié.

Chapitre IV : Proposition de la solution :

IV.3.3.2.Présentation des résultats de calcul :

- **Calcul avec la méthode de perturbation :**

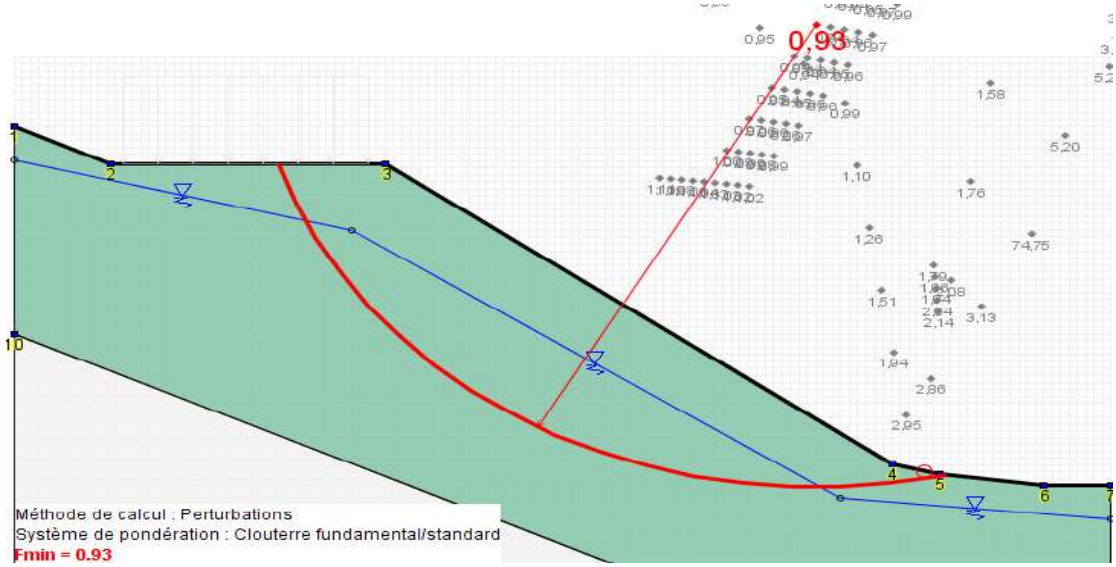


Figure IV.11. Le résultat avec la méthode de perturbation.

- **Calcul avec la méthode de bishop :**

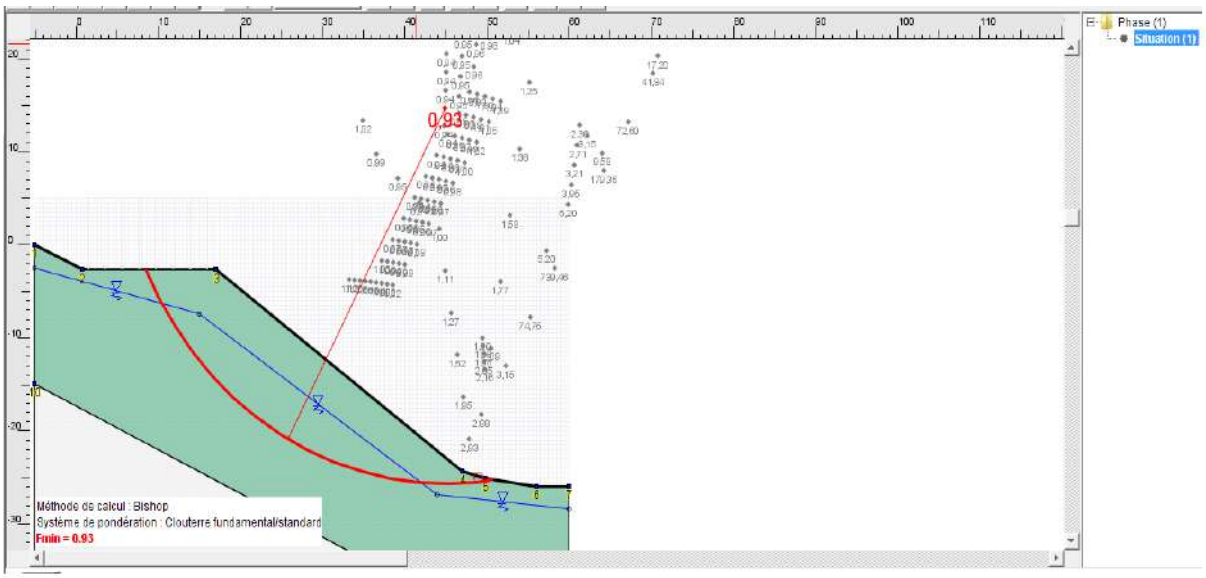


Figure IV.12. Le résultat avec la méthode de Bishop.

- **Calcul avec la méthode de Fellenius :**

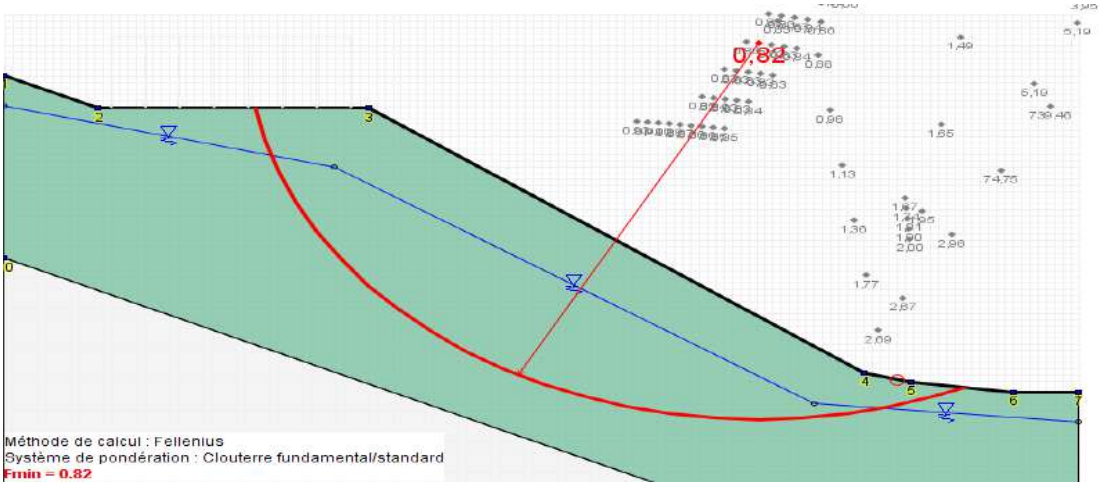


Figure IV.13. Le résultat avec la méthode de Fellenius.

IV.3.3.3.Interprétation des résultats :

Le coefficient de sécurité (Fs) du talus à l'état initiale, calculé avec les trois méthode (prise en compte de la nappe phréatique et du séisme), est de:

- Méthode de Perturbations = 0.93.
- Méthode de Bishop =0.93.
- Méthode de Fellenius =0.82.

Dans les trois cas on remarquer que le coefficient de sécurité est inferieur à 1, ce qui montre que le talus est instable. Par conséquent, nous allons proposer une solution pour stabiliser ce talus et résoudre le problème du glissement rencontre.

IV.3.4. Proposition de la solution :

Nous avons choisis pour une tranchée drainante et des pieux avec couronnement pour la stabiliser du talus.

Nous avons recalcule le coefficient de sécurité par la méthode des tranches par Talren 4.

IV.3.4.1.Tranchée drainantes :

Le but à atteindre est la diminution des pressions interstitielles et non l'évacuation d'un débit maximum. Donc la tranchée drainante est couramment utilisée pour rabattre le niveau de la nappe (1-3m). Elle est implantée ou placée en amont du glissement de façon à venir recouper les filets d'eau. L'implantation de la tranchée drainante peut être réalisée sur une profondeur de 4m et d'une ouverture à la base de 1m. [23].

❖ **Description d'une tranchée drainante :**

- ✓ Tranchée à paroi verticale
- ✓ Profondeur de 4.
- ✓ Largeur de 1 m.
- ✓ Tube perforé.
- ✓ Rempli de matériau drainant (type grave 20/40) entouré d'un géotextile de filtration.
- ✓ Remblai .

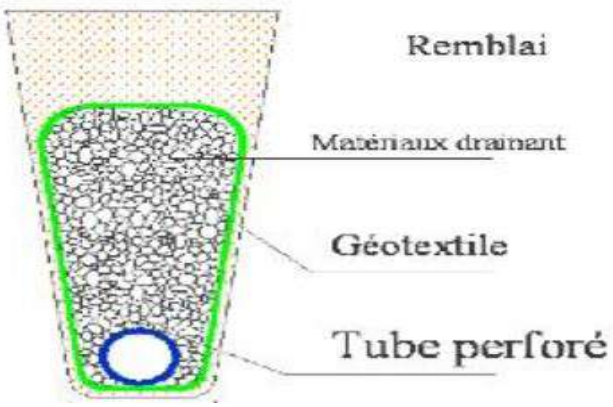


Figure IV.14. Schéma type la tranchée drainante. [23]

IV.3.4.2.Dimensionnement pieux :

Les pieux sont utilises lorsque le sol n'est pas suffisamment résistant, pour assurer son renforcement. Dans ce cas on a prévoit une série des pieux de diamètre 1.2m, disposés en alternance et espacés de 2.5m. Ces pieux d'une longueur totale de 15m relié par un couronnement et doivent être ancrés dans la couche des alluvions.

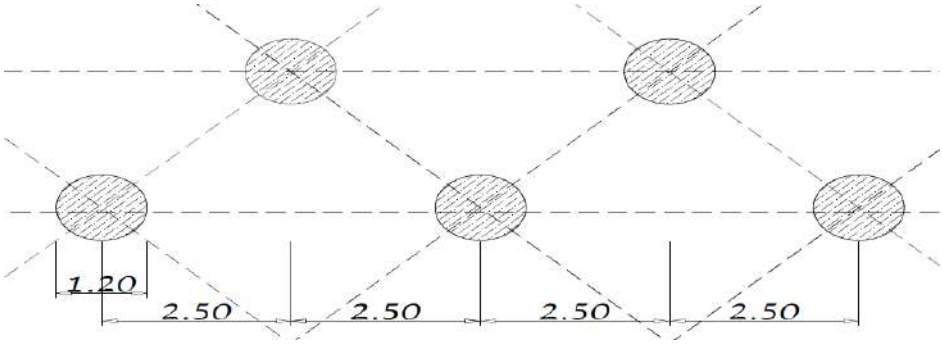


Figure IV.15. Vue en plan de groupes des pieux.

❖ ***note :***

D'après L'ouvrage qu'on a pur avoir d'un bureau d'étude le diamètre de 1.20m est celui qu'on utilise, vu la non disponibilité d'un d'autre diamètre du moule de coffrage en Algérie. Vu la non disponibilité les résultats des essais SPT et PMT sauf les résultats d'essai DPT, va l'absence de règlement qui stiple la possibilité de calcul les dimensions des pieux a partir de cette essai, on a détermine a partir l'ouvrage qu'on a pur avoir d'un bureau d'étude à profondeur moyenne (10 - 15 m) on conseille d'envisager soit des pieux exécutés en place de "diamètre moyen feu moins 1/20 de la longueur 60 à 80 cm) et même fort , dans les cas où une seule file peut suffire, en supprimant complètement le chevêtre (mais i l faut alors augmenter le diamètre), soit des pieux préfabriqués battus(diamètre environ 1/30 à 1/35 de la longueur) lorsque le nombre de pieux nécessaire est de toutes façons notable ce qui peut alors justifier un matériel de battage puissant et coûteux [25].

➢ **position des pieux :**

✓ **Groupe des pieux :**

Lorsque plusieurs pieux sont proches les uns des autres, la force portante globale du groupe n'est pas la somme des forces portantes des pieux isolés. [24]

On définit le coefficient d'efficacité

Pour :$1 \leq \frac{d}{\phi} \leq 3$

$$C_e = 1 - C_d * \left(2 - \left(\frac{1}{m} + \frac{1}{n}\right)\right)$$

Avec :$C_d = 1 - \frac{1}{4} * \left(1 + \frac{d}{B}\right)$

m : nombre de ligne des pieux ;

n : nombre de pieux par ligne ;

ϕ : dimension du pieu (diamètre ou largeur) ;

d : entraxe des pieux.

Donc :

$$C_d = 1 - \frac{1}{4} * \left(1 + \frac{2.5}{1.2}\right) = 0.23$$

$$C_e = 1 - 0.02 * \left(2 - \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{23}\right)\right) = 0.97$$

La distance entre les axes des pieux par lignes est calculé pour : $1 < \frac{d}{\phi} < 3$

Avec : d=2.5 m, ϕ= 1,2m.

$$1 < \frac{3.5}{1.2} = 2.08 < 3 \qquad \text{Condition vérifiée}$$

- De toute façon on restera modéré dans une éventuelle réduction pour motif d'effet de groupe. Pour les ouvrages d'art courants, où les groupes comportent rarement plus de 2 à 3 files de 4 à 6 pieux, on ne la fera jamais jouer au-dessus d'un entraxe de 2,5 d. Cette condition est en effet secondaire par rapport aux problèmes d'encastrement dans le substratum, ou de poinçonnement éventuel de la couche porteuse si elle est d'épaisseur faible.[25]

IV.4. Présentation des résultats de calcul :

- **Calcul avec la méthode de perturbation :**

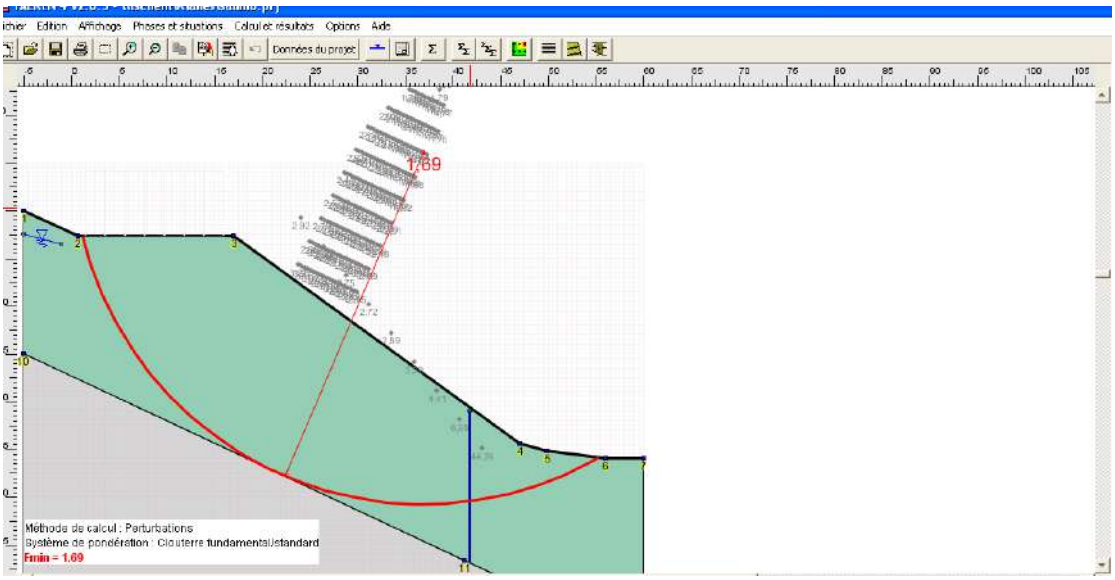


Figure IV.16 : Le résultat avec la méthode de perturbation.

Chapitre IV : Proposition de la solution :

- **Calcul avec la méthode de bishop :**

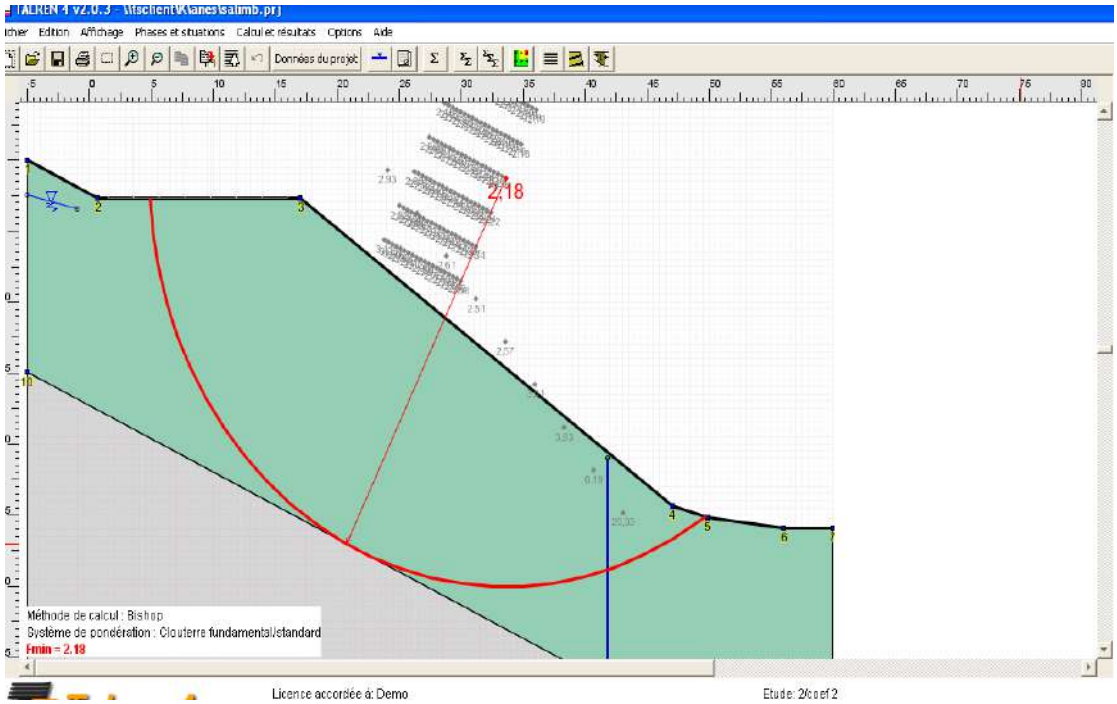


Figure IV.17. Le résultat avec la méthode de Bishop.

- **Calcul avec la méthode de Fellenius :**

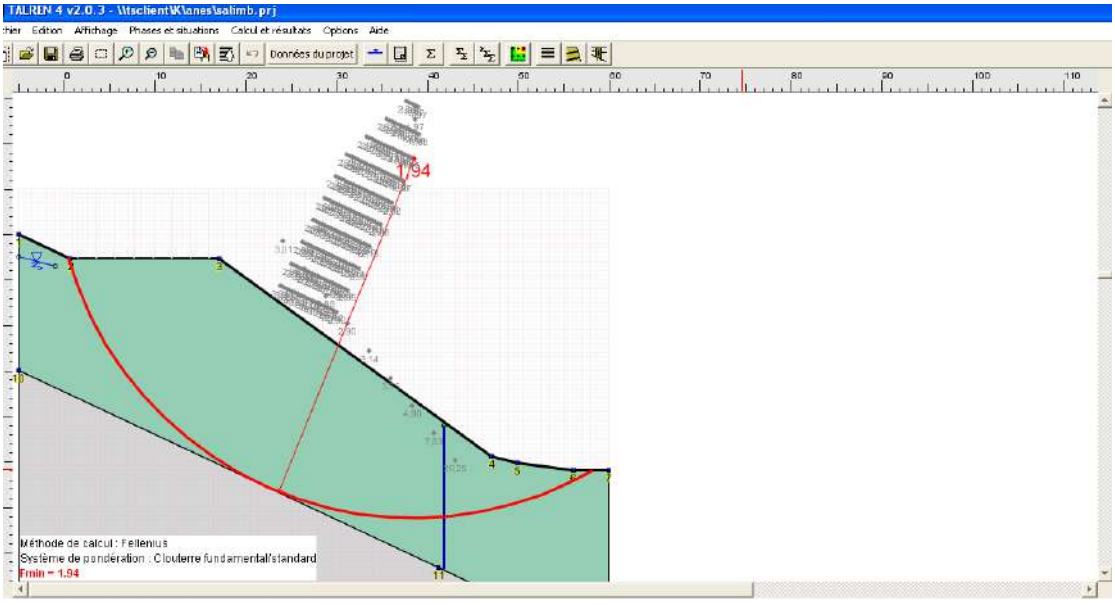


Figure IV.18. Le résultat avec la méthode de Fellenius.

- **Interprétation des résultats des calculs :**

Les résultats de calcul sont très satisfaisants et montrent une stabilité du talus, du fait que les coefficients de sécurités calculés après la mise en place des rangées de pieux anti glissement, atteint des valeurs raisonnables et devient plus stable tel que ; Fb = 2.18 et Ff = 1.94 et F_p = 1,69. Cette petite variation au niveau de la valeur de coefficient de sécurité implique que le choix de méthode de calcul n'est pas important pour cette modélisation, mais tout ça confirme qu'on a toujours sur la marge de sécurité.

IV.5. Conclusion :

Les résultats de calculs montrent clairement que la solution de confortement proposée pour le glissement situé à L'entée de ville Tablat, dans la wilaya de Médéa, donne un gain de sécurité appréciable.

Conclusion générale :

La stabilité des talus et leur potentiel de rupture deviennent un souci lorsque les mouvements engendrés menacent dangereusement une population, ou auraient un effet sur la rentabilité et la valeur du secteur instable. Afin de remédier à ce type de problème, beaucoup de méthodes de calcul permettent de vérifier la stabilité en suivant une procédure générale proposée dans le deuxième chapitre de ce mémoire, Les systèmes de confortement peuvent être classifiés selon leurs types d'approches.

L'approche douce (terrassement, drainage ou végétalisation) qui se définit par l'utilisation de méthodes naturelles qui s'attaquent aux facteurs d'instabilités, et l'approche dure (soutènement, Durcissement ou renforcement) qui s'impose lorsque la modification des propriétés mécaniques, physiques ou chimiques du sol devient indispensable.

Le terrain de l'entrée Sud-Est de Tablat wilaya de Médéa présente plusieurs cas de glissements Le choix s'est porté sur un cas, parmi ceux-là, qui nous a paru le plus intéressant à étudier car il présente des problèmes complexes d'instabilité géo mécanique et préoccupe les autorités par son importance et sa position. Les mouvements des talus formant ce site ont causé des désordres qui ont affecté une route.

Afin d'essayer de comprendre l'évolution cinématique du mouvement du talus durant les différentes phases (talus à l'état initial, après travaux de terrassement et après confortement), une analyse numérique du problème a été menée à l'aide des codes de calcul TARLEN 4, pour la vérification de la stabilité. L'analyse de ce glissement a été effectuée en se basant sur les rapports géotechniques, L'ensemble des observations et analyses effectuées sur site de glissement confirment que ce mouvement est dû à une diminution des caractéristiques mécaniques du sol en place.

Après ces analyses, une réflexion concernant un système de stabilisation de ce glissement, s'est avérée indispensable. Il a donc été proposé un système de renforcement par pieux équipés de profilés métalliques sur le côté amont du talus. Les résultats obtenus après calcul, montrent que le talus présente des coefficients de sécurité.

Référence Bibliographique :

[1]: A.Leutwiler, ''Glissements de terrain Dynamique '' Office fédéral de l'environnement, Division Prévention des dangers , 2009.

[2] **:** J.Costet, G.Sanglerat. Cours pratique de mécanique des sols 2 -"calcul des ouvrages"- "troisième édition Dunod ".(1983)

[3] Durville J.L., Sève G., '' Stabilité des pentes, glissements en terrain meuble''.Techniques de l'Ingénieur, 1996.

[4] Olivier DEWITTE, ''Cinématique de glissements de terrain et prédiction de leur réactivation : approche probabiliste dans la région d'Oudenaarde'', 2006.

[5] Ministère de l'écologie et du développement durable français, '' Les mouvements de terrain, dossier d'information, risque naturel majeur'', 2011.

[6] COLAS G. & PILOT G.. Description et classification des glissements de terrain. Bull. Liaison Labo. Ponts et Chaussées, «Sp. «Stabilité des talus», p .21-30., Paris. (1976)

[7] Philipponnat.G « Fondations et ouvrages en terre », Edition Eyrolles, (1998)

[8] DR.ALI BOUAFIA : Génie civil , conception et calcul des ouvrage Géotechniques.

[9]Christian Chapeau et Jean-Louis Durville :'L'eau et les risques de glissements de terrain, article Géosciences.numéro 2. « L'EAU ET LES RISQUES ». Septembre2005.

[10]:CRUDEN DM, VARNES DJ: **"**Lands ide types and processus".Chap3,InTurner, A.K. Schuster, R.L. (eds), landslide: investigation and mitigation. Transportation research Board national research council, special report 247, Washington, D.C, national academy press, p 36-75; 1996.

[11]. Achoui, R .Dahmani. Etude de stabilité de versant naturel : Cas du glissement CW19, willaya de Guelma. Mémoire d'ingéniera. Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics.157p. 2013.

[12]:FARIK. A et BOUDJEMA. I. Stabilité des remblais de grande hauteur renforcée par géosynthétiques, 117p. 2009.

[13]. Bedr .S. Modélisation et interaction renforcement sol pour les talus instables. Mémoire de Magister, Université Abou Bekrebelkaid de Tlemcen, département du Génie Civil. Algérie. 2008.

[14]. LAGHOUAG.S, BOUKHARI.A .Etude d'un Glissement de Terrain sur le CW8 Reliant la ville de Médéa à l'Université, Ecole Nationale des Travaux Publics (ENTB) – Kouba. Alger. 2008.

[15]. KHEMISSA M., RAHMOUNI Z. Analyse de stabilité et stabilisation par pieux du versant instable de Sidi-Ahmed (Bejaïa, Algérie).Actes du 13ème Congrès régional de mécanique des sols, Marrakech, 8-11 décembre 2003, pp-pp. 2003.

[16]. DURVILLE J.L. et SÈVE G."Stabilité des pentes Glissements en terrain meuble article" Doc. C 254

[17]. FAURE.R.M.L'évolution des méthodes de calcul en stabilité des pentes. Partie I : Méthodes à la rupture, Revue Française de Géotechnique, N°92, 2000.

[18]. Mémoire de fin d'étude en vue de l'obtention de diplôme d'ingénieur d'état en travaux publics. La résistance au cisaillement des sols non saturés. et impact sur la stabilité des talus, Ecole Nationale des Travaux Publics (ENTB) – Kouba. Alger.

[19]. Gilles,S. Pierre ,P. Guide technique .Stabilisation des glissements de terrain .Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.97p. 1998.

[20]. Hubert, B. Fondations et ouvrages en terre. Eyrolles.548p. 1979.

[21].www.syntecingenierie.fr/media/uploads/tables.../4geotechnique.pdf

[22]https://www.google.com/search?q=image+de+zonage+sismique+selon+RPA&tbm=isch&source=univ&sa=X&ved=2ahUKEwiJ-er32O3iAhUS_RQKHR6dCygQsAR6BAgGEAE&biw=1366&bih=625#imgrc=i3rQPQBx9Oyu2M:

[23]. Costet,J. Sanglerat .Cours pratique de mécanique des sols : calcul des ouvrages. DUNOD.350p. 1981.

[24]. E. GERVREAU. Calcul des fondations et ouvrage en terre cours et exercice corrigés,

[25]. Ministère de l'Equipement, des Transports et du Logement, Fondations courantes d’ouvrages d’art FOND. 72 EXTRAITS Fascicules 2 - 3 -4, Réimpression Juillet 1997.

Les ANNEXES

RAPPORT DE FORAGE Sondage N°: SC 02

ETUDE : : étude de traitement de glissement de terrain entrée est de tablat

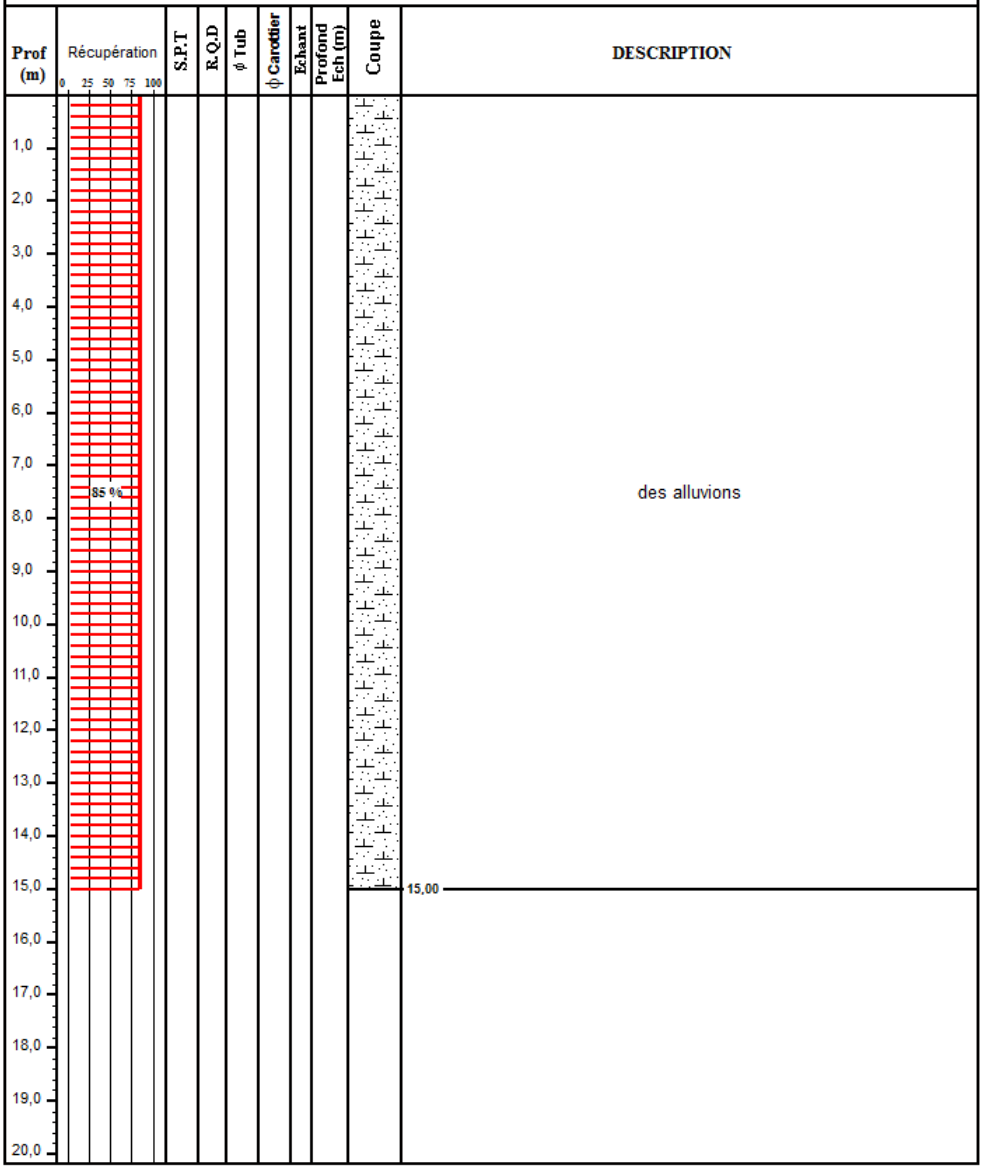
LIEU :

CLIENT :

DATE DEBUT :
DATE FIN :
NIVEAU NAPPE : m

PROFONDEUR TOTALE : 15 ML
COORDONNEES : X = Y =
Z =

BOUE DE FORAGE :
TYPE FORAGE :
TYPE DE MACHINE :



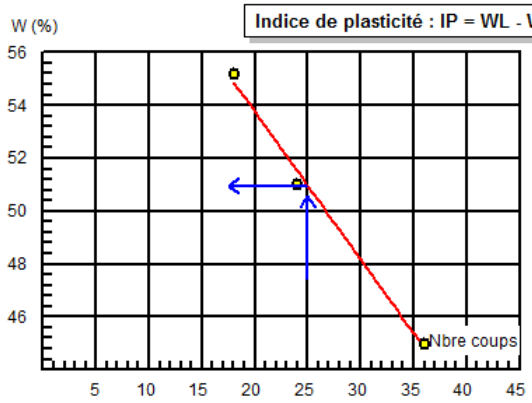
Programme: Soltests 2007 ©

RAPPORT D'ESSAI

LIMITES D'ATTERBERG: NF P 94 - 51

Etude : traitement de glissement a tablat	Réf : SC 01
N° Dossier :	Profondeur : 7.30-7.50
Lieu :	Nature :
Client:	Date essais :

Indice de plasticité : IP = WL - WP = 22,62%

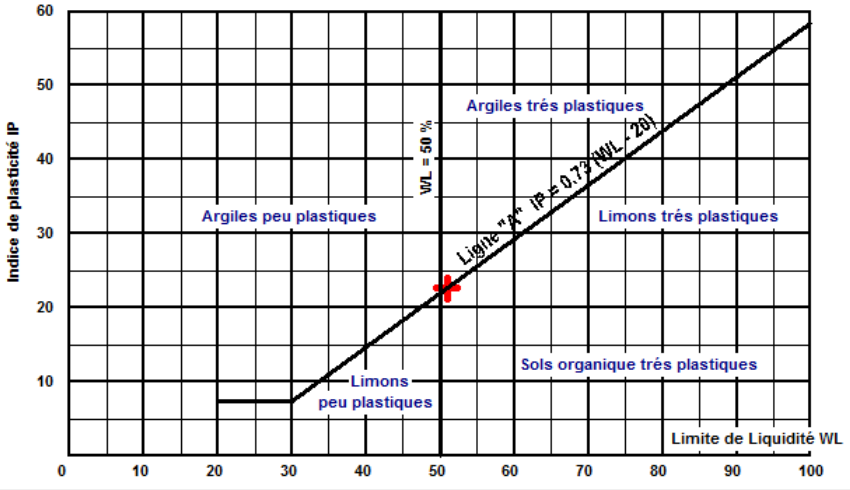


Essai N°	W (%)
1	28,38
2	28,57
3	28,06

Limite de Liquidité (WL) = 50,96 %

Limite de Plasticité WP = 28,34 %

ABAQUE DE CASAGRANDE



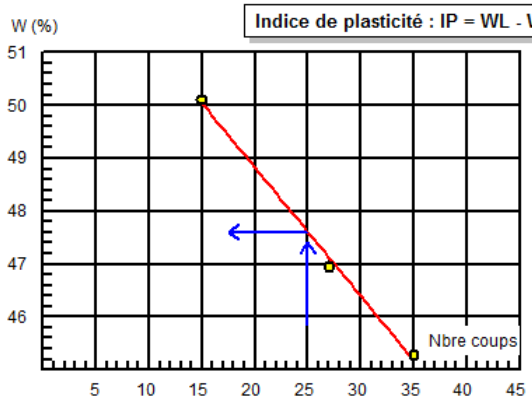
Programme: Soltests 2007 ®

RAPPORT D'ESSAI

LIMITES D'ATTERBERG: NF P 94 - 51

Etude : traitement de glissement a tablat	Réf : SC 02
N° Dossier :	Profondeur : 4.00-4.20
Lieu :	Nature :
Client:	Date essais :

Indice de plasticité : IP = WL - WP = 20,18%

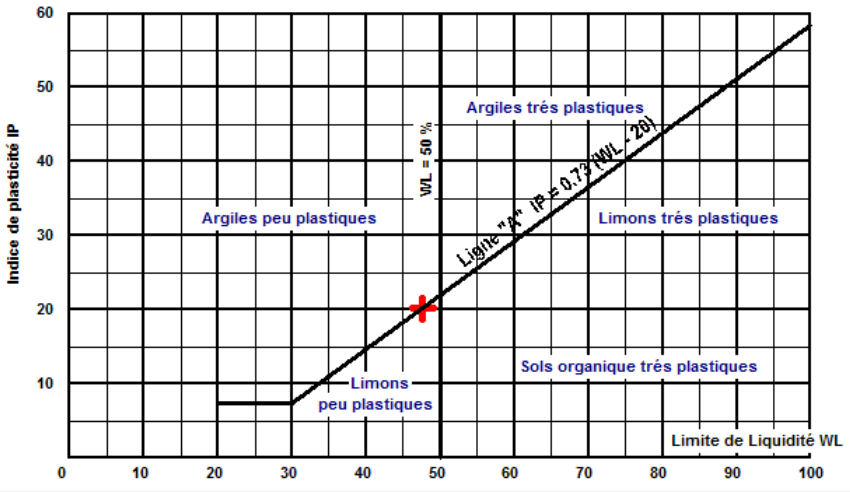


Essai N°	W (%)
1	27,27
2	27,36
3	27,65

Limite de Liquidité (WL) = 47,61 %

Limite de Plasticité WP = 27,43 %

ABAQUE DE CASAGRANDE

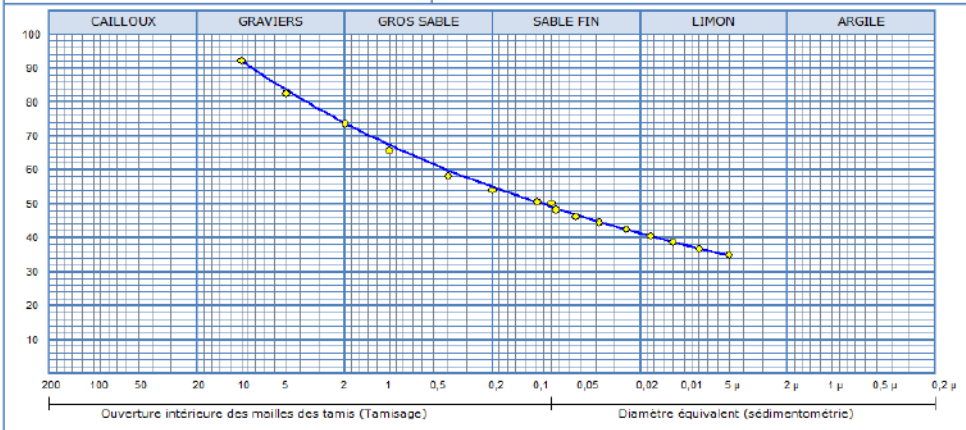


Programme: Soltests 2007 ®

Projet :
CLIENT :
Localisation :
Date essai :

ANALYSE GRANULOMETRIQUE Selon NFP 94-056

SC 01: 7.30-7.50

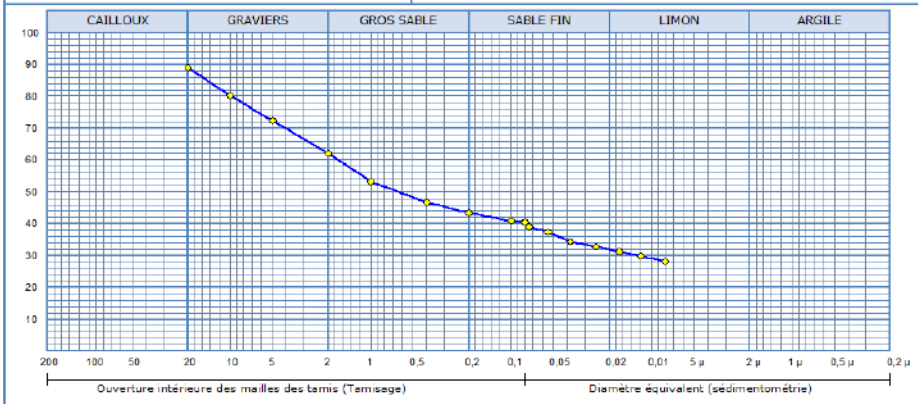


Programme: Soltests 2007 ©

Projet :
CLIENT :
Localisation :
Date essai :

ANALYSE GRANULOMETRIQUE Selon NFP 94-056

02: 4.00-4.20

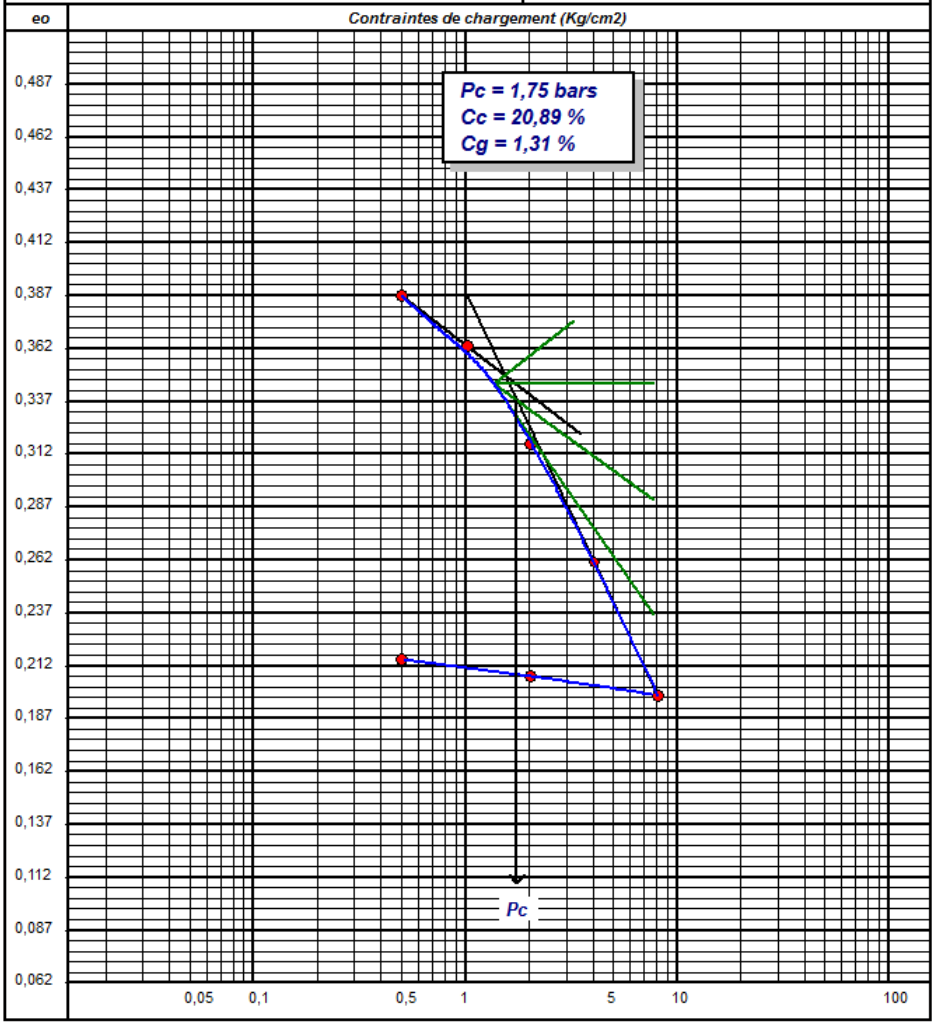


Programme: Soltests 2007 ©

RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRIQUE : XP P 94-090-1

Etude :	Réf. Sondage : 01
N° Dossier :	Profondeur : 4,30-4,60
Lieu :	Date essais :
Client :	Nature :

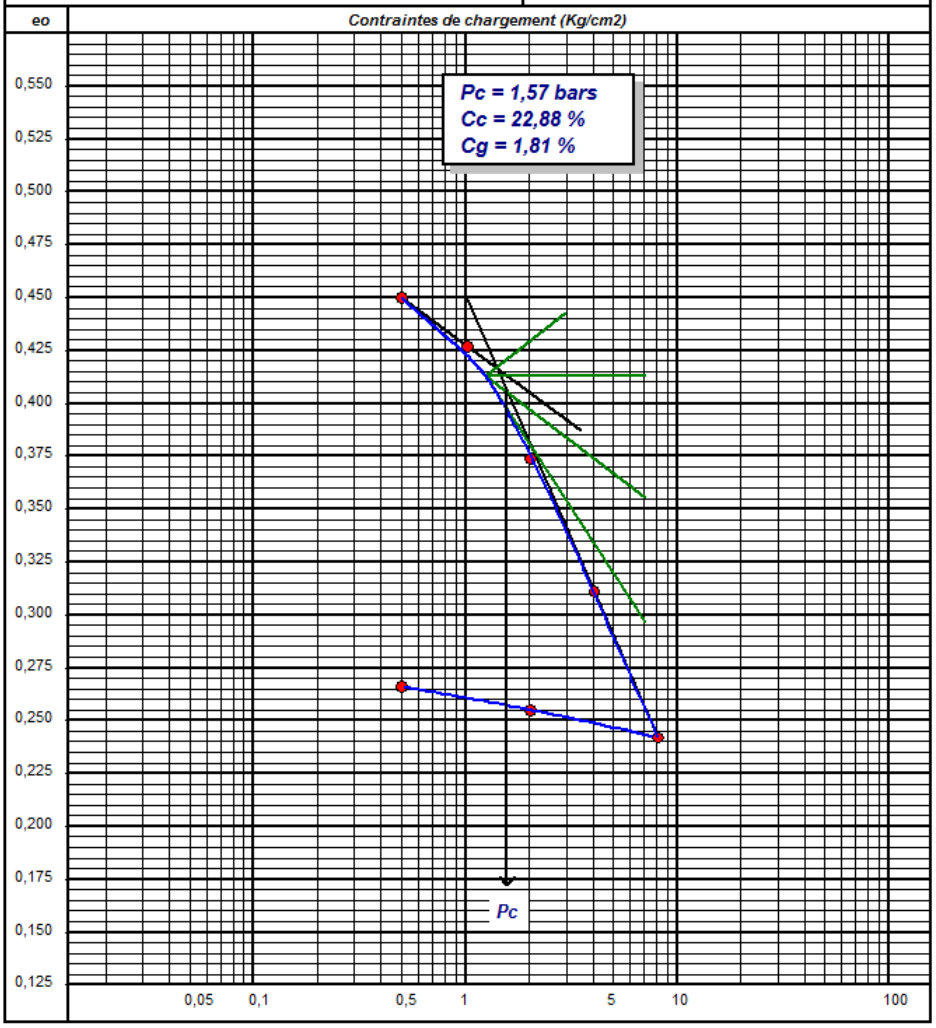


Programme: Soltests 2007 ©

RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRIQUE : XP P 94-090-1

Etude :	Réf. Sondage : 02
N° Dossier :	Profondeur : 7,80-8,00
Lieu :	Date essais :
Client :	Nature :



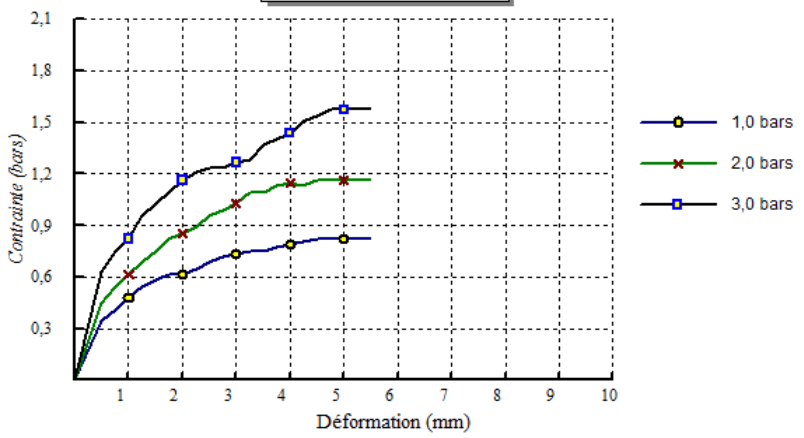
Programme: Soltests 2007 ©

RAPPORT D'ESSAI

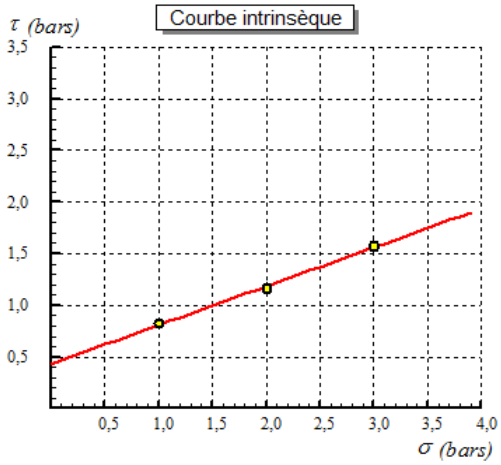
ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE: NF P94-071-1 Août 1994

Etude : Dossier N° : N° Sond : 01 Prof : 2.00-2.40 Nature sol :	Type d'essai : UU Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn Date début essais : Date fin essais :

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 0,43 bars
Frottement = 20,61 degrès

σ_1 = 1,0 bars ---> τ_1 = 0,82
σ_2 = 2,0 bars ---> τ_2 = 1,16
σ_3 = 3,0 bars ---> τ_3 = 1,57

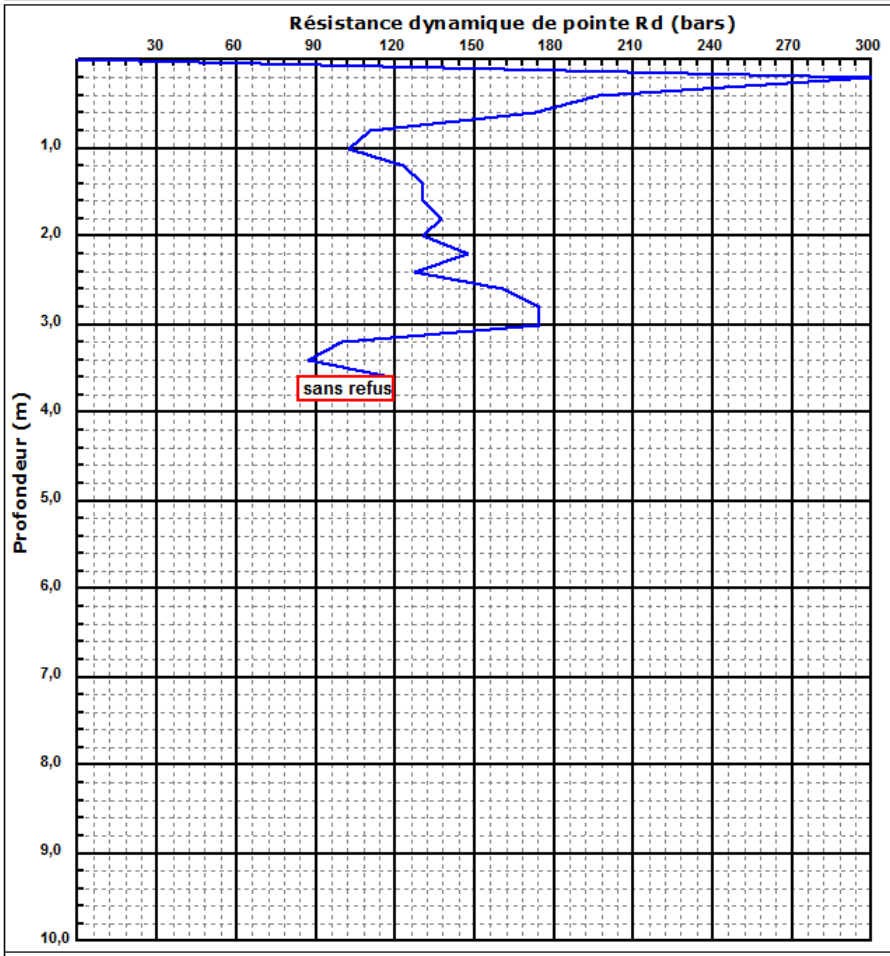
Programme: Soltests 2007 ©

INTITULE :
N°DOSSIER :
LIEU :
CLIENT :
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

Formule de Battage :

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

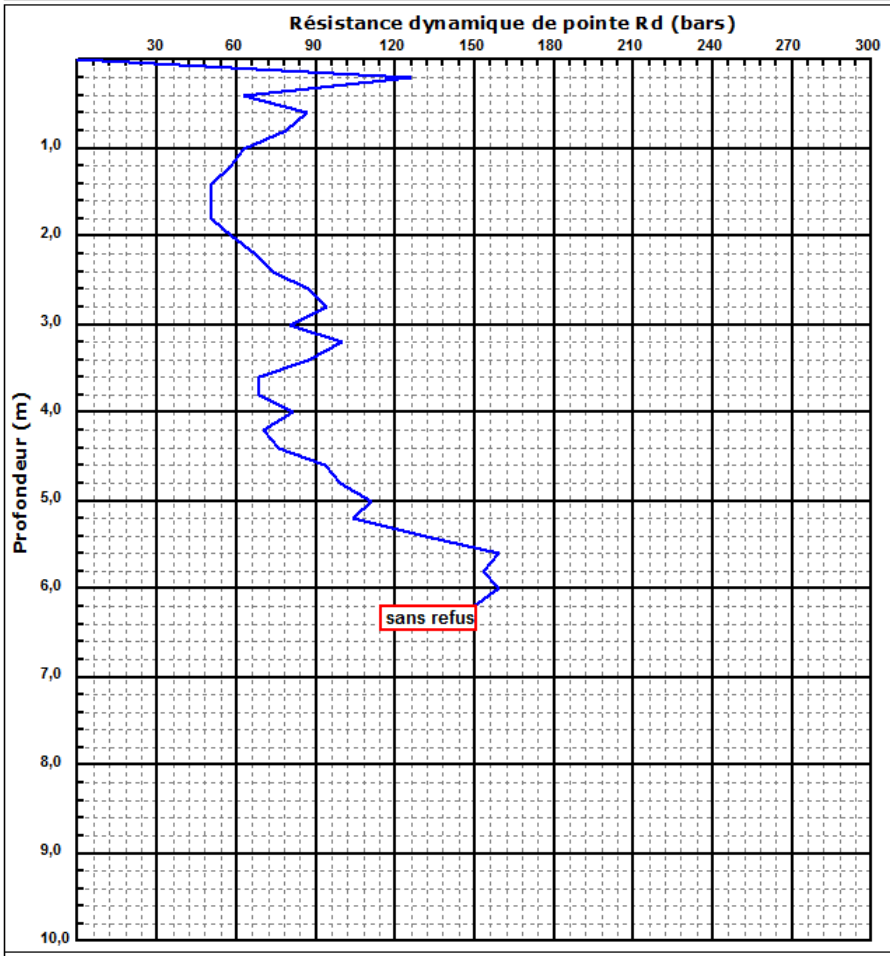
Programme: Sollesis 2007 ©

INTITULE :
N°DOSSIER :
LIEU :
CLIENT :
DATE ESSAIS :

PENETROMETRE DYNAMIQUE PDB

Norme : NF P94 - 114

Essai N°: PDL 03



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

Formule de Battage :

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

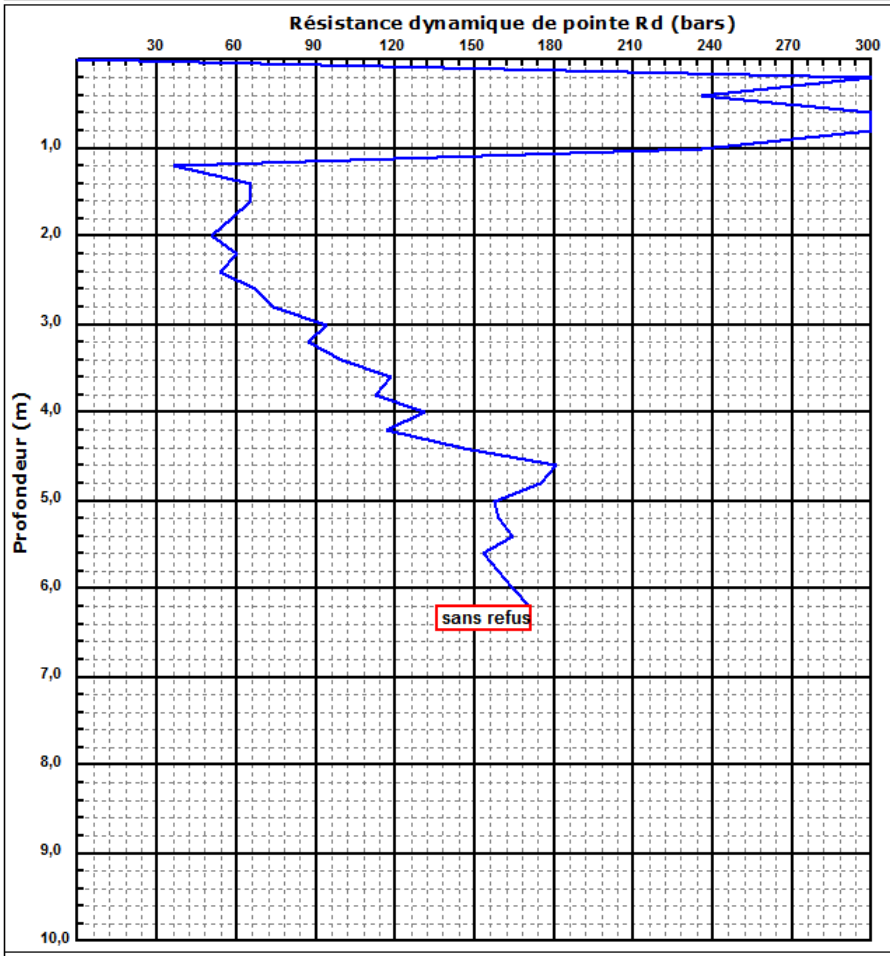
Programme: Sollesis 2007 ©

INTITULE :
N°DOSSIER :
LIEU :
CLIENT :
DATE ESSAIS :

PENETROMETRE DYNAMIQUE PDB

Norme : NF P94 - 114

Essai N°: PDL 04



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

Formule de Battage :

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

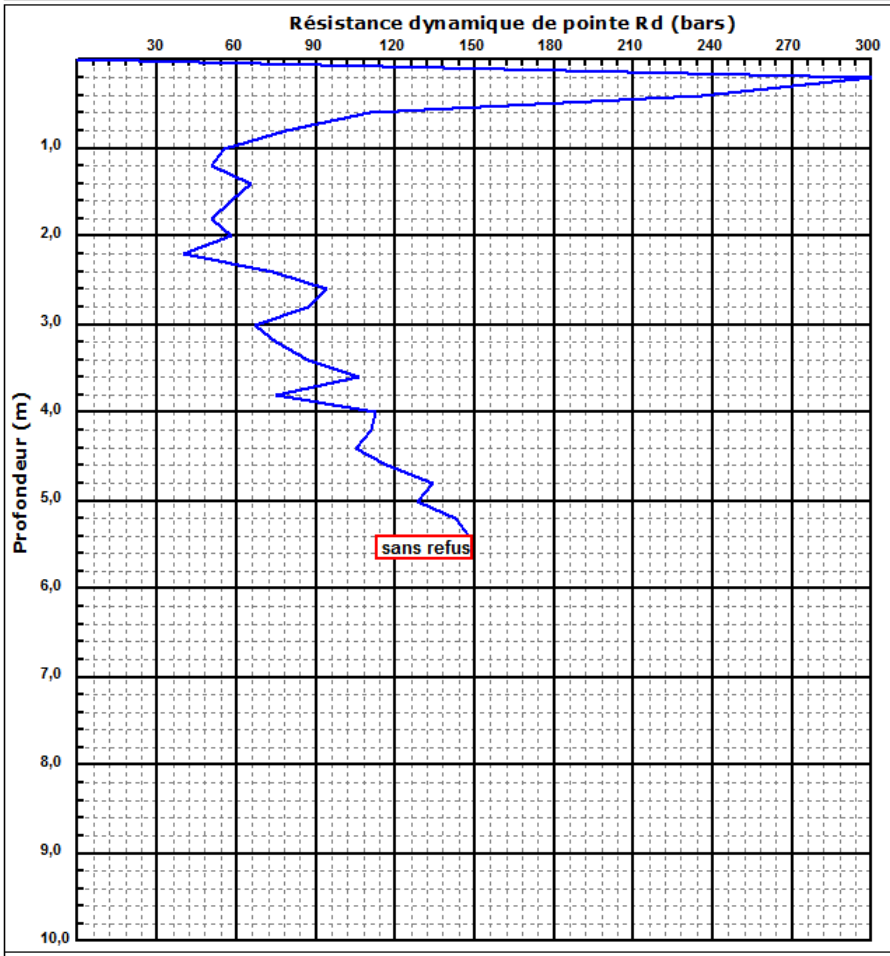
Programme: Sollesis 2007 ©

INTITULE :
N°DOSSIER :
LIEU :
CLIENT :
DATE ESSAIS :

PENETROMETRE DYNAMIQUE PDB

Norme : NF P94 - 114

Essai N°: PDL 05



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

Formule de Battage :

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

Programme: Soltests 2007 ©