République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche scientifique

Université Yahia Farés Médéa

Faculté de Technologie

Département GM

Spécialité : Génie Géotechnique

Présenté pour l'obtention du diplôme de

Master

Thème Sur :

Etude et traitement de glissement de terrain RN60 A PK 182

Préparé et présenté Par :

SERRAH Nabila

KIRAOUANI Yamina

SAOUDI Hakima

Encadré Par:

Dr. MENAA Lazizi

Année Universitaire 2016 / 2017


بسم الله الرحمن الرحیم

Remerciement

Le présent travail est pour nous une occasion d'exprimer encore une fois

Notre reconnaissance et notre gratitude envers Allah tout puissant.

La réalisation de ce mémoire n'aurait pas été possible sans

L'aide et la participation de plusieurs personnes avec lesquelles nous avons étroitement élaboré et qui nous ont fait part de leurs connaissances et leur savoir faire.

Avant tout nous remercions :

Nos chers parents qui grâce à eux on est arrivé à ce stade, grâce à leurs encouragements, leur compréhension, qui nous ont guidé depuis notre enfance vers le chemin de savoir.

Notre promotrice : Dr. Menaa Lazizi pour son aide, son encouragement et son suivi pour réaliser ce travail.

Laboratoire Massad Road n'a pas hésité à nous aider, à nous orienter durant notre stage pratique.

Sans oublier nos enseignant : M. El hadi pour son aide appréciable.

Nos sincères remerciements vont également à touts les enseignants du département de Génie Géotechnique de l'université de Médéa, et à touts les enseignants qui ont participé à notre formation.

Merci a toutes et a tous





Dédicace

Je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde Après mon DIEU pour leurs sacrifices : A Mes chers parents que dieu les gardes et préserve.

A Mes frère et mes soeure « Ahmed » ; « Yacine » ;

« Mohamed» ; « rayane » ; « youcef» et « Fouzia » ;

« Meriem et sa marie Mohamed »

A ma nièce « Badridinne »

A toute la famille «Serrah» et « bilamine» sans exception.

Je remercie mon trinôme « amina» et « Hakima» qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

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



Nabila





Dédicace

Je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde Après mon DIEU pour leurs sacrifices : A Mes chers parents que dieu les gardes et préserve.

A Mon frère et ma soeure « Dhirar » et « Rita »

A toute la famille «Kirouani» et Taibi» sans exception.

Je remercie mon trinôme « Nabila» et « Hakima» qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

A tous Mon amie : Youssef NDJ. Et mes cousines Adem, Amira, Rahma, Hamza

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



Amina





Dédicace

Je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde Après mon DIEU pour leurs sacrifices : A Mes chers parents que dieu les gardes et préserve.

A Mes frère et ma sœur « Ayache et sa femme Linda» ; « Salah et sa femme fatma Zohra » ;

« Mokhtar» ; « Ahmed » ; « M'hamed» et « Souad » ;

A mes nièces « sirine. Riham .Malek »

A toute la famille «Saoudi» et « Chaouchi» sans exception.

Je remercie mon trinôme « Amina» et « Nabila» qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

A tous Mon chère« Ayoub » et ma chérie « Ghania»

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



HAKIMA

Nomenclature

FS : *Coefficient de sécurité*	[-]
Q : *Sollicitation vectorielle ou tensorielle appliquée au massif*	[KN/m2]
***H :** Hauteur réelle*	[m]
***Hc :** Hauteur critique*	[m]
***M :** Masse d'une tranche*	[Kg]
***U :** Sous-pression de l'eau interstitielle*	[KN/m2]
***T :** Force de cisaillement intertranches*	[KN]
***E :** Force normale intertranches*	[KN]
***S :** Force de cisaillement à la base l'élément*	[KN]
***N :** Effort normal à la base*	[KN/m2]
***W :** Poids de la tranche*	[KN]
***R :** Rayon de la surface de glissement*	[m]
***O** : Centre de la surface de glissement*	[-]
***R :** Rayon pour la méthode de Fellenius*	[m]
***σ :** Contrainte*	**[**KN/m2**]**
***ε :** Déformation*	[-]
***εe :** Déformation élastique*	[-]
***εp :** Déformation plastique*	[-]
***ν :** Coefficient de poisson*	[-]
***E :** Module de Young*	[KN/m2]
***G :** Module de cisaillement*	[KN/m2]
***K :** Module de compressibilité*	[KN/m2]
***Φ :** Angle de frottement interne*	[°]
***Ψ :** Angle de dilatance*	**[°]**
***Eoed :** Module oedométrique*	[KN/m2]
***C** : La cohésion*	[KN/m2]

Sommaire

Introduction générale	
Chapitre I : généralité sur les mouvements et les glissements	
Introduction	01
I-1 les mouvements des terrains	02
I-1-1 Définition des mouvements de terrain	02
I-1-2 Types de mouvement de terrain	03
I-1-2.1 Les mouvements lents et continus	
a) l'affaissement	03
b) Le tassement	04
c) Le glissement de terrain	06
d) Le retrait-gonflement	07
E) Le fluage	07
f) La solifluxion	08
I-1-2.2 Les mouvements rapides et discontinus	09
a) Les effondrements de la cavité souterraine	09
b) L'éboulement, chutes de blocs et de pierres	12
c) Les coulées de boues et laves torrentielles	14
d) Erosion littorale	16
I-2 les glissements	17
I-2-1 Définition	19
I-2-2 différents types de glissement	19
I-2-2.1 Glissement plan	19
I-2-2.2 Glissement rotationnel	20
a) Glissement rotationnel simple	20
b) Glissement rotationnel complexe	20
c) Glissement sur une continuité préexistante	20
I-2-2.3 Glissement quelconque	21
I-2-3 Les facteurs qui contrôlent le type et le taux de glissement	21
I-2-4 Les étapes de l'activité des glissements de terrain	21
I-2-5 Classification des glissements	22
I-2-5.1 Selon la profondeur	22
a) Glissement superficiel	23
b) Glissement profond	23
I-2-5.2 selon la vitesse	24

I-2-6 Les causes de glissements	24
I-2-6.1 Action et influence de l'eau	24
I-2-6.2 Action de la pesanteur	25
I-2-6.3 La nature des terrains	25
I-2-6.4 Les actions mécaniques externes	25
I-2-6.5 Actions sismiques	26
I-2-6.6 Action de déboisement	26
I-2-6.7 Actions anthropiques	26
I-2-7 L'eau et les risques de glissement de terrain	27
I-2-8 Identification de danger de glissement	27
I-2-8.1 Intensité forte	28
I-2-8.2 Intensité moyenne	28
I-2-8.3 Intensité faible	28
I-2-9 Méthodologie de l'étude d'un glissement	28
I-3 Reconnaissance du site	29
I-3-1 Géologie et géomorphologie	29
I-3-2 Hydrologie	30
I-3-3 Reconnaissance géotechnique	31
I-3-3.1 Essai in-situ	31
a) Sondage	31
b) Pénétromètres dynamiques (PDL)	34
I-3-3.2 Essai en laboratoire	36
a) Les essais d'identifications	36
-Teneur en eau naturelle	36
-analyse granulométrie	37
- Limite d'atterberg	38
b) Les essais mécaniques	38
-Essai de compressibilité	38
-L'essai de cisaillement	40
Conclusion	40
Chapitre II : Les méthodes de calcule a la stabilité	
Introduction	41
II-1 Définition du critère de rupture	41
II-2 Définition du coefficient de sécurité	41
II-3 Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcules de stabilité	43
II-4 Détermination de la géométrie de la rupture	44

II-5 Analyse de la rupture plane dans une pente infinie	44
II-6 Les différents méthodes de calcule	45
II-6-1 Méthodes globales	45
II-6-2 Méthodes des tranches	46
a) Equation générale du problème	46
b) Méthode de FELLENIUS	49
c) Méthode de BISHOP simplifiée	
d) Méthode de SPENCER	51
e) Méthode de JANBU	53
f) Méthode de Morgenstern et Price	54
II-6-3 Méthodes des coins	55
II-7 Récapitulation des hypothèses, des équations d'équilibres et des inconnus dans les méthodes d'équilibre limite	56
II-8 Insuffisance des méthodes classiques	57
II-9 Les Méthodes de confortement	58
II-9-1 Terrassements	59
II-9-2 Remblai de pied	60
II-9-3 Les géotextiles	61
II-9-3-1 Géotextiles non-tissés et tissés	62
II-9-3.2 Utilisation	62
II-9-3.2 le rôle de géotextile	63
II-9-3.3 les fonctions de géotextiles	64
a) La séparation	64
b) La filtration	64
c) Le drainage	65
d) Le renforcement	65
e) La protection	65
f) La lutte contre l'érosion	66
Conclusion	67
Chapitre III: présentation d'un modèle l'étude sujet	
Introduction	68
III-1 Présentation la région de Médéa	68

III-1-1 Contexte géologique régionale	70
III-1-2 Litho stratigraphie	70
a) Le quaternaire	70
b) Le néogène	71
c) Le crétacé	71
III-1-3 La morphologie de la région	72
a) La zone montagneuse	72
b) La zone tellienne	72
c) La zone de pleines	72
d) La zone de sud	72
III-1-4 Climat de la région	72
III-1-5 Sismicité de la région	72
III-2 Représentation la région de projet (Ain boucif)	73
III-2-1 Localisation géographique de terrain	74
a) Plateau	74
b) Les collines	75
III-2-2 Les routes et les vois	76
III-3 Présentation de projet	76
III-3-1 Reconnaissance in situ	77
III-3-2 Résultats les essais in situ	78
a) Résultats des sondages carottés	78
b) Sondage au pénétromètre dynamique lourd	80
III-3-3 Résultats des essais au laboratoire	82
a) Essai physique	82
b) Essai mécanique	83
III-3-4 Lithologie de site	85
a) Zone I	85

b) Zone II	85
III-3-5 Caractéristique mécanique	85
III-3-6 Stabilité d'ensemble	85
III-3-7 Contrainte admissible	86
Conclusion	87
Chapitre IV : Analyse numérique de la stabilité	
Introduction	88
IV-1 facteurs défavorables pour la stabilité des versants	88
IV-2 Evaluation du risque de glissement	89
IV-3 Cinématique du mouvement	90
IV-4 Méthodologie de travail	90
IV-5 Présentation du logiciel Talren	92
IV-6 Calcule et vérification	96
IV-6-1 Hypothèses de calcule	97
IV-7 Modélisation du talus sans confortement	98
IV-7-1 Géométrie du modèle	98
IV-7-2 Calcule avec la méthode de Bishop	98
IV-7-3 Calcule avec la méthode de Fellenius	101
IV-7-4 Les résultats obtenus	102
IV-8 Talus avec renforcements	102
IV-8-1 Proposition des solutions de confortement	102
IV-8-2 Différents phases de confortement	102
IV-8-3 Phasage de construction	105
IV-8-4 Géométrie du modèle	106
IV-8-5 Calcule avec la méthode de Bishop	106
IV-8-6 Calcule avec la méthode de Fellenius	106
IV-8-7 Les résultats obtenus	107
IV-9 Etude paramétrique	107

Conclusion	108
Conclusion générale	
Annex	

La liste des figures

CHAPITRE I		
Figure I.1	Les différents mouvements de terrain	02
Figure I.2	Affaissement lié à une exploitation ancienne avec un recouvrement d'une centaine de mètre	03
Figure I.3	Le phénomène d'affaissement	04
Figure I.4	Schéma Explicatif des phénomènes: Tassement à Mexico	04
Figure I.5	photo d un tassement	05
Figure I.6	Glissement de terrain à Feldweid (Forces aériennes suisses)	06
Figure I.7	glissement terrain au Timezguida (MEDEA-2017)	06
Figure I.8	Schéma Explicatif des phénomènes : Retrait – Gonflement	07
Figure I.9	Le phénomène de fluage	07
Figure I.10	Le phénomène de fluage	07
Figure I.11	Fluage RN 11 CHERCHELL ALGER	08
Figure I.12	Phénomène de la Solifluxion	08
Figure I.13	Loupes de solifluxion et de gel fluxion (Taste/moiry.vs)	09
Figure I.14	Shema Explicatif des phénomènes : Effondrements des cavités souterrains	10
Figure I.15	Le phénomène d'effondrement généralisé	10
Figure I.16	effondrement Dun route au centre d'Ottawa(Canada)	11
Figure I.17	effondrement Ben Aknoun (Alger-2016)	11

Figure I.18	effondrement Ben Aknoun (Alger-2016)	12
Figure I.19	Schéma Explicatif des phénomènes : les éboulements Chutes de blocs et de pierre	12
Figure I.20	chute des pierres et blocs au Temezguida (Médéa 2017)	13
Figure I.21	Chutes de pierres et de blocs (Gothard 2012)	13
Figure I.22	Coulée de boue (modifié d'après Amant et al. 1992)	14
Figure I.23	Schéma qui illustre une coulée de boue	15
Figure I.24	coulée de boue	15
Figure I.25	Schéma Explicatif des phénomènes L'érosion littorale	16
Figure I.26	Érosion de l'estran à Trouvaille et affleurement du substratum-Oran	16
Figure I.27	shéma d'un glissement	18
Figure I .28	photo d'un glissement terrain	18
Figure I.29	Glissement plan	19
Figure I.30	schéma d'un glissement rotationnel simple	20
Figure I.31	schéma globale d'un glissement quelconque	21
Figure I.32	Les éléments principaux de la description d'un glissement de terrain	22
Figure I.33	perméabilité KW d'un sol non saturé	31
Figure I.34	exemple schématique d'un sondage carotté	32
Figure I.35	modèle d'une feuille de sondage	33
Figure I.36	Schéma de principe d'un PDL	34

Figure I.37	exemple d'une feuille de profil de pénétration dynamique	36
Figure I.38	une série des tamis	37
Figure I.39	schéma d'appareille de casagrande	38
Figure I.40	schéma de l'éssai oedométrique	39
Figure I.41	la boite de casagrande	40
	CHAPITRE II	
Figure II.1	Surface de rupture potentielle	44
Figure II .2	Rupture plane	46
Figure II.3	schéma de méthode globale	47
Figure II.4	Définition de la surface de glissement	48
Figure II.5	Equilibre d'une tranche de sol	49
Figure II.6	Equilibre d'une tranche de sol (BISHOP simplifiée)	52
Figure II.7	Equilibre d'une tranche de sol (SPENCER)	53
Figure II.8	Equilibre d'une tranche de sol (JANBU)	56
Figure. II.9	Représentation des forces sur une tranche selon la méthode simplifiée de Morgenstern et Price	58
Figure II.10	schéma de méthode de coin	60
Figure II.11	Variation du coefficient de sécurité local en fonction de la position du point sur la surface de glissement Analysée	61
Figure II.12	Isolation des appuis d'un viaduc : fondation sur pieux Protégés par des viroles métalliques	63
Figure II.13	Différentes méthodes de stabilisation par terrassement	64

Figure II.14	Calcul de stabilité d'une butée de pied : Différentes surfaces de rupture à prendre en compte	65
figure II.15	Géotextile non-tissés	65
figure II.16	Géotextile tissés	66
	CHAPITRE III	
Figure III.1	situation géographique de Médéa	**70**
Figure III.2	Carte de zonage sismique de l'Algérie. (Situation de Médéa)	**74**
Figure III.3	Situation géographique d'Ain boucif	
Figure III.4	situation géographique de projet (route nationale 60 A pk 182 Ain boucif)	**76**
Figure III.5	Le programme d'investigation géotechnique	**77**
Figure III.6	Essai sondage	**78**
Figure III.7	Essai sondage	**78**
Figure III.8	Essai sondage au P.D.L	**79**
Figure III.9	Déférente couche de terrain	
	CHAPITRE IV	
Figure IV.1	Photo du glissement	**93**
Figure IV.2	Organigramme montrent les différents options de la barre d'outil TALREN4.	**97**
Figure IV.3	Le menu de données.	**97**
Figure IV.4	La barre de boutons principale	**98**
Figure IV.5	La barre de boutons contextuelle "Donnée s "	**98**
Figure IV.6	La barre de boutons contextuelle "Phasage/Calculs".	**99**
Figure IV.7	Gestion des phases et situation du projet.	**99**
Figure IV.8	Géométrie du modèle.	**102**

Figure IV.9	Le résultat avec la méthode de Bishop (sans séisme)	**103**
Figure IV.10	Le résultat avec la méthode de Bishop (avec séisme)	**103**
Figure IV.11	Le résultat avec la méthode de fellenius (sans séisme)	**104**
Figure IV.13	Model gabion	**107**
Figure IV.14	Phasage de construction	**108**
Figure IV1.5	Modélisation d'un système de confortement.	**109**
Figure IV.16	Le résultat après confortement	**109**
Figure IV.17	Le résultat après confortement	**110**
Figure IV.18	Le résultat après confortement	**110**
Figure IV.19	Le résultat après confortement	**111**

La liste des Tableaux

CHAPITRE I		
I.1	Classification selon la profondeur de la surface de glissement d'après DETEK	23
I.2	Classification selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement a long terme	24
CHAPITRE II		
II.1	Valeurs de FS en fonction de l'état de l'ouvrage Benaissa. Glissements de terrain, Calcul de stabilité	43
II.2	Les hypothèses, les équations et les inconnus dans les méthodes d'analyses	**60**
CHAPITRE III		
III.1	résultat de l'essai humidité	**80**
III.2	résultat de l'essai Granulométrie	**80**
III.3	résultat de l'essai Limites d'Atterberg	**82**
III-4	résultat de l'essai de compressibilité à l'oedomètre	**82**
III.5	résultat de l'essai de cisaillement direct (Boite de Casagrande	**83**
III.6	Contrainte admissible	**85**
CHAPITRE IV		
IV.1	paramètre mécanique du sol	**89**
IV.2	caractéristique géométrique	**100**
IV .3	Calcul des coefficients de sécurité selon différentes méthodes Fellenius et Bishop	**102**
IV .4	les dimensionnents de gabion	**103**
IV.5	Calcul des coefficients de sécurité selon différentes méthodes Fellenius et Bishop	**109**

Résumé :

Les glissements de terrains sont des phénomènes très dangereux souvent complexes qui dépendent de plusieurs paramètres et critères.

Très répandu à la wilaya de Médéa, ce phénomène a cause beaucoup de dommage sur la route nationale 60A, PK182.

Ce travail présente dans ce mémoire a pour objectif de faire une étude géotechnique du phénomène. A cette fin, l'étude a été commencée par des généralités sur le glissement de terrains, les types, les propriétés, les causes et les méthodes adoptées pour le calcul de ce type de problème. En suite, une analyse numérique du talus a été mené avec le code de calcul :TALREN, dans le but de déterminer le coefficient de sécurité et les déplacements. En suite, Le renforcement du talus a été analysé en introduisant des géotextiles et mur en gabion.

Mots clés

Glissement des terrains, talus, analyse numérique, stabilisation, TALREN

Abstract:

Landslides are very dangerous and very complicated phenomen that depend on several parameters and criteria.

Very widespread in the wilaya of Medea, this phenomenon made a lot of damage on the national road 60 A, PK 182.

This work is designed to perform a geotechnical study investigation of the phenomenon. To this end, we started our study with generalities on the landslides, types, properties, causes and methods adopted for the calculation of this type of problem.

Numerical analysis of the slope was made with two codes of calculation, TALREN to determine the factor of safety and travels (movements).

Then, the slope strengthening was analyzed by introducing geotextiles and wall in gabion.

Keyword

Landslides, embankments, numerical analysis, TALREN

ملخص :

إنزلاقات التربة من الظواهر الطبيعية الخطيرة والمعقدة تحكمها أسبــاب وعوامــل شتى،وهي منتشرة وشائعة في ولاية المدية .

وقد تسبب انزلاق التربة ببلدية عين بوسيف بإتلاف جزء من الطريق الوطني رقم ستون .نهدف من خلال عملنا هذا إلى إجراء فحص ودارسة جيو تقنية للظاهرة ،لهذا بدأنا بعموميات حول حركات التربة وبالضبط انزلاق التربة ,مميزاتها،أنواعها،مختلف أسبابها،أنظمة الحلول المقترحة لها وطرق حسابها بعد ذالـك

قمنا بتحميل الرقمي لهذا المنحدر بواسطة برنامج التالرن بهدف حساب معاملا لامان

وأخير أحللنا تدعيم المنحدر باستعمال جيو تكستيل و حائط المتراس وهذا أيضا باستعمال البرنامج الرقمي التارلن

كلماتالمفاتيح

انزلاق التربة،المنحدر،دارسة رقمية،استقرارالمنحدر،التالرن

INTRODUCTION GENERAL

INTRODUCTION GENERALE :

Les instabilités du sol figurent parmi les risques géologiques les plus répandus en pratique. Des milliers de victimes et de blessés, d'énormes pertes économiques sont les évidences regrettables des instabilités de pentes partout dans le monde. Celles-ci constituent une menace de plus en plus importante, compte tenue de la croissance de la population, de l'utilisation intensive des terres et du changement climatique.

Stabilisé un glissement de terrain est l'une des tâches majeures de la géotechnique, ainsi une bonne connaissance de la méthodologie de l'étude est nécessaire.

Dans la wilaya de Médéa et vu sa morphologie montagneuse caractérisée par un sol instable a été l'objet d'énormes glissements de terrain, enregistres ces derniers années.

Le glissement de terrain situé au nord de la wilaya de Médéa à la sortie de la ville de Ain Boussif affectant un versant situé sur la route national n°60 a occasionné en 2016 d'énormes dégâts que se soit à la route ou à la population limitrophes (constructions) et qui met la zone en danger.

L'étude de traitement de ce glissement commence principalement par le diagnostic et la recherche des causes du glissement, une campagne d'investigation géotechnique qui a consisté en sondages carottés et en pénétromètre dynamique lourd (PDL) afin de déterminer les caractéristiques des différentes couches constituantes du sol en mouvement , conclusions ont été examinés et tirées afin de donner une meilleur solution à la stabilisation de ce glissement ainsi que son traitement.

✓ DÉFINITION DU PROBLÈME :

La recherche s'insère dans le cadre de l'étude des risques des mouvementes

Des terrains en pentes et plus spécifiquement dans celui de la définition, la

Compréhension, la prévision et l'évaluation de l'aléa géomorphologique (appelé également aléa mouvement de terrain ou aléa gravitaire) en terme d'intensité et d'occurrence spatiale et temporelle.

Le travail se divise quatre chapitres, après une introduction générale.

Chapitre I : traite le risque du mouvement de terrain en général avec quelque exemples.et traite 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 ainsi que les causes du glissement après exploitation des données de la campagne d'investigation géotechnique qui a consisté en la réalisation des sondages carottés et des PDL ainsi qu'un constat visuel des signes de glissement et les niveaux d'eau

Chapitre II : décrit les méthodes d'analyse des glissements des massifs de sol en pente et décrit les différentes méthodes et modèles de comportement utilisés qui sont appliqués pour stabilisés la masse de terrain instable.

Chapitre III : présentation d'un modèle sujet d'étude

Chapitre VI : comporte la modélisation numérique et étude paramétrique de la stabilité des terrains en pentes par le logiciel « Talren 4», ainsi que la vérification des solutions de confortement proposés et à la conception et le dimensionnement des solutions de renforcement.

Le mémoire se termine par une conclusion générale.

CHAPITRE I

GENERALITE SUR LE MOUVEMENT ET GLISSEMENTS DE TERRAINS

INTRODUCTION :

De nombreuses régions du monde sont confrontées à des phénomènes naturels susceptibles de provoquer des catastrophes. Ces phénomènes sont d'origines très variées :

- **Géophysique :** avec le séisme et les éruptions volcaniques,
- **hydrométéorologique :** avec les cyclones et tempêtes, les inondations et les avalanches ou bien encore.
- **Géomorphologique :** avec les mouvements de terrain. Leurs fréquences et leurs intensités varient d'une région à une autre.

Les mouvements de terrain sont des phénomènes naturels d'origines très diverses, résultant de la déformation, de la rupture et du déplacement du sol. Ils provoquent mondialement la mort de 800 à 1 000 personnes par an, mais ce chiffre ne prend pas en compte les glissements dus aux séismes, probablement les plus meurtriers. Les risques liés aux mines n'entrent pas dans cette catégorie et ne sont pas traités dans ce dossier. Les mouvements de terrain 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.

Le risque « mouvements de terrain » concerne en France environ 7 000 communes, et cela avec un niveau de gravité fort pour la population dans un tiers des cas.

De nombreux paramètres, naturels ou anthropiques, conditionnent l'apparition et le développement des mouvements de terrain (géologie,

Hydrogéologie, urbanisation, 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 c5es secteurs, par l'information des populations, l'adoption de mesures d'urbanisme Ou de mesures constructives, l'étude et la surveillance de mouvements actifs.

I.1 les mouvements de terrain

I.1-1 Définition du mouvement de terrain :

Les mouvements de terrain regroupent un ensemble de déplacements, plus ou

Moins brutaux du sol ou du sous-sol. Les volumes en jeux sont compris entre

Quelques mètres cubes et plusieurs millions de mètres cubes. Il est fonction de la nature et de la disposition des couches géologiques. Il est dû à des processus lents de dissolution ou d'érosion favorisés par l'action de l'eau et de l'homme

❖ Comment se manifeste-t-il ?

Les mouvements de terrain apparaissent lors de la conjonction naturelle ou artificielle de facteurs : topographiques (pentes des terrains, reliefs…),
Géologiques (nature des sols), hydrologiques et climatiques (importantes précipitations).

❖ On différencie :

-les mouvements de terrain plutôt lents et continus : tassements et affaissements de sols et glissements de terrain le long d'une pente ;
-les mouvements de terrain plutôt rapides et discontinus : effondrements de cavités souterraines, écroulements et chutes de blocs et enfin coulées boueuses et coulées torrentielles.
- l'érosion littorale.

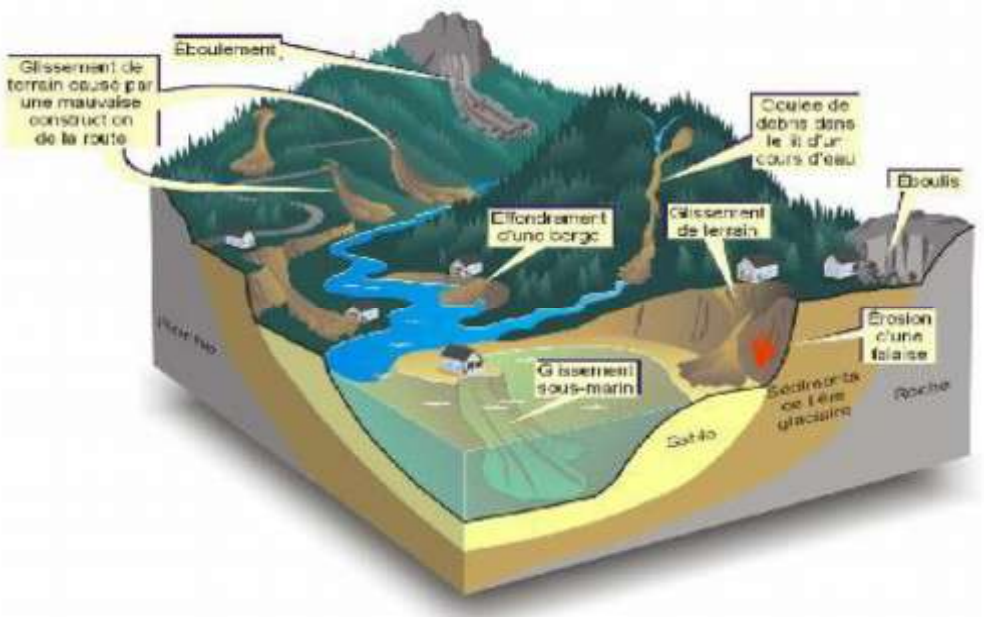


Figure I.1 : les différents mouvements de terrain

I.2-2 Types de mouvement de terrain :

Le mouvement de terrain a pour caractéristique d'être difficilement prévisible et constitue un danger pour la vie humaine en raison de son intensité, de la soudaineté et du caractère dynamique de son déclenchement.

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

I.2.2-1 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, le retrait-gonflement et le fauchage. 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'impose ;

a) L'affaissement :

Ce sont des désordres ponctuels, visibles en surface, se présentant sous la forme de cuvettes et consécutifs à la lente fermeture de vides profonds. Ils se forment également par rupture successive des différents horizons formant le recouvrement du vide initiateur.

Sur les bâtiments, ces affaissements créent des tassements différentiels sur les fondations qui se traduisent par des fissures plus ou moins importantes et plus ou moins ouvertes, parfois traversâtes, allant de la dégradation du ravalement à la ruine des murs porteurs, en passant par le blocage des portes et fenêtres.

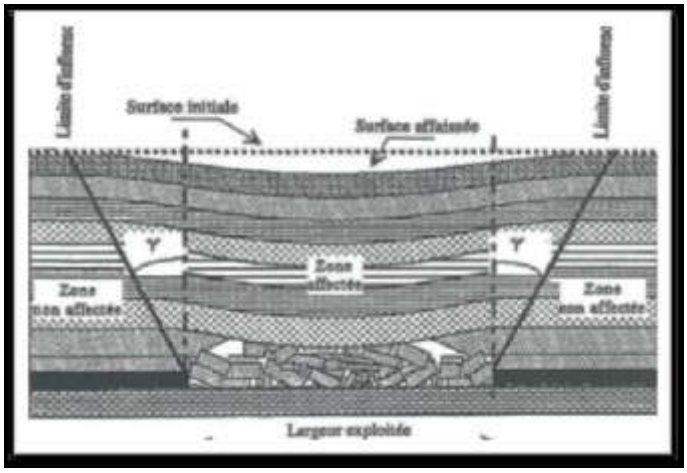


Figure I.2 : Affaissement lié à une exploitation ancienne avec un recouvrement D'une centaine de mètre

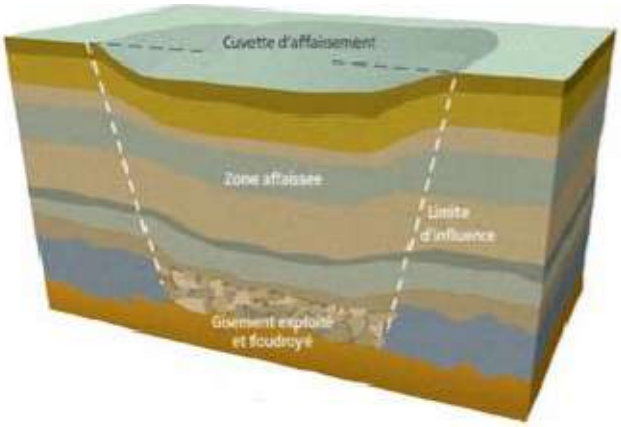


Figure : I.3 Le phénomène d'affaissement

b) Le tassement :

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

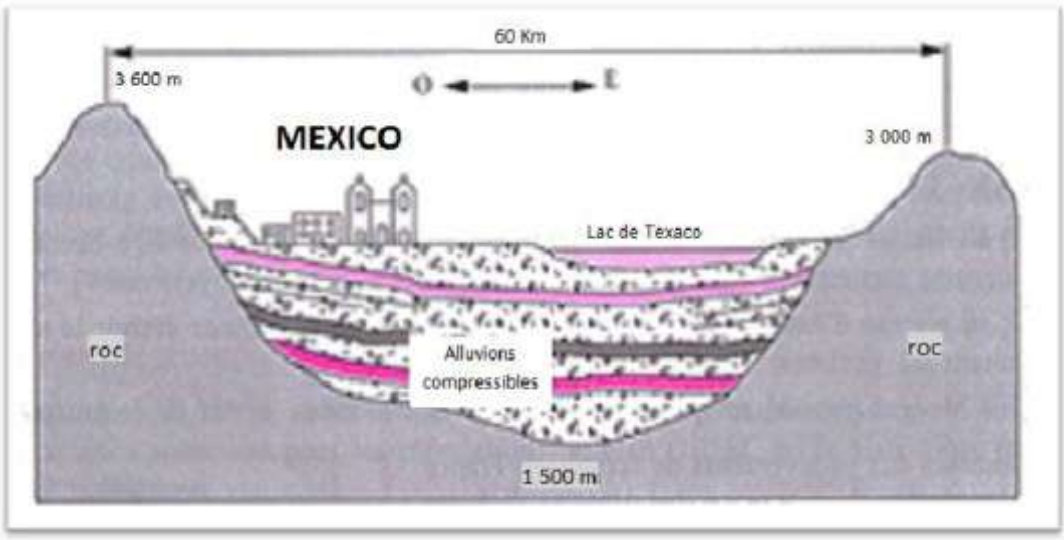


Figure I.4 : Schéma Explicatif des phénomènes: Tassement à MEXICO

➢ **EXEMPLE :**



Figure I.5 *:* photo d un tassement

c) Le glissement de terrain :

Il s'agit du déplacement lent d'une masse de terrain cohérente le long d'une surface de rupture. Cette surface a une profondeur qui varie de l'ordre du mètre à quelques dizaines de mètres dans des cas exceptionnels. Les volumes de terrain mis en jeu sont considérable, les vitesses d'avancement du terrain peuvent varier jusqu'à atteindre quelques décimètres par an.

*Se produisent généralement en situation de forte saturation des sols en eau.

➢ **Exemples :**

✓ **A l'étranger:**



Figure I.6 : Glissement de terrain à Feldweid (Forces aériennes suisses)

✓ ***En Algérie***



Figure I.7 : glissement terrain au Timezguida (MEDEA-2017)

d) 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.

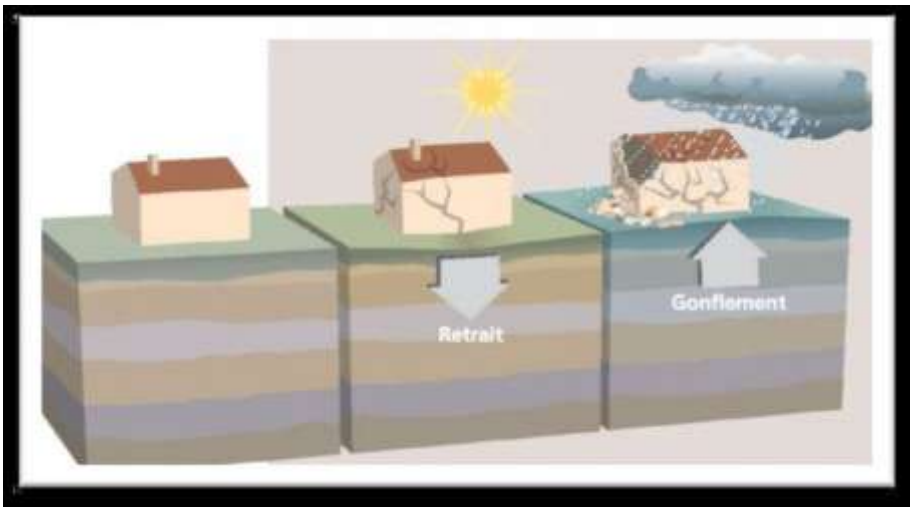


Figure I.8 : Schéma Explicatif des phénomènes : Retrait –Gonflement

e) Le fluage :

Le fluage est caractérisé par des mouvements lents et continus, mais à des vitesses faibles.

Dans le cas du fluage, il est difficile de mettre en évidence une surface de rupture.

Le mouvement se produit généralement sans modification des efforts appliqués (contrairement aux glissements) : en fait le matériau est sollicité à un état proche de la rupture.

Ce type de mouvement peut : soit se stabiliser, soit évolué vers une rupture.

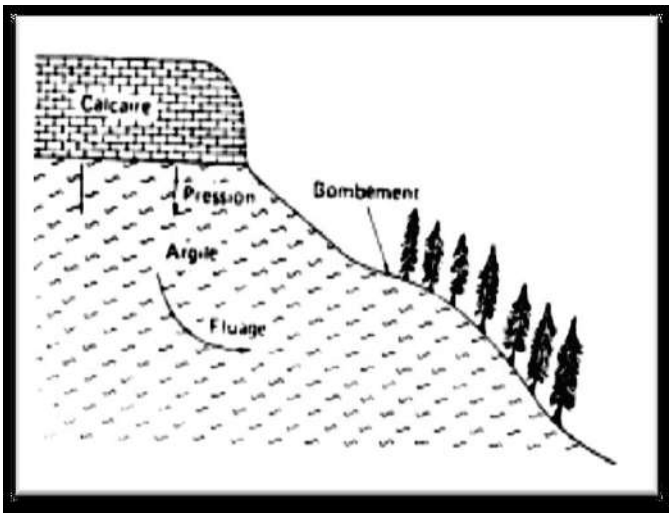


Figure I.9: Le phénomène de fluage

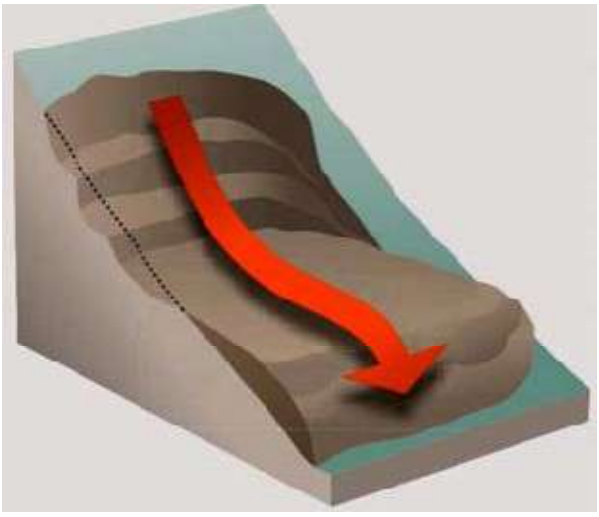


Figure I.10 : Le phénomène de fluage

➢ **Exemples :**



Figure I.11: Fluage RN 11 CHERCHELL ALGER

f) 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

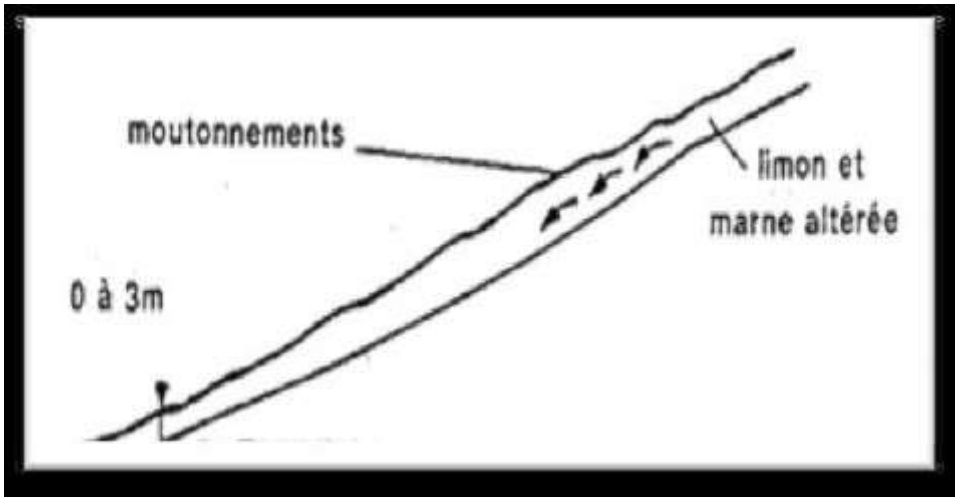


Figure I.12: Phénomène de la Solifluxion.

➢ **Exemple :**



Figure I.13 : Loupes de solifluxion et de gel fluxion (Taste / moiry .vs)

I.2.2-2 Les mouvements rapides et discontinus :

Ils se propagent de manière brutale et soudaine. Ils regroupent l'effondrement, les chutes de pierres et de blocs, l'éboulement et les coulées boueuses.

Les mouvements rapides touchent majoritairement les personnes, avec des conséquences souvent dramatiques. Ces mouvements ont des incidences sur les infrastructures (bâtiments, voies de communication…etc.), allant de la dégradation à la ruine totale.

a) 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.

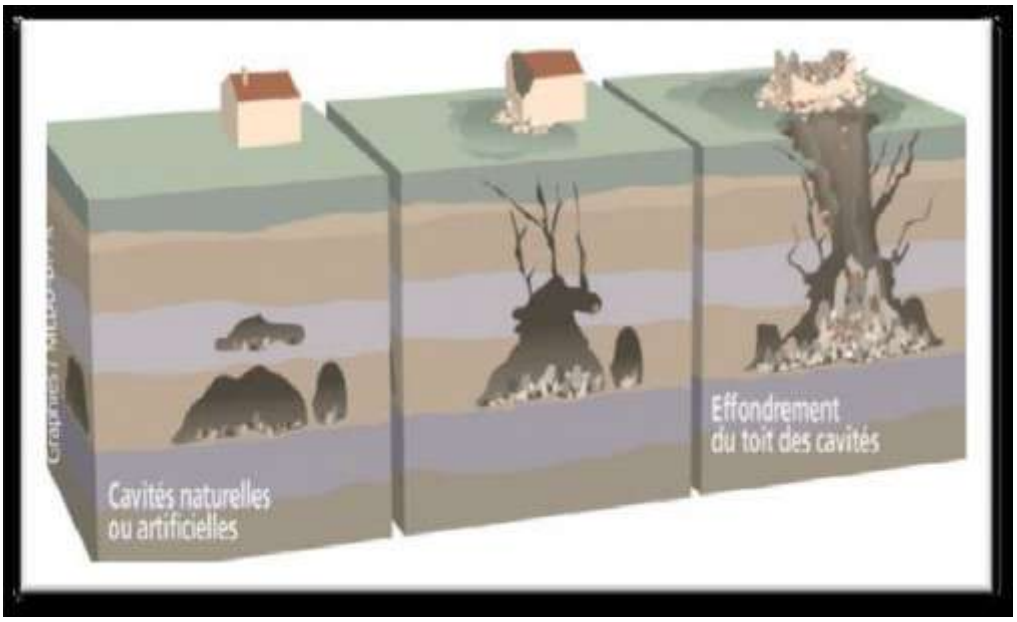


Figure I.14: Schéma Explicatif des phénomènes : Effondrements des cavités souterrains

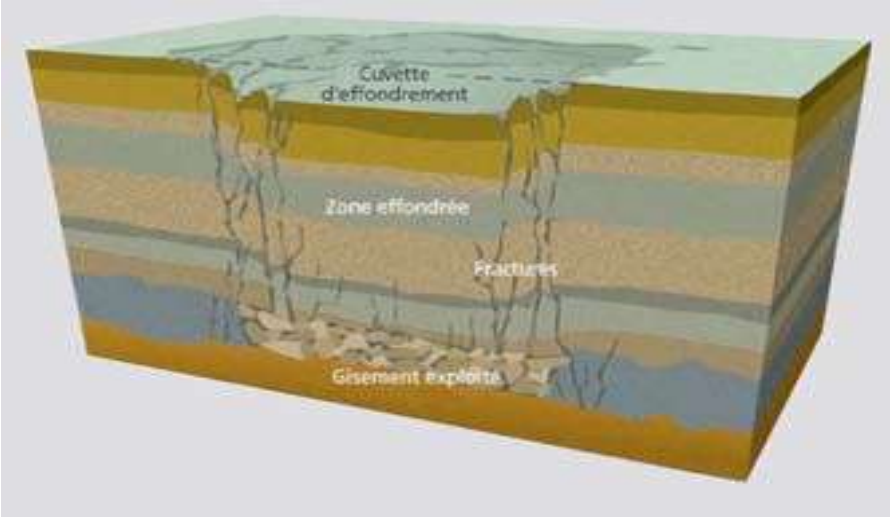


Figure I.15 : Le phénomène d'effondrement généralisé

➢ exemples :

✓ A l'étrange :



Figure I.16 : effondrement Dun route au centre d'Ottawa(Canada)

✓ EN Algérie :



Figure I.17 : effondrement Ben Aknoun (Alger-2016)



Figure I .18 : effondrement Ben Aknoun (Alger-2016)

b) L'éboulement, chutes de blocs et de pierres :

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

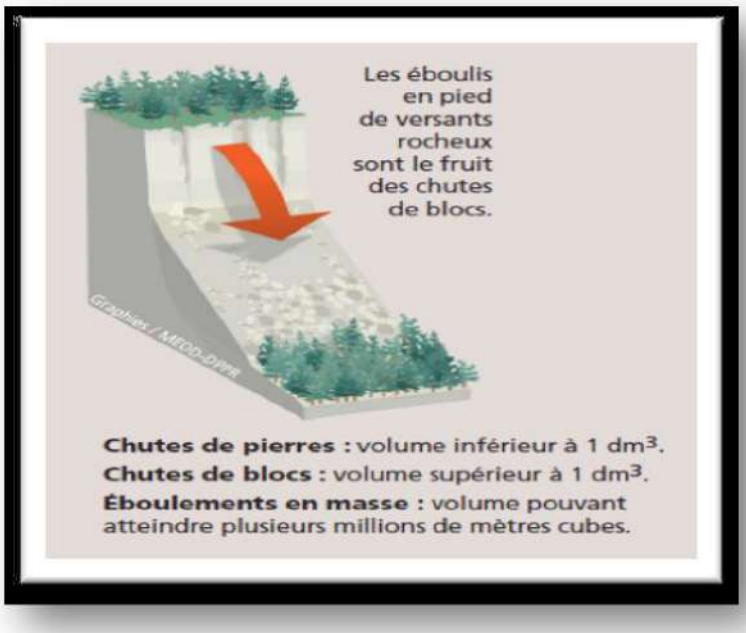


Figure I.19: Schéma Explicatif des phénomènes : les éboulements, Chutes de blocs et de pierre

➢ exemples :

✓ En Algérie :



Figure I.20 : chute des pierres et blocs au Temzguida (Médéa 2017)

✓ A l'étranger :



Figure I.21 : Chutes de pierres et de blocs (Gothard 2012)

c) Les coulées de boues et laves torrentielles :

Les coulées de boue sont constituées d'un mélange de terrain meuble, de sol et d'eau, qui se déplace vers l'aval sous forme de masse généralement peu épaisse.

La teneur en eau des coulées de boue est supérieure à celle des glissements de terrain. Moins compactes que les glissements, les coulées de boue se déplacent plus rapidement vers l'aval et peuvent donc avoir des conséquences dévastatrices subites.

Sur les bords de la coulée, la vitesse de glissement est moindre, ce qui entraîne parfois la formation de petites levées. Parvenue au bas de la pente, la coulée de boue ralentit sa course et s'étale dans le sens de la largeur avant de s'immobiliser.

Coulées de boue et laves torrentielles sont deux processus comparables: les coulées de boue se forment dans des terrains meubles et glissent à la surface des versants tandis que les laves torrentielles se forment dans les lits des torrents et s'écoulent vers l'aval en suivant leur tracé.

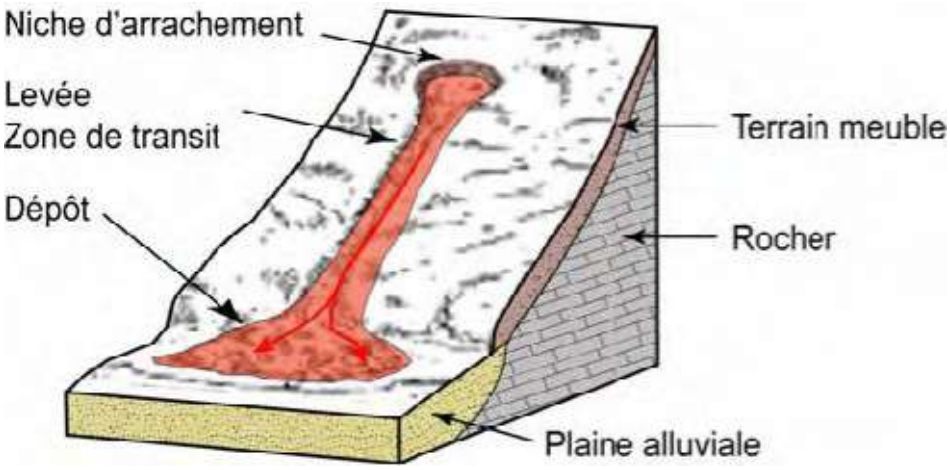


Figure I.22 : Coulée de boue (modifié d'après Amant et al. 1992)

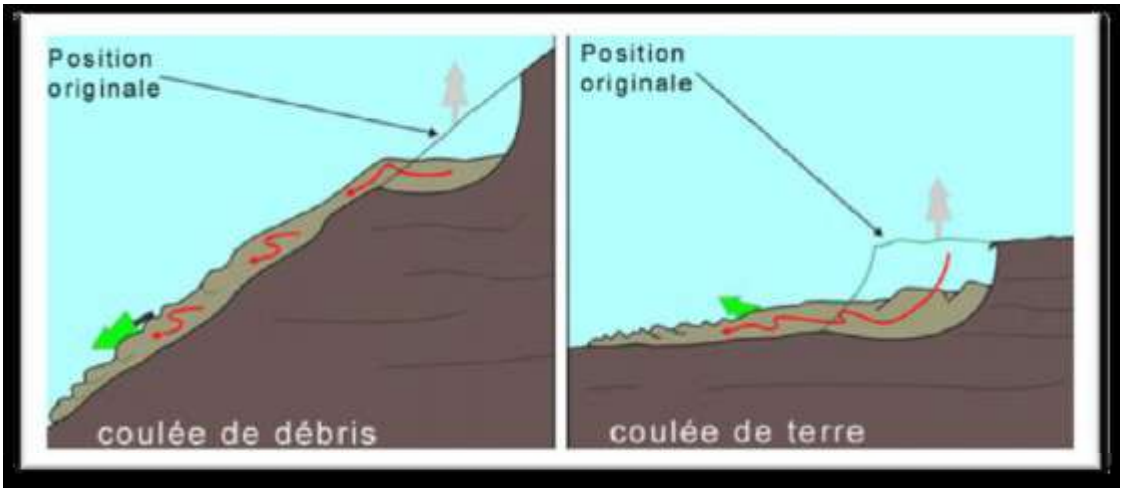


Figure I.23: Schéma qui illustre une coulée de boue

➢ **EXEMPLE :**



Figure I.24 : coulée de boue

d) Erosion littorale :

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

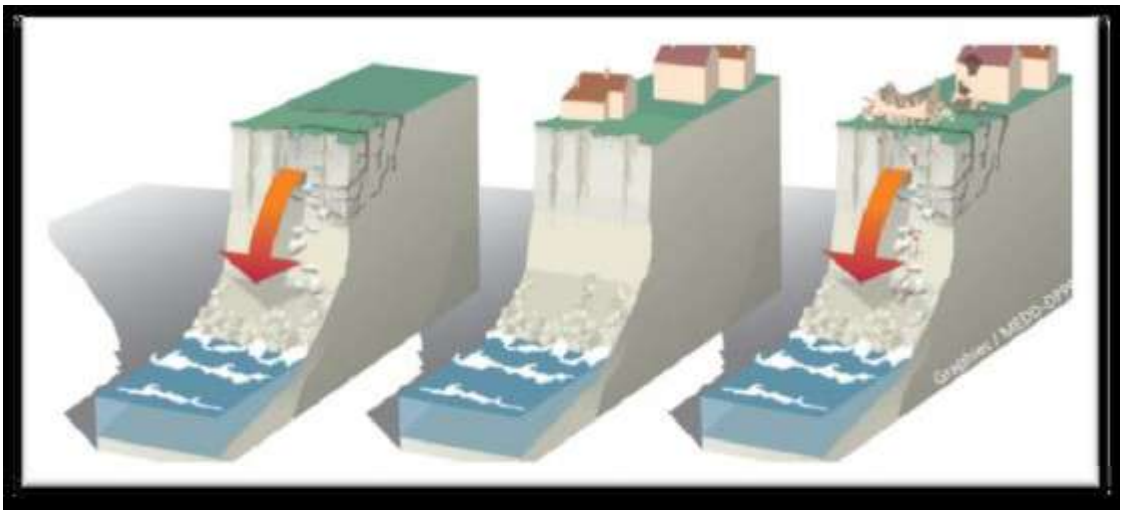


Figure I.25 : Schéma Explicatif des phénomènes L'érosion littorale

➢ **Exemple :**



Figure I.26 : Érosion de l'estran à Trouvaille et affleurement Du substratum

I-2 Le glissement terrain :

Les glissements des terrains sont des mouvements de masse qui se développent dans des matériaux meubles en général dans les sols argileux. Ils ont rarement une cause unique qui est souvent due à l'action conjointe de plusieurs facteurs négatifs qui déclenchent le glissement. Les causes envisageables dans l'étude d'un glissement de terrain peuvent se rattacher à 03 catégories :

1) Nature des terrains constituant le site.

2) Les diverses formes de l'action du l'eau à savoir

3) Les actions mécaniques externes.

I-2-1 Définition :

Le terme de glissement est relativement général relatif à la stabilité des pentes, mais il désigne essentiellement un processus de mouvement de versant. La gravité fait subir continuellement des pressions sur les versants affectant ainsi toutes sortes de matériaux (sols et roches). Les mouvements de masses (de type rotationnel ou transrationnel) sont initiés à partir d'une

surface dite de rupture créée sous l'action de contraintes tangentielles excédant la résistance au cisaillement des matériaux.

On retrouve dans la littérature plusieurs définitions sur les « glissements de terrains » ou « mouvement de masses » dont les plus utilisées sont les suivantes :

- ✓ Un glissement de terrain correspond à un : «déplacement d'une masse de terrains meuble ou rocheuse le long d'une surface de rupture par cisaillement qui correspond souvent à une discontinuité préexistante.

Le mouvement est engendré par l'action de la gravité, de forces extérieures (hydrauliques ou sismiques) ou d'une modification des conditions aux limites».

- ✓ Un mouvement de masse s'exprime comme étant tout évènement qui se manifeste par un déplacement sur une pente d'une masse de sol et/ou de roche sous l'influence directe de la gravité.

Les déplacements peuvent être lents (quelques millimètres par an) ou très rapides (quelques centaines de mètres par jour), en fonction des mécanismes initiateurs, des matériaux considérés et de leur structure. Les mouvements lents entraînent une déformation progressive des terrains, pas toujours perceptible par l'homme. Ils regroupent les affaissements, les tassements, les glissements, la solifluxion, le fluage, fauchage. Les mouvements rapides se

Propagent de manière brutale et soudaine. Ils regroupent les effondrements, les chutes de pierres et de blocs, les éboulements et les coulées boueuses.

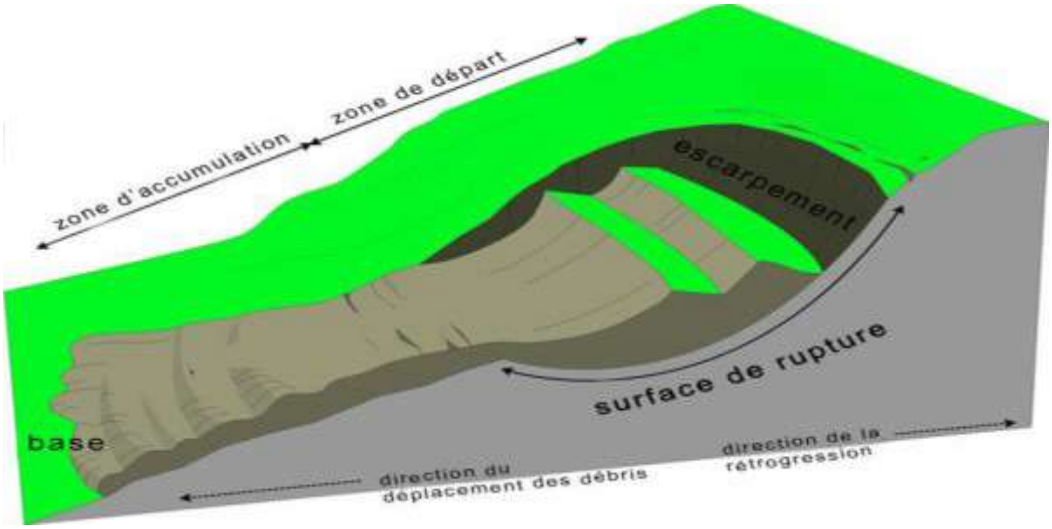


Figure I.27 shéma d'un glissement

La plupart du temps, l'eau joue un rôle important dans les glissements de terrain, par l'action des pressions interstitielles, des écoulements souterrains ou par les pressions dues au gonflement des minéraux argileux.



Figure I.28 : photo d'un glissement hannacha

I-2-2 Différents types de glissement :

Les glissements de terrain apparaissent plutôt le long des surfaces planes et dans tous types de

Matériaux.

Ils correspondent au déplacement d'une masse de terrains meubles ou rocheux au long d'une surface de rupture (plane, circulaire ou quelconque). Selon la géométrie de cette surface, on peut distinguer trois types principaux de glissements **:**

I-2-2.1 Glissement plan :

Il se produit suivant un plan, au niveau d'une surface de discontinuité géologique :

Zone entre deux matériaux de nature différente, failles, plans de stratification... (Figure 2).

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 ».

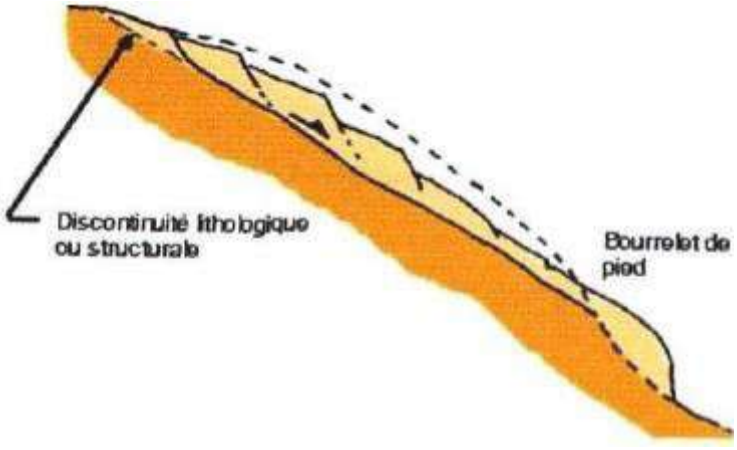


Figure I .29 : Glissement plan

I-2-2.2 Glissement rotationnels :

Dans ce type de mouvement, il se produit un basculement de la masse glissé le long d'une surface courbe plus ou moins circulaire. Ces mouvements peuvent être simples ou complexe.

Les mouvements simples ont une surface de rupture proche ou assimilable à un cercle et leur étude fait appel aux méthodes d'analyses classiques de la mécanique des sols.

a) Glissement rotationnel simple

Ce type de glissement est très fréquent. La surface de rupture à une forme simple et peut-être assimilée à un cylindre.

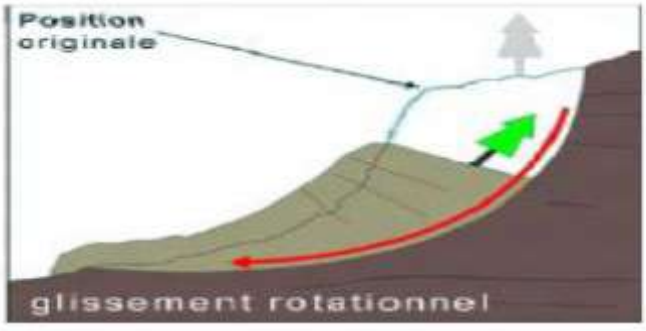


Figure I.30 : schéma d'un glissement rotationnel simple

b) Glissement rotationnel complexe :

Ce type de glissement est rare. Il s'agit de glissements multiples emboîtés les uns dans les autres, dus souvent à la suppression de la butée provoquée par le glissement précédent, ce qui entraîne des glissements successifs remontants vers l'amont.

c) Glissements sur une discontinuité préexistante :

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

I.2.2.3 Glissement quelconque :

Le mouvement est très semblable au précédent dans son allure externe, mais la section verticale de la surface de glissement est de forme irrégulière. Il s'agit souvent d'une combinaison des deux cas précédents.

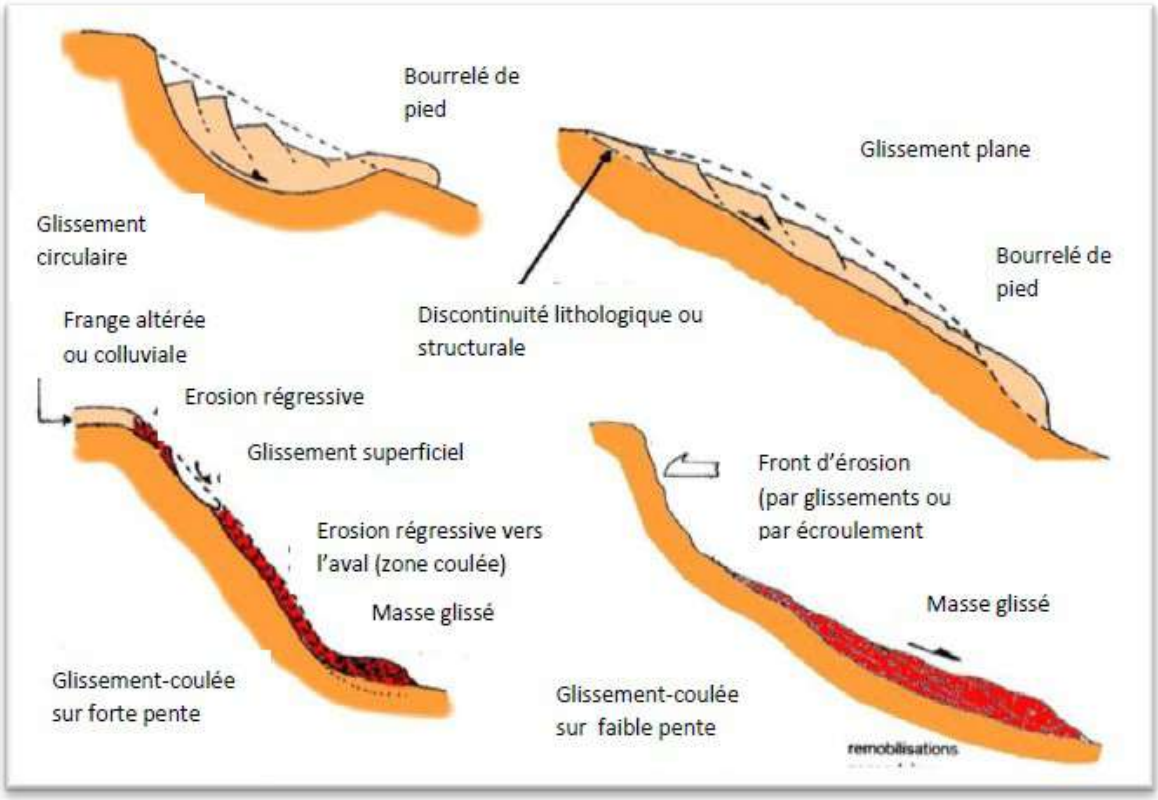


Figure I.31 : schéma globale d'un glissement quelconque

I-2-3 Les facteurs qui contrôlent le type et le taux de glissement :

Il existe trois principaux facteurs qui contrôlent le type et le taux du mouvement de masse qui pourrait se produire à la surface de la Terre:

- ✓ Gradient de pente : Plus la pente du terrain, plus il est probable que le mouvement de masse se produit.

- ✓ La consolidation de la pente : Les sédiments et les roches et les sédiments fracturés ou mal cimentés sont faibles et plus vulnérables aux mouvements de masse.
- ✓ L'eau : Si les matériaux de pente sont saturés d'eau, ils peuvent perdre la cohésion et de s'écouler facilement.

Lorsqu'il pleut, la déformation horizontale d'une pente augmente et continue d'augmenter pendant un certain temps après la pluie.

I-2-4 Les étapes de l'activité des glissements de terrain :

Il y a quatre étapes différentes successives possibles de l'activité des glissements de terrain:

1 : Phase de pré-défaut : Lorsque la masse de sol est encore continue. Cette étape est principalement contrôlée par la rupture progressive et fluage.

2 : Phase de rupture : Caractérisé par la formation d'une surface de cisaillement continu à travers l'ensemble du sol ou de la masse de roche.

3 : Phase après rupture : Qui comprend le mouvement du sol ou de la masse de roche impliqués dans le glissement de terrain, de juste après la rupture jusqu'à ce qu'il s'arrête essentiellement.

4 : Phase de réactivation : Lorsque les diapositives de masse du sol ou de la roche le long d'un ou de plusieurs surfaces de cisaillement préexistants. Cette réactivation peut être occasionnelle ou permanent avec les variations saisonnières de la vitesse de déplacement

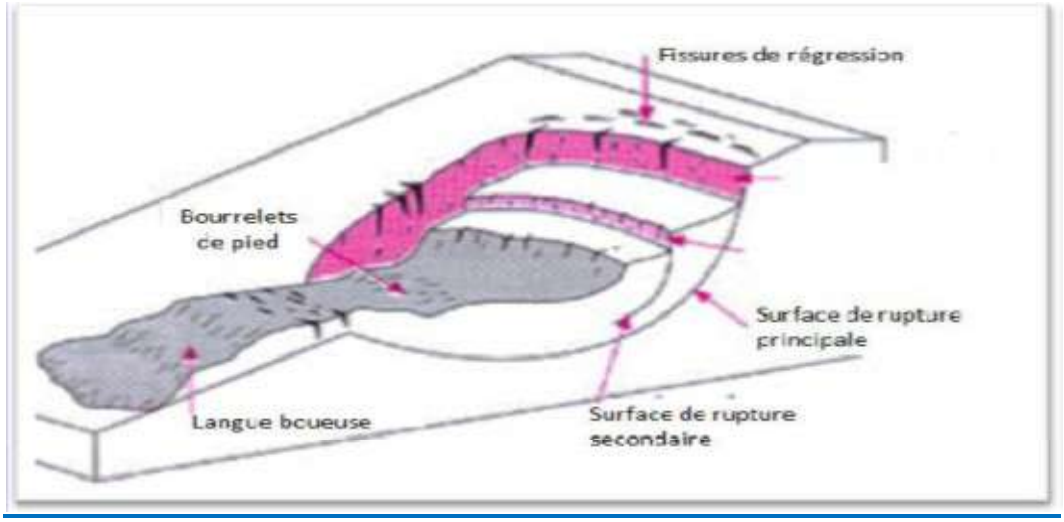


Figure I.32 : Les éléments principaux de la description d'un glissement de terrain,

I-2-5 Classification des glissements :

Les glissements peuvent être classés selon la profondeur et la vitesse estimée de la surface de glissement

I-2-5.1 Selon la profondeur :

Les glissements de terrain peuvent être classés selon la profondeur estimée de la surface du glissement. Le tableau suivant résume la surface du glissement en fonction de profondeur

- **Tableau I-1** Classification selon la profondeur de la surface de glissement D'après DETEK

Glissement	Surface de glissement
Superficiel	0 - 2m
Semi-profond	2 – 10m
Profond	10 – 30m
Très profond	> 30m

a) Glissement superficiel :

Dans les pentes où la couche superficielle se trouve en état d'équilibre limite, une dégradation Temporaire de la qualité du sol, par saturation lors de pluies notamment, entraîne soit des Écoulements sans limites nettes (solifluxion), soit des glissements avec des arrachements Superficiels mettant à nu la surface.

La profondeur limite théorique admise entre glissement profond et superficiel est de 2 m.

Le glissement superficiel peut être actif ou peu actif. Un glissement superficiel est actif quan il montre un mouvement supérieur à 10 cm/an. Rappelons que le classement retenu fait l'état de la situation lors du levé topographique sur le terrain et qu'un glissement actif peut se stabiliser (par réduction progressive de la pente et colonisation par la végétation par exemple) Par ailleurs, un glissement peu actif, peut par moment entrer dans une phase rapide (rupture soudaine).

b) Glissement profond :

Le glissement profond est caractérisé par la présence de niches d'arrachement, généralement Multiples, bien marquées, avec un déplacement d'une masse de matériaux meubles ou rocheux le long d'une ou de plusieurs surfaces de glissement situées en profondeur et de moindre résistance.

I-2-5.2 Selon la Vitesse:

La vitesse moyenne de mouvement des glissements atteint le plus souvent quelques millimètres par an pour un glissement su stabiliser, très lent, et quelques centimètres à quelques décimètres par an pour un glissement actif.

Il existe quelques cas exceptionnels où le glissement peut être bien plus rapide et où la masse en mouvement, sans perdre sa compacité, peut atteindre plusieurs décimètres par jour. Exceptionnellement, des mouvements très rapides peuvent se produire.

Tableau I-2 Classification selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme

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

I.2.6 Causes de glissement :

Les mouvements de terrain résultent d'un changement de l'équilibre des forces dans le versant

(Rapport entre forces résistantes et forces motrices) à la suite de processus physiques et / ou Chimiques qui, à leur tour, dépendent de différents facteurs. Ainsi, les processus d'altération Agissant à long terme (conduisant à une diminution des forces résistantes), de même que les Fluctuations de la nappe phréatique, influencent la stabilité d'un versant de manière continue. Par ailleurs, une pente peut aussi être déstabilisée rapidement, soit à la suite :

I-2-6.1 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.

I-2-6.2 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 (F). 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.

I-2-6.3 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.

I-2-6.4 Les actions mécaniques externes

La pente du versant, les fouilles et affouillements au pied du versant, le déboisement du site et la surcharge déposée sur une pente, peuvent avoir des conséquences sur la stabilité des terrains.

- Suppression de la butée de pied de versant.

La suppression de la butée de pied peut avoir plusieurs origines :

- Par terrassement.
- Par affouillement ou érosion régressive : exemple Bardo.
- Par dragage : fouille réalisée sous l'eau.

-Implantation des surcharges sur un versant.

Il peut s'agir d'un remblai (route, terrasse…etc.), d'un immeuble fondé superficiellement, d'un mur de soutènement, d'une décharge, d'un stockage, d'un gros engin de chantier…etc. Lorsqu'elles sont placées en haute ou à mi- pente d'un versant, les surcharges sont fréquemment à l'origine d'un glissement de terrain.

A l'inverse, les surcharges de pied de versant, par le couple stabilisateur qu'elles apportent, Accroissent pratiquement toujours la stabilité du site.

I-2-6.5 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.

I-2-6.6 Action de déboisement :

Le déboisement d'un versant entraine fréquemment, l'apparition de glissement de terrain. Il désorganise le terrain en profondeur et favorise ensuite la pénétration des eaux dans la masse.

Le rôle stabilisateur des arbres tient à plusieurs facteurs :

- L'ancrage par les racines

- Le drainage par évapotranspiration

- La rétention des eaux de pluie : l'eau retenue par des feuilles et la couverture du sous-bois.
- La protection contre l'érosion.

I-2-6.7 Actions anthropiques :

L'action anthropique qui influe sur l'aléa : lors des chantiers de construction, les opérations de terrassements peuvent entraîner la suppression d'une butée de pied stabilisatrice d'une masse de terrain, ou bien augmenter la pente d'un versant composé de matériaux pas assez cohérents pour cette nouvelle topographie. Le remblai engendre une surcharge pouvant déclencher ou aggraver un glissement.

I-2-7 L'eau et les risques de glissements de terrain :

Les nappes souterraines, et plus exactement leurs fluctuations liées aux conditions Météorologiques ou parfois aux actions humaines, sont très souvent à l'origine de déclenchements des mouvements de versants : glissements, éboulements, coulées ou laves torrentielles.

Sur les pentes, l'action déstabilisatrice de l'eau infiltrée dans le sol est triple :

- ✓ Accroissement du poids volumique des sols par augmentation de la teneur en eau : Cet effet est le plus souvent mineur ;
- ✓ Changement de comportement rhéologique : le sol passe de l'état solide à l'état de Fluide visqueux ; certaines coulées de boue ou laves torrentielles sont ainsi engendrées par l'imbibition d'une masse de sol. On peut aussi évoquer, lors d'un séisme, la liquéfaction des sables sous nappe qui est à l'origine de nombreux glissements sur très faible pente. Par ailleurs, des circulations d'eau souterraine peuvent engendrer sur le long terme une altération progressive

Des terrains encaissants, avec dégradation de leurs caractéristiques mécaniques ;

- ✓ Action mécanique défavorable des pressions d'eau souterraine.

Cela démontre toute l'importance de l'étude hydrogéologique pour la compréhension De l'évolution des glissements de terrain, mais aussi pour la maîtrise du risque correspondant. Reposant sur les observations de terrain ou la pose de piézomètres, cette étude doit être menée sur une durée suffisante pour apprécier les fluctuations saisonnières ou annuelles des nappes. L'introduction d'un modèle hydrogéologique dans l'étude de stabilité permet D'évaluer l'influence des eaux souterraines sur la stabilité et de tester l'efficacité d'un Traitement par drainage. Il apparaît cependant que le couplage hydraulique/mécanique est parfois complexe. Pour de grands versants rocheux, la compréhension du rôle de l'eau dans la déformation et le mouvement est donc encore très imparfaite.

I-2-8 Identification de danger de glissement :

L'identification des dangers dus aux mouvements de terrain repose sur une documentation objective de diverses observations et mesures impliquant un danger donné. Il faut s'assurer de prendre en compte les différentes observations sur le site ainsi que les relevés inclinométriques en essayant de bien les interpréter. Il existe plusieurs effets dommageable possible permet ces effets, l'effet glissements de terrain avec toutes ces intensités.

I-2-8.1 Intensité forte :

Les modifications importantes affectant le terrain conduisent à des mouvements différentiels notables du sous-sol et portent un sérieux préjudice à la stabilité des bâtiments. Suite aux fissures qui se développent dans les éléments de structure du bâtiment, aux tassements qu'ils subissent et à leur basculement, une destruction partielle ou totale des bâtiments est possible. Les portes et les fenêtres ne peuvent plus être utilisées. Les hommes et les animaux sont mis en danger dans les bâtiments. En cas d'écroulement, il y a
Danger de mort. Des réparations ne peuvent être réalisées qu'à grands frais. La
Plupart du temps, toutefois, les dommages structurels sont si graves qu'une évacuation et la destruction du bâtiment sont inévitables. Les infrastructures sont
Fortement affectées (p.ex. routes coupées). Il se produit des ruptures de conduites.

I-2-8.2 Intensité moyenne :

Les mouvements de terrain causent des fissures dans les murs, mais cependant pas aux éléments de la structure qui garantissent la stabilité du bâtiment.
L'étanchéité des joints et les liaisons entre les différentes parties du bâtiment sont endommagées. Les portes et les fenêtres coincent. Les hommes et les animaux ne sont pas immédiatement mis en danger dans les bâtiments.
Les dommages concernent cependant la qualité de l'habitat. En général, des réparations sont réalisables avec des moyens raisonnables.
Les infrastructures subissent des dommages (p.ex. déformations des routes et des conduites superficielles et souterraines). Les drainages peuvent se boucher.

I-2-8.3 Intensité faible :

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

I-2-9 Méthodologie de l'étude d'un glissement :

Les différentes étapes qui permettent de déterminer les paramètres nécessaires à l'analyse de stabilité (paramètres géométriques, hydrauliques et mécaniques) constituent la première phase de l'étude d'un glissement; c'est la phase de la reconnaissance préliminaire et les investigations géotechniques.

Cette première étape se traduit par la modélisation du versant. On peut alors passer à la deuxième phase de l'étude qui est l'analyse de stabilité et qui permet d'expliquer les causes des glissements ou de quantifier un degré de stabilité.

La dernière phase de l'étude consiste alors à définir le principe d'un confortement et d'analyser et suivre son efficacité sur le terrain.

I-3 Reconnaissance du site glissement :

I-3-1 Géologie et géomorphologie :

La première étape d'une étude de stabilité des pentes est l'établissement de la structure géologique du site: nature des terrains du substratum, épaisseur des formations superficielles, présence de failles, etc.

Il est important que l'étude géologique s'étende sur une zone plus large que l'emplacement précis de la zone instable; ceci permet par exemple de mettre en évidence que le glissement actuel n'est qu'une partie d'un glissement ancien, de rechercher une alimentation en eau souterraine extérieure à la zone

Étudiée, ou d'utiliser l'information apportée par l'analyse d'autres glissements du même type dans les environs.

Sur un site potentiellement instable, on recherchera des indices de mouvements anciens ou actifs, tels que moutonnements de la pente, zones humides, arrachements superficiels, fissures dans les constructions rigides sous l'eau, anciens traitements, etc.

Les principaux moyens d'investigation utilisés sont les suivants:

- ✓ dépouillement d'archives, de dossiers d'études d'ouvrages; enquête auprès des gestionnaires d'ouvrages et des riverains limitrophes à la zone de glissement ou touchés ;
- ✓ levés topographiques morphologiques et géologiques du terrain: affleurements, indices de mouvements, zones humides ;
- ✓ photo-interprétation (à plusieurs dates, si possible): géologie, géomorphologie, etc. ;

- ✓ géophysique, fournissant par exemple la profondeur du substratum en place (sismique-réfraction notamment) ;

- ✓ sondages destructifs ou carottés, diagraphies.

I-3-2 Hydrogéologie :

Étant donné le rôle primordial que joue l'eau souterraine dans les instabilités de versants, l'étude hydrogéologique est très importante.

Elle a pour but de connaître la répartition des pressions interstitielles dans le sol, leur évolution dans le temps et, en prévision de la réalisation d'un drainage, le fonctionnement des nappes (sens des écoulements, alimentation...). Les techniques utilisées sont la piézométrie.

Le repérage des niveaux d'eau dans les puits, les mesures de débits de sources, le recueil des données météorologiques. Le suivi de ces paramètres doit se faire pendant une année au minimum, afin de disposer d'une image représentative des conditions hydrogéologiques du site.

- **Perméabilité à l'eau :**

Dans un sol saturé, le coefficient de perméabilité est essentiellement fonction de l'indice des vides et de la courbe porosimétrique, dans une analyse d'écoulement transitoire, il est souvent supposé constant. Mais dans un sol non saturé, le coefficient de perméabilité n'est pas constant, il varie en fonction de la combinaison de l'indice des vides et de la saturation.

L'effet de la variation de l'indice des vides sur le coefficient de perméabilité est faible par rapport à l'effet de la saturation. L'effet de la contrainte sur la saturation est également secondaire par rapport à l'effet de la succion.

Dès lors, pour l'analyse d'écoulements transitoires dans un sol non saturé, le coefficient de perméabilité est souvent exprimé soit en fonction de la saturation qui est liée à la succion, soit directement en fonction de la succion elle-même, FREDLUND *et al.* [1993].

En conséquence, la loi d'écoulement pour un sol non saturé correspond à la loi de Darcy, qui est généralisée à un milieu non saturé comme suit:

$$[\vartheta W = -(s)\,\nabla hwt]$$

***ϑW*:** La vitesse de Darcy dans un sol non saturé

(*s*): La perméabilité du sol non saturé

***hwt*:** La charge hydraulique totale (ou potentiel de l'eau, ∇ est l'opérateur gradient)

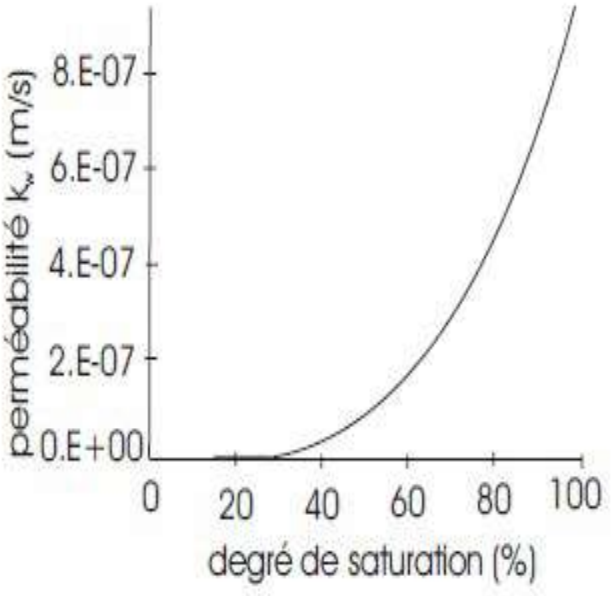


Figure I.33 : perméabilité KW d'un sol non saturé

I.3.3 Reconnaissance géotechnique:

I.3.3-1 Essai in-situ :

a) Sondages :

Les sondages représentent la partie la plus coûteuse d'une opération de reconnaissance. Il convient donc d'en prévoir le mode d'exécution, le nombre et l'implantation de la façon la plus judicieuse, et d'en faire une exploitation maximale, l'objectif étant de mettre en évidence les caractéristiques géologiques, hydrogéologiques et géotechniques d'un site par l'élaboration de cartes et profils, et par l'expression chiffrée de ces caractéristiques à l'aide d'essais appropriés.



Figure I.34 : exemple schématique d'un sondage carotté

❖ **Feuille de sondage :**

Pour chaque sondage, on établit une fiche où sont consignées toutes les données: identification de la campagne, type de machine, outils utilisés, diamètres des tubages, vitesses d'avancement, venues ou pertes d'eau, pourcentage de récupération, description des terrains rencontrés autant que le mode de formation le permet, équipement du sondage (cotes du/ou des piézomètres, tensiomètre), diagraphie éventuelle.

Ce document (figure) est distinct du carnet du foreur. De plus, dans la mesure où la reconnaissance doit aider à mettre en lumière une structure géologique, la présence et l'influence de nappes dans les aquifères profonds, etc., il faudra parfois implanter des sondages nettement en dehors du tracé et les pousser jusqu'à des profondeurs allant bien au-delà de la fondation du projet. Par exemple, recherche de cavités ou de failles profondes susceptibles d'influencer l'ouvrage ultérieurement.

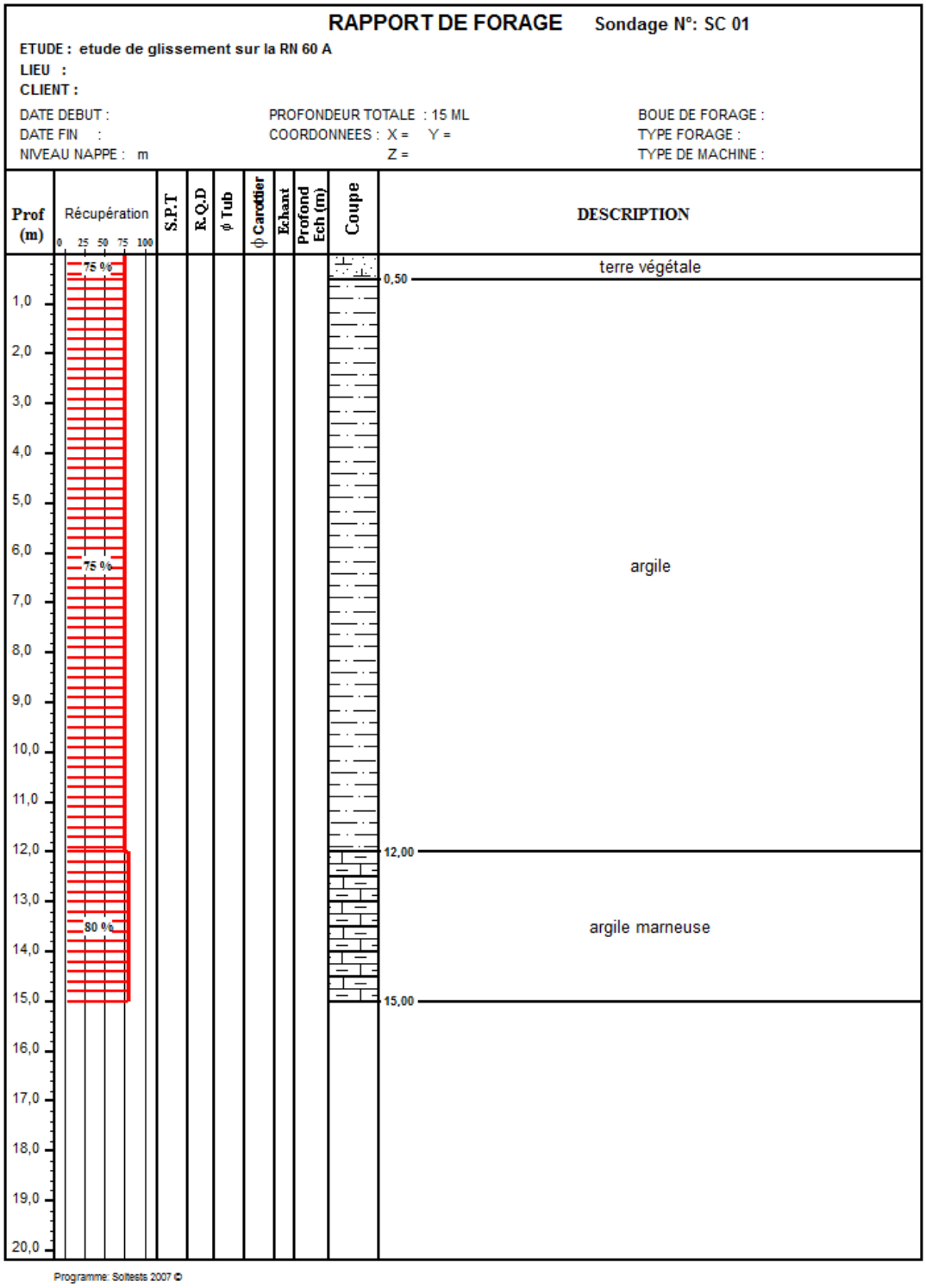


Figure I.35 : modèle d'une feuille de sondage

b) Pénétromètres dynamiques (PDL):

Un pénétromètre dynamique est un appareil constitué essentiellement par un train de tiges, à l'extrémité inférieure duquel est placée une pointe conique d'un diamètre supérieur à celui du train de tiges (figure 11).

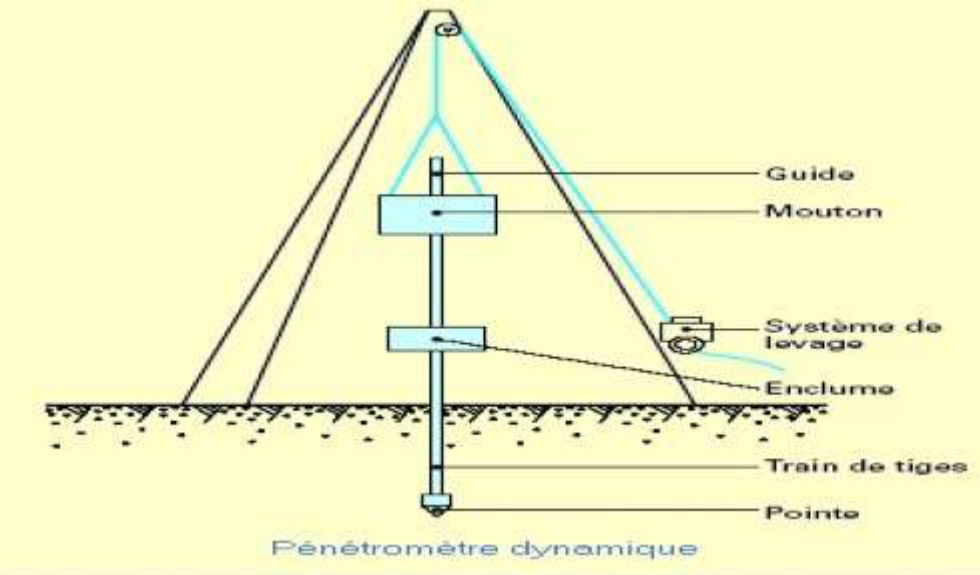


Figure I.36 : Schéma de principe d'un PDL

L'ensemble est battu dans le terrain sous l'action de chocs répétés, exercés sur la tête du train de tiges par une masse (le mouton de battage) tombant en chute libre d'une hauteur constante. La pointe débordant par rapport au train de tiges, il se crée un espace annulaire entre ce train de tiges et le sol.

Un sondage au pénétromètre dynamique consiste à enfoncer l'appareil dans le terrain jusqu'à une profondeur donnée, en général limitée par la capacité de pénétration de l'appareil lui-même.

L'opérateur relève le nombre de coups nécessaires pour enfoncer l'appareil sur un pas de profondeur fixé, en général 10 cm. On peut ensuite tracer le profil de résistance du sol correspondant en fonction de la profondeur atteinte par la pointe.

❖ Interprétation et domaine d'utilisation des pénétromètres dynamiques :

Il existe deux modes de représentation d'un profil de pénétration dynamique :

- ✓ Soit on trace en fonction de la profondeur le nombre de coups N**dr** nécessaire pour obtenir un enfoncement donné, en général 10 cm;
- ✓ Soit on trace (figure 37) en fonction de la profondeur la résistance de pointe dynamique

Qg calculée à l'aide d'une formule de battage de pieux, (c'est le modèle retenu pour l'étude) en général la formule des Hollandais, qui

S'écrit :

$$q_d = \frac{M}{e(M+M')} \frac{MgH}{A}$$

Où

M : est le poids du mouton,

M': le poids des parties frappées (enclume placée en tête du train de tiges et sur laquelle s'exercent les chocs, train de tiges et pointe),

H : la hauteur de chute du mouton,

E : l'enfoncement moyen par coup,

A : la section droite de la pointe,

G : l'accélération due à la pesanteur.

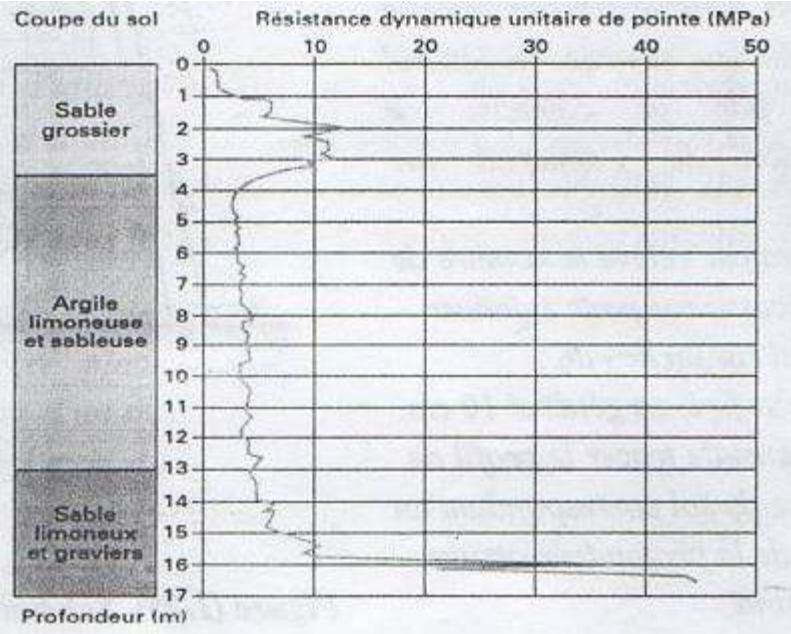


Figure I.37 : exemple d'une feuille de profil de pénétration dynamique

I-3-3.2 Essais en laboratoire :

Les essais de laboratoire se divisent en deux grandes catégories:

- ✓ les essais d'identification et classification de sol ;
- ✓ les essais de détermination des caractéristiques mécaniques des sols ;

a) Les essais d'identification :

Les essais d'identification et classification des sols en laboratoire, ont pour but de confirmer et/ou de compléter l'identification et la dénomination provisoire des sols effectués sur site.

➢ Teneur en eau naturelle :

Elle définit le rapport en % du poids d'eau W que le sol contient au poids WC de ses éléments secs.

Le but de cet essai est de déterminer expérimentalement au laboratoire de certaines caractéristiques physiques des sols. Il s'agit de la teneur en eau et des densités (densité humide et densité sèche). La connaissance de ces caractéristiques permet de déduire l'ensemble des paramètres des caractéristiques physiques des sols.

On utilise le principe de la poussé d'Archimède. En effet, on mesure le volume d'eau déplacé hors de l'introduction d'un certain poids de solides et de leur volume permet de calculer le poids volumique des grains solides sol sec. La connaissance du poids des grains solides

➢ 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.

• Principe de l'essai :

L'essai consiste à classer les différents grains constituant l'échantillon en utilisant une série de tamis, emboîtés les uns dans les autres, dont les dimensions des ouvertures sont décroissantes du haut vers le bas. Le matériau étudié est placé en partie supérieure des tamis et le classement des grains s'obtient par vibration de la colonne de tamis. Elle s'effectue :

L'essai consiste à laisser une suspension de sol se déposer au fond d'une éprouvette pleine d'eau. Plus les grains sont fins, plus la vitesse de décantation est lente conformément à la loi de Navier Stokes sur la vitesse de chute de billes sphériques dans l'eau. La mesure de la densité de suspension à des intervalles de temps variables permet de calculer la proportion des grains de chaque diamètre.



Figure I.38 : une série des tamis

➢ Les limites d'Atterberg :

Les limites d'Atterrer sont des constantes physiques conventionnelles qui marquent les seuils entre :

✓ Le passage d'un sol de l'état liquide a l'état plastique (limite de liquidité : **WL),**

✓ Le passage d'un sol de l'état plastique a l'état solide (limite de plasticité : **WP).**

Ces limites ont pour valeur la teneur en eau du sol à l'état de transition considéré, exprimée en pourcentage du poids du matériau sec.

L'essai consiste donc à faire varier la teneur en eau de cette fraction de sol et en observer sa consistance. Selon la teneur en eau, le sol se comportera comme un solide, un matériau plastique (capable de se déformer beaucoup sans casser) ou un liquide. On détermine plus particulièrement les valeurs suivantes :

O La limite de plasticité (W**P**) et la limite de liquidité (L**w**)



Figure I.39 : schéma d'appareille de casa grande

b- Les essais mécaniques :

➢ les essais de compressibilité (essai oedométrique) :

Le but de l'essai est de déterminer en laboratoire sur des échantillons intacts, les caractéristiques nécessaires :

✓ Au calcule des tassements du sol en place sous le poids d'une charge verticale donnée.

✓ Au suivi de l'évolution dans le temps, de ces même tassement.

L'éprouvette ayant été placée dans une enveloppe rigide, on exerce à sa partie supérieure une pression à l'aide d'un piston et l'on mesure les affaissements résultants au cours de temps.

On détermine ainsi les relations entre :

- ✓ Déformation et temps sous une charge constante ;
- ✓ Contraintes et déformations après répétition de l'essai pour des pressions Verticales croissantes.

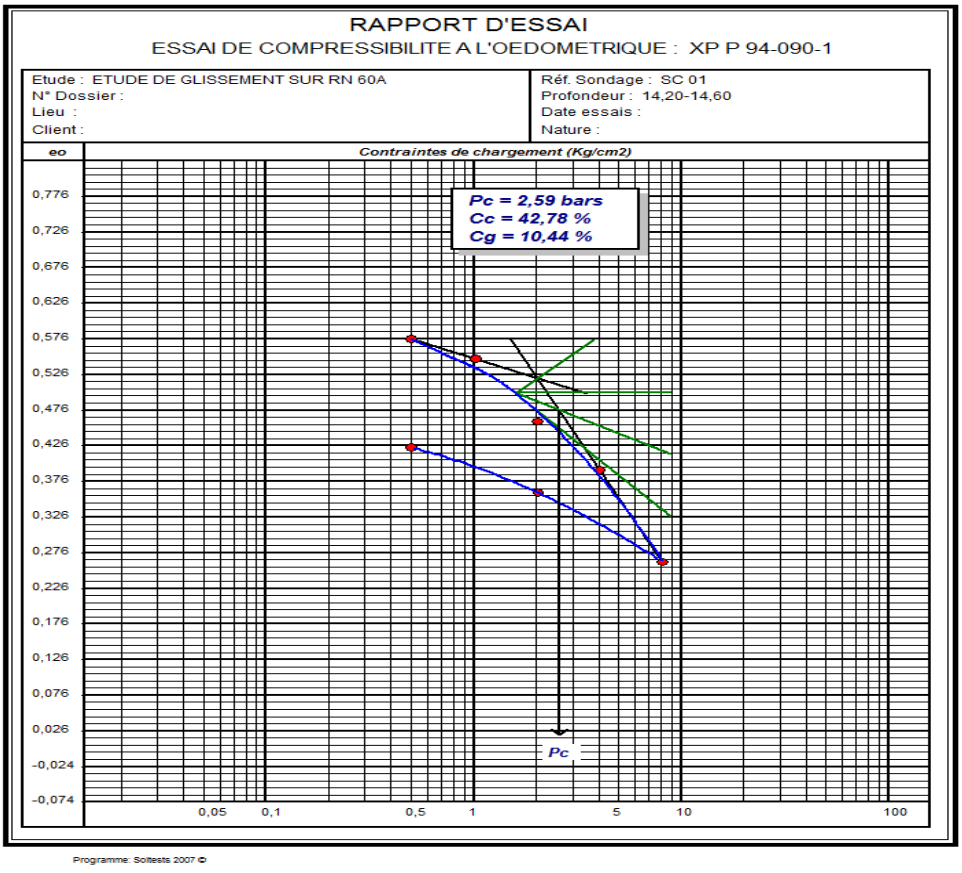


Figure I.40 : schéma de l'éssai oedométrique

➢ Les essais de cisaillement :

Ces essais permettent de déterminer la résistance au cisaillement des sols caractérisée par la cohésion (**C)** et l'angle de frottement (φ). Parmi les essais nous distinguons :

- **Essai de cisaillement à la boîte :**

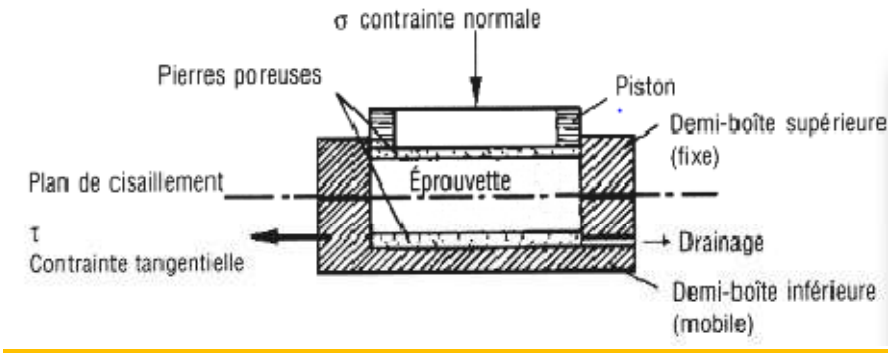


Figure I.41 : la boite de casa grande

- **<u>But de l'essai :</u>**

L'essai de cisaillement direct permet à la détermination des paramètres de résistance du sol: L'angle de frottement interne (φ) et la cohésion (**C**).

La particularité de l'essai est que la surface de rupture est imposée.

La boite de Casa grande ou boite de cisaillement est destinée aux essais de cisaillement rectiligne, dans lesquels on cherche à obtenir la rupture de l'échantillon suivant un plan imposé.

Conclusion :

Ces cas pathologiques cités précédemment montrent l'importance des effets de mouvement de terrain pouvant engendrer des dégâts humains et matériels pouvant se chiffrer en plusieurs millions de Dinars dont les gouvernements doivent prêter beaucoup d'attention.

Les photos visualisées ci-dessus montrent les dangers permanents rencontrés dans tous les pays du monde dues aux mouvements de terrain.

Pour cela, il faut compte tenu de ces phénomènes et de leurs dangers, et de prendre les précautions convenable pour détecter les zones instables afin de trouver les meilleurs solutions de protections ou de traitements.

Dans ce chapitre nous avons montré les différents types de glissements qui existent dans la nature. Le traitement et l'étude de ces différents cas, nécessite quelques documentations à savoir les cartes, géologiques, hydrogéologique, en vue de procéder à une étude détaillée du site instable.

CHAPITRE II

LES METHODE DE CALCULE A LA STABILITE ET CONFORTEMENT DE SOL

Introduction :

Les glissements de terrain sont des mouvements qui affectent les talus et les versants naturels. Ils peuvent provoquer des dommages importants aux ouvrages et aux constructions, avec un impact économique sensible, et parfois causer des victimes. Ils surviennent à la suite d'un événement naturel – forte pluie, érosion de berge, séisme, par exemple – ou sont la conséquence plus ou moins directe d'actions de l'homme, telles que travaux de terrassements ou déforestation. L'étude des glissements de terrain et la prévention des risques qu'ils engendrent relèvent de la géologie appliquée et de la mécanique des sols.

II-1 Définition du critère de rupture :

Le critère de rupture utilisé est le critère de COULOMB.

$$\tau = \sigma' \tan \varphi' + c' \qquad (1)$$

Si l'on vérifie la stabilité de la pente par rapport à une première rupture éventuelle, on prendra : φ'_{pic} C'_{pic}

Si l'on vérifie la réactivation d'un glissement qui s'est déjà produit, on prendra : $\varphi'_{rés}$ $C'_{rés}$.

II-2 Définitions du coefficient de sécurit :

Le principe de calcul de stabilité des talus consiste à déterminer le facteur de sécurité Fs par lequel il faut diviser la résistance de la surface de glissement pour que la masse potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre. Il existe plusieurs définitions possibles du coefficient de sécurité chacun présente des avantages et des inconvénients nous citons ci-dessous un certain nombre de ces définitions :

$$F = \frac{Résistance\ au\ cisaillement\ maximale\ mobilisable}{Résistance\ au\ cisaillement\ nécessaire\ à\ l'equilibre} \qquad (2)$$

Il faut noter qu'avec cette définition la valeur du coefficient de sécurité est une valeur Ponctuelle qui va donc dépendre de la position du point M considéré le long de la surface testée.

$$F = \frac{\text{effort résistant}}{\text{effort moteur}} \qquad (3)$$

Cette définition suppose que la surface testée est planaire.

$$F = \frac{Moment\ résistant}{Moment\ moteur} \quad \text{(définition de Fröhlich)} \qquad (4)$$

Cette définition suppose que la surface testée est circulaire (ellipsoïdale en 3D).

$$F = \frac{Hc}{H} = \frac{Hauteur\ critique}{Hauteur\ réelle} \quad (5)$$

Toutes ces définitions conduisent à des valeurs différentes pour une même géométrie, sauf dans le cas où l'on se trouve à la rupture (F=1).

La définition 1 est couramment employée. Fellenius a proposé une définition voisine en considérant que l'équilibre du volume V (Figure III.1) est atteint lorsque le système des forces extérieures qui luis est appliqué mobilise les fractions tgφ/F et c/F des valeurs réelles du frottement et de la cohésion du milieu. Cette définition permet d'obtenir un coefficient de sécurité pour l'ensemble de la surface.

Cette définition à donc pour inconvénient de considérer que la rupture se produira Simultanément en tout point, ce qui est fortement contestable dans le cas de sol fortement hétérogène et n'est pas compatible avec la notion de « Rupture progressive

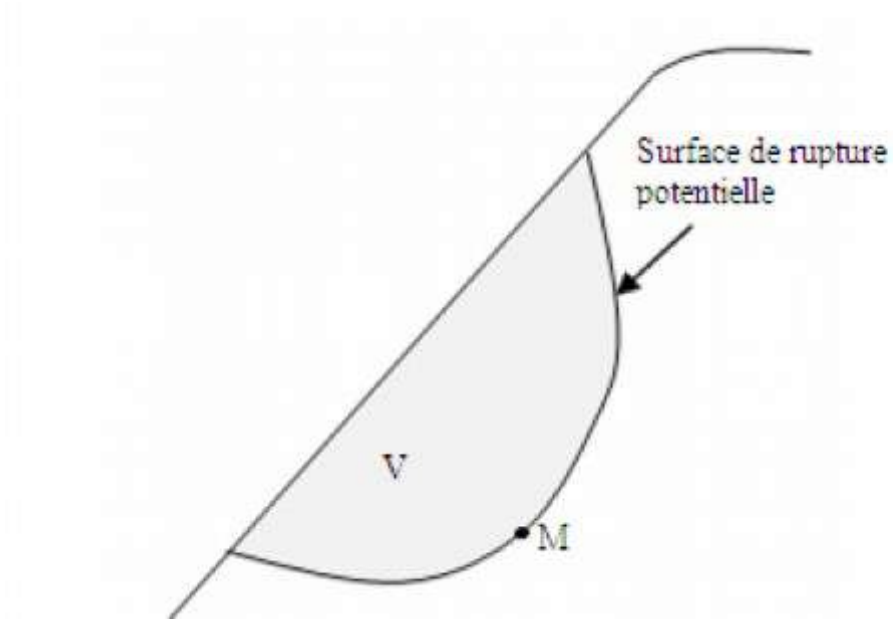


Figure II.1 : Surface de rupture potentielle

On distingue deux démarches pour le calcul de facteur de sécurité :

1. Dans la première, le glissement a déjà eu lieu, il s'agit d'une valeur de F Inférieure ou égale à 1, donc :

- Soit, on connaît la surface exacte et on cherche à déterminer, pour F = 1 Les caractéristiques correspondantes.
- Soit, on a les caractéristiques et on cherche à déterminer la surface de glissement.

2. La deuxième, la plus fréquente, consiste à déterminer la marge de sécurité

disponible et adopter les solutions adéquates pour améliorer la sécurité de l'ouvrage en répondant à des exigences en fonction de l'emploi des talus.

II.3 Choix de la valeur du coefficient de sécurité dans le calcul de stabilité :

Le facteur de sécurité minimal F adopté est assez rarement inférieur à 1,5.

Il peut Quelquefois être égal à 2, voire à 2,5 pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix (grand risque pour les personnes, site exceptionnel), ou pour des méthodes dont l'incertitude est grande (analyse en contrainte totale avec risque d'erreur sur la valeur de la cohésion drainé Cu).

Pour certains sites peu importants ou pour certains ouvrages courants, et lorsqu'il n'y a pas de risque pour la vie humaine, on peut accepter des valeurs plus faibles pendant un moment très court ou pour des fréquences faible : 1,2 voire 1,1. Mais pour pouvoir se rapprocher ainsi de 1, c'est-à-dire de la rupture, il faut être sûr de la validité des hypothèses et des paramètres adoptés, ce qui souvent est difficile en géotechnique. Le tableau ci-dessous, nous donne les valeurs de Fs en fonction de l'importance de L'ouvrage et des conditions particulières qui l'entourent. .

Tableau II.1 : Valeurs de FS en fonction de l'état de l'ouvrage

ABenaissa.Glissements de terrain, Calcul de stabilité

Fs	Etat de l'ouvrage
< 1	Danger
1,0 – 1,25	sécurité contestable
1,25 – 1.4	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants.
> 1,4	Satisfaisante pour les barrages

II-4 Détermination de la géométrie de la rupture :

Pour les pentes naturelles dont le glissement est amorcé, la surface de rupture est généralement connue, de même pour les glissements plans pour lesquels la surface de rupture a été reconnue. Par contre, dans les autres cas, très nombreux, la surface de rupture est inconnue. Dans les cas courants, on adoptera une surface de glissement cylindrique à base circulaire et on recherchera le cercle qui donne le "coefficient de sécurité" Fs le plus faible.

II-5 Analyse de la rupture plane dans une pente infinie :

On dit une rupture plane quand la surface de rupture potentielle est parallèle à la surface de la pente, et quand la hauteur est petite par rapport à la longueur de la pente on dit que la pente est infinie.

La pente est incliné à l'horizontale d'un angle β, et de hauteur h, le niveau d'eau est situé à *h*et considéré comme parallèle à la pente (Figure III.2).

La figure suivante représente une tranche de sol et les forces qui lui sont appliquées : W le poids du bloc de sol considéré, V et H les efforts sur les côtés du bloc, N et T les réactions normale et tangentielle à la base du bloc, *U* l'effort dû à la pression d'eau latérale, et U l'effort dû à la pression d'eau à la base .

Compte tenu de l'hypothèse de pente infinie, on peut admettre que V = 0 et que H Et U s'équilibrent de part et d'autre. En écrivant que la résultante des forces appliquées est nulle, On peut calculer N et T, ainsi que le coefficient de sécurité

$$F = \frac{T_{max}}{T}$$

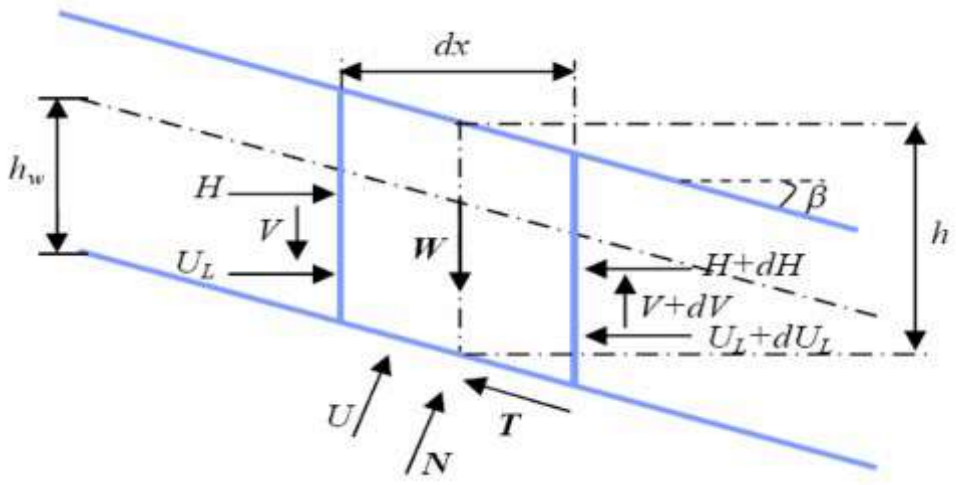


Figure II .2 : Rupture plane

Le critère de rupture de Coulomb s'écrit :

$$T_{max}=C'\frac{dx}{\cos\beta}+(N-U)\tan\varphi' \quad (6)$$

On obtient l'expression suivante pour le cas générale

$$F=\frac{2}{\sin 2\beta}\frac{C\prime}{\gamma}+\frac{(\gamma h-\gamma w\, hw)}{\gamma h\tan\beta}\tan\rho \quad (7)$$

II-6 Les différentes méthodes de calcul :

Les méthodes d e calcul se différencient essentiellement par :

- le c ho ix de la surface de r up ture.
- la détermination de la répartition des contraintes le long de cette surface.
- la définition du coefficient de sécurité et la vérification ou non de toutes les équations de l'équilibre. On peut classer schématiquement les méthodes en trois groupes :

II-6-1 Méthodes globales :

Ces méthodes supposent en principe un milieu homogène et isotrope définit par γ, c, φ et μ si le milieu est aquifère.

Elles consistent à étudier l'équilibre de la totalité de la masse libre, considère comme un solide indéformable, sous l'action du système de forces qui lui est appliqué. Le calcul est effectué en admettent que la masse est en équilibre limite c'est-à-dire que la rupture est sur le point de ce produire et donc que la résistance au cisaillement sur la surface de glissement se trouve totalement mobilisée.

L'hypothèse la plus simple et la plus courante consiste à assimile r la ligne d e glissement à un arc de cercle de centre o. Le mouvement de la masse se ramène alors à une rotation de centre o.

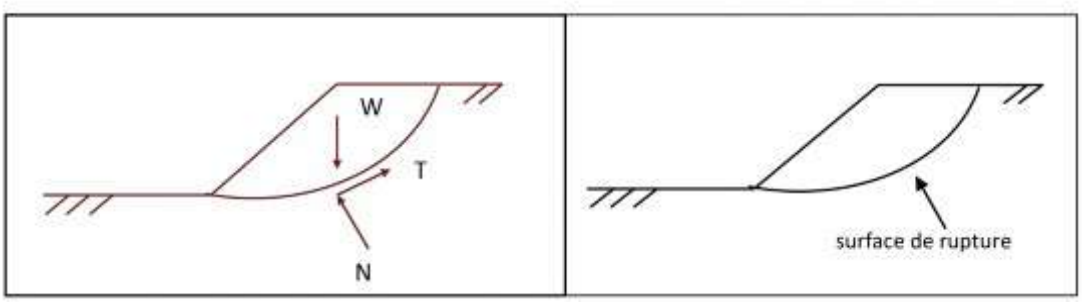


Figure II.3: schéma de méthode globale

N : composante normale le long de la surface

T : composante tangentielle le long d e la surface

II-6-2. Méthodes des tranches:

Les méthodes les plus employées pour la résolution du calcul de la stabilité des talus de forme quelconque avec des lignes de glissement de forme quelconque, dans des sols hétérogènes, sont les nombreuses variantes de la méthode des tranches. Celle-ci permet de s'adapter à des conditions de géométrie complexes, tant en ce qui concerne les frontières, que le sol et les conditions hydrologiques. Il existe environ une douzaine de variantes de cette méthode qui diffèrent entre elles par :

- la manière d'utiliser les équations de la statique pour définir la sécurité. - les hypothèses utilisées pour rendre le problème déterminé. Parmi les méthodes les plus couramment utilisées on considère:

- La méthode de Fellenius.
- La méthode de Bishop simplifiée.
- La méthode de Spencer
- La méthode de Janbu.
-La méthode de Morgenstern.

a) Equation générale du problème :

On se place dans une configuration bidimensionnelle en déformation plane. On considère un volume de sol AMB susceptible de glisser (Figure III.4)

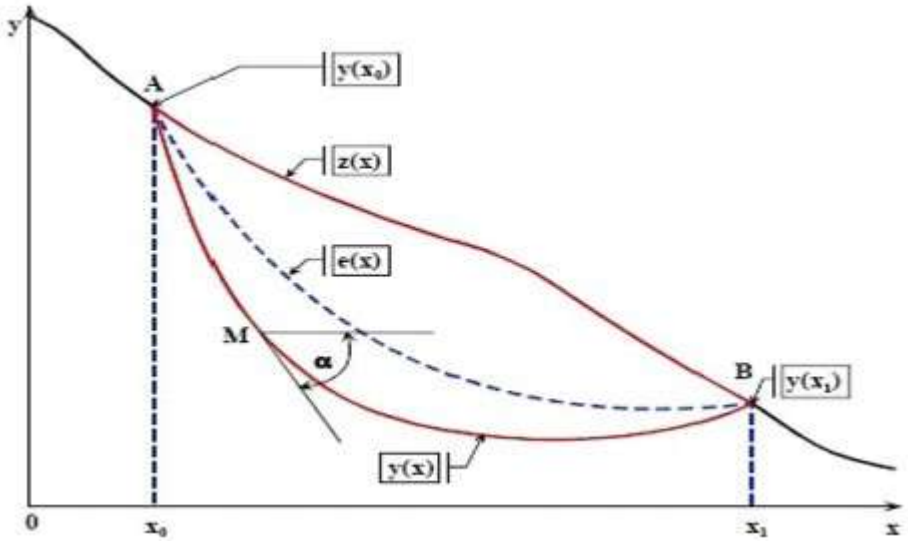


Figure III.4 : Définition de la surface de glissement

Avec :

Z(x) : l'équation de la ligne de talus.

Y(x) : l'équation de la ligne de rupture étudiée.

tan α : Tangente à la ligne de rupture

On découpe le massif de

sol en tranches verticales d'épaisseur dx assez petites pour que la base de chaque tranche, soit assimilable à un segment de droite (Figure III.5) On désigne : e (x), ligne d'action de la force interne qui s'exerce sur une section verticale, V (x) et H (x), les composantes verticales et horizontale de la force interne**.**

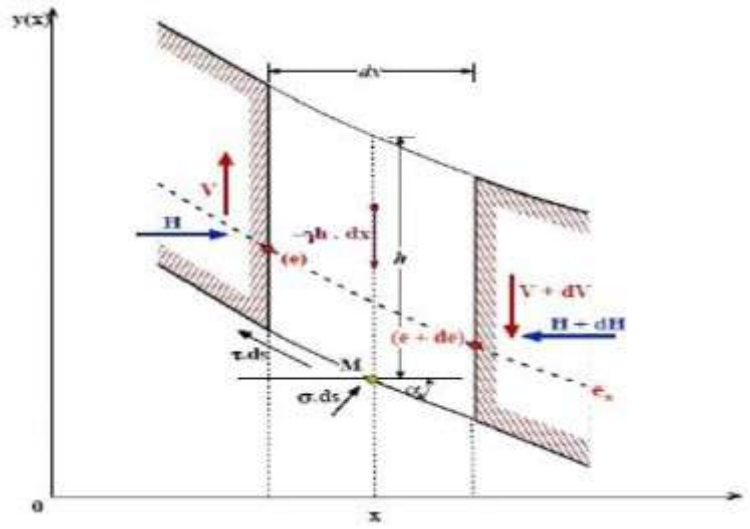


Figure II.5 : Equilibre d'une tranche de sol

Chaque tranche est en équilibre sous l'action des forces extérieures qui lui sont appliquées.

- Forces volumiques (poids volumique, eau…)
- Forces surfaciques (réactions entre tranches, réactions à la base de la partie stable sur la partie qui glisse) Les forces en présence sont les suivantes :
- Poids de la tranche γ. dx
- Forces inter tranches horizontales H et (H + dH)
- Forces inter tranches verticales V et (V + dV) Les forces inter tranches ont leur point d'application sur la courbe e(x)
- Contrainte normale totale σ, pression interstitielle u et contrainte tangentielle τ à la base de la tranche appliquée sur la surface ds.l D'autre part, l'équation d'équilibre de

l'ensemble du volume de sol AMB par rapport à O fournit une équation supplémentaire.

En projetant les forces élémentaires normales σ.ds et tangentielles τ.ds à la tranche sur les axes (x, y) (rotation de α), on obtient en prenant σ et τ avec leurs signes :

Projection des forces élémentaires sur Ox :

$$- dH + (\sigma .ds) \sin\alpha + (\tau .ds) \cos\alpha = 0 \quad (8)$$

Projection des forces élémentaires sur Oy :

$$-dV-(\gamma\, dx) +(\sigma. ds) \cos \propto - (\tau.ds)\sin \propto = 0 \quad (9)$$

Equilibre de rotation des forces élémentaires par rapport au point M, point de passage de : γ.h.dx, σ. ds et τ.ds (moment de la tranche par rapport à M)

$$-Vdx + Hde + dH(e-y) = 0 \quad (10)$$

Avec $ds=\frac{de}{\cos\alpha}$

De (5) et (6) on peut déduire les contraintes σ et τ

$$\sigma = (\gamma h. \cos^2\alpha) + (\tan \propto. \frac{dH}{dx}+\frac{dv}{dx}) \cos^2\alpha \quad (11)$$

$$\tau = - (\gamma h. \cos \propto. \sin \propto) + (\frac{dH}{dx}- \frac{dv}{dx} \tan\alpha) \cos^2\alpha \quad (12)$$

$$\int [\sigma(x + [y \tan \propto] + \tau (y - [x \tan \alpha])) dx = \int (x\gamma h) dx \quad (13)$$

On a donc cinq fonctions inconnues : H(x), V(x), σ(x), τ(x), e(x) et le coefficient de Sécurité F.

On dispose des quatre équations (8), (9), (10) et (13) et de la loi de Mohr-Coulomb. Ce système ne peut donc se résoudre sans une hypothèse complémentaire sur les fonctions inconnues, et les diverses méthodes de calcul (une vingtaine) diffèrent essentiellement par la nature de l'hypothèse complémentaire, ce qui explique que suivant les méthodes retenues, on obtiendra des "coefficients de sécurité" différents. Pour être retenue pratiquement, une méthode de calcul devra être validée par l'expérience.

L'hypothèse complémentaire peut porter soit :

- Sur une répartition des forces internes (Fellenius, Bishop, Morgenstern et Price...),
- Sur la position de la ligne d'action e (Janbu.),
- Sur l'orientation des efforts intertranchent (Spencer),
- Sur la répartition de la contrainte normale (Raulin et al) généralement appelée méthode Des perturbations.

On retiendra les méthodes les plus utilisées pratiquement

b) Méthode de FELLENIUS :

Dans cette méthode, on suppose que la surface de rupture potentielle est circulaire, on découpe le sol en tranches élémentaires et on adopte comme hypothèse que les tranches sont indépendantes : Hi = Vi = 0 (Figure III.6)

Figure 2.7 Equilibre d'une tranche de sol (FELLENIUS)

Les équations de la statique ne sont donc pas respectées. Avec les mêmes notations que Précédemment pour une tranche i, on obtient :

$$\sigma = \gamma . h . cos\ \alpha \quad (14)$$

$$\tau = -\gamma . h . cos\alpha . sin\alpha \quad (15)$$

Conformes aux équations (2.11) et (2.12) Pour la tranche élémentaire, les contraintes se rapportant au même élément de surface

$$\tau = \frac{\tau max}{F} \quad (16)$$

$$\tau = (\sigma - u) \tan \varphi' + c' \quad (17)$$

$$\text{Soit : } \frac{[\gamma h.cos2\alpha) - U] \tan \alpha' + c\prime}{F} \quad (18)$$

Pour une tranche élémentaire, on retrouve la même définition que pour le glissement plan.

Pour l'ensemble des tranches, on écrit l'équation des moments par rapport au centre du cercle pour avoir un calcul simple.

$$\sum_{1}^{n} \frac{([(\gamma_i h_i . \cos^2 \alpha)] \tan \varphi'_i + C'_i) ds_i}{F} R = \sum_{1}^{n} [(\gamma_i h_i \cos \alpha_i \sin \alpha_i) ds_i] R \quad (19)$$

R est constant et F par hypothèse le même dans chaque tranche, d'où

$$F = \frac{\sum_1^n [[(\gamma_i h_i \cos^2 \alpha_i) - u_i] \tan \varphi'_i + C'_i] ds_i}{\sum_1^n [\gamma_i h_i . \cos \alpha_i \sin \alpha_i] ds_i} \quad (20)$$

Pratiquement, on ne découpera pas suivant des tranches infiniment petites (30 à 50 tranches maximum, généralement) et on fera le calcul à partir des poids de chaque tranche.

$W = \gamma h dx$ (21)

Avec $dx = ds. Cos \propto$

D'ou $W = \gamma hds$ et en remplacent dx par b (largeur d'une tranche)

$$F = \frac{\sum_1^n \left[W_i \cos\propto_i - \left(\frac{u_i b_i}{\cos\propto_i}\right)\right] \tan \varphi'_i + \frac{c'_i b_i}{\cos\propto_i}}{\sum_1^n W_i \sin\propto_i} \quad (22)$$

c) Méthode de BISHOP simplifiée :

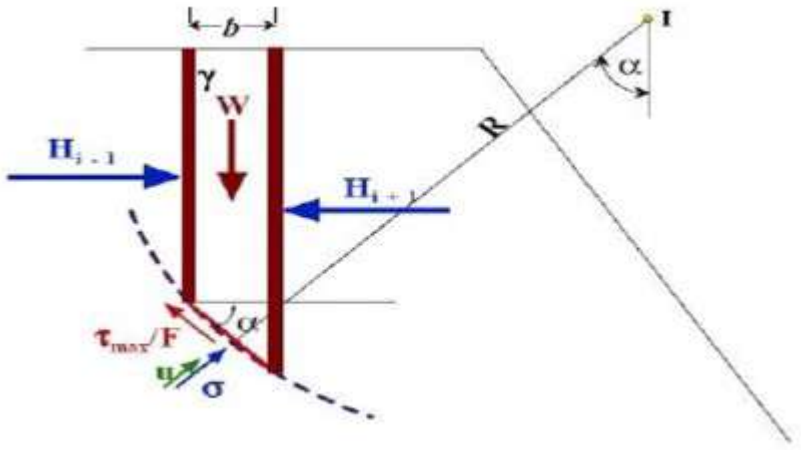


Figure II.6 : Equilibre d'une tranche de sol (BISHOP simplifiée)

Dans cette méthode, on suppose également que la surface de rupture potentielle est Circulaire ; on découpe le sol en tranches élémentaires et on adopte comme hypothèse qu'il ya seulement une réaction horizontale entre les tranches : Vi = 0 et Hi ≠ 0

En écrivant directement la projection sur l'axe vertical, avec

$$\tau = \frac{(\sigma - u)\tan \varphi'}{F} + \frac{C'}{F} \quad (23)$$

$$W = [(\sigma' + u)b] + \sigma' b \tan \propto \left(\frac{\tan \varphi'}{F}\right) + \left(\frac{c''}{F} b \tan \propto\right) \quad (24)$$

D'où l'on tire la valeur de σ' que l'on reporte dans l'équation des moments par rapport au centre du cercle I, de l'ensemble des tranches.

$$\frac{1}{F}\sum_1^n\left[\left(\sigma'_i \tan\varphi'_i\right)+C''\right]+\frac{b_i}{\cos\alpha_i}=\sum_1^n W_i \sin\alpha_i.R \qquad (25)$$

Tous calculs faits, on obtient l'expression implicite de F.

$$F=\frac{\sum_1^n\frac{(((w_i-u_i b_i)\tan\varphi')+c'_i)}{\cos\alpha_i+\sin\alpha_i\frac{\tan\varphi'_i}{F}}}{\sum_1^n w_i\sin\alpha_i} \qquad (26)$$

La valeur initiale du coefficient Fo est obtenue, en général, par la méthode de Fellenius On opère ensuite par itérations successives jusqu'à la précision désirée.

d) Méthode de SPENCER :

Celle-ci considère les efforts inter tranches comme parallèles entre eux ; c'est-à-dire :

$$\frac{V_i}{H_i}=\tan\theta_i=\lambda \qquad (27)$$

λ est un paramètre à déterminer ; l'angle θ, doit être compris entre l'angle du talus β Et L'angle αi que fait la base de la tranche i avec l'horizontale La figure (III.7) permet de visualiser les forces en présences dans l'hypothèse de Spencer.

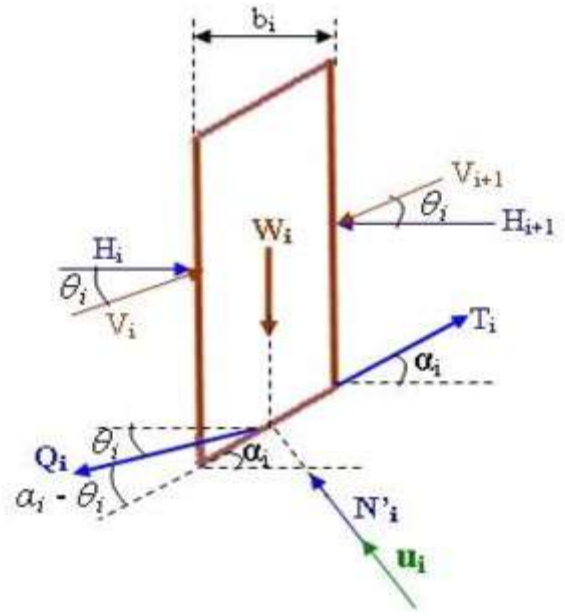


Figure II.7 : Equilibre d'une tranche de sol (SPENCER)

Qi représente la résultante des efforts inter tranches. Elle fait un angle égal à (α ; Θ) avec La base de la tranche i.

Rappelons que :

$$T_i = \frac{C_i}{F}.\frac{b_i}{cos\propto_i} + N.\frac{\tan\propto_I}{F} \quad (28)$$

A l'équilibre la projection des forces parallèlement à la base de la tranche donne :

$$T_i - \theta_i \cos(\alpha_i - \theta_i) - w_i \sin\alpha_i = 0 \quad (29)$$

De même pour la projection des forces sur la normale à cette base donne :

$$N'_i + U + Q_i \sin(\alpha_i - \theta_i) - w_i \sin\alpha_i = 0 \quad (30)$$

Remplaçant Ti par sa valeur, on obtient :

$$\frac{c'_i}{F}.\frac{b_i}{\cos\propto_i} + N'_i.\frac{\tan\varphi'_i}{F} - Q_i \cos(\alpha_{i-\theta_i}) - w_i \cos\alpha_i = 0 \quad (31)$$

Soit:

$$c'_i \frac{b_i}{\cos\alpha_i} + N'_i \tan\varphi'_i - F.Q_i.\cos(\alpha_i - \theta_i) F.W_i \sin\alpha_i = 0$$

$$N'_i + U + Q_i \sin(\propto_{i-\theta_i}) - w_i = 0$$

$$Q = \frac{\frac{C'_i}{F}\frac{b_i}{\cos\propto_i} + \frac{\tan\varphi'_i}{F}(w_i\cos\propto_i - u) - w_i\sin\propto_i}{\cos(\propto_i - \theta_i)(1 + \frac{\tan\varphi'_i}{F}\tan(\propto_i - \theta_i))} \quad (32)$$

En éliminant Ni entre ces deux expressions on peut calculer Q Maintenant, si on considère que les forces extérieures au talus sont en équilibre, alors la somme vectorielle des efforts inter tranches doit être nulle. Ce qui donne :

$\sum Q \cos\theta = 0$ (33)

$\sum Q \sin\theta = 0$

De plus, si la somme des moments des forces extérieures par rapport à un centre de Rotation est nulle, alors la somme des moments des forces inter tranches par rapport à ce centre doit être nulle également. Ce qui donne :

$$\sum Q_I R \cos(\propto_i - \theta_i) = 0 \quad (34)$$

Si on admet que la surface de glissement est circulaire et R son rayon (donc R = une Constante) l'équation précédente peut s'écrire :

$\sum Q \cos(\propto -) = 0$ (35)

Pour un problème donné, il faudra alors résoudre les équations (2.33 et 2.35) Spencer considère les efforts inter tranches comme parallèles entre eux c'est-à-dire θ = Cte

L'équation (30) se réduit à : $\sum Q = 0$

Il s'agira alors de résoudre deux équations au lieu de trois.

La méthode de calcul se présente schématiquement de la manière suivante :

1) On choisit une surface de rupture circulaire quelconque. On la divise en tranches d'égale Largeur. On détermine alors, pour chaque tranche sa hauteur et l'angle α que fait sa base avec l'horizontale.
2) Plusieurs valeurs de θ sont choisies, pour chacune de ces valeurs on calcule F qui doit, à la Fois, satisfaire aux trois équations de (e). On désigne respectivement par Ff et Fm le coefficient Qui satisfait à l'équation des forces et celui qui satisfait à l'équation des moments est désigné par F_{m0}
3) On représente, sur le même graphique, les deux courbes Ff = f (θ) et Fm = f (θ).

L'intersection des deux courbes fournit F1 et θ1.

4) La valeur de F1 est alors substituée dans l'équation (32) pour calculer Q. Ensuite, partant De la première tranche à la dernière, on calcule les efforts inter tranches eux – mêmes.

5) Partant de la première tranche vers la dernière, en utilisant l'équation des moments on Trouve les points d'application des efforts inter tranches, qui seront alors reportés sur la section Du talus.

e) Méthode de JANBU :

Lorsque la surface de glissement s'écarte trop de la forme circulaire, Janbu 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.

Janbu suppose la ligne d'action des forces inter tranches située au tiers de la hauteur des tranches.

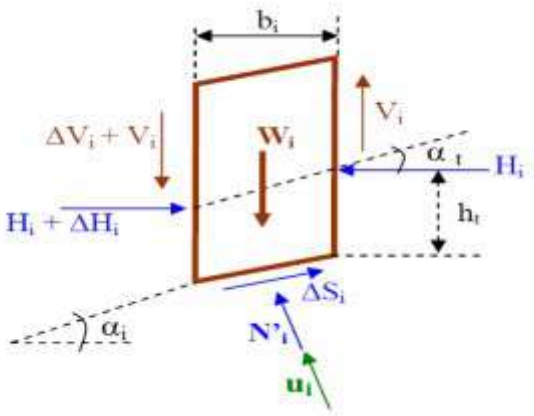


Figure II.8 : Equilibre d'une tranche de sol (JANBU)

L'équilibre horizontal nous donne :

$$F = \frac{\sum b_i s_i \frac{1}{\cos^2 \alpha_i}}{\sum (w_i + \Delta v_i) \tan \alpha_i} \qquad (36)$$

Avec :

$$S_i = \frac{c'_i + \left(\frac{w_i + \Delta v_i}{b_i}\right) \tan \varphi'_i}{1 + \frac{\tan \alpha_i \tan \varphi'_i}{F}} \qquad (37)$$

Les forces inter tranches peuvent être calculées par les équations suivantes, basées sur les Conditions d'équilibre :

$$\left.\begin{aligned} H_i - H_{i+1} = \Delta H_i &= (w_i + \Delta v) \tan \alpha_i - \frac{s_i b_i}{F} \frac{1}{\cos^2 \alpha_i} \\ V_i &= -H_i \tan \alpha_{it} + h_{it} \frac{\Delta H_i}{b_i} \end{aligned}\right\} \qquad (38)$$

Dans les quelles : ΔH : est la différence des forces normales aux côtés de deux tranches successives ΔV : est la différence des forces parallèles aux côté de deux tranches successives $\propto$, h : Définissent la direction et la position de la ligne de poussée (figure III.8) Le point de départ est la tranche au sommet dans laquelle Hi et Vi ont une valeur nulle

D'un seul côté.

L'utilisation des équations (34), tout en procédant tranche par tranche, nous permet D'obtenir les valeurs de forces Hi et Vi de 1'ensemble des tranches.

La méthode de Janbu présente un avantage important ; le calcul rapide de F peut être Effectué à l'aide d'une calculatrice de poche.

f) Méthode de Morgenstern et Price :

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

$$tan\theta_i = X/E = \lambda . f(x_i')$$

Où : θi est l'angle formé par la résultante et l'horizontale, il vari systématiquement d'une tranche à une autre le long de la surface de glissement ; λ est une constante qui doit être évaluée pour le calcul du facteur de sécurité ;

$f(x_i')$: est la fonction de variation par rapport à la distance le long de la surface de glissement.

x_i' est la normalisation linéaire des coordonnées xi, avec les valeurs des deux bouts de la surface de rupture égales à zéro et π.

Cette méthode satisfait toutes les conditions d'équilibre statique pour chaque tranche, ainsi que l'équilibre des moments et l'équilibre des forces dans la direction horizontale, pour l'ensemble de la masse qui glisse suivant une surface de rupture circulaire ou non circulaire.

La(figure III.10) représente les forces sur une tranche

Selon zolfaghari, en assurant l'équilibre des forces de chaque tranche, la résultante (Qi) des forces inter-tranches (Zi, Zi+1), inclinées d'un angle θi par rapport à l'horizontal est :

$$Q_i = \frac{\frac{c'.b.sec\alpha}{F} + \frac{tan\varphi'}{F}(W.cos\alpha - W.a_v.cos\alpha - W.a_h.sin\alpha - u.b.sec\alpha + q_c.b.cos\alpha) - W.sin\alpha + W.a_v.sin\alpha - W.a_h.cos\alpha - q_c.b.sin\alpha}{cos(\alpha-\theta_i).(1+tan(\alpha-\theta_i).\frac{tan\varphi'}{F})}$$

L'équilibre des moments dans chaque tranche est pris par rapport au point E défini sur la figure, il permet de trouver le point d'application de la résultante :

$$\sum M = Q.cos\theta_i.h_Q - W.a_h.h_G = 0 \quad (39)$$

L'ordonnée du point d'application de la résultante Qi par rapport à l'axe global devient :

$$Y_{qi} = Y_{ei} + h_Q$$

L'équilibre des forces de toute la masse glissée, donne :

$$\sum(Q_i.cos\theta_i) = 0$$

$$\sum(Q_i.sin\theta_i) = 0 \quad (40)$$

L'équilibre global des moments par rapport à l'origine (x=0 ; y=0) :

$$\sum M = \sum(Q_i.cos\theta_i.Y_{qi} + Q_i.sin\theta_i.X_{qi}) = 0 \quad (41)$$

Pour trouver les deux inconnues, F et λ, on résout l'équation (39) (ou (40) et l'équation (41). Et on assure la théorie algébrique suivante :

$$|\sum M| + |\sum(Q_i.cos\theta_i)| = |\sum(Q_i.cos\theta_i.Y_{qi} + Q_i.sin\theta_i.X_{qi})| + |\sum(Q_i.cos\theta_i)| = 0$$

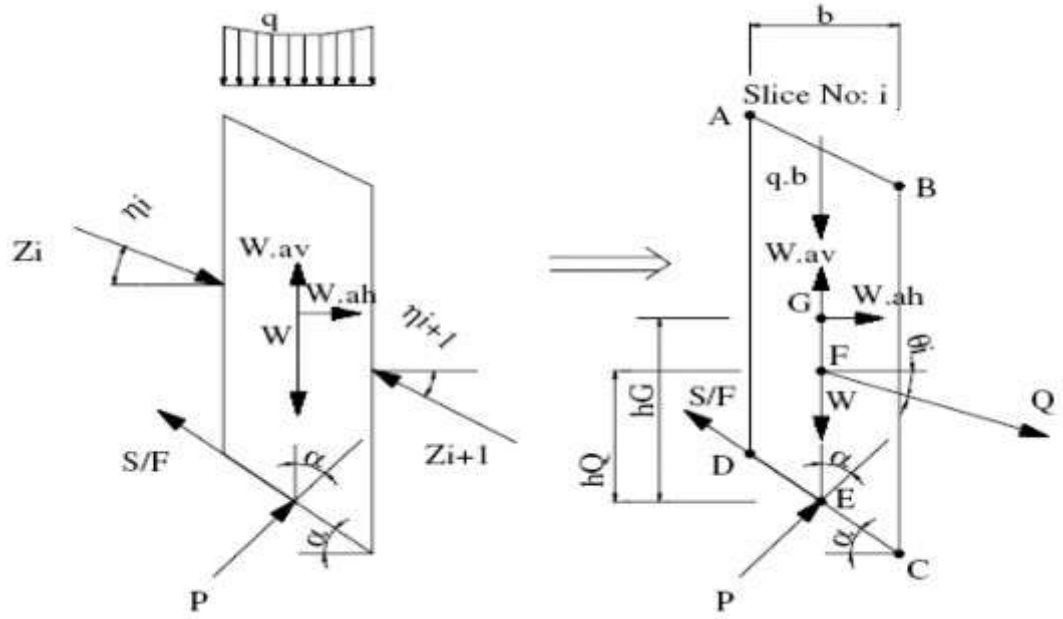


Figure. II.9 : Représentation des forces sur une tranche selon la méthode simplifiée de Morgenstern et Price

En 1977, Fredlund et Krahn ont démontré dans une étude comparative des méthodes d'analyse, que le choix de la fonction f(x) dans la méthode de Morgenstern et Price a une faible influence sur la valeur du facteur de sécurité.

II-6-3 Méthodes des coins :

Cette méthode est utilisée quand la surface de rupture peut être approchée de manière satisfaisante par 2 ou 3 lignes droites.

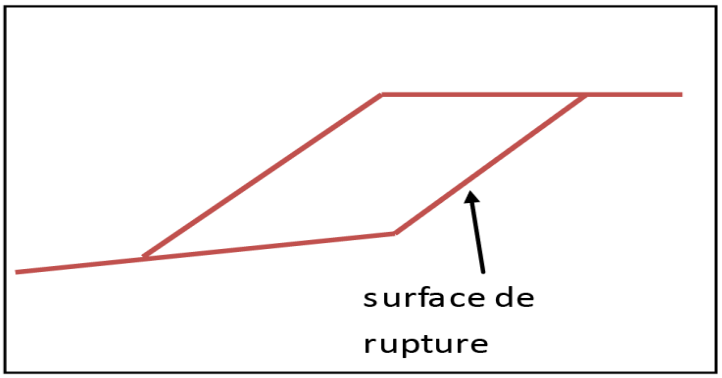


Figure II.10 : schéma de méthode de coin

Il semble qu'actuellement la méthode des tranches parasse offrir la meilleure approche pour n'importe q u' elle surface de rupture.

Da ns le cas des ta lus ho mo gènes, pour des surface s de r up tures circulaire, les méthodes globales de Caquot ou Biarez semblent intéressantes.

II-7 Récapitulation des hypothèses, des équations d'équilibres et des Inconnus dans les méthodes d'équilibre limite :

Comme il est noté au début de ce chapitre, toutes les méthodes d'équilibre limite utilisent

Les équations d'équilibre statique pour calculer le coefficient de sécurité.

Les hypothèses sont nécessaires pour rendre le problème déterminé statiquement et obtenir un équilibre entre le nombre d'équations et le nombre d'inconnues pour qu'ils soient résolus.

Le tableau énumère quelques méthodes examinées dans le présent chapitre ainsi que les hypothèses qui sont faites, les équations d'équilibre qui sont satisfaites, et les inconnus.

Tableau II.2 Les hypothèses, les équations et les inconnus dans les méthodes d'analyses

La méthode	Les hypothèses	Les équations d'équilibre	Les inconnus recherchés
Une pente infinie	-entendue infini -la surface de rupture est parallèle à la surface de la pente	Σ force perpendiculaires à la pente Σ force parallèles à la pente	-coefficient de sécurité -la force normale à la base
Fellenius	-la surface de rupture est circulaire -les forces sur les cotes des tranches sont négligées.	Σ moments par rapport au centre du cercle de glissement	-le coefficient de sécurité
Bishop	-la surface est circulaire -les forces sur les cotes des tranches sont horizontales	Σ moments par rapport au centre du cercle de glissement Σ des forces dans le sens verticale	-coefficient de sécurité -la force normale (N) à la base de la surface de rupture
Spencer	-les forces inter-tranches sont parallèles -la force normale (N) agite au centre de la base de la tranche	Σ moment de n'importe qu'elle point sélectionné Σ des forces dans le sens verticale et horizontales	-coefficient de sécurité -force normale à la base -l'inti maison des forces inter-tranches (θ) -résultante des forces inter-tranchent -emplacement des forces latérales
Morgenstern et Price	-les forces inter-tranche du cisaillement sont liée au force normale - la force normale (N) agite au centre de la base de la tranche	Σ moments de n'importe qu'elle sélectionnée Σ forces dans le sens vertical et horizontal	-coefficient de sécurité - La force normale à la base (N) -le coefficient (λ) -forces inter-tranches horizontale Emplacement des forces latérales

II-8 Insuffisance des méthodes classiques :

Les méthodes classiques reposent sur de nombreuses hypothèses simplificatrices. L'expérience montre que si elles restent valables pour les petits ouvrages, elles ne le sont Plus quand il s'agit d'ouvrages importants.

Utilisant le calcul à la rupture, la loi de comportement du sol est donc rigide plastique. Les Déformations, le long de la courbe de rupture, n'interviennent pas dans les calculs.

Les caractéristique de résistance au cisaillement C et φ sont fixées, au départ, et restent Invariables alors que l'on sait, maintenant, que la plastification des éléments induit une Variation dans les valeurs de ces paramètres dont l'influence sur la stabilité des pentes est Importante. La rupture simultanée, en tout point de la surface de rupture, est une autre hypothèse forte discutable. En effet la rupture se manifeste, souvent, par la propagation de zones plastiques Le coefficient de sécurité est supposé constant le long de la ligne de rupture, alors qu'en Réalité, on observe toujours une variation de ce coefficient, notamment, pour les matériaux Présentant une diminution de la résistance post-pic trop marquée (argiles raides).

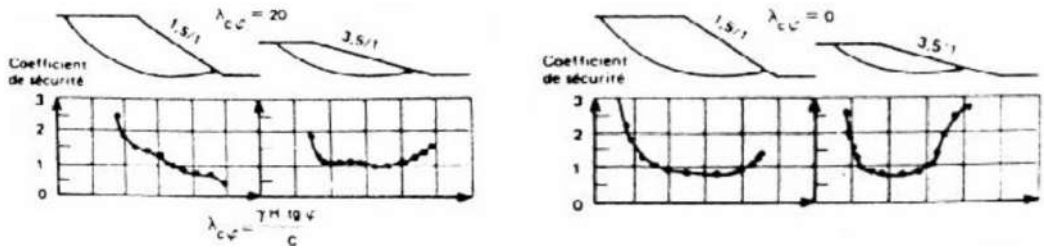


Figure II.11 : Variation du coefficient de sécurité local en fonction de la position du point sur la surface de glissement Analysée

D'autre part, la connaissance des lobes de contraintes est impérative lorsque l'on veut calculer des efforts que les systèmes confortatif doivent reprendre. Les méthodes classiques basées sur le calcul à la rupture, sont incapables d'estimer avec une précision suffisante, ces efforts internes.

II-9 Les Méthodes de confortement :

Quand on veut consolider un glissement, peu importe que la surface de rupture soit circulaire, logarithmique, plane,...etc. Par contre, il est de la plus grande importance de connaître ses dimensions et d'avoir une idée sur son origine: surcharge, écoulement d'eau, altération des sols ou simplement ruissellement exceptionnel. Le choix de la méthode de consolidation en dépend. Face à un problème de stabilité, une première solution consiste à s'affranchir des mouvements de la pente instable sans les empêcher.

Deux types de solutions sont possibles :

— implanter ou déplacer le bâtiment, l'ouvrage d'art ou la route en dehors de la zone en mouvement, dans un secteur reconnu comme stable — concevoir l'ouvrage de telle sorte qu'il ne soit pas endommagé par le mouvement de terrain : soit en résistant aux efforts apportés par le mouvement de terrain (solution réservée aux petits glissements), soit en adaptant le mode de construction de sorte que les fondations soient dissociées du sol en mouvement. La(figureIII.12) présente le principe d'un dispositif de fondation sur pieux dans un glissement.

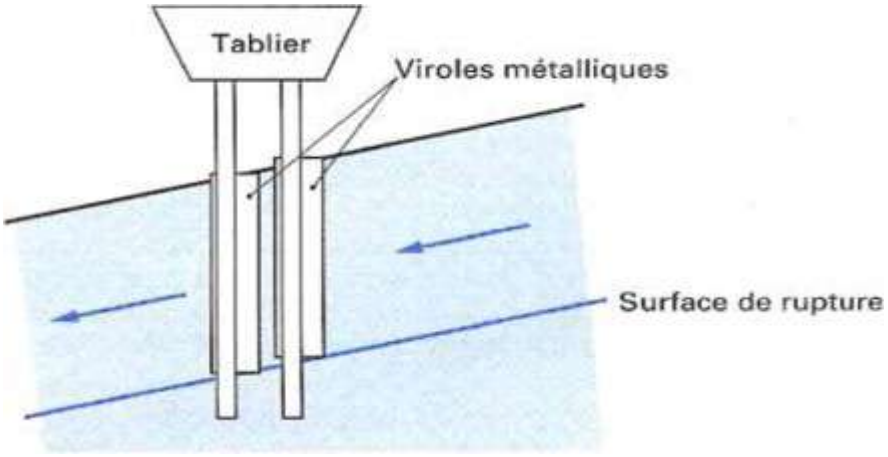


Figure II.12 : Isolation des appuis d'un viaduc : fondation sur pieux Protégés par des viroles métalliques

Si ce type de solution n'est pas retenu, on est amené à conforter la pente avec l'une des techniques présentées dans les paragraphes ci-après. Lorsqu'il s'agit de dimensionner un dispositif de confortement préventif, on recommande de prendre un coefficient de sécurité

F= 1,5 pour l'ouvrage en service.

Dans une intervention De réparation après glissement, si le calage des caractéristiques mécaniques paraît de bonne qualité, le coefficient de sécurité demandé peut se limiter à 1,3. Si toutefois certaines caractéristiques du site sont mal connues, ou si les techniques employées sont susceptibles de perdre de leur efficacité avec le temps (colmatage de drains par exemple), ou encore si l'on ne peut tolérer de déformations, on choisit plutôt F= 1,5.

II-9-1.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, remblai en pied

— les actions sur la géométrie de la pente : purge et reprofilage

— les substitutions partielles ou totales de la masse instable.

La figure 2.13 schématise les différentes actions de terrassement et les termes généralement employés pour les décrire.

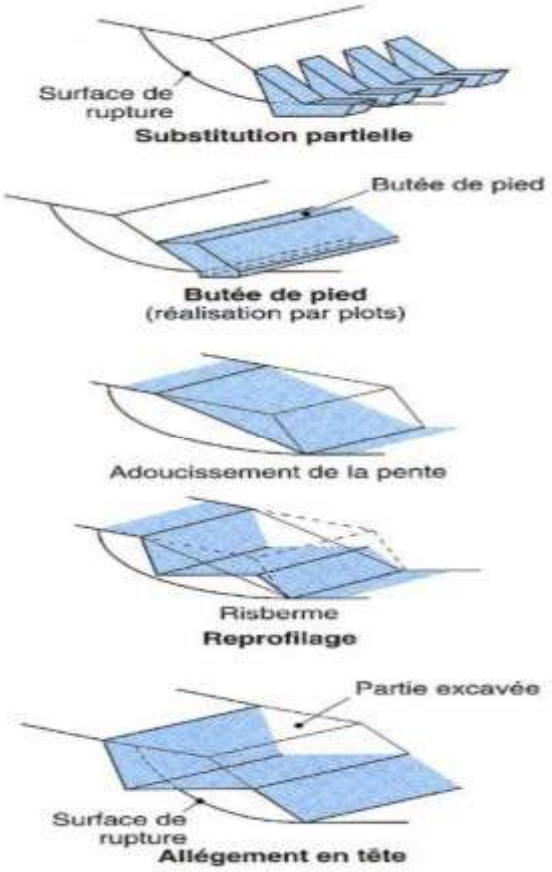


Figure III.13 : Différentes méthodes de stabilisation par terrassement

II-9-2. Remblai de pied :

Le chargement en pied d'un glissement est une technique souvent utilisée, généralement efficace.

L'ouvrage, également appelé banquette, berme ou butée, agit par contrebalancement des forces motrices. Pour qu'il soit efficace, il faut réaliser un ancrage dans les formations sous-jacentes en place.

Comme dans le cas d'un ouvrage de soutènement, le dimensionnement doit justifier De la stabilité au renversement, de la stabilité au glissement sur la base et de la stabilité au grand glissement. Mais en pratique, c'est la stabilité le long de la surface de rupture du glissement Déclaré qui est dimensionnant.

La stabilité au grand glissement suppose (figure III.14) que :

— l'ouvrage limite les risques de reprise du glissement en amont ;

— l'ouvrage ne déclenche pas d'autre glissement, par exemple à l'aval.

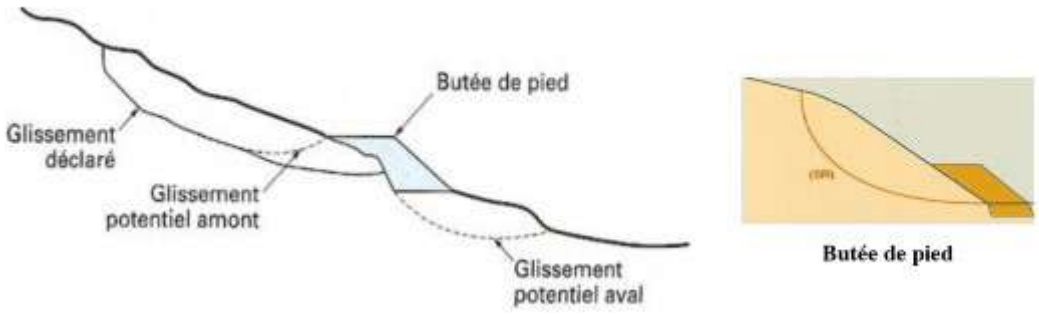


Figure II.14 : Calcul de stabilité d'une butée de pied : Différentes surfaces de rupture à prendre en compte

II-9-3 Les géotextiles (renforcement) :

Les géotextiles sont des produits textiles à bases de fibres polymères utilisées au contact du sol dans le cadre d'application dans le domaine de la géotechnique et du génie civil. Leurs domaines d'utilisation sont très vastes et concernent aussi bien la géotechnique routière, les centres de Stockage des déchets, les aménagements hydrauliques, la stabilisation des sols et le renforcement des fondations....etc.

II-9-3.1 Géotextiles non-tissés et tissés :

Il existe deux grands types de géotextiles : les non-tissés et les tissés.
Les deux sont fabriqués à partir de polymères (polypropylènes, polyesters, polyéthylènes). Le procédé de fabrication des non-tissés consiste au filage en continu des fibres, à leur étirement, avant de les napper et de les lier par aiguilletage. Quant aux géotextiles tissés, leurs bandelettes en polypropylène sont fabriquées par un procédé d'extrusion. Elles sont ensuite tissées.



figure III.15 :Géotextile non-tissés



figure III.16 : Géotextile tissés

II-9-3.2 Utilisation :

Le géotextile apporte une solution pour la protection des terrains carli permet de renforcer et stabiliser les différents sols Il est présenté sous forme de rouleaux avec des dimensions de 25 à 200 mètres de longueur et de 0.5 à 6 mètre de largeur Un emballage plastique étiqueté est prévu pour tous les rouleaux Le géotextile fait aujourd'hui partie des matériaux de construction il est indispensable pou les travaux effectue sur le terrain.

Le géotextile est imputrescible et immarcescible.

II-9-3.2 Le rôle de géotextile :

Le géotextile sera déterminé par le rôle majeur qu'il devra remplir.il sera répandant également nécessaire d'examiner la fonction secondaire et de ne pas le négliger dans le choix finale de géotextile.

Il est donc important de savoir d'exactement a quelle utilisation ce dernier est destiné Les géotextiles peuvent exercer deux rôles majeurs, soit une rôle hydraulique, soit un rôle mécanique. Chaque rôle remplit plusieurs fonction que sont complémentaire mais une seule est considérée comme principale.

En ce qui le rôle hydraulique .le géotextile remplit les fonctions suivantes : drainage, lutte contre l'érosion et filtration, les fonctions de séparation, protection et renforcement concernent le rôle mécanique.

II-9-3.3 Les fonctions de géotextiles :

a) La séparation :

Le géotextile lorsqu'il assure une fonction de séparation, est placé entre deux sols très Dissemblable les par leur granulométrie, l'un fin et l'autre plus grossier, et a pour vocation de conserver l'intégrité et les performances de chacun des matériaux. Il

empêche l'interpénétration des deux milieux, sans être un obstacle à la circulation des fluides. Cette fonction est essentiellement exploitée pour les chaussées telles que pistes ou voies à faible trafic pour y limiter l'orniérage comme par exemple en voirie forestière (Méry, 1996), ainsi que pour les couches de forme, voies ferroviaires et sous les remblais sur sols compressibles.

b) La filtration :

Un géotextile jouant un rôle de filtre doit autoriser le passage d'eau perpendiculairement à son plan, mais pas celui des particules de sol. Le géotextile assurant cette fonction doit être plus perméable que le sol à filtrer. Ainsi, la filtration est un compromis entre l'érosion interne du sol par perte de fines particules et le colmatage du filtre qui peut causer une augmentation de pression interstitielle dommageable à l'ouvrage. Cette fonction est principalement recherchée pour protéger les drains contre le colmatage, qu'ils soient de nature granulaire, tubulaire ou géotextile. Des géotextiles ont ainsi été utilisés dès 1970 dans des barrages en terre. Cette fonction peut aussi être recherchée pour la protection des berges contre le batillage dans ce cas le géotextile est placé sous un enrochement.

c) Le drainage :

Lorsqu'il est utilisé en tant que drain, un géotextile permet un écoulement dans son plan de pose. On assimile dans ce cas le géotextile à un drain capable de dissiper les pressions interstitielles, de collecter et de conduire les fluides vers un exutoire. Cette fonction suppose aussi l'existence d'un filtre, géotextile ou autre, limitant l'entraînement de particules de sol.

Comme les géotextiles se présentent sous forme de nappes, la surface de contact avec les sols drainer est grande et donc leur possibilité de captage d'eau est importante. Cette utilisation peut en particulier concerner le drainage sous fondations, sous remblai (sur sol compressible), dans le corps de barrages en terre, entre un sol et un ouvrage tel que mur vertical ou tunnel ou en association avec une géo membrane.

d) Le renforcement :

Le géotextile utilisé en renforcement améliore la résistance mécanique d'un massif de sol dans lequel il est inclue. Le géotextile améliore à la fois la résistance à la traction du massif et sa capacité à se déformer avant la rupture. Le renforcement peut aussi concerner la reprise de

Sollicitations sur un autre élément ou sur une interface faible. C'est le cas lorsque l'on recouvre une géomembrane posée sur pente avec une couche de sol ; il peut y avoir ruine soit par rupture en traction de la géomembrane, soit par glissement de la couche de sol. Dans ce cas, un géotextile placé entre la géomembrane et le sol permet la reprise des sollicitations. L'utilisation des géotextiles en renforcement a pris de l'importance au milieu des années quatre- vingt pour des ouvrages tels que les murs de renforcement à talus vertical ou quasi-vertical, les remblais de géométrie traditionnelle avec des sols peu résistants, les radiers sous chaussée ou fondations, sur sols compressibles ou karstiques.

e) La protection :

Un élément sensible, comme une géomembrane, est susceptible d'être endommagé par des éléments poinçonnant (matériaux grossiers), par effet dynamique ou statique. Interposé entre un élément sensible et des éléments poinçonnant, le géotextile assure une fonction de protection.

f) La lutte contre l'érosion :

Le géotextile limite dans ce cas le mouvement de particules de sol en surface, mouvements causés par l'eau ou le vent. Plusieurs techniques sont employées pour la lutte contre l'érosion. Un géotextile relativement ouvert maintiendra une couche de sol sur la pente (couche superficielle à épaisse), un géotextile fermé agira comme un matelas de protection. La lutte contre l'érosion par géotextiles est en général compatible avec des objectifs de végétalisation. Ces deux techniques sont souvent associées. La protection est alors principalement assurée par des produits apparentés (fibres végétales, …) et concerne :

- Les berges de canaux ou voies navigables soumises à l'érosion fluviale (batillage).
- Les torrents ou ouvrages hydrauliques particuliers soumis à un écoulement turbulent.
- Les côtes soumises à l'érosion maritime et éolienne.
- Les pentes, talus ou plates-formes exposés à l'érosion pluviale.

Conclusion :

On sait que les méthodes de calcul du coefficient de sécurité a la rupture ne s`appuient pas sur les mêmes hypothèses et pourtant les résultats différent très peu. En fait le degré de précision dépend principalement du cas examiné. Pour certains, les résultats obtenus par les méthodes simples peuvent ne pas différer de façon significative de ceux donnés par les méthodes les plus précises.

CHAPITRE III

Présentation d'un modèle sujet d'étude

Introduction :

Le passage de l'état de stabilité à l'état instabilité d'un terrain (en pente) a de nombreuses causes telles que : 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 la route nationale 60 (pk182) dans la commune Ain boucif dans la wilaya de Médéa.

Il a été impératif 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 et de recherche la solution adéquates et les remets des aux problèmes rencontrées.

Notre analyse est menée en se basant sur les résultats des études géotechniques réalisées par le GCE, des visites régulières sur le site et des documentations sur la région.

III.1 Présentation la région du projet (Ain boucif) :

La région de Ain boucif situé a la wilaya de médéa est sur les hauts plateaux qui ferment la vallée de la Mitidja, a quatre-vingt-huit 88 kilomètres au sud d'Alger, Elle est limitée au Nord par la Wilaya de Blida, au Sud par la Wilaya de Djelfa ; à l'Est par les wilayas de M'Sila et Brouira et à l'Ouest par les Wilayas de Ain Defla et de Tissemsilt. (Figure 1) Elle est riche de son histoire et sa culture, ville riante ; assise au milieu des vergers et vignobles réputés. Beylik du Titrer Médéa garde le nom latin de «Lambda » ; elle serait l'ancienne station romaine de Medix ou de Médias, ainsi appelée parce qu'elle était à égale Distance de Tirinadi (Berrouaghia) et de Sufnsar (Amoura).

Sa superficie totale est de 8700kilometre carré et sa population est estimée à 722 000 habitants.



Figure 1 : Situation géographique de Médéa.

III-1.1Contexte géologique régional :

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

III-1.2 Litho stratigraphie:

a) Le quaternaire :

Le Quaternaire est représenté par les formations suivantes:

Les alluvions récentes

Elles sont peu étendues par rapport aux alluvions anciennes, souvent déposées le long des oueds, en forme de gros blocs de grés, de calcaires et de conglomérats.

Les alluvions anciennes

Elles sont de nature argilo-gréseuses, en forme de galets assez bien calibrés, formant un ensemble mal consolidé qui peut atteindre 25 mètres d'épaisseur

Les colluvions

Ces formations, constituées essentiellement de blocs de grés enrobés dans une matrice argilo-sableuse, jouent, parfois, le rôle de couverture pour les affleurements marneux.

b) Le Néogène :

- Grés supérieurs (m3d)

Ils forment le couronnement de l'Helvétien, dans toutes les parties culminantes. Ces grés, friables, sont généralement décomposés et réduits en sables jaunes à la surface. Leur épaisseur maximale dans la région dépasse les 80 mètres, leur contact avec les argiles sous-jacentes donne lieu à de nombreuses et abondantes sources qui sont la richesse du plateau de Médéa.

- Marnes argileuses (m3c)

Elles sont de couleur grise bleuâtre et forment l'assise moyenne de l'Helvétien, constante dans la région, avec une épaisseur qui varie de 100 à 250 mètres. Ces argiles sont très déliquescentes et constituent un sol très instable. Elles sont parfois intercalées de petits lits de grés friables, renfermant des moules de bivalves.

- Grés inférieurs (m3b)

Ils sont sableux, friables, intercalés de poudingues, principalement sur les bords du bassin. Cette assise dont l'épaisseur est extrêmement variable, atteint 80 à100 mètres de puissance dans les parties centrales et au sud. Elle se réduit à quelques bancs au Nord-Ouest. Ces grés, intimement liés à l'assise argileuse sous-jacente, forment, en quelque point, la base de l'étage Helvétien. Ces assises détritiques sont des dépôts de comblement dont on peut suivre les variations brusques, en des points très rapprochés.

- Marnes argileuses (m3a)

Elles sont d'âge Helvétien inférieur, absolument semblables à celles de l'assise m3c, auxquelles elles se relient directement par la réduction des grés de l'assise m3b. L'épaisseur maximale de cette formation atteint plus de 100 mètres à l'Est de Hassen Ben Ali.

c)Le Crétacé :

- Sénonien C7-8

Ce sont des marnes bleuâtres avec rognons de calcaires jaunes ou intercalations de calcaires marneux à Incérâmes; c'est le faciès du Sénonien de l'Atlas Métidjien. Les marnes sénoniennes se distinguent en général d'une manière très nette de l'étage suivant.

- Cénomanien C4-5

Ce sont des calcaires et marnes bacillaires à strates bien réglées; les bancs de calcaires, parfois puissants, forment des escarpements remarquables. Les fossiles, rares dans la partie Nord, deviennent plus fréquents vers le Sud-Ouest, au voisinage de Draa Smar (ex : Lodi) et au Sud de Médéa.

- Albien C1-3

Il se caractérise par une formation de marne franche, alternée par endroit de calcaires. Ce sont des bancs décimétriques de marne compacte, brunâtre à la patine grisâtre à la cassure, avec la présence de couches marneuses grisâtre feuilletée.

III-1.3 La morphologie de la région :

Le relief de la wilaya de Médéa se compose de quatre principales zones qui sont:

a)La zone montagneuse :

Elle se compose d'une chaine de montagnes continue qui limite la partie ouest et nord de la wilaya, cette zone s'étend des monts de l'Ouarsenis jusqu'à Tablat.

b) La zone tellienne :

Se situant au milieu de la wilaya, elle se distingue par son caractère agricole notamment la culture de la vigne qui produit différentes variétés de raisin, en plus des agrumes de toutes sortes dont principalement les pommes.

c) La zone des plaines :

Elle comprend les plaines de Ben Slimane et de M'Rachda qui se situent au milieu de la zone tellienne. Ces plaines se singularisent par la culture des arbres fruitiers.

d) La zone du sud :

Cette zone se caractérise par l'irrégularité de la pluviométrie.

III-1.4 Climat de la région :

Le climat de Médéa se distingue par des caractéristiques dues à de nombreux facteurs qui sont entre autres :

- ✓ Son altitude qui atteint 1240 m au dessus du niveau de la mer (sommet de Benchicao) ;
- ✓ Sa position sur les monts de I 'Atlas tellien.
- ✓ Son exposition aux vents et aux vagues de courants venant de I 'Ouest.

Tous ces facteurs ont fait que Médéa dispose d'un climat méditerranéen semi continental, froid et humide en hiver, tempéré au printemps et chaud et sec en été. Médéa reçoit une quantité considérable de pluie atteignant 500 mm par an, avec une moyenne de pluviométrie élevée, particulièrement en décembre, janvier et février. Les températures hivernales sont de quelques

degrés au-dessus de zéro où la neige recouvre régulièrement les hauteurs de Benchicao, situées à une altitude de 1240 m, Taguenssa commune d'Ouled Hallal et Ain Disse à la commune d'Ain Boucif

III-1.5 Sismicité de la région :

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

- **Zone 0** sismicité négligeable ;
- **Zone I** sismicité faible ;
- **Zone II a et II b** sismicités moyenne ;
- **Zone III** forte sismicité.

Ces zonalités sont représentées sur la figure n°02 "carte de zonage sismique".

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

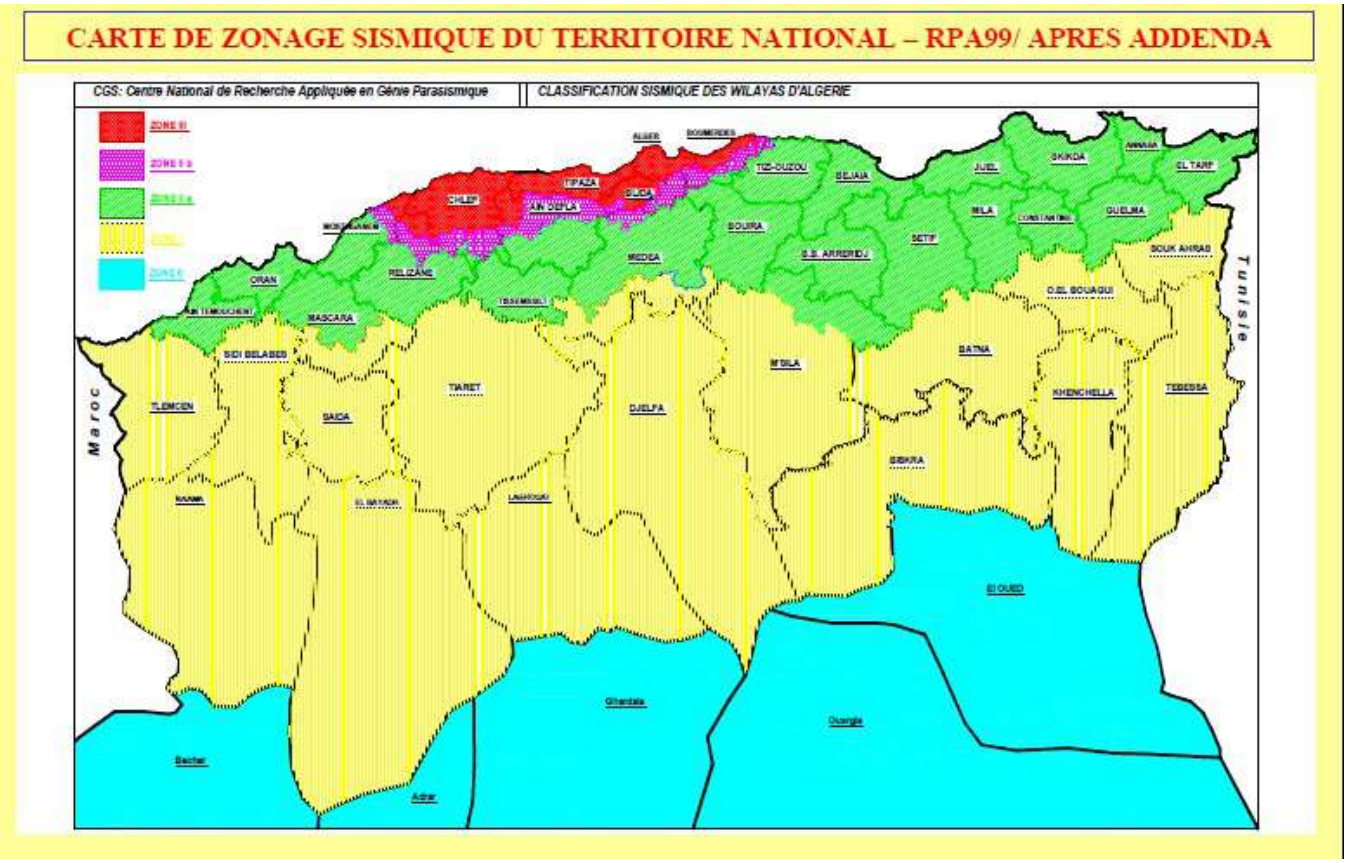


Figure 02 : Carte de zonage sismique de l'Algérie. (Situation de Médéa)

.

III-1-6 Localisation géographique de terrain:

Ain Boucif Municipalité est. Située dans la partie sud-est de wilaya de Médéa et loin de l'état 75 km et 170 km de la capitale. Au – dessus de niveau a 1280 m de la mer, une confrontation de l'alignement Atlas Talli de hauts plateau : en particulier du coté sud de la haute Titri : comprend plusieurs hateurs et les montagnes de Roche et deviser la région d'Ain boucif en deux parties est. La colline

a) Plateaus:

- ✓ Longueur du plateau de 16 km de la zone de departAlnahar à Ein Dies.
- ✓ Longueur du plateau de 500 m appelé Aldaleaa.
- ✓ Longueur du plateau de 900 m appelée in Ahmed.

b) Les colline:

Il y a du sud avec les frontières de d'état d'un vaste Domain des capacités de Djelfa des centaines d'hectares .Estée d'Ain boucif 314 km 2 surface du cercl.

III-1-7 Les routes ET les vois:

Les routes et les voie Il comprend un réseau de routes reliant plusieurs domaines très importants:

- ✓ Route nationale n ° 60, qui traverse la ville de l'axe est-ouest.
- ✓ Route nationale n ° 40, qui est situé dans l'extrême sud de la municipalité et traverse ses frontières dans l'axe est-ouest.
- ✓ la route n ° 38 niveaux de l'État, qui relie entre Ain Boucif Municipalité avec la municipalité Elbirine dans la région ouest dans l'axe est-ouest.
- ✓ les niveaux de la route nationale n ° 1 relie le nord-ouest de la municipalité.

➢ Pour les routes secondaires:

- ✓ la conduite Ouled d'Issa: commence par rapport aux niveaux de la route nationale n ° 1 et se termine par firkate Ouled Issa.
- ✓ La conduite Alnahar: relier les niveaux de la route nationale n ° 1 route nationale 60.
- ✓ La conduite ouest Ain toute : reliant entre Ain toute et route nationale.

III-2 Présentation projet :

Cette partie concerne le traitement du glissement de terrain survenu en 2016 à la sortie de la ville Ain boucif au du sud-est de la wilaya de Médéa, le versant affecté par le glissement touche la route nationale n°60 au niveau du point kilo métrique182.

Cette route les liens entre les deux municipalités Ain Boucif vers Tlatet douaire en plus traverse a l'axe l'est –ouste.

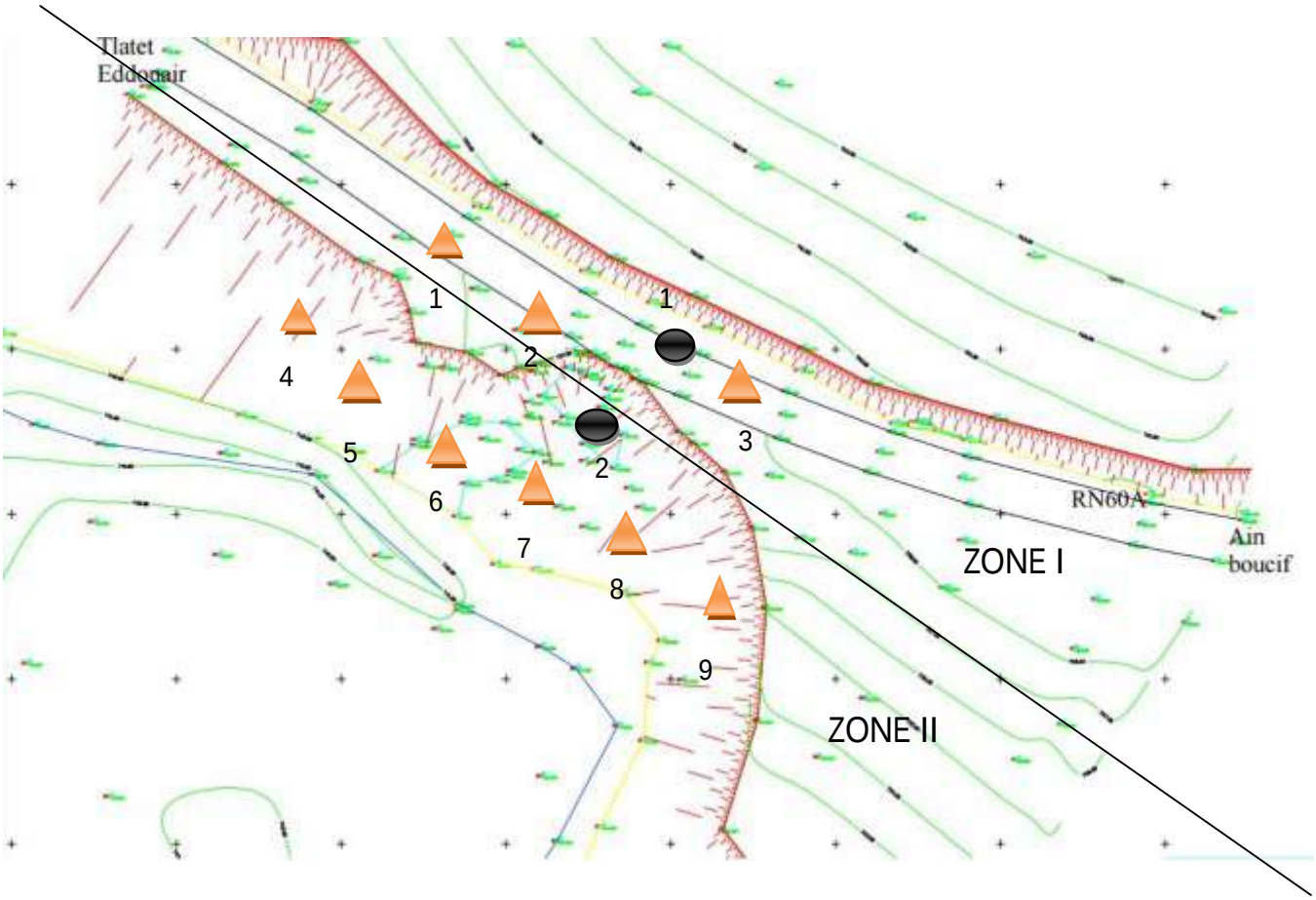


Figure04 : situation géographique de projet (route nationale 60 A pk 182 Ain boucif)

III-3 Reconnaissance in situ :

Le programme d'investigation géotechnique établi par le client, consiste en la réalisation de :

- Neuf (09) essais de pénétration dynamique noté **PDL**.
- Deux (02) sondage carottés noté **SC**.



PDL

SC

Figure 05 : Le programme d'investigation géotechnique

III-3-1Résultats des essais au situ :

a) Résultats des sondages carottés :

La description visuelle des carottes a permis d'établir le descriptif lithologique suivant :

- ✓ **Sondage 01 :**

  0.00-0.50m : terre végétale

  0.50-12 :00 m : argile

  12 :00-15 :00 : argile marneuse

✓ **Sondage 02 :**

0.00-11.00 m:des alluvions



Figure 06 : essai sondage1



Figure 07 : essai sondage 2

b) Sondage au pénétromètre dynamique lourd:

Le sondage au pénétromètre dynamique lourd (photo n°08) 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 :

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



Figure 08 : Sondage au P.D.L

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 :

- Pointe de diamètre ϕp = 50 mm, de section A =19.63 cm²;
- Mouton de masse M = 63.5 kg ;
- Tige de masse M = 6.1 kg, de diamètre ϕt=32 mm et de longueur 1m.

Les diagrammes pénétrometrique des neuf (09) sondages réalisés dans le site de projet, tracés sur la figure suivante, montrent que :

- Une certaine hétérogénéité, sur le plan résistance est constatée, justifiée par la dispersion des différents diagrammes pénétrometrique ;
- Les courbes pénétrometrique des trois sondages réalisés dans ce site (zone I)
  Présent une faible résistance en pointe (faible portance) R_p à de 0 à neuf (9) mètre de profondeur
- Les courbes pénétrometrique des six sondages réalisés dans ce site (zone II)

Présent une bonne résistance en pointe (forte portance) R_p à partir d'un (01) mètre de profondeur.

III-3.3 Résultats des essais au laboratoire :

L'ensemble des résultats des essais au laboratoire est donné ci-après :

a) Essais physiques :

Humidité :

Légende :

w : Teneur en eau.

γ_h: Densité humide.

γ_h: Densité sèche.

Sr: Degré de saturation

Tableau 1: résulta de l'essai humidite

Sondage N°	Profondeur (m)	ω (%)	γ_h t/m^3	γ_d t/m^3	Sr (%)	Interprétation des résultats
SC 01	8.60-8.80	24.56	2.12	1.70	98.77	Sol peu dense saturé
	12.20-12.50	30.66	1.88	1.44	92.57	Sol peu dense peu saturé
	13.70-14.00	26.72	2.01	1.51	98.07	Sol dense saturé

Granulométrie :

Légende :

% < 2 mm : Pourcentage des passants inférieurs à 2 mm

% < 80 µm: Pourcentage des passants inférieurs à 80 µm

Tableau 2: résulta de l'essai Granulométrie

Sondage N°	Profondeur (m)	% < 2 mm	% < 80 µm	Interprétation des résultats
SC 01	**2.00 à 2.50**	98	93.44	SOL FIN
	5.00 à 5.50	/	98.54	
	9.00 à 9.50	88	82.12	
	12.50 à 13.00	98	95.06	
SC 02	**1.70 à 2.00**	42	18.88	SOL GROS
	6.80 à 7.00	38	17.58	

Limites d'Atterberg:

Légende :

WL (%) : Limite de liquidité.

WP (%) : Limite de plasticité.

IP (%) : Indice de plasticité.

Tableau3: résulta de l'essai Limites d'Atterberg

Sondage N°	Profondeur (m)	W_L (%)	W_P (%)	I_P (%)	Interprétation des résultats
SC 01	**2.00 à 2.50**	**52.4**	**25.78**	**26.62**	**Sol très plastique**
	5.00 à 5.50	**50.5**	**25.75**	**24.76**	**Sol très plastique**
	9.00 à 9.50	**48.48**	**29.09**	**19.39**	**Sol peu plastique**
	12.50 à 13.00	**39.17**	**29.27**	**9.9**	**Sol peu plastique**
SC 02	**1.70 à 2.00**	**37.94**	**18.17**	**19.77**	**Sol très plastique**
	6.80 à 7.00	**31.78**	**18.52**	**13.26**	**Sol peu plastique**

b) Essais mécaniques :

Essais de compressibilité à l'oedomètre :

Légende :

PC (bars): Pression de consolidation**.**

CC (%) : Coefficient de compressibilité.

CG (%) : Coefficient de gonflement.

Tableau 4: résulta de l'essai de compressibilité à l'oedomètre

Sondage N°	Profondeur (m)	P_C (bars)	C_C (%)	C_G (%)	interprétation
SC 01	2.60 à 2.80	2.40	45.10	10.93	Le sol est très compressible et gonflant
SC 02	5.80 à 6.00	2.54	55.38	9.30	Le sol est très compressible et gonflant
	14.20 à 14.60	2.59	49.78	10.44	Le sol esttrès compressible et gonflant

Essais de cisaillement direct (Boite de Casagrande) :

Légende :

C : Cohésion non drainée.

Φ: Angle de frottement.

Tableau 5: résulta de l'essaide cisaillement direct (Boite de Casagrande)

Sondage N°	Profondeur (m)	Nature d'essai	φ (°)	C (bars)
SC 01	3.00 à 3.20	CU Sat	26.08	0.18
	5.00 à 5.20	CU Sat	30.16	0.29
	9.00 à 9.20	UU Sat	6.81	0.32

III-3.4Lithologie du site :

a) Zone I :

Sur le plan lithologique, le sol du site est constitué essentiellement d'une couche d'argile de 08 m d'épaisseur environ qui se repose sur une couche d'argile marneuse

Zone II :

Cette zone ce compose essentiellement des alluvions

III-3.5Caractéristiques mécaniques :

Le résultat d'essai oedométrique donné

-Le coefficient de compressibilité(Cc)=45.10 % ; 55.38% ; 49.78%.

-Le coefficient de gonflement (Cg)=10.93 % ; 9.30% ; 10.44%

D'après la classification de Terzaghi, le sol est très compressible et gonflant.

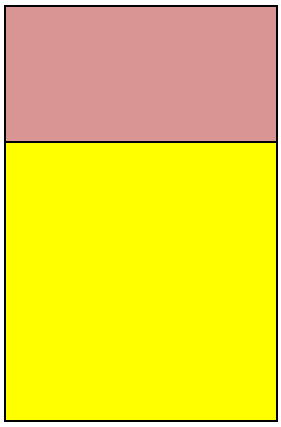
III-3.6 Stabilité d'ensemble:

L'état actuel de lieu indique plusieurs signes d'instabilité. Toute fois, il serait toujours utile de rappeler la nécessité de faire une solution de renforcement ou de stabilisation du glissement rencontré.

III-3.7Contrainte admissible :

Tableau 6: Contrainte admissible

Zone	Profondeurs (m)	Capacitéportante (bars)
I	**Apartir de 0**	**1.5**
II	**De 0 a 3**	**< 1**
	De 3 a 9	**≥ 1**



3m zone I (argile)

9m zone II (argile marneuse)

Figure 09 : déférentes couches de terrain

CONCLUSIONS:

Cette partie de l'étude nous a permis de cerner la vulnérabilité et la conséquence des problèmes complexes d'instabilité géo mécaniques du site. Notre analyse (qualitative) a été menée en se basant sur des rapports techniques, des visites régulières sur site et des témoignages recueillis auprès la subdivision de la DTP MEDEA. Les mouvements des talus concernant ce site ont causé des désordres qui ont affecté une route situe dans le site étudié.

Les essais de laboratoire permettent de définir les paramètres physiques et mécaniques du sol du site .

Une liaison (correspondant) entre les sondages carottés et les courbes pénétromètres dynamiques ont permis d'identifier lithologie et la portance du sol du site étudié.

CHAPITRE IV

Analyse numérique de la stabilité

Introduction :

L'analyse de la stabilité des talus aujourd'hui peut être effectuée en utilisant divers logiciels de géotechnique sur ordinateur. Les logiciels informatiques utilisant les formulations d'équilibre limite ont été utilisés pendant de nombreuses années.

De même, les logiciels qui utilisent la méthode des éléments finis basés sur les lois constitutives des sols et des modèles appropriés, a attiré de plus en plus l'intention à la fois des chercheurs et des professionnels.

Les confortements des talus contient le glissement peut être mené par différents méthodes dont le but est de stabiliser le terrain instable.

Le choix de la méthode de confortement est fixé d'une part selon les caractéristiques et l'état de chaque site comme le type des sols, les conditions de drainage et les surcharges, et d'autre part selon le coût économique (quand il existe plusieurs solutions de confortement)

IV -1 Facteur défavorable pour la stabilité des versants :

L'analyse et les observations de l'état des lieux montrent que les désordres sont liés aux facteurs suivants :

- L'élargissement du flux de l'oued, et la géomètre du talus
- Etat des argiles altérées et saturées en surface, par les eaux souterraines ;
- Une évolution géomorphologique active à cause de la forte pente déversant.

❖ les causes les plus probables des désordres sont liées aux facteurs naturels les plus prépondérants et sont :

✓ Absence des systèmes de drainage ;

✓ Topographie vallonnée ;

✓ Etat des terrains superficiels altéré (argiles) ;

✓ Faible ancrage de la butée coté remblai.



Figure IV.1 : Photo du glissement

IV-2 Evaluation du risque de glissement :

L'étude de stabilité, objet de ce rapport a été effectuée à l'aide du programme TALREN4 dont le calcul est basé sur la méthode des tranches. Ce programme consiste à tester plusieurs surfaces de ruptures probables des glissements observés correspondant à des coefficients de sécurité minimums (Fs≤1).

En rupture circulaire, le coefficient de sécurité (Fs) est calculé par les approches de Bishop et Janbu (perturbation circulaire) et en rupture non circulaire, par la méthode des perturbations non circulaires.

Dans ce programme, excepté la géométrie, toutes les données du problème sont modifiables simplement de façon itérative, ce qui permet de tester successivement des jeux de valeurs (géométrique, hydraulique, paramètres géotechniques) et donc de dégager l'influence de chacun des paramètres sur la stabilité.

La géométrie du talus est décrite dans un repère cartésien (OXY). L'axe (OX) étant orienté horizontalement et dans la direction de l'aval et l'axe (OY) étant dirigé verticalement, orienté vers le haut. Le profil est alors décrit par des segments reliant un ensemble de points, délimitant chacun d'eux une partie propre de la pente.

IV-3 Cinématique du mouvement :

Les observations du terrain après rupture, font ressortir une succession de ruptures de type superficiel. L'analyse de cette dernière aboutit à la définition d'un cercle enveloppe. L'épaisseur de la masse glissée (par rapport à l'horizontale) se situe entre 3 et 6m (en tête par rapport à la cote de la chaussée) suivant le glissement.

Afin de mieux mener l'étude de stabilité et déterminer toutes les probabilités de rupture qui affectent le talus, les hypothèses suivantes ont été considérées dans le calcul. Un calcul itératif correspondant à un état d'équilibre limite (Fs =1) a été effectué dans le but de caler le couple (paramètre de résistance résiduelle (C, Φ)) avec lequel les ruptures ont eu lieu.

Les levés topographiques ont permis de tracer la morphologie actuelle du glissement ainsi que l'établissement des profils en travers insérés dans le logiciel de calcul de stabilité.

IV -4 Méthodologie de travail :

Plusieurs séries de calcul de stabilité ont été effectuées sur ces profils. L'objectif de ces calculs est :

- Déterminer toutes les types de rupture (Fs≤1) qui peuvent affecter le talus ;
- D'analyser le mécanisme de rupture observé ;
- De définir le système de confortement approprié (Fs≥1.2) ;

En s'appuyant sur l'observation visuelle du glissement (géométrie, hauteur, envergure) et sur les caractéristiques mécaniques (cohésion et angle de frottement), les surfaces de ruptures les plus probables ont été testées (correspondant à un état d'équilibre limite).

IV-5-1 Présentation du logiciel TALREN 4 :

Le logiciel « TALREN 4 » consiste à tester plusieurs surfaces de rupture probables des glissements observés en donnant le cercle correspondant au coefficient de sécurité minimal (FS ≥ 1,3).

Comme on va le voir par la suite, ce logiciel permet d'analyser la stabilité des différentes sections de la pente, selon plusieurs méthodes classiques et numériques selon des surfaces de ruptures circulaires et non- circulaires.

Dans ce programme, toutes les données du problème sont modifiables de façon itérative, ce qui permet de tester successivement des jeux de valeurs (géométrique, hydraulique, paramètres géotechniques, la force sismique, les surcharges…etc.) et donc de dégager l'influence de chacun de ces paramètres sur la stabilité.

La géométrie du talus est décrite dans un repère cartésien (OXY). L'axe (OX) étant orienté horizontalement et dans la direction de l'aval et l'axe (OY) étant dirigé verticalement; orienté vers l'amont.

Le logiciel « TALREN 4 » constitue une évolution majeure par rapport aux versions précédentes de TALREN, et notamment par rapport à TALREN 97.

Il représente une nouvelle version, très convivial, fonctionnant sous Windows® ;

Les utilisateurs d e TALREN 97 comme les nouveaux utilisateurs de TALREN remarqueront la simplicité d e son emploi.

Les principales caractéristiques ainsi que le détail des fonctionnalités disponibles de TALREN 4 sont abordées ultérieurement.

Talren permet d'étudier :

- les penttes naturelles,
- les pentes de 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,
- butons.

Les principaux types de données :

- Géométrie
- Caractéristiques des sols
- Surcharges
- Renforcements
- Conditions hydrauliques
- Accélérations sismiques
- Coefficients partiels
- Options de calcul

Le menu principal :

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

- Fichier :
- Edition :
- Affichage :
- Données :
- Phases et situations :
- Calcul et résultats :
- Options :
- Aide

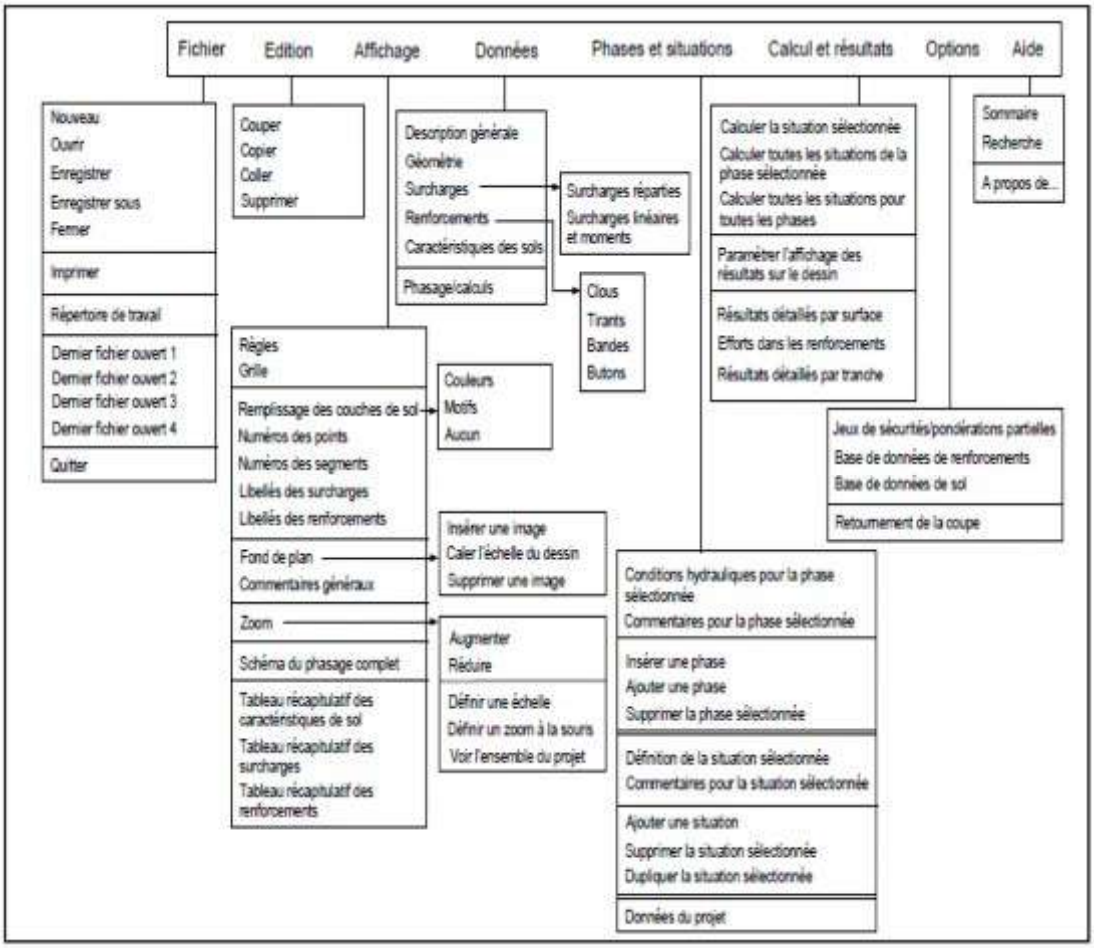


Figure IV .2 : Organigramme montrent les différents options de la barre d'outil TALREN4.

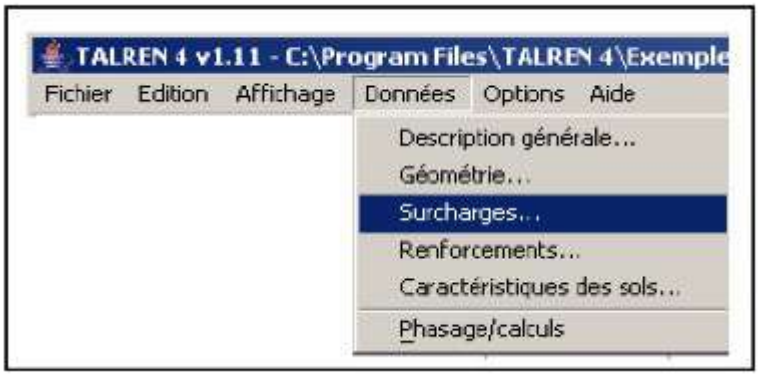


Figure IV.3 : Le menu de données.

La barre de boutons principale :



Figure IV.4 : La barre de boutons principale

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

- Nouveau fichier ;
- Ouvrir un fic hier ;
- Enregistrer un fic hier ;
- Imprimer ;
- Zoom sur une fenêtre dé finie par l'utilisateur ;
- Zoom avant ;
- Zoom arrière ;
- Copie r da ns le presse- papier l'élément sélectionné ;
- Capture d'écran ;
- Commentaires généraux ;

Barre de boutons contextuelle "Donnée s du projet" :

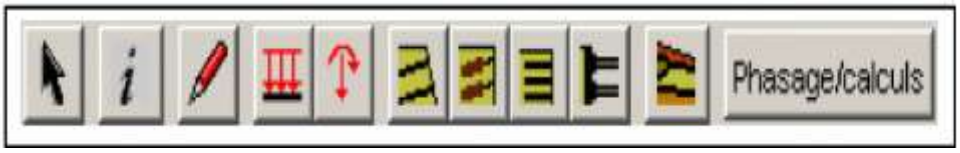


Figure IV.5 : La barre de boutons contextuelle "Donnée s "

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

- Outil "Sélection" ;
- Description généra le du projet ;
- Dessin de lignes géométriques ;
- Dessin de surcharges (surcharges réparties puis torseurs) ;
- Dessin de renforcements (clous, tirants, bandes puis butons) ;
- Définition des jeux de caractéristiques de sol (ouverture d'une boîte de dialogue) ;
- Basculement en mode "Phasage /Calculs ".

Barre de boutons contextuelle "Phasage /Calculs " :

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



Figure IV. 6 : La barre de boutons contextuelle "Phasage/Calculs".

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

- Basculement en mode "Données " ;
- Définition des conditions hydrauliques (ouverture d'une boîte de dialogue
- Propriétés de la situation sélectionnée (ouverture d'une boîte de dialogue) ;
- Calcul de la situation sélectionnée ;
- Calcul de toutes les situations de la phase sélectionné e ;
- Calcul de toutes les situations pour toutes les phases ;
- Configuration de l'affichage graphique des résultats (ouverture d'une boîte de dialogue, accessible seulement si des résultats sont disponibles pour la situation affichée).
- Résultats détaillés par sur face (ouverture d'une boîte de dialogue, accessible seulement si des résultats sont disponibles pour la situation affichée) ;
- Efforts dans les renforcements (ouverture d'une boîte de dialogue, accessible seulement si des résultats sont disponibles pour la situation affichée) ;
- Résultats détaillés par tranches (ouverture d'une boîte de dialogue, accessible seulement si des résultats sont disponibles pour la situation affichée)

Les avantages de Talren 4 :

Gestion des phases d'exécution et situations de calcul d'un projet dans un seul fichier

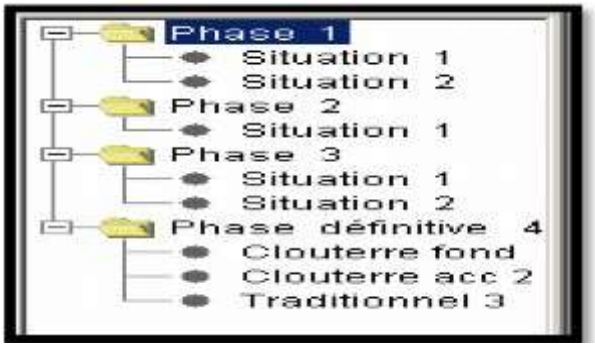


Figure IV.7 : Gestion des phases et situation du projet.

IV -6 Calcul et Vérification :

IV -6-1 Hypothèses de calcul :

- Le profil de calcul de la masse supposée en mouvement a été considéré dans son axe suivant la ligne de la plus grande pente ; le profil n°1 a été choisi pour le calcul et suivant des surfaces de glissements circulaires..
- Les caractéristiques géotechniques des argiles marneuses sont prises, en recherchant les couples (C,ϕ) donnant F<1 (calculs itératifs).
- Le sol a été considéré dans sont état à court et long terme

❖ Détermination des caractéristiques résiduelles :

Nous pouvons déterminer les paramètres géomécaniques résiduelles moyennes le long de la surface de rupture qui correspond à l'état de l'équilibre limite du massif, et ce pour un facteur de sécurité égal à l'unité. Cette méthode est la plus envisagée pour ce type de problèmes une fois s'il est difficile de prélever des échantillons intacts dans la zone glissée d'une part ; et l'hétérogénéité remarquable des formations géologiques le long de la surface de rupture d'autre part. Les paramètres géotechniques du sol déterminées par cette méthode seront ensuite injectés dans le model de calcul représentés dans le tableau **IV.1**Pour la couche d'argile schisteuse et d'après le diagramme de cisaillement, en contraintes totales nous avons obtenus les résultats suivants :

A .Profil type de calcul :

Un (01) profil type de calcul à été considéré :

- ❖ Pendant la phase travaux, c'est-à-dire situation actuelle (court terme).
- ❖ Après réalisation du confortement.

B.Caractéristiques du sol :

Tableau IV.1 : paramètre mécanique du sol

Les couches	**Couleur de couche**	**γ (KNm^3)**	**C (KN /m^2)**	**φ(°)**
Argile brunatre		14.4	2.9	21
Argile marneuse		15.1	3.2	6.81

C. Caractéristiques géométriques des talus modalises

Tableau IV.2:caractéristique géométrique

N° profil	**N°point**	**X(m)**	**Y(m)**
PN°01	**01**	0	762
	02	17 .5	760
	03	25 .50	758
	04	28 .83	756.9
	05	38 .48	756.9
	06	71 .73	745.65
	07	82 .60	741.49
	08	90	742.5
	09	0	754
	10	90	738.5

D. La surcharge :

La surcharge utilisée est d'environs 20 KPa.

IV -7 Modélisation du talus sans confortement :

La modélisation du terrain d'un profile qui coupe la zone du glissement horizontalement au milieu selon le sens du glissement.

IV-7-1 Géométrie du modèle :

Le profil à analyser est représenté sur la figure 6.

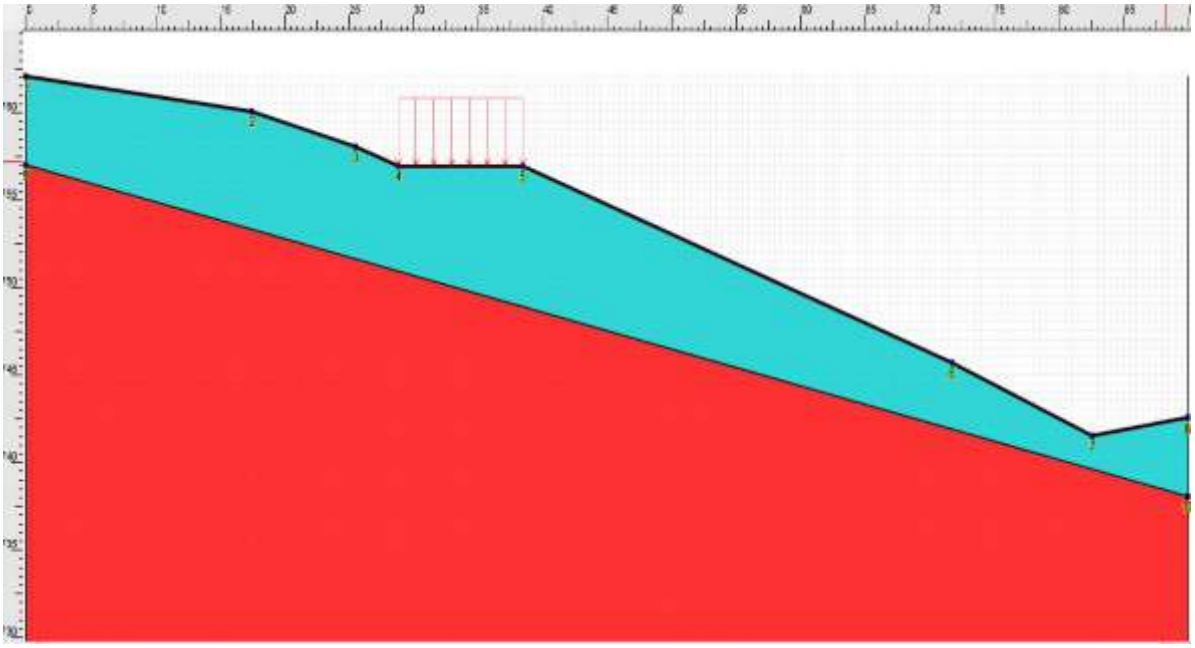


Figure IV.8 : Géométrie du modèle.

IV -7-2Calcul avec la méthode de Bishop :

❖ Localisation des surfaces de rupture potentielle :

Il y a lieu de signaler que le calcul pour tous les cas est fait selon la recommandation CLOUTERRES fondamentales sensitives. Le coefficient de sécurité pour cette méthode est égal à 1.

Les résultats sont retenus, ce qui correspond à l'état stable du site, lorsque le coefficient de sécurité minimum est supérieur à 1,30.

Phase 1 :

Situation 1 : sans nappe et sans séisme (Etat statique)

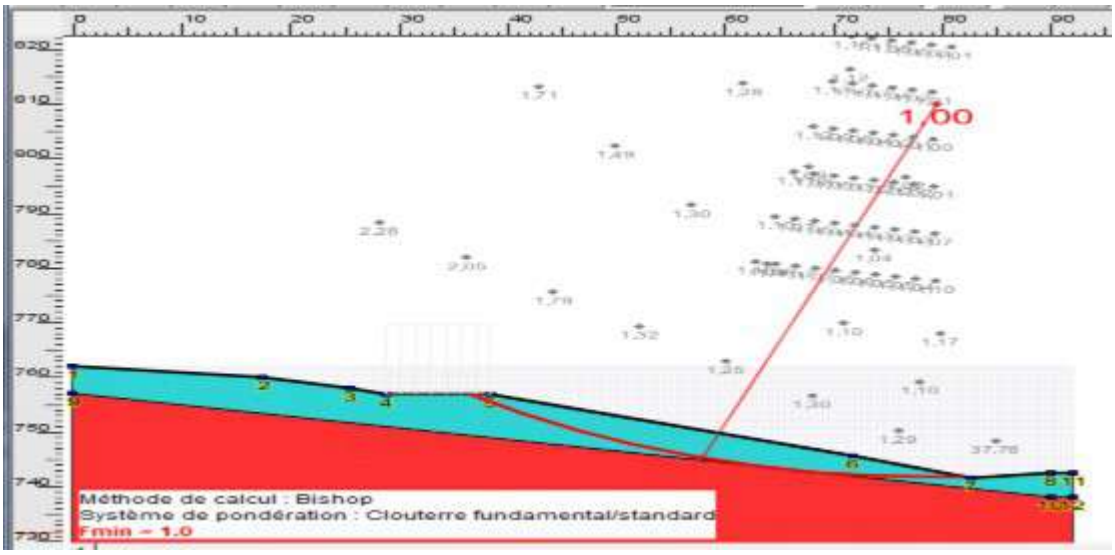


Figure IV.9 : Le résultat avec la méthode de Bishop (sans séisme)

Situation 2 : sans nappe et avec séisme (Etat pseudo statique)

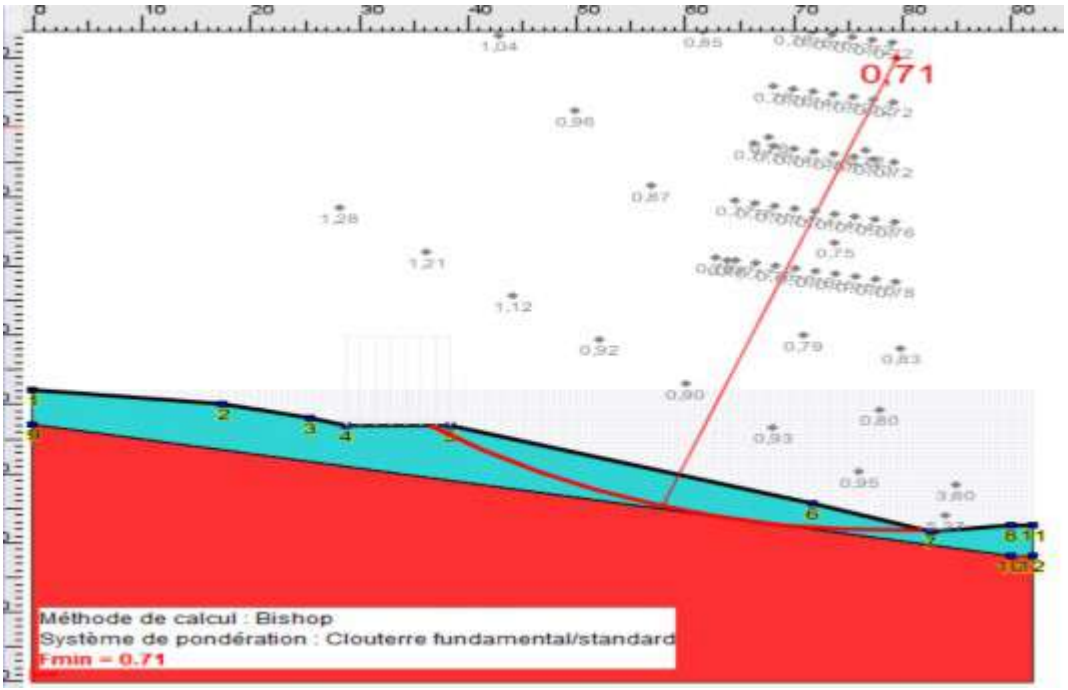


Figure IV.10 : Le résultat avec la méthode de Bishop(avec séisme)

IV-7-3 Calcul avec la méthode de Fellenius :

Phase 1 :

Situation 1 : sans nappe et sans séisme (Etat statique)

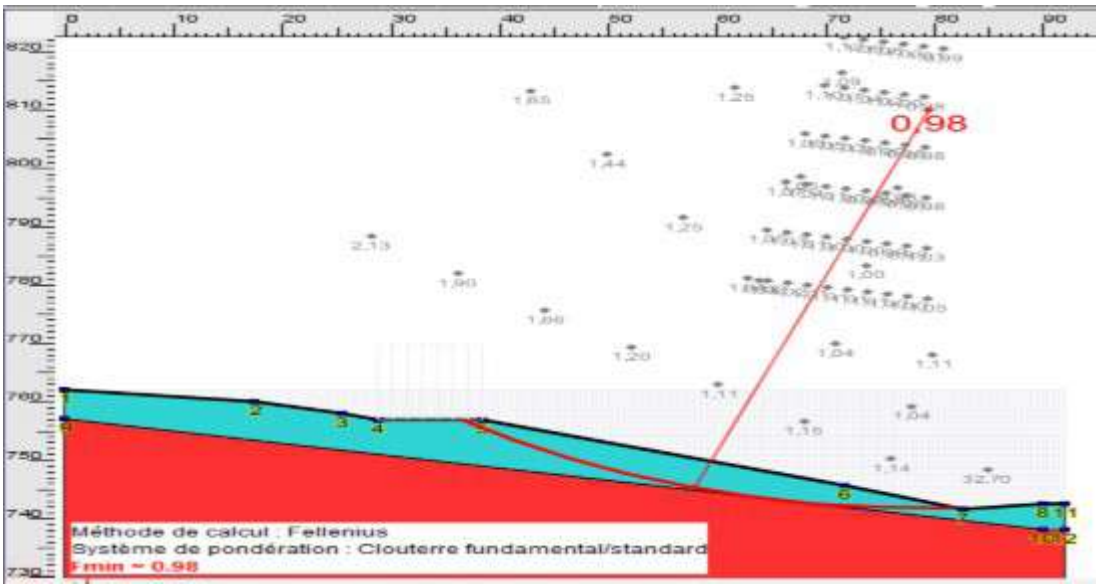


Figure IV.11 : Le résultat avec la méthode deFellenius (sans séisme)

Situation 2 : sans nappe et avec séisme (Etat pseudo statique)

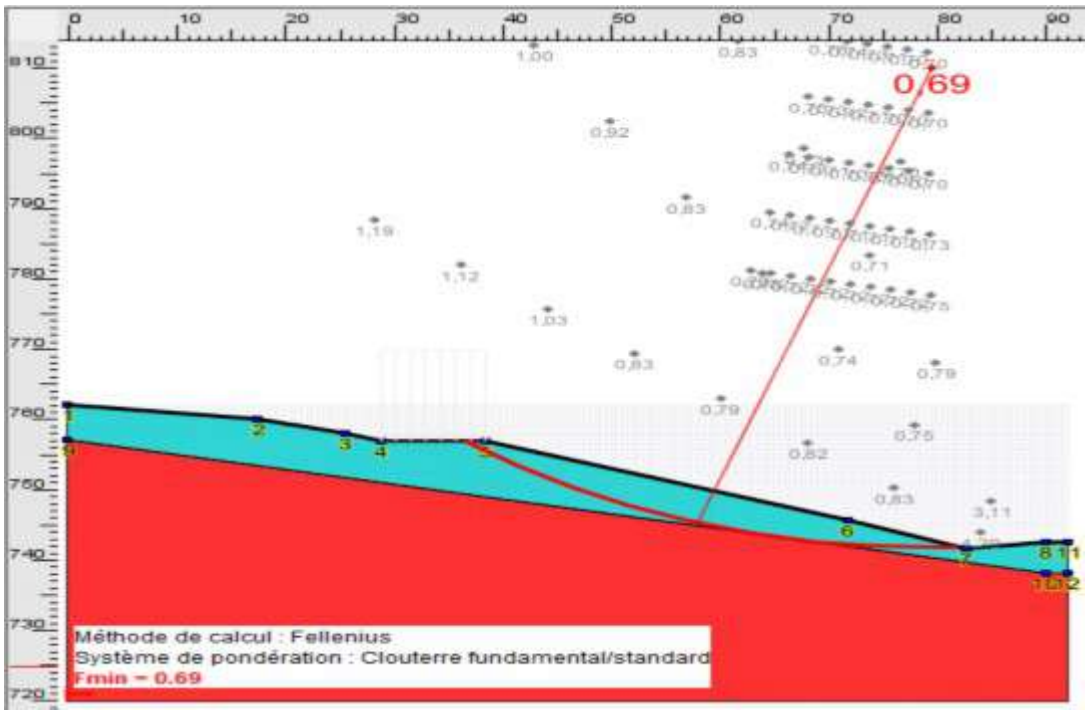


Figure IV.12 : Le résultat avec la méthode deFellenius(avec séisme)

IV -7-4 Les résultats obtenus :

Le logiciel Talren est basé sur la méthode des tranches et donne les valeurs minimales de coefficient de sécurité, pour chaque méthode

Tableau IV .3: Calcul des coefficients de sécurité selon différentes méthodes Fellenius et Bishop

Méthode	**Fs** minimale	**Coordonnés du cercle correspondant**		**R**
		X(m)	Y(m)	
Bishop	0.71	79.52	809.91	68.19
Fellenius	0.69	79.52	809.91	68.19

Conclusion :

Le coefficient de sécurité calculé avec les deux méthodes est inferieur à 1 ce qui montre que le talus est instable.

IV-8 Talus avec renforcements :

IV-8-1 Proposition des solutions de confortement :

La solution consiste en la constitution d'un mur en gabion compactés et renforcés par géotextile. Les caractéristiques techniques et géométriques de ces géotextiles doivent avoir à travers les conditions suivantes une influence sur le comportement du massif de sol renforcé:

- Comportement effort allongement du renforcement.
- L'angle de frottement entre le sol et le renforcement.
- La résistance contre les endommagements pendant la mise en œuvre.
- La transmissivité : une grande perméabilité permet l'évacuation de l'eau interstitielle dans le plan du géotextile, par la même, une grande diminution des pressions interstitielles.

IV -8-2 DIFFERENTES PHASES DE CONFORTEMENT :

Le confortement du site consiste en la réalisation de ce qui suit :

- **Substitution des sols glissant:**

La substitution consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glissés ou susceptibles de glisser, et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité.

La substitution de matériaux glissés suppose que l'on connaisse le volume de matériaux concerné, que l'on excave plus profondément que la surface de rupture.

- **Collecte et canalisation des eaux de surface :**

L'objectif est de limiter les infiltrations dans le massif en mouvement. Les eaux peuvent provenir de zones de sources, ou plus simplement de l'impluvium et des eaux de ruissellement. Les ouvrages de collecte des eaux de surface : ils sont les fossés, caniveaux et les descentes d'eaux.

- **Stabilisation du site par un mur en gabion :**

La réalisation d'un mur en gabion en pied de talus du versant, permet de stabiliser le site en jouant deux rôles essentiels qui sont, d'une part il est considéré comme une butée, et d'autre part il joue un rôle hydraulique (elle permet de diminuer les pressions interstitielles) ;

Les murs en gabions constituent une solution de rechange moins encombrante que les murs de soutènements traditionnels.

❖ **Détails sur le gabion :**

Tableau IV .4: les dimensionnents de gabion

longueur	Largeur de base	surface	volume
80 m	4m	13m2	1040m3

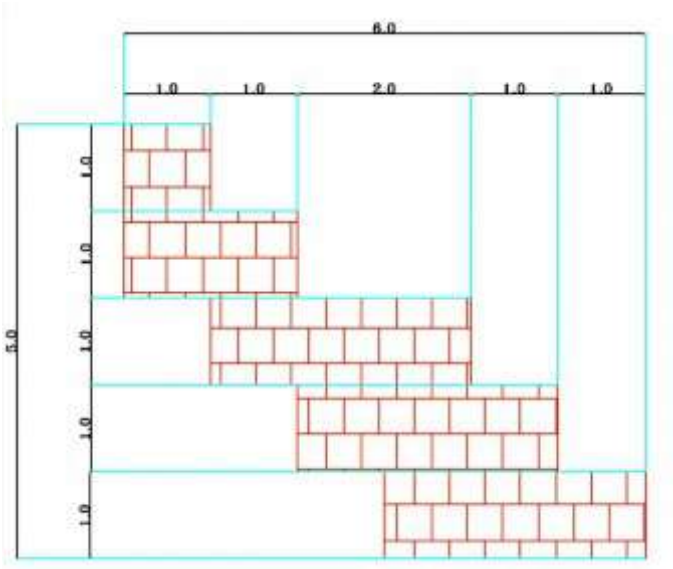


Figure IV.13 : model gabion

– Reconstitution de remblai renforcé par des nappes en géotextiles :

La technique de renforcement par les géotextiles est une solution innovante par rapport aux autres techniques de renforcement, elle est fréquemment choisie pour plusieurs raisons telles que le cout, la flexibilité de leurs géométries, très résistants aux séismes, et sont intégrables dans l'environnement Pour notre site, cette solution consiste en la réalisation de ce qui suit :

o Construction d'un mur en TVO étagé, renforcé par des nappes en géotextiles :

- Géotextile de renforcement dont la résistance à la traction minimale est de 150KN/m.
- Espacement vertical entre deux nappes varie entre 0.5m.
- Densité du remblai des deux murs renforcés est de 22 KN / m3.
- Fruit extérieur du mur varie de 90 à 75°.
- Hauteur totale 7m étage
- Remplissage du mur par des matériaux sélectionnés de type Tuf ,tvo ou tvc , compacté par couche de 30cm.

Le calcul par logiciel TALREN 4 de la stabilité du site après le renforcement donne un coefficient de sécurité acceptable.

IV-8-3 PHASAGE DE CONSTRUCTION :

Le facteur le plus important dans le succès du fonctionnement d'un mur mécaniquement stabilisé (MSE wall) est la construction elle-même du mur qui repose sur des séquences planifiées. Dans ce genre de murs, il n'y a pas de semelles en béton, et la première nappe de géotextiles repose directement sur le sol de fondation. Les séquences de construction sont résumées dans la figure suivant :

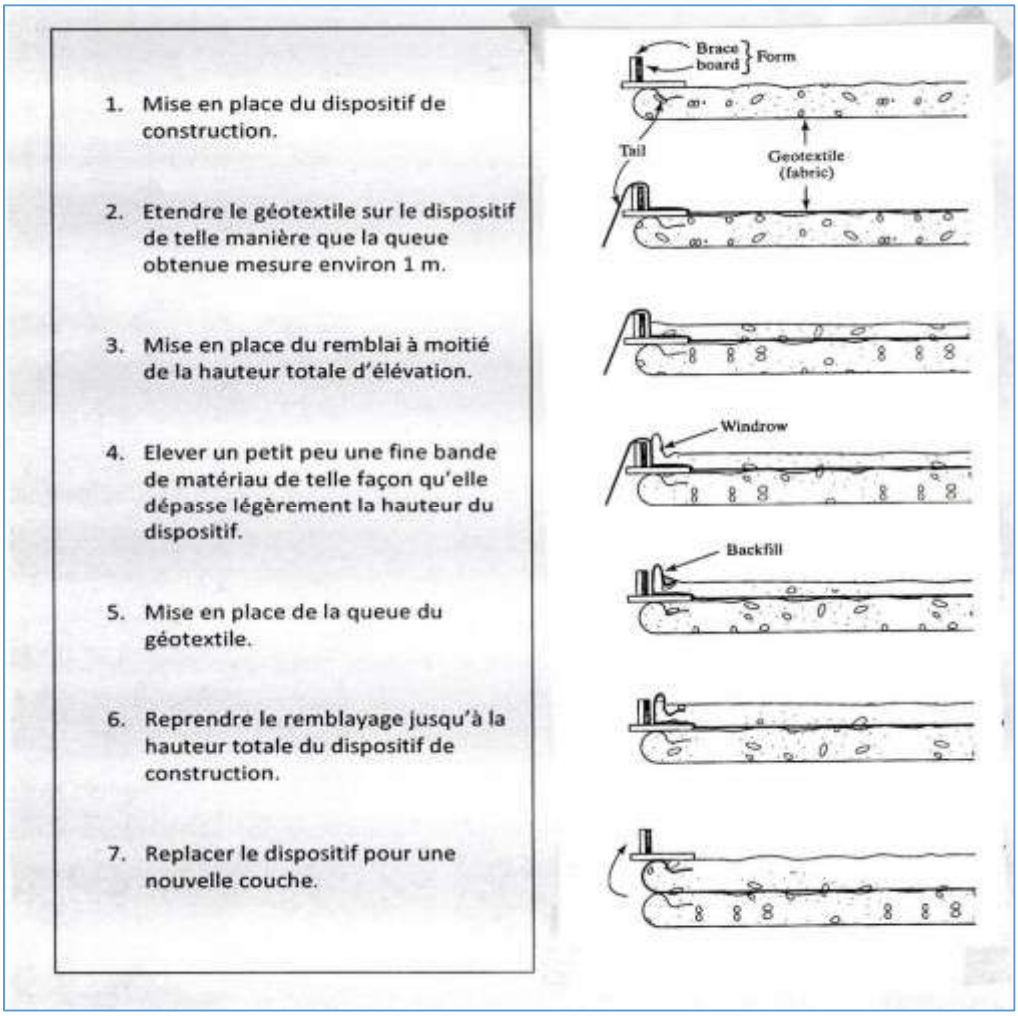


Figure IV.14 : PHASAGE DE CONSTRUCTION

- **Remarque :**

- Les deux murs (mur en gabion, remblai renforcé) devront être ancrés dans les argiles marneuse ;
- Tous les matériaux mis en œuvre devront être compacté énergiquement par couche de 30cm, pour la solution de confortement et pour le remblai routier.

IV -8-4 Géométrie du modèle :

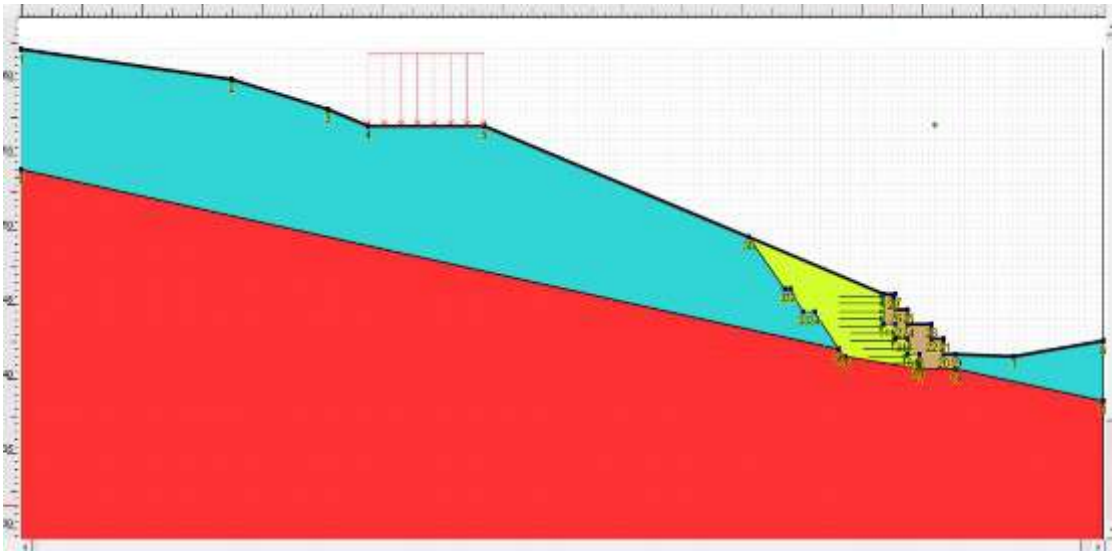


Figure IV.15: Modélisation d'un système de confortement.

IV-8-5 Calcul avec la méthode de Bishop :

Phase 1 :

Situation 1 : sans nappe et sans séisme (Etat statique)

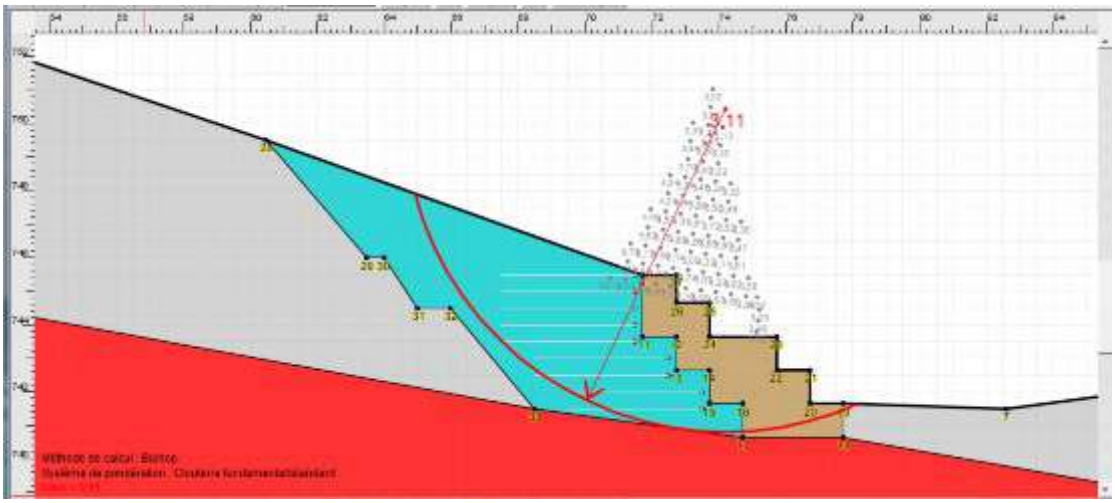


Figure IV.16: Le résultat après confortement

Situation 2 : sans nappe et avec séisme (Etat pseudo statique)

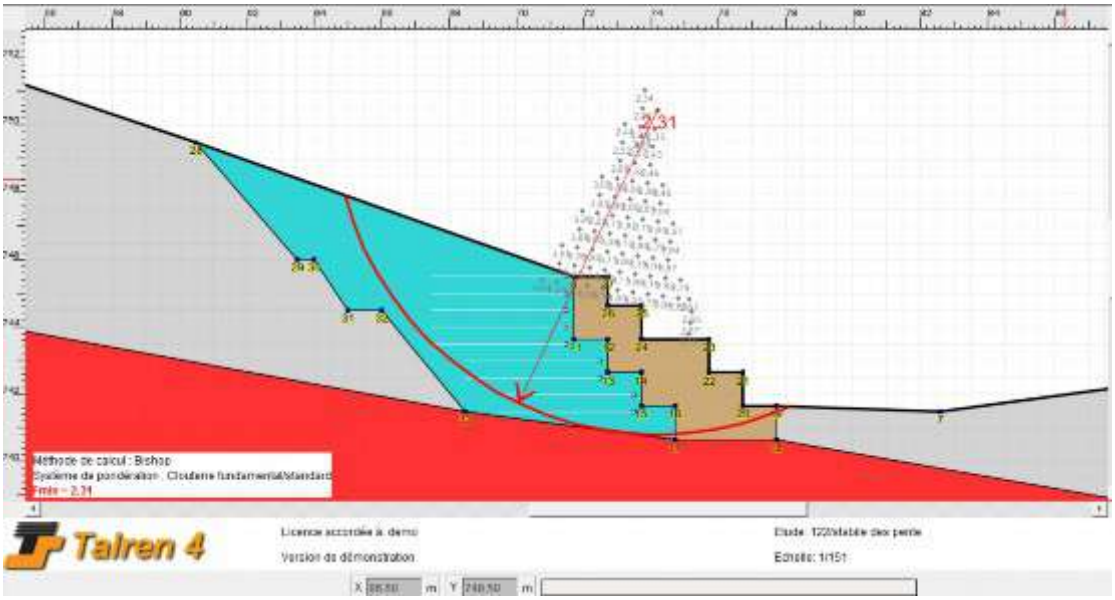


Figure IV.17 : Le résultat après confortement

IV -8-6 Calcul avec la méthode de Fellenius :

Phase 1 :

Situation 1 : sans nappe et sans séisme (Etat statique)

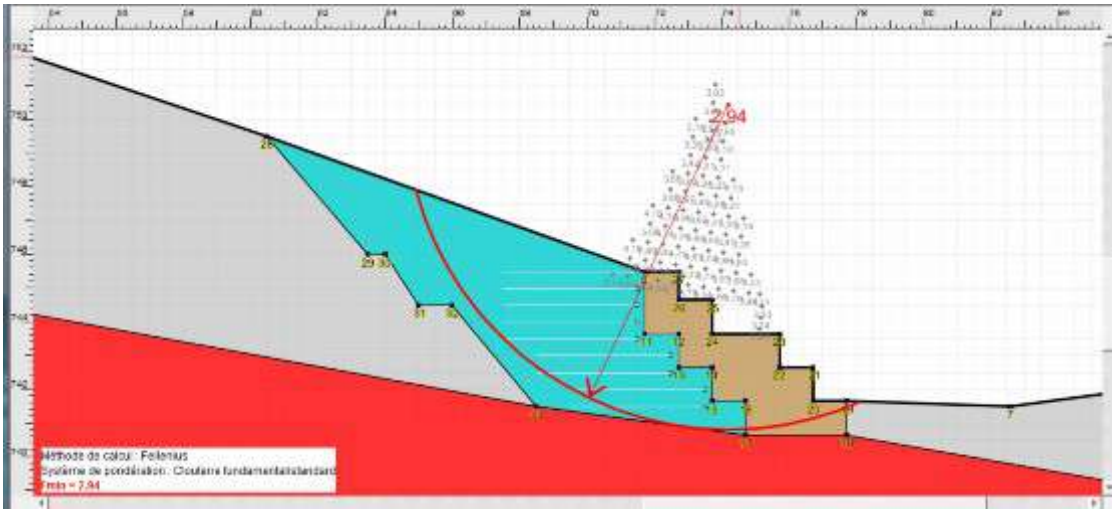


Figure IV.18 : Le résultat après confortement

Situation 2 : sans nappe et avec séisme (Etat pseudo statique)

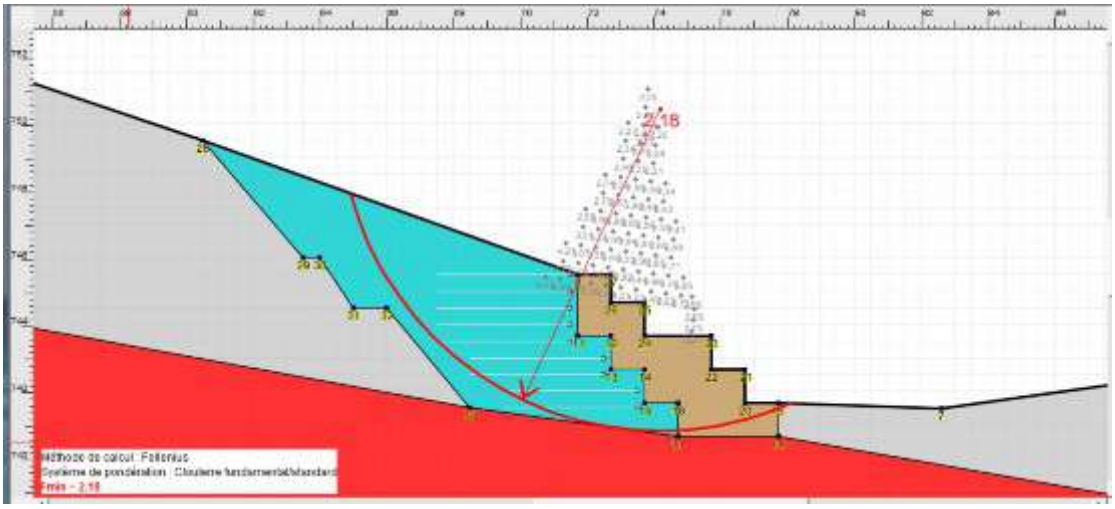


Figure IV.19 : Le résultat après confortement

IV-8-7 Les résultats obtenus :

Après installation des géotextiles et le mure en gabion le coefficient de sécurité augmente jusqu'a une valeur de 2.31 ; ce qui montre que le renforcement est efficace.

Tableau IV.5: Calcul des coefficients de sécurité selon différentes méthodes Fellenius et Bishop

Méthode	Fs	Coordonnés du cercle correspondant		R
		X(m)	Y(m)	
Bishop	2.31	74.21	750.44	9.63
Fellenius	2.18	74.21	750.44	9.63

IV-9. Etude paramétrique :

➢ Introduction :

Cette partie du mémoire permet de mettre en surbrillance les effets de quelques paramètres ayant une influence directe sur les résultats de l'analyse et le calcul à la stabilité.

Cette étude (paramétrique) est menée dans le but de réduire le coût de la solution de confortement, parfois couteuse relativement au matériau de renforcement (géotextile), par perfectionnement des algorithmes de calcul, vis-à-vis dufrottement sol-renforcement aboutissant à la valeur plus ou moins réelle du coefficient de sécurité.

Cette étude peut être développée et approfondie dans le future.

➢ Calculs :

Le tableau suivant résume l'effet de l'inclinaison du talus « θ » sur la variation de la valeur du coefficient de sécurité « Fs », testé sur quelques sols naturels (Figures IV 20et 21).Cette loi, exponentielle décroissante peut être introduite dans l'algorithme de calcul de « Fs »dans le but son perfectionnement.

Sol(1) φ=30		**Sol(2)** φ=35		**Sol(3)** φ=40		**Sol(4)** φ=45		**Sol(5)** φ=50	
θ(°)	Fs	θ(°)	Fs	θ(°)	Fs	θ(°)	Fs	θ(°)	Fs
30	3.02	**30**	3.19	**30**	3 .42	**30**	3.7	**30**	4.07
35	2.84	**35**	3.02	**35**	3.23	**35**	3.5	**35**	3.85
40	2.65	**40**	2.83	**40**	3.03	**40**	3.28	**40**	3.61
45	2.45	**45**	2.6	**45**	2.79	**45**	3.03	**45**	3.33
50	2.23	**50**	2.38	**50**	2.54	**50**	2.75	**50**	3.03
55	1.99	**55**	2.12	**55**	2.27	**55**	2.46	**55**	2.71
60	1.74	**60**	1.85	**60**	1.98	**60**	2.15	**60**	2.36

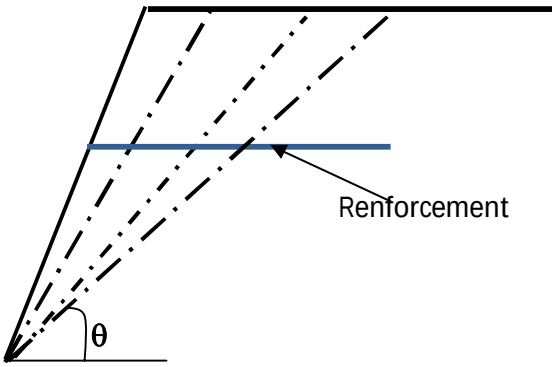


Figure IV 20: schéma de θ du talus

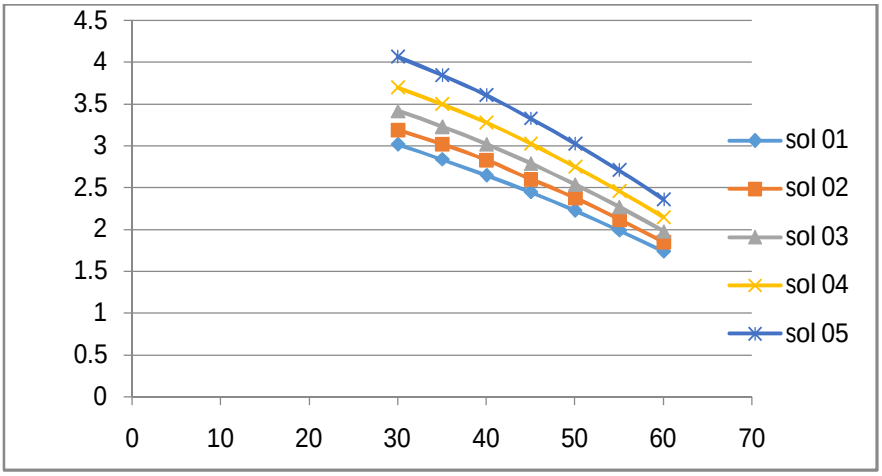


Figure IV 21 : courbe de la variation de Fs en fonction de θ

On se propose une loi de la forme :

$$Y = Y_0 * \text{Exp}\,(a(x-x_0)) \qquad (2)$$

Après un traitement statistique, dans les résultats regroupés dans le tableau IV.6 suivant :

Tableau IV.6:les résultats après le traitement statistique

A		Statistics		Y_0
Value	Standard Error	Reduced Chi-Sqr	Adj. R-Square	1,75
-0,0223	6,16313E-4	9,38034E-4	0,98881	

Cette loi prendra la forme définitive :

$$F_s = 1{,}75.e^{-0{,}0223\,(\theta - \theta 0)} \qquad (3)$$

IV-10.Conclusion :

Après installation d'un mur en gabion renforces par géotextiles, le coefficient de sécurité augmente jusqu'à une valeur de 2.31 ; ceci montre que, dans notre cas, le renforcement par géotextiles est efficace.

CONCLUSION GENERAL

CONCLUSION GENERAL :

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 la première partie de ce mémoire, qui peut être utilisée comme guide méthodologique, et reste ouverte à toute amélioration et développement. Dans la plus part des cas, la recherche d'un système de parade reste indispensable.

La solution d'un glissement de terrain passe, d'abord, par la localisation de la surface de rupture dans le sol afin de connaître ses dimensions en particulier sa profondeur.

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.

La route RN60A 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 géomécaniques 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.

L'analyse qualitative de ce glissement a été faite en se basant sur des rapports techniques, des visites régulières sur site et des témoignages recueillis.

Cette opération nous a permis de poser comme hypothèse qu'une couche de remblai glisse sur une formation de sol plus compacte et imperméable ; l'eau présente sur site génère des pressions hydrauliques au niveau de l'interaction des deux couches, favorisant ainsi le glissement.

Se basant sur les paramètres géotechniques et topographique de la zone de glissement, une analyse du mouvement de terrain a été menée par logiciel « Talren 4 ».

De cette analyse, nous avons retenu un système de stabilisation qui a consisté à la mise en place en premier lieu, d'un mur en gabion renforcé par géotextile. La stabilité du talus conforté a fait l'objet d'une vérification globale par le logiciel Talren 4.

BIBIOGRAPHIE :

- ✓ Comité international de géologie de l'ingénieur (Ne mcoka, pasek, rybar, 1972)
- ✓ Christian Chapeau & Jean- Louis Durville « L'eau et les risques de glissement de terrain
- ✓ Propriété s mécaniques des sols déterminée s e n p la ce Samuel AMAR et Jean-François JÉZÉQUEL.
- ✓ Fondations et ouvrages en terre Gérard Fhilipponnat
- ✓ N & B BENZAI « Géologie et stabilité des versants dans quelques régions d'Algérie
- ✓ Rab a h. Arab, Le s géo synthétiques fonctions et domaines d'applications Article, p1 -49.AFITAX
- ✓ Rab a h. Arab, Généralités sur les géo synthétiques. Article, p1-21.AF ITAX.2006
- ✓ R .ARAB « Rapport préliminaire diagnostic du glissement de terrain au niveau de Dely Brahim (grands vents)
- ✓ SAGC « offre technique et financière glissement grands vents

Stabilisation des glissements de terrain (guide technique) LCPC

- ✓ Stabilité des pentes ; Glissements en terra in meuble Jean-Louis DURVILLE.
- ✓ Thomas LEBOUR & Samyr EL BEDOUI «Phénomènes induits : les glissements de terrain »

ANNEXES

1-coupe lithologiques de sondage

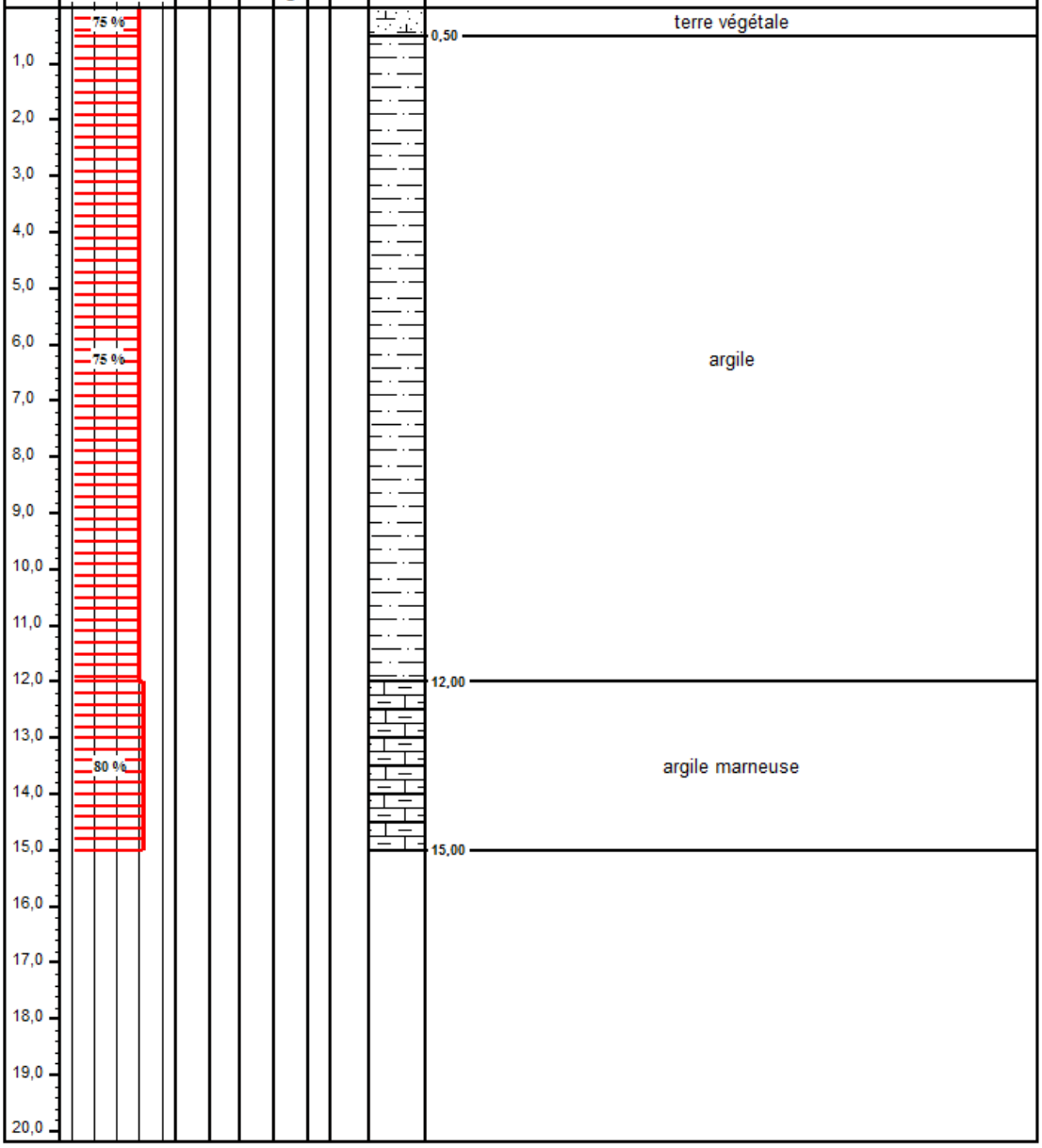
RAPPORT DE FORAGE Sondage N°: SC 01

ETUDE : etude de glissement sur la RN 60 A
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 DE FORAGE

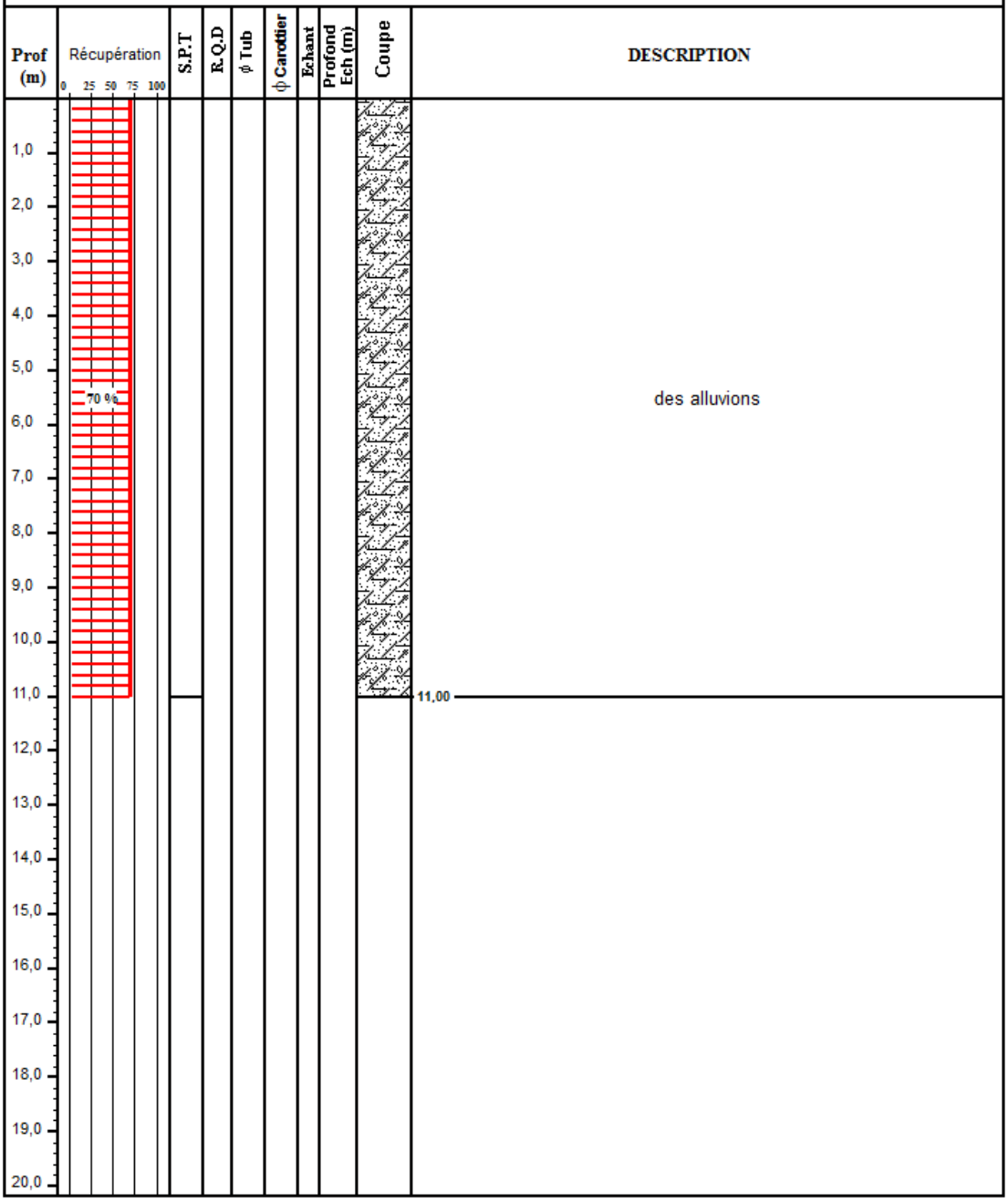
Sondage N°: SC 02

ETUDE : etude de glissement sur la RN 60 A
LIEU :
CLIENT :

DATE DEBUT :
DATE FIN :
NIVEAU NAPPE : m

PROFONDEUR TOTALE : 11 ML
COORDONNEES : X = Y =
Z =

BOUE DE FORAGE :
TYPE FORAGE :
TYPE DE MACHINE :



Programme: Soltests 2007 ©

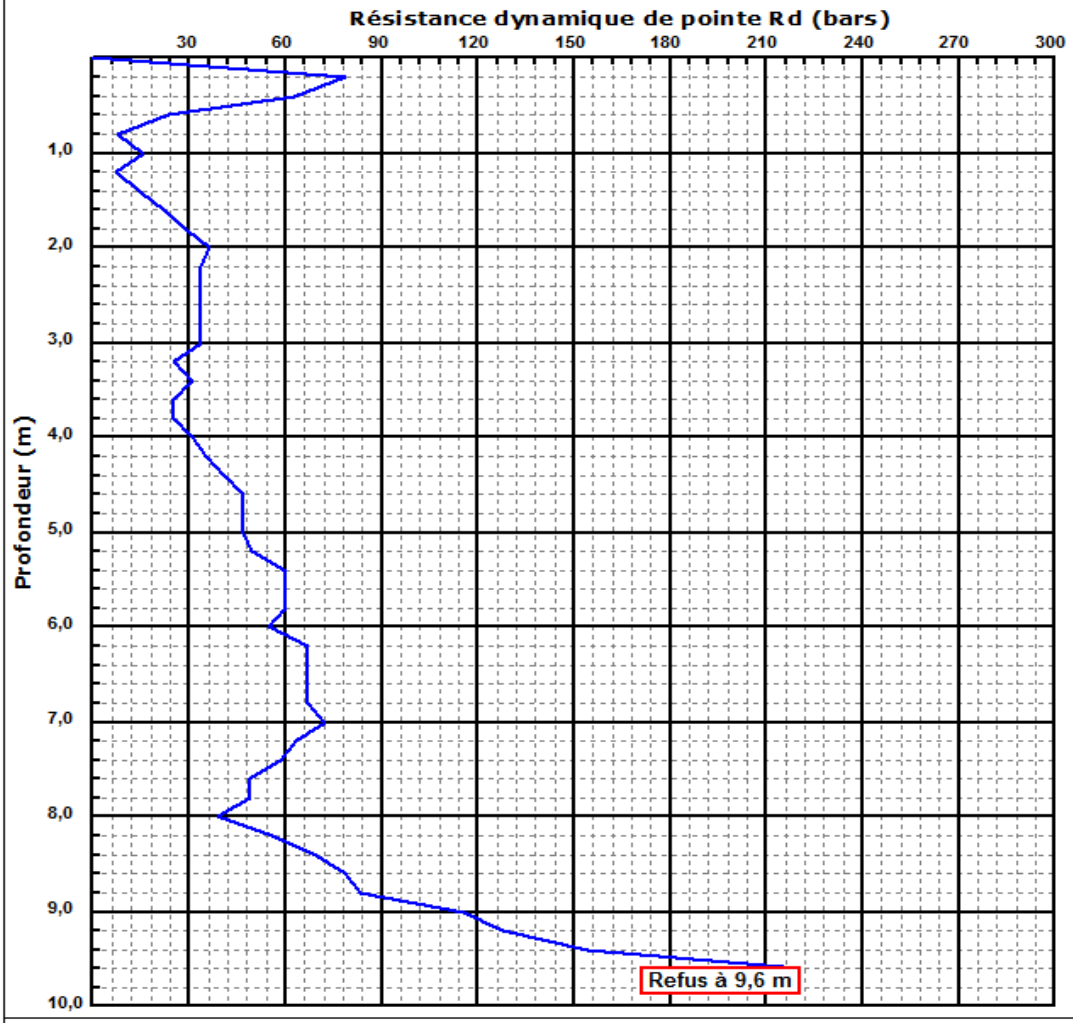
2- Résultats des essais de pénétration dynamique

INTITULE : etude de gliseement sur RN 60 A
N°DOSSIER :
LIEU :
CLIENT :
DATE ESSAIS :

PENETROMETRE DYNAMIQUE PDB

Norme : NF P94 - 114

Essai N°: PDL 1-1



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 :

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

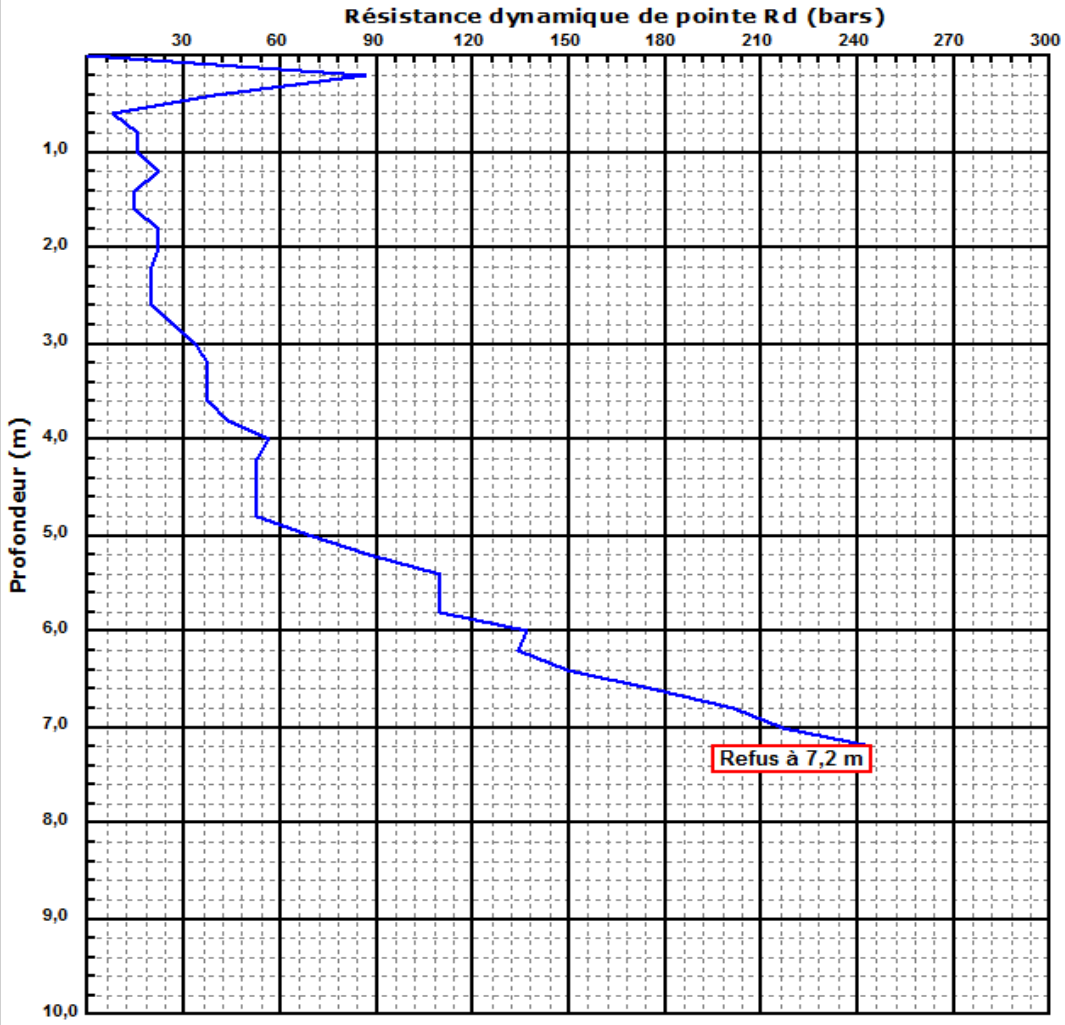
Programme: Soltests 2007 ©

INTITULE : etude de gliseement sur RN 60 A
N°DOSSIER :
LIEU :
CLIENT :
DATE ESSAIS :

PENETROMETRE DYNAMIQUE PDB

Norme : NF P94 - 114

Essai N°: PDL1-2



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 :

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

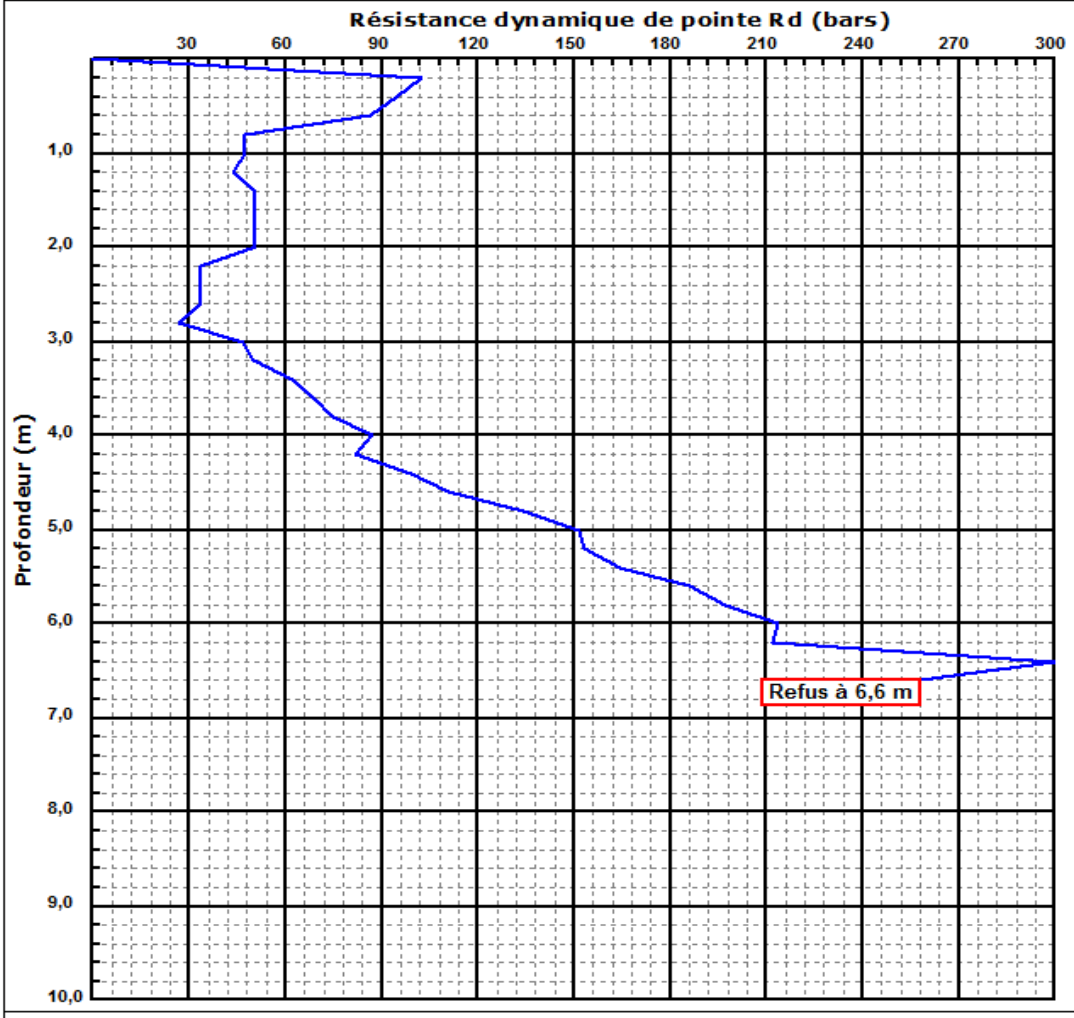
Programme: Sollesis 2007 ©

INTITULE : etude de gliseement sur RN 60 A
N°DOSSIER :
LIEU :
CLIENT :
DATE ESSAIS :

PENETROMETRE DYNAMIQUE PDB

Norme : NF P94 - 114

Essai N°: PDL 1-3



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 :

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

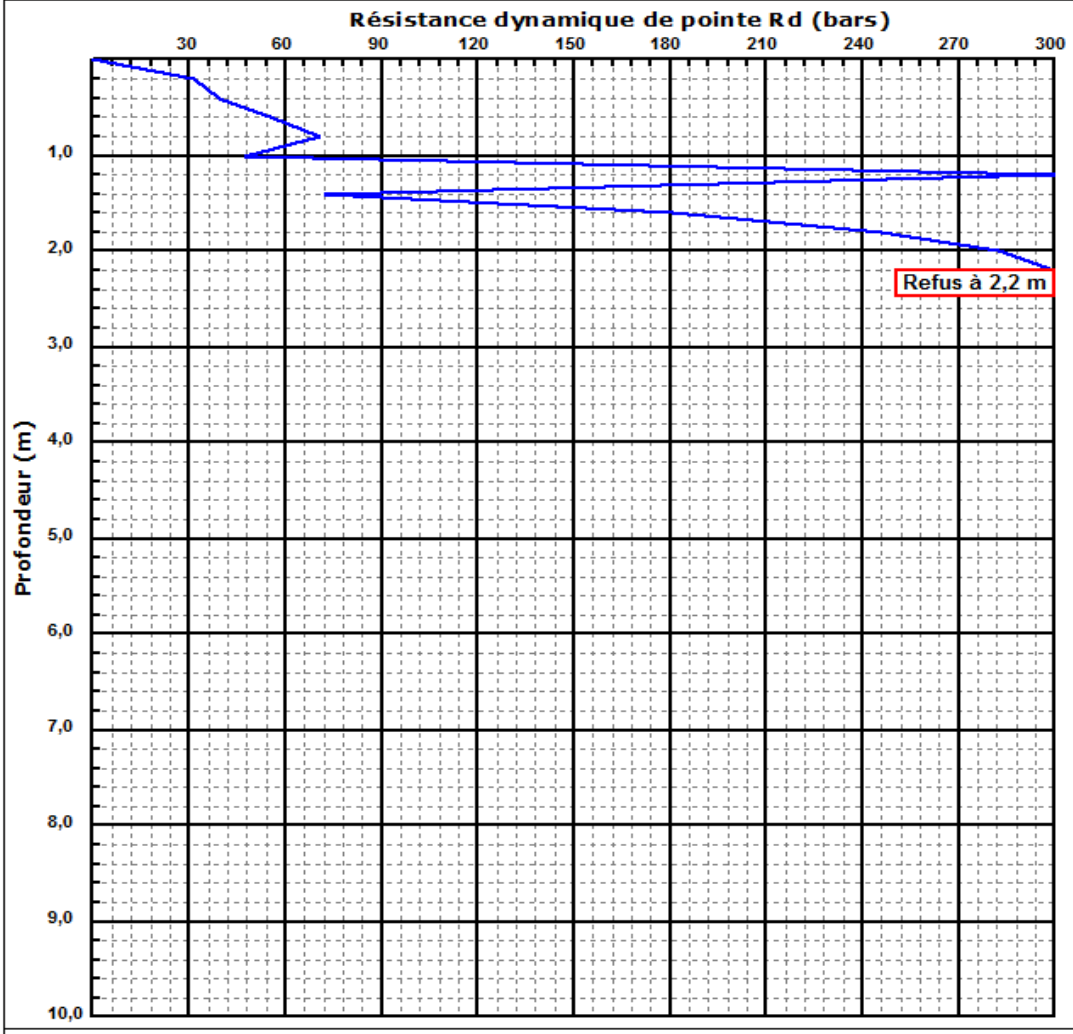
Programme: Solitests 2007 ©

INTITULE : etude de gliseement sur RN 60 A
N°DOSSIER :
LIEU :
CLIENT :
DATE ESSAIS :

PENETROMETRE DYNAMIQUE PDB

Norme : NF P94 - 114

Essai N°: PDL 2-1



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 :

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

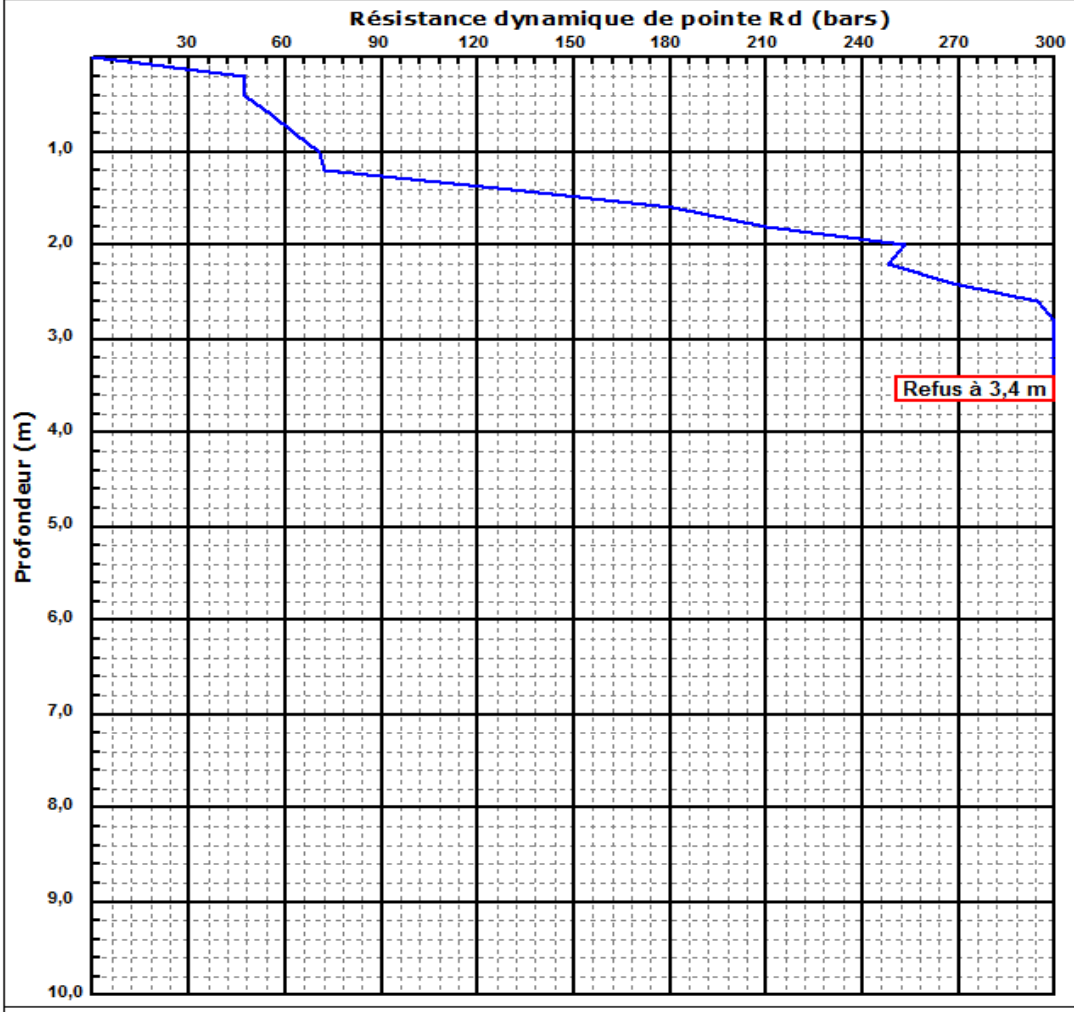
Programme: Soltests 2007 ©

INTITULE : etude de gliseement sur RN 60 A
N°DOSSIER :
LIEU :
CLIENT :
DATE ESSAIS :

PENETROMETRE DYNAMIQUE PDB

Norme : NF P94 - 114

Essai N°: PDL2-2



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 :

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

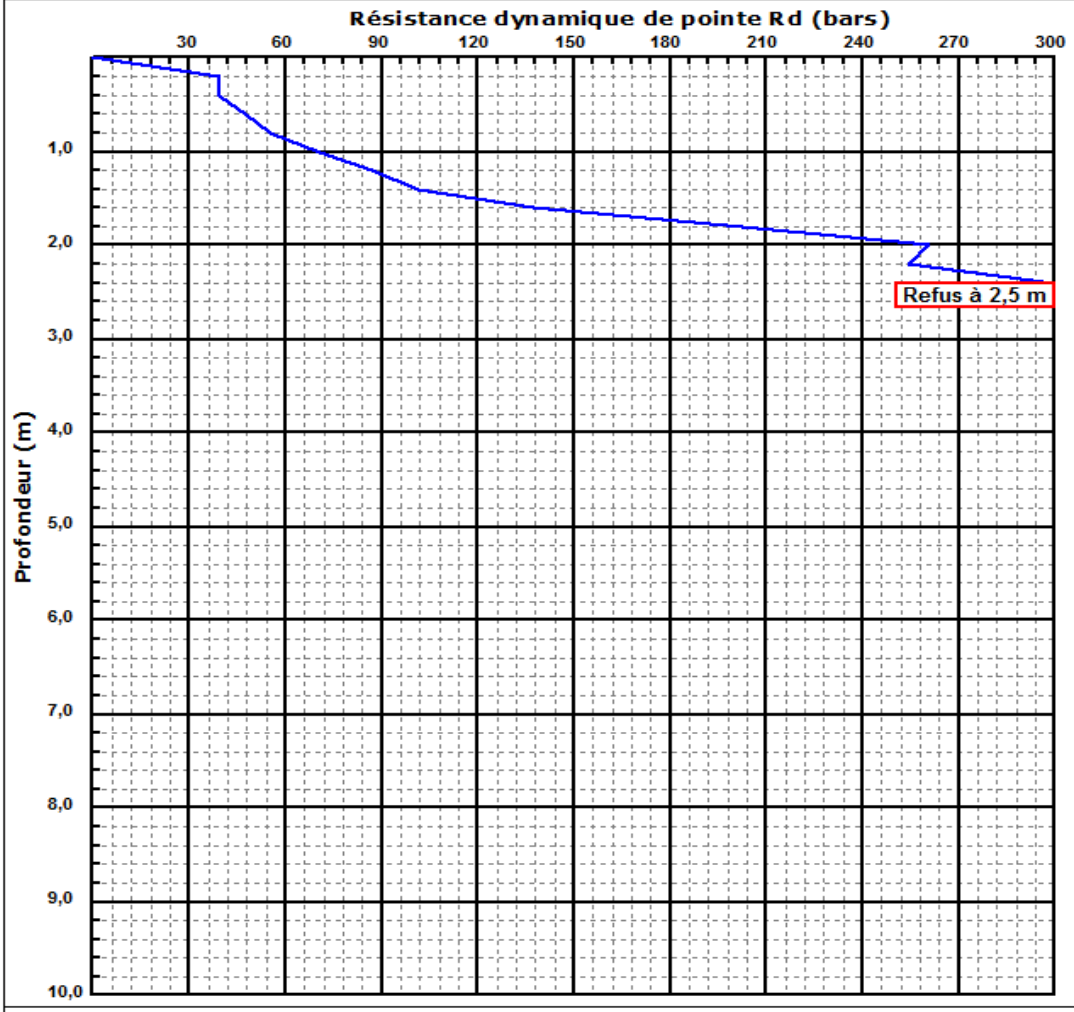
Programme: Soltests 2007 ©

INTITULE : etude de gliseement sur RN 60 A
N°DOSSIER :
LIEU :
CLIENT :
DATE ESSAIS :

PENETROMETRE DYNAMIQUE PDB

Norme : NF P94 - 114

Essai N°: PDL 2-3



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 :

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

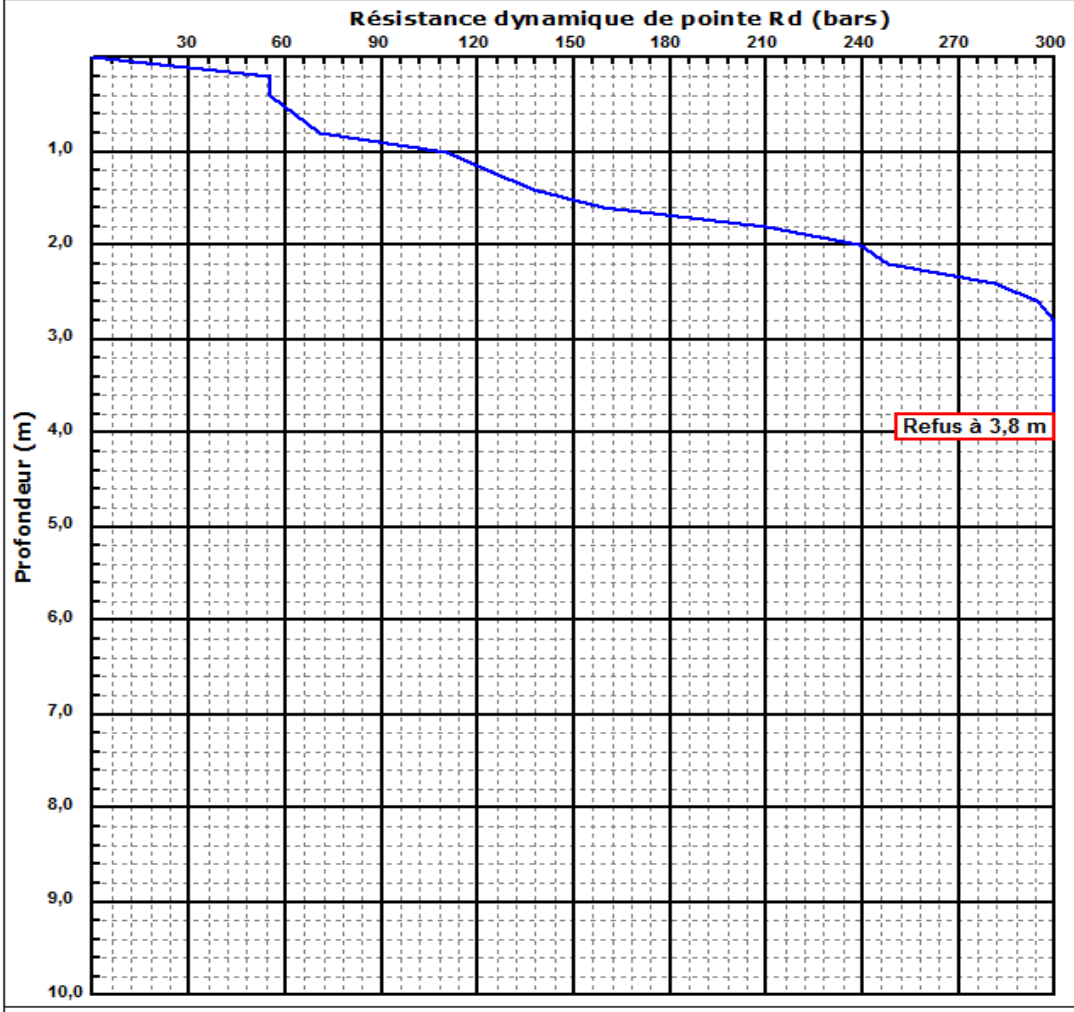
Programme: Soltests 2007 ©

INTITULE : etude de gliseement sur RN 60 A
N°DOSSIER :
LIEU :
CLIENT :
DATE ESSAIS :

PENETROMETRE DYNAMIQUE PDB

Norme : NF P94 - 114

Essai N°: PDL2-4



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 :

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

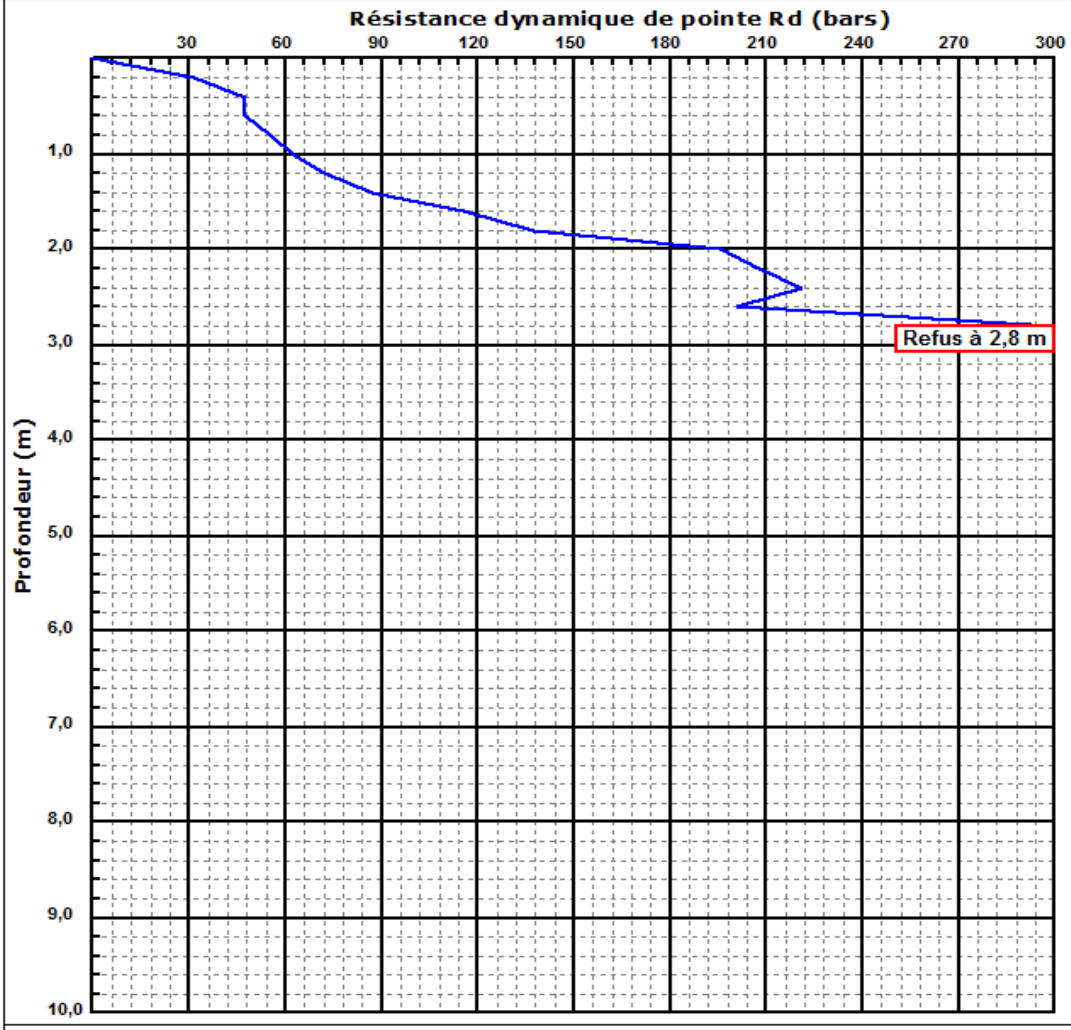
Programme: Soltests 2007 ©

INTITULE : etude de gliseement sur RN 60 A
N°DOSSIER :
LIEU :
CLIENT :
DATE ESSAIS :

PENETROMETRE DYNAMIQUE PDB

Norme : NF P94 - 114

Essai N°: PDL2-5



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 :

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

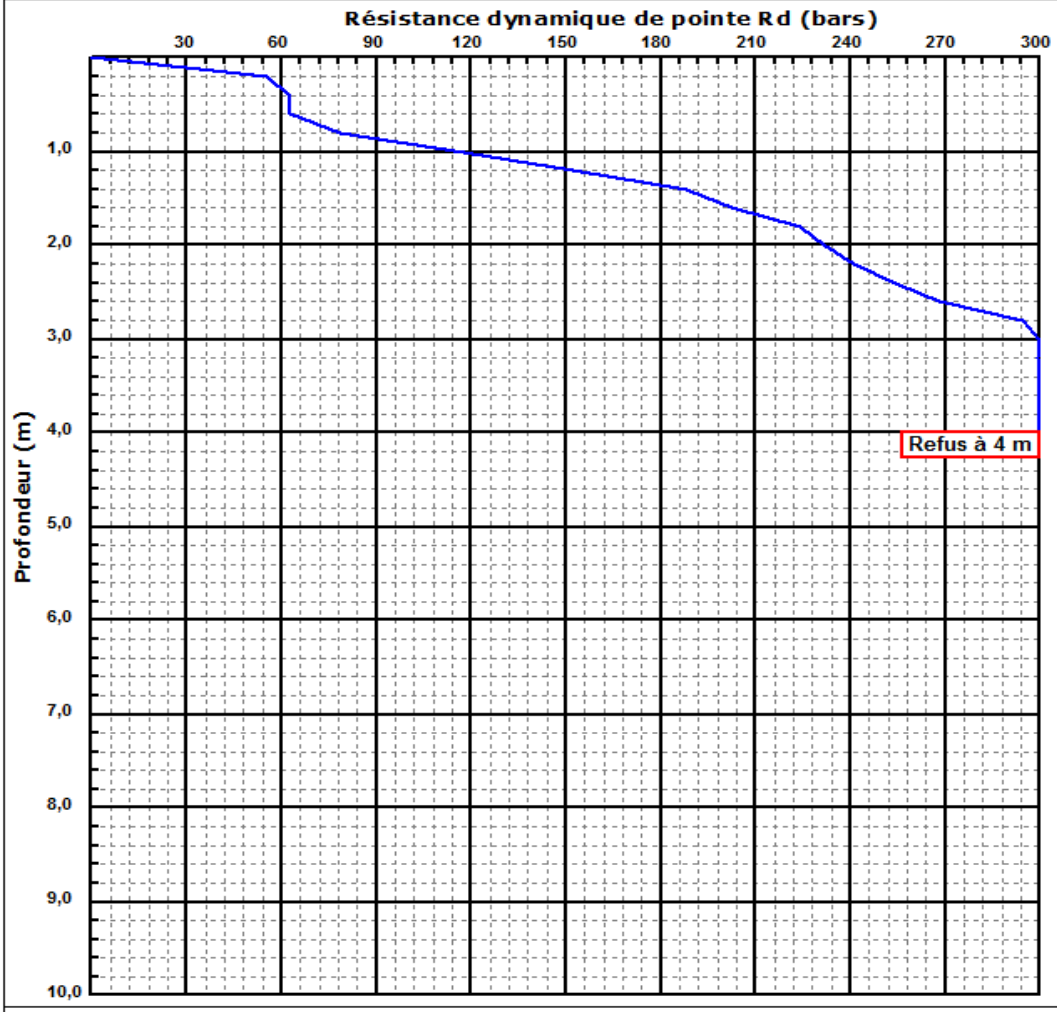
Programme: Soltests 2007 ©

INTITULE : etude de gliseement sur RN 60 A
N°DOSSIER :
LIEU :
CLIENT :
DATE ESSAIS :

PENETROMETRE DYNAMIQUE PDB

Norme : NF P94 - 114

Essai N°: PDL 2-6



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 :

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

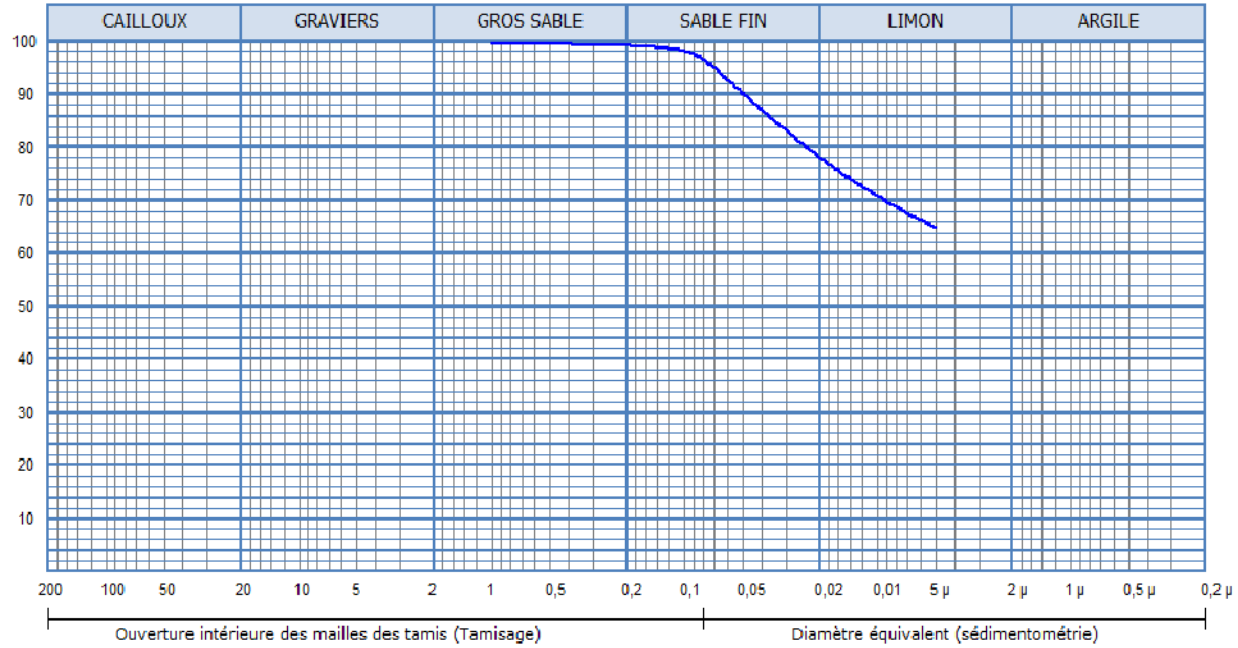
Programme: Soltesis 2007 ©

3 - Résultats des essais au laboratoire

Projet : ETUDE DE GLISSEMENT SUR RN 60A
CLIENT :
Localisation :
Date essai :

ANALYSE GRANULOMETRIQUE Selon NFP 94-056

SC 01: 5.00-5.50



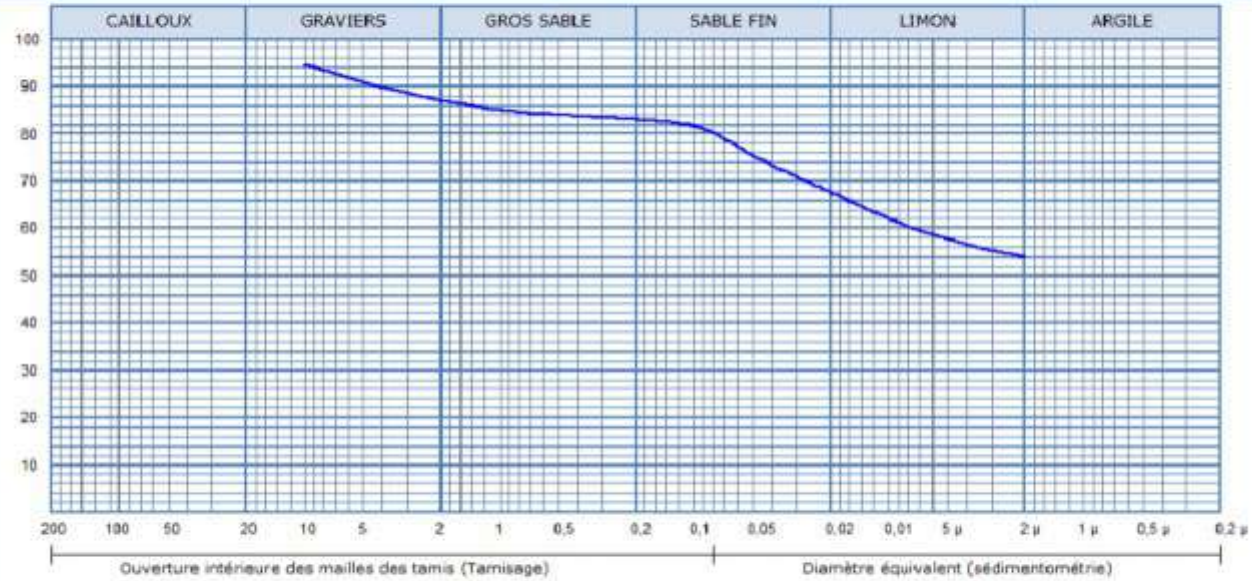
Echantillon	< 80 µ (%)	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat°	D60 (mm)	D30 (mm)	D10 (mm)	Cc	Cu
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)						
	98,64 %	50,5 %	25,75 %	24,75 %	At					

Programme: Soltests 2007 ©

Projet : ETUDE DE GLISSEMENT SUR RN 60A
CLIENT :
Localisation :
Date essai :

ANALYSE GRANULOMETRIQUE Selon NFP 94-056

SC 01 : 9.00-9.50



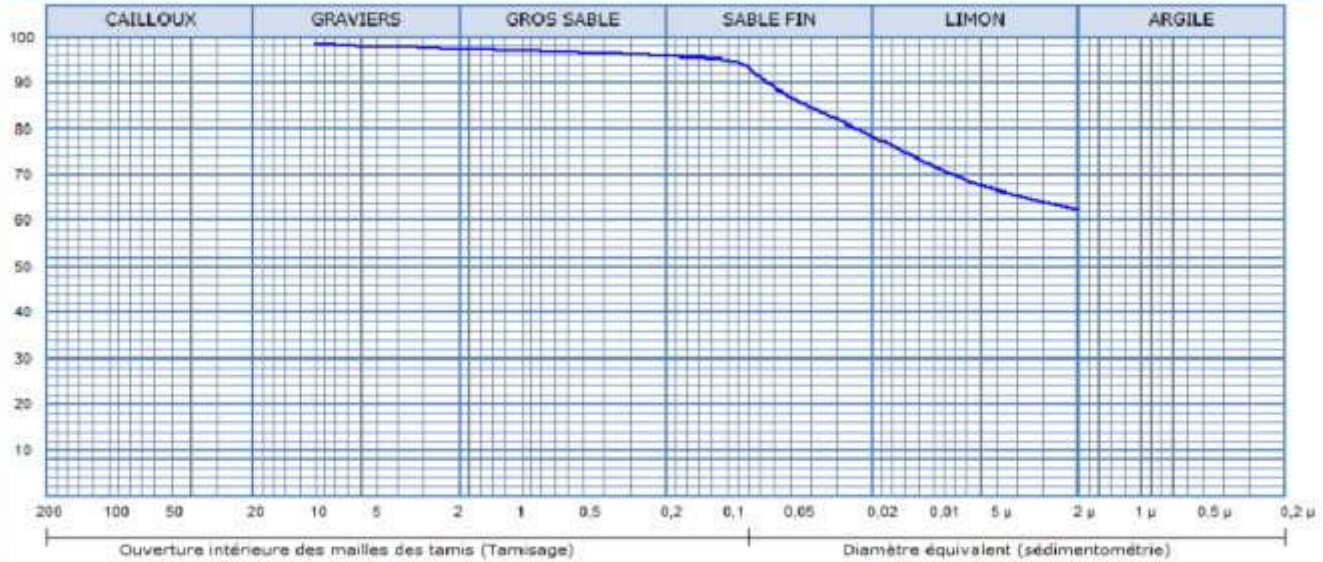
Echantillon	< 80 µ (%)	LIMITES D'ATTERBERG			Classifica°	D60 (mm)	D30 (mm)	D10 (mm)	Cc	Cu
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)						
	82,12 %	48,48 %	29,09 %	19,39 %	Lp	0,008				

Programme Sol'eads 2007 ®

Projet : ETUDE DE GLISSEMENT SUR RN 60A
CLIENT :
Localisation :
Date essai :

ANALYSE GRANULOMETRIQUE Selon NFP 94-056

SC 01: 12.50-13.00



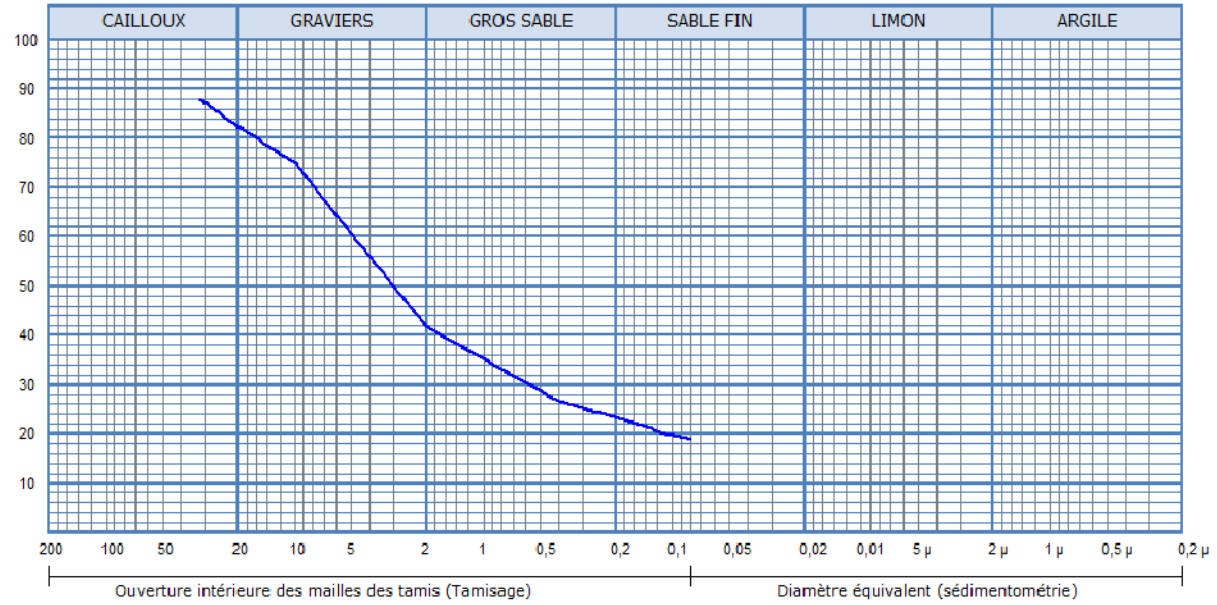
Echantillon	< 80 µ (%)	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat°	D60 (mm)	D30 (mm)	D10 (mm)	Cc	Cu
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)						
———	96,06 %	39,17 %	29,27 %	9,9 %	Lp					

Programme: bsitbeta 2007 ©

Projet : ETUDE DE GLISSEMENT SUR RN 60A
CLIENT :
Localisation :
Date essai :

ANALYSE GRANULOMETRIQUE Selon NFP 94-056

SC 02: 1.70-2.00



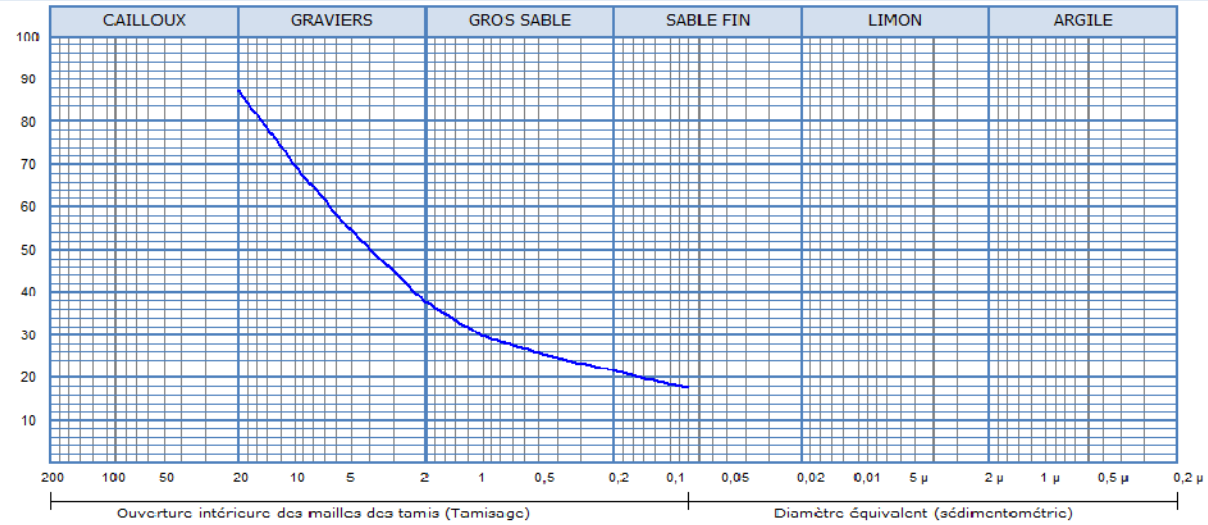
Echantillon	< 80 µ (%)	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat°	D60 (mm)	D30 (mm)	D10 (mm)	Cc	Cu
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)						
	18,88 %	37,94 %	18,17 %	19,77 %	GA	4,870	0,573			

Programme: Soltests 2007 ©

Projet : ETUDE DE GLISSEMENT SUR RN 60A
CLIENT :
Localisation :
Date essai :

ANALYSE GRANULOMETRIQUE Selon NFP 94-056

SC02: 6.80-7.00



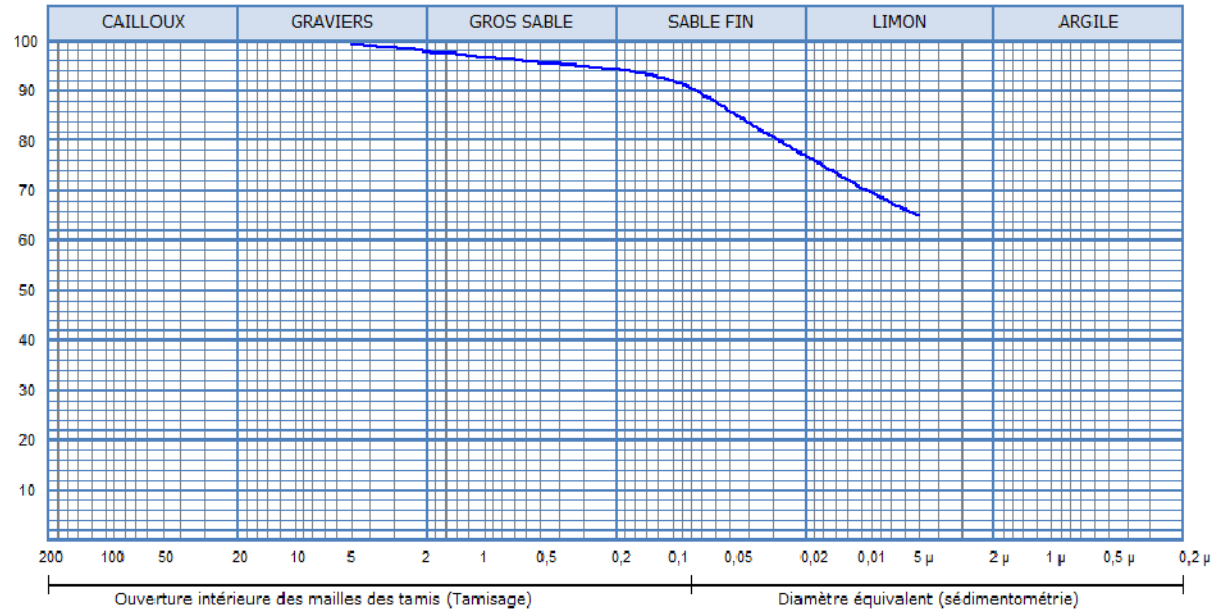
Echantillon	< 80 µ (%)	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat°	D60 (mm)	D30 (mm)	D10 (mm)	Cc	Cu
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)						
———	17,58 %	31,789 %	18,52 %	13,269 %	GA	6,456	1,027			

Programme: 3citesta 2007 ©

Projet : ETUDE DE GLISSEMENT SUR RN 60A
CLIENT :
Localisation :
Date essai :

ANALYSE GRANULOMETRIQUE Selon NFP 94-056

SC 01: 2.00-2.50



Echantillon	< 80 µ (%)	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat°	D60 (mm)	D30 (mm)	D10 (mm)	Cc	Cu
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)						
	93,44 %	52,4 %	25,78 %	26,62 %	At					

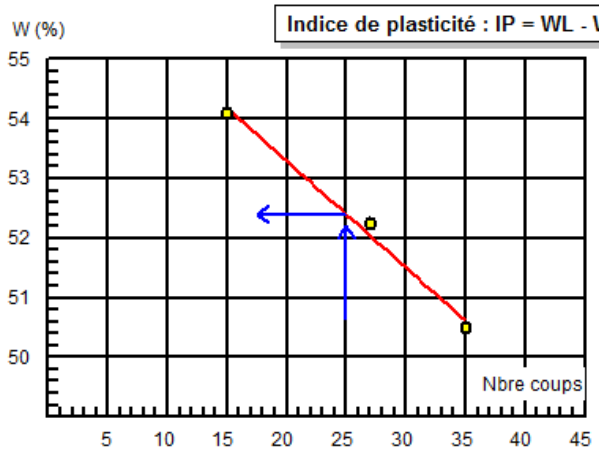
Programme: Soltests 2007 ®

RAPPORT D'ESSAI

LIMITES D'ATTERBERG: NF P 94 - 51

Etude : ETUDE DE GLISSEMENT SUR RN60A	Réf : SC 01
N° Dossier :	Profondeur : 2.00-2.50
Lieu :	Nature :
Client:	Date essais :

Indice de plasticité : IP = WL - WP = 26,62%

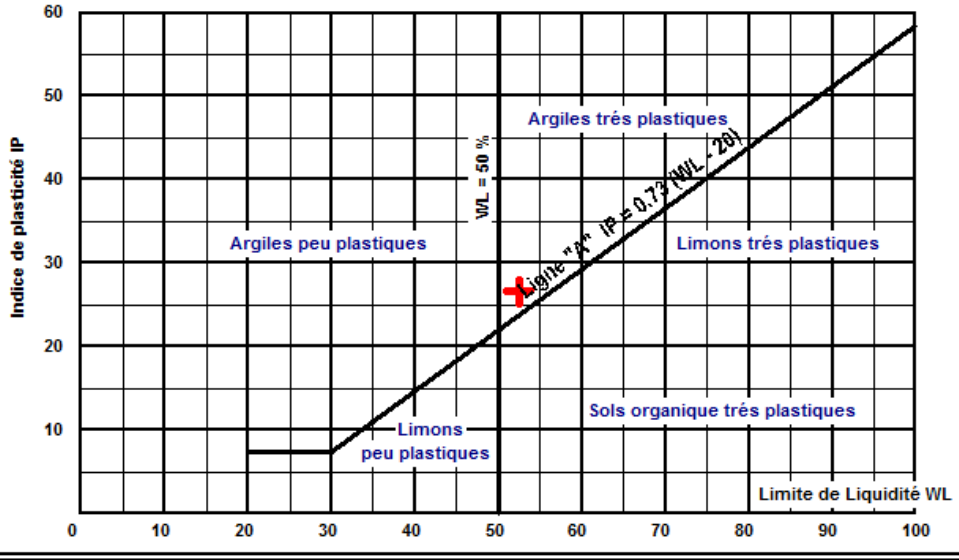


Essai N°	W (%)
1	25,35
2	25,79
3	26,21

Limite de Liquidité (WL) = 52,4 %

Limite de Plasticité WP = 25,78 %

ABAQUE DE CASAGRANDE



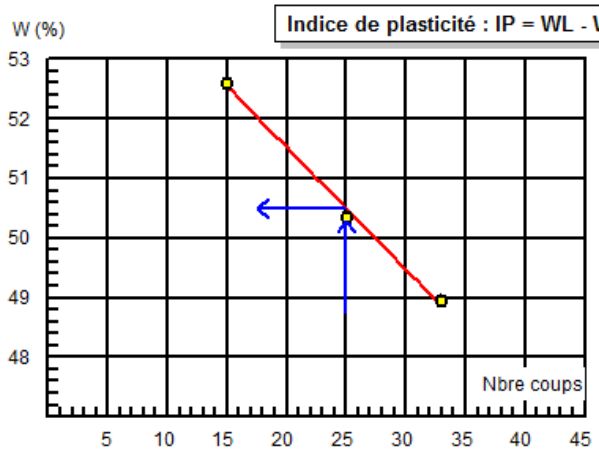
Programme: Soltests 2007 ®

RAPPORT D'ESSAI

LIMITES D'ATTERBERG: NF P 94 - 51

Etude : ETUDE DE GLISSEMENT SUR RN60A	Réf : SC 01
N° Dossier :	Profondeur : 5.00-5.50
Lieu :	Nature :
Client:	Date essais :

Indice de plasticité : IP = WL - WP = 24,76%

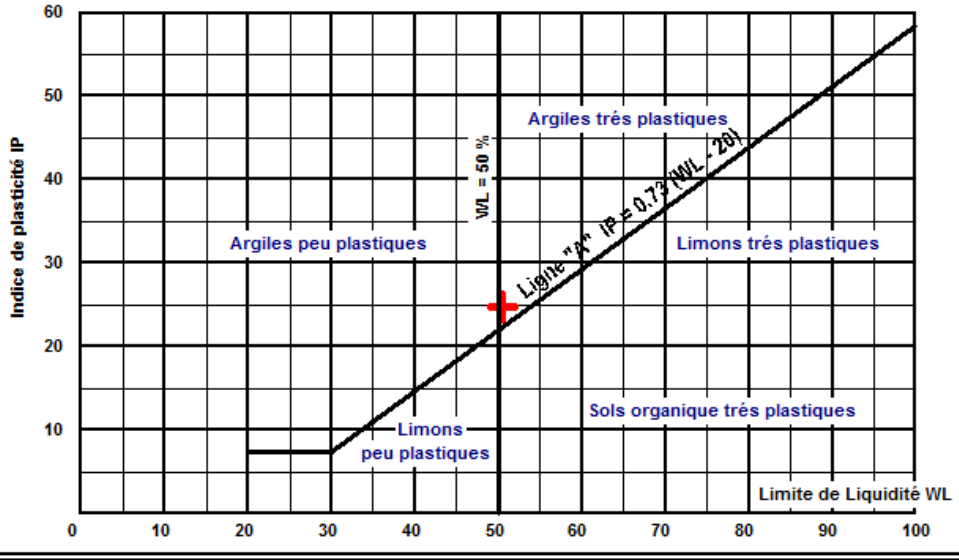


Essai N°	W (%)
1	25,88
2	25,52
3	25,81

Limite de Liquidité (WL) = 50,5 %

Limite de Plasticité WP = 25,74 %

ABAQUE DE CASAGRANDE



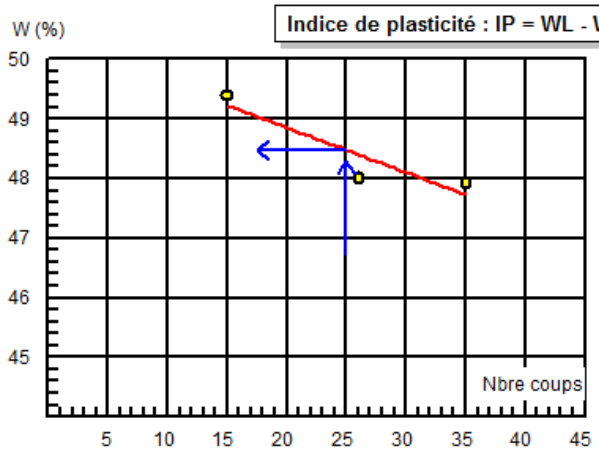
Programme: Soltests 2007 ®

RAPPORT D'ESSAI

LIMITES D'ATTERBERG: NF P 94 - 51

Etude : ETUDE DE GLISSEMENT SUR RN60A	Réf : SC 01
N° Dossier :	Profondeur : 9.00-9.50
Lieu :	Nature :
Client:	Date essais :

Indice de plasticité : IP = WL - WP = 19,39%

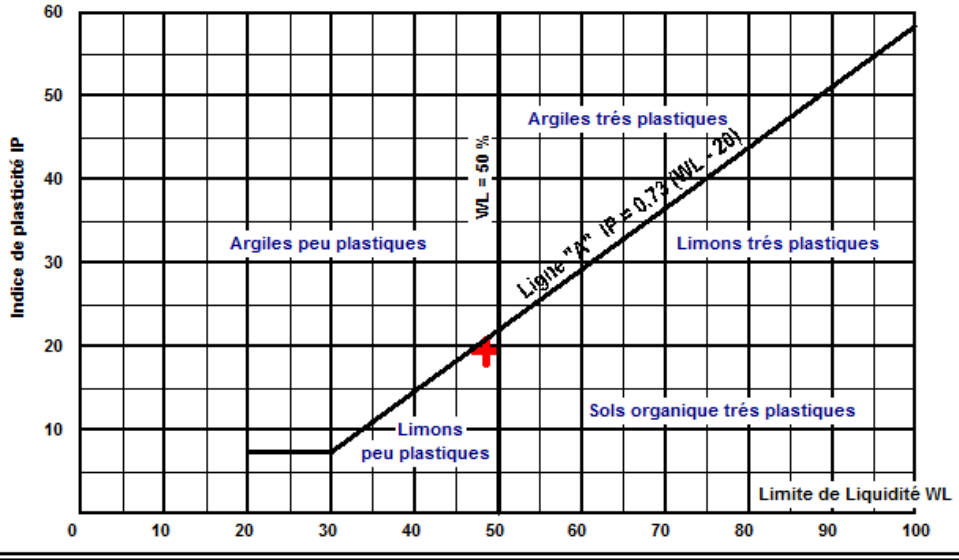


Essai N°	W (%)
1	29
2	29,34
3	28,94

Limite de Liquidité (WL) = 48,48 %

Limite de Plasticité WP = 29,09 %

ABAQUE DE CASAGRANDE



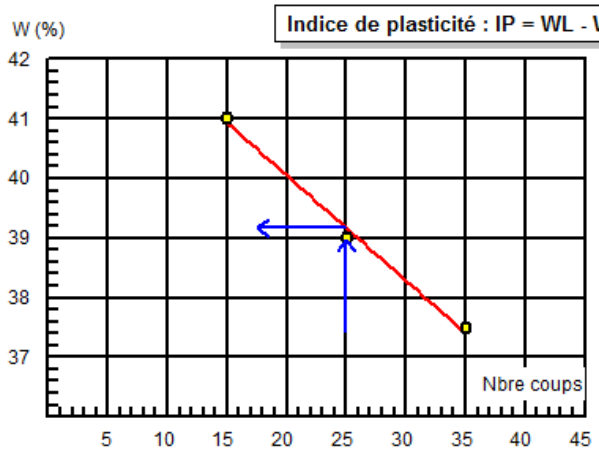
Programme: Soltests 2007 ®

RAPPORT D'ESSAI

LIMITES D'ATTERBERG: NF P 94 - 51

Etude : ETUDE DE GLISSEMENT SUR RN60A	Réf : SC 01
N° Dossier :	Profondeur : 12.50-13.00
Lieu :	Nature :
Client:	Date essais :

Indice de plasticité : IP = WL - WP = 9,9%

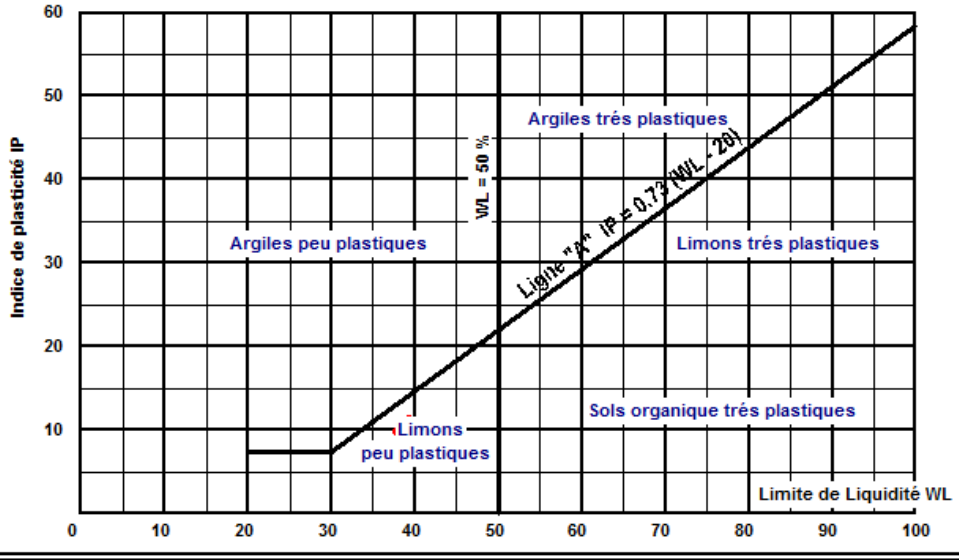


Essai N°	W (%)
1	29,35
2	29,25
3	29,21

Limite de Liquidité (WL) = 39,17 %

Limite de Plasticité WP = 29,27 %

ABAQUE DE CASAGRANDE



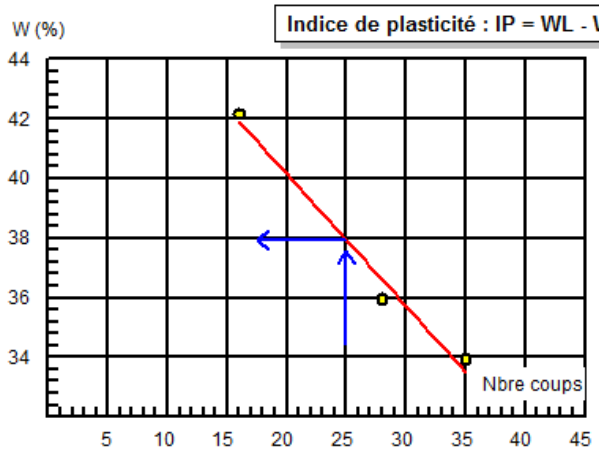
Programme: Soltests 2007 ®

RAPPORT D'ESSAI

LIMITES D'ATTERBERG: NF P 94 - 51

Etude : ETUDE DE GLISSEMENT SUR RN60A	Réf : SC 02
N° Dossier :	Profondeur : 1.70-2.00
Lieu :	Nature :
Client:	Date essais :

Indice de plasticité : IP = WL - WP = 19,77%

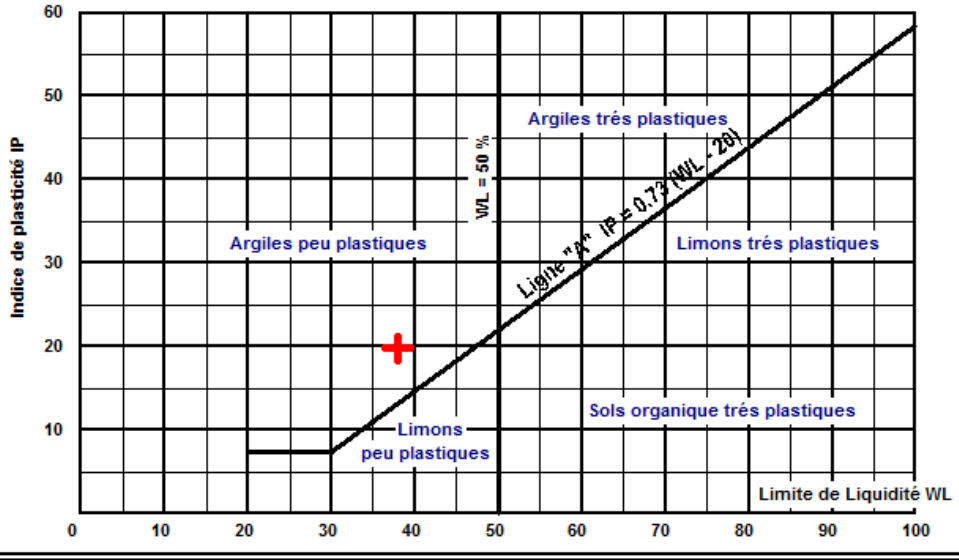


Limite de Liquidité (WL) = 37,94 %

Essai N°	W (%)
1	18,23
2	18,29
3	18

Limite de Plasticité WP = 18,17 %

ABAQUE DE CASAGRANDE



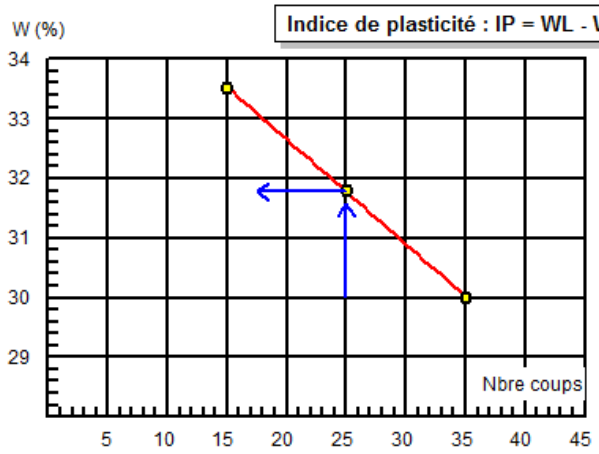
Programme: Soltests 2007 ®

RAPPORT D'ESSAI

LIMITES D'ATTERBERG: NF P 94 - 51

Etude : ETUDE DE GLISSEMENT SUR RN60A	Réf : SC 02
N° Dossier :	Profondeur : 6.50-7.00
Lieu :	Nature :
Client:	Date essais :

Indice de plasticité : IP = WL - WP = 13,26%

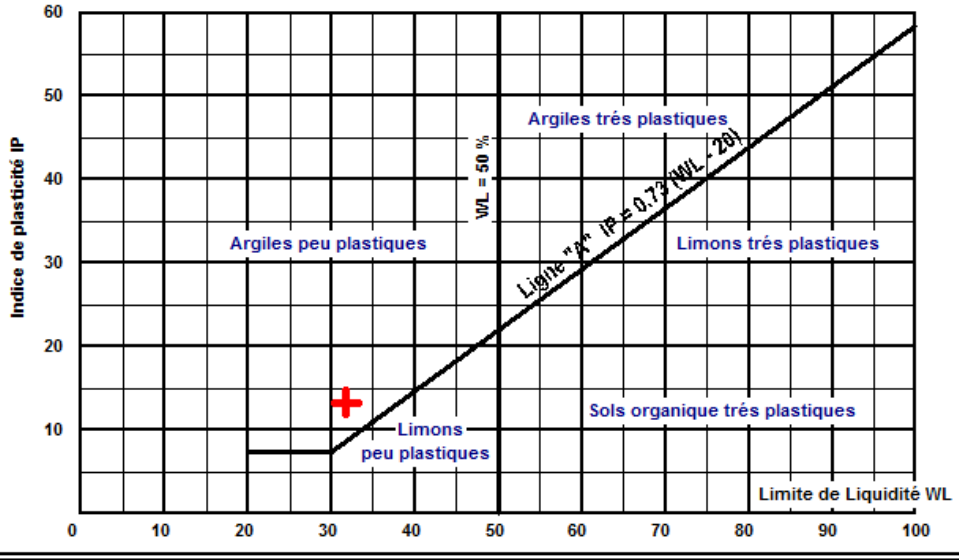


Essai N°	W (%)
1	18,44
2	18,25
3	18,88

Limite de Liquidité (WL) = 31,78 %

Limite de Plasticité WP = 18,52 %

ABAQUE DE CASAGRANDE



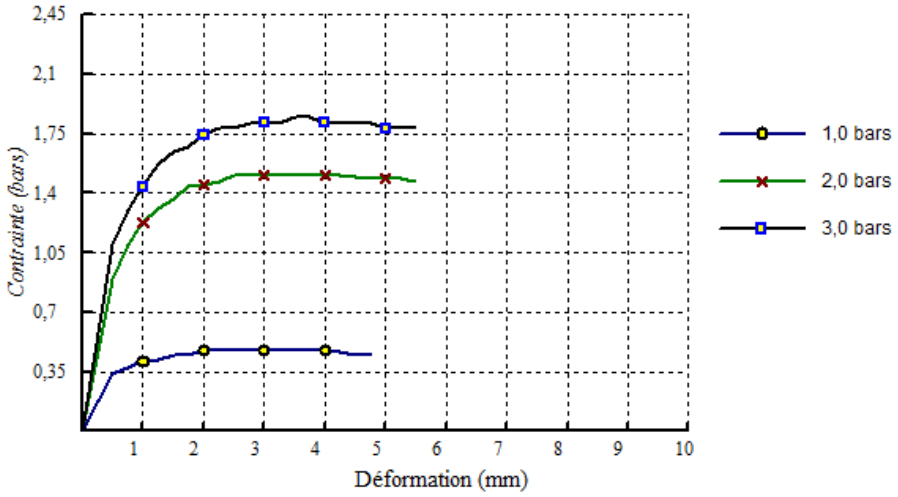
Programme: Soltests 2007 ®

RAPPORT D'ESSAI

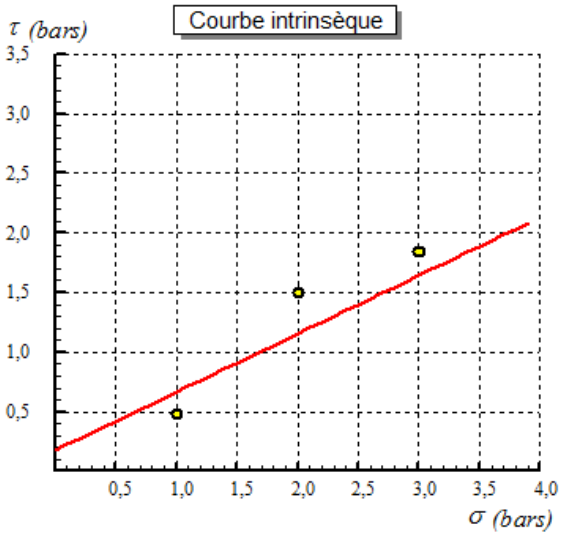
ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE: NF P94-071-1 Août 1994

Etude : ETUDE DE GLISSEMENT SUR RN60A	Type d'essai : CU
Dossier N° :	Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn
N° Sond : SC1	Date début essais : 2016
Prof : 3.00-3.20	Date fin essais : 2016
Nature sol :	

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 0,18 bars
Frottement = 26,08 degrès

σ_1 = 1,0 bars ---> τ_1 = 0,48
σ_2 = 2,0 bars ---> τ_2 = 1,51
σ_3 = 3,0 bars ---> τ_3 = 1,85

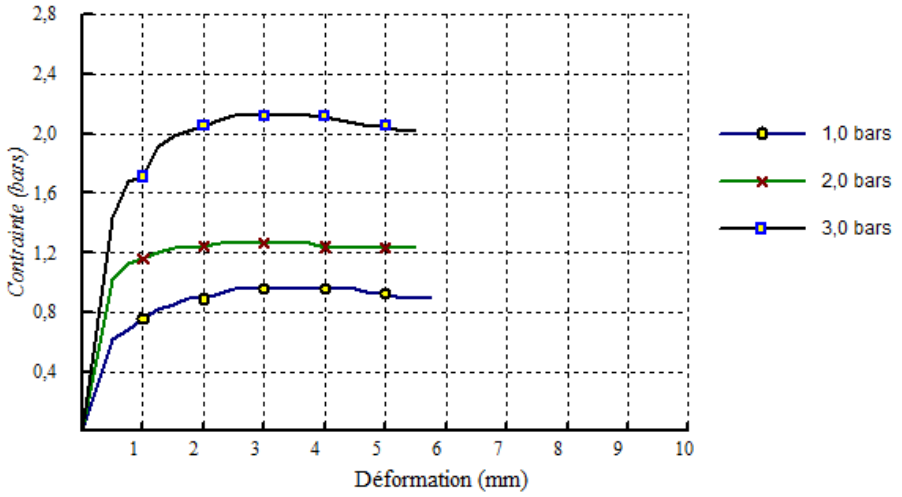
Programme: Soltests 2007 ©

RAPPORT D'ESSAI

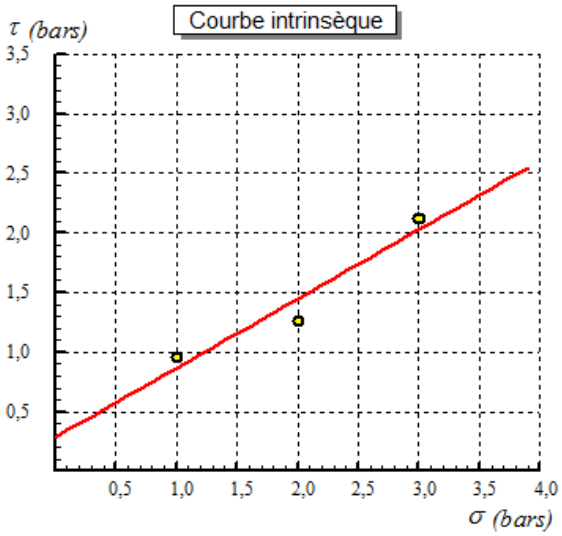
ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE: NF P94-071-1 Août 1994

Etude : etude de glissement sur RN 60A	Type d'essai : CU
Dossier N° :	Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn
N° Sond : SC1	Date début essais : 2016
Prof : 5.00-5.20	Date fin essais : 2016
Nature sol :	

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 0,29 bars
Frottement = 30,16 degrès

σ_1 = 1,0 bars ---> τ_1 = 0,96
σ_2 = 2,0 bars ---> τ_2 = 1,27
σ_3 = 3,0 bars ---> τ_3 = 2,12

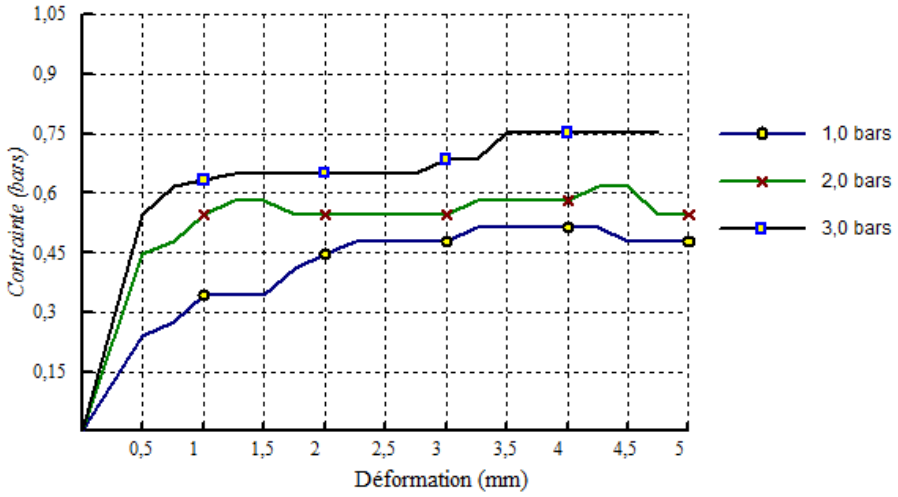
Programme: Soltests 2007 ©

RAPPORT D'ESSAI

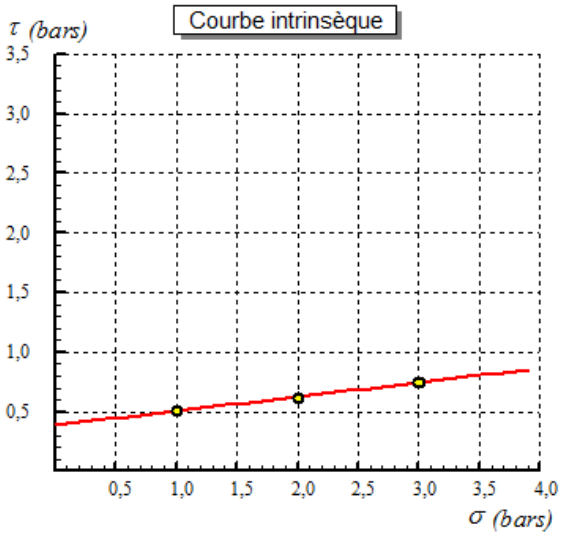
ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE: NF P94-071-1 Août 1994

Etude : etude de glissement sur RN 60A	Type d'essai : CU
Dossier N° :	Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn
N° Sond : SC1	Date début essais : 2016
Prof : 9.00-9.20	Date fin essais : 2016
Nature sol :	

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 0,39 bars
Frottement = 6,81 degrès

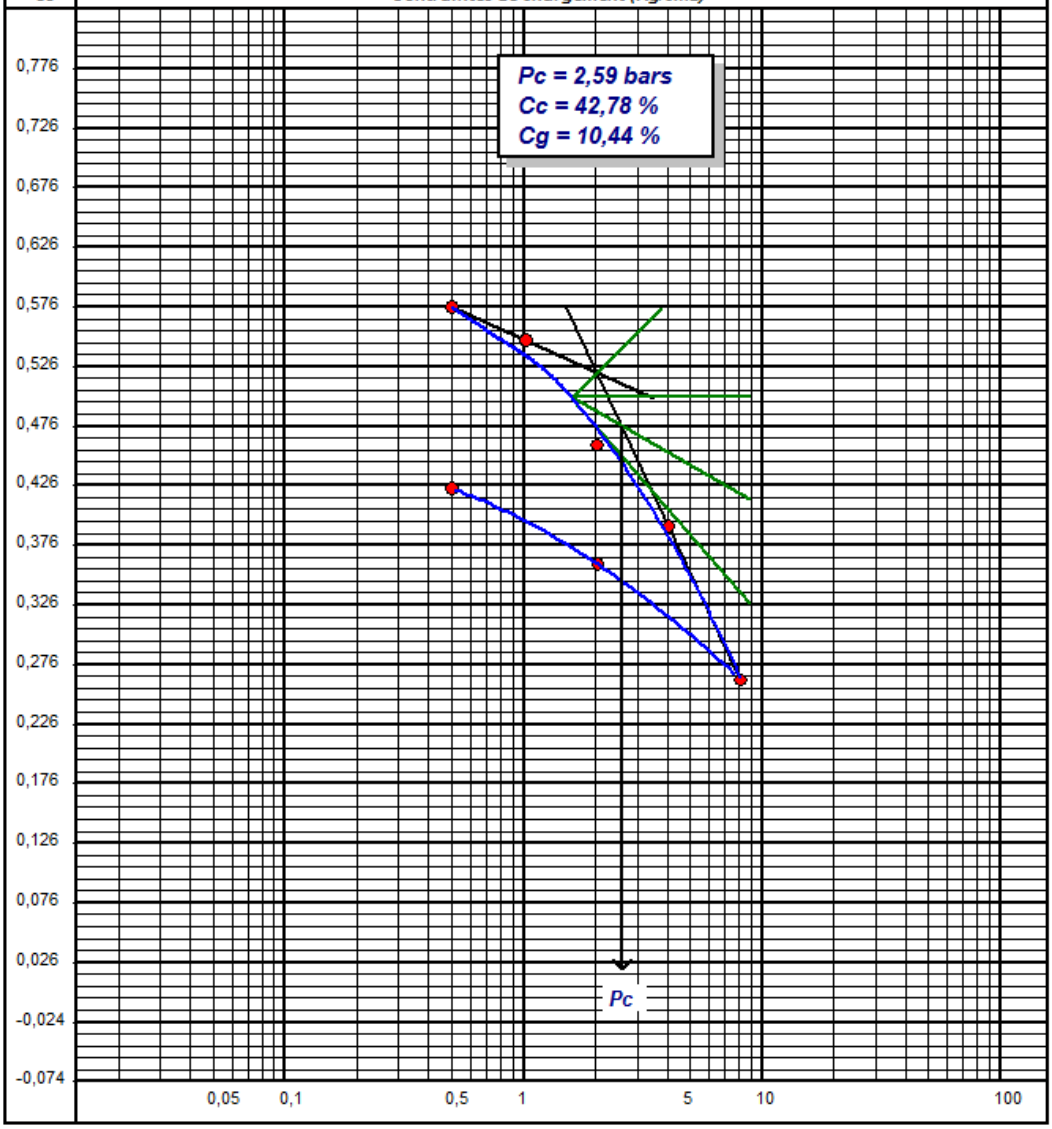
σ_1 = 1,0 bars ---> τ_1 = 0,51
σ_2 = 2,0 bars ---> τ_2 = 0,62
σ_3 = 3,0 bars ---> τ_3 = 0,75

Programme: Soltests 2007 ©

RAPPORT D'ESSAI

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

Etude : ETUDE DE GLISSEMENT SUR RN 60A	Réf. Sondage : SC 01
N° Dossier :	Profondeur : 14,20-14,60
Lieu :	Date essais :
Client :	Nature :

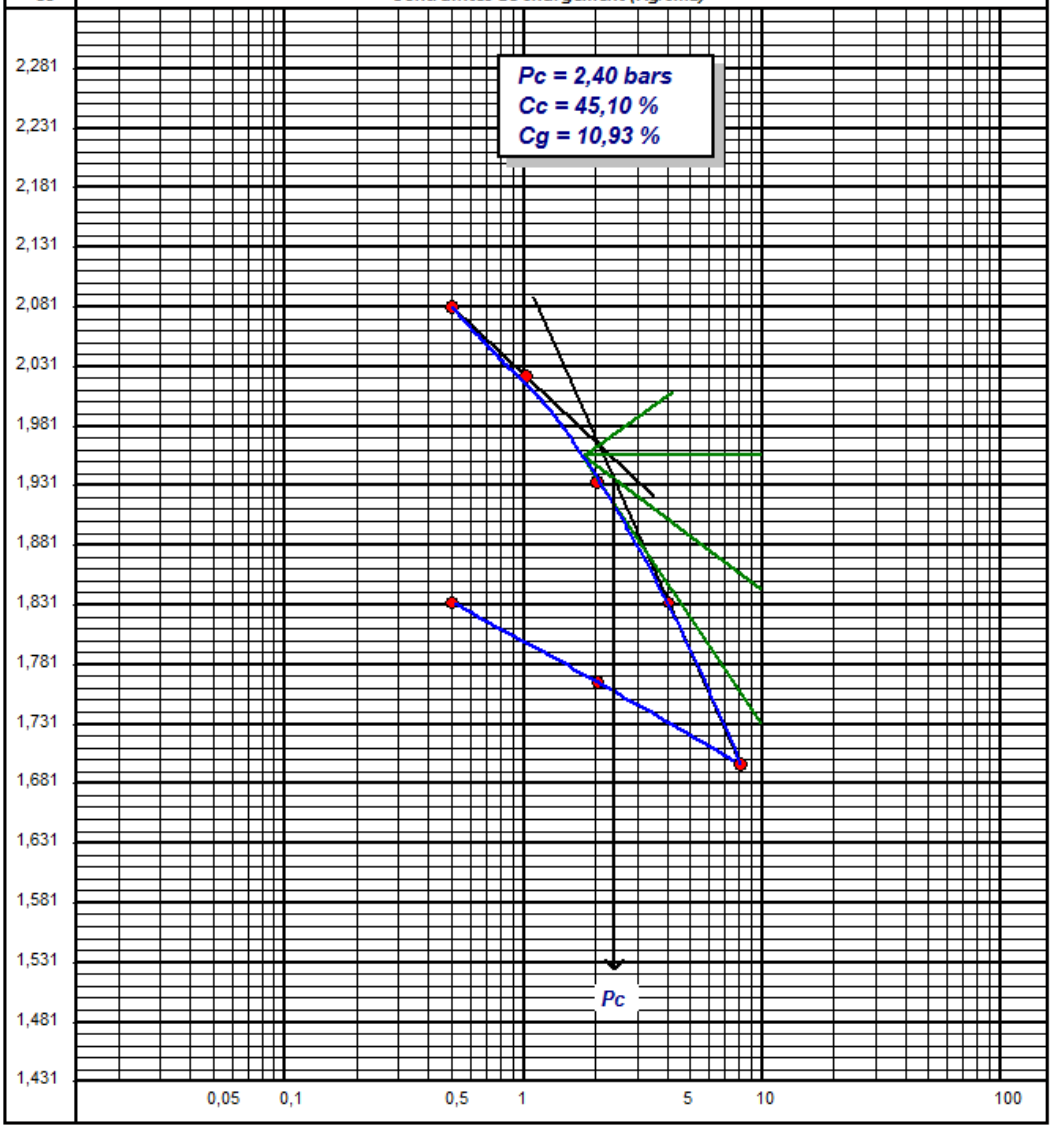


Programme: Soltests 2007 ©

RAPPORT D'ESSAI

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

Etude : ETUDE DE GLISSEMENT SUR RN 60A	Réf. Sondage : SC 01
N° Dossier :	Profondeur : 2,60-2,80
Lieu :	Date essais :
Client :	Nature :

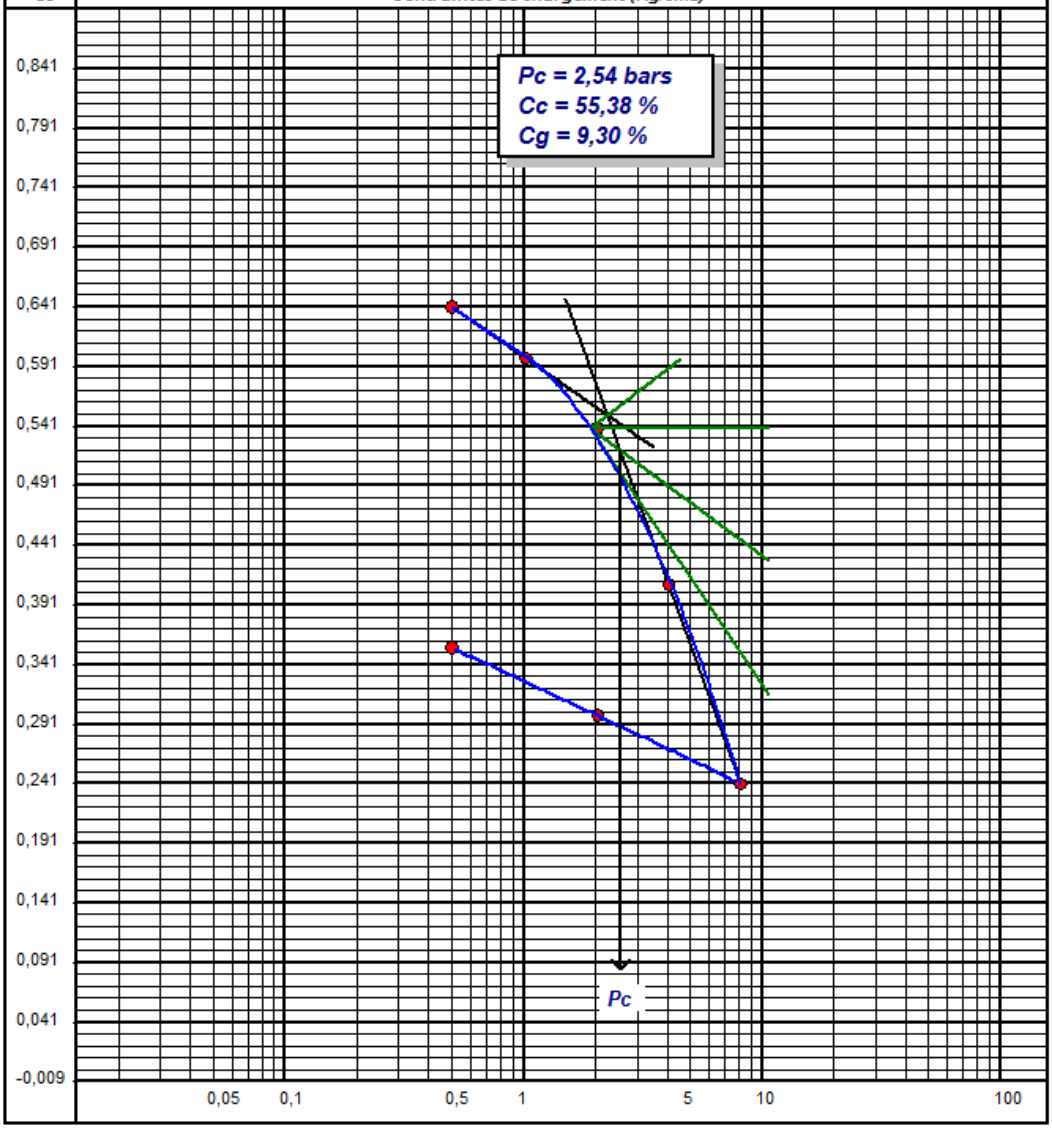


Programme: Soltests 2007 ©

RAPPORT D'ESSAI

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

Etude : ETUDE DE GLISSEMENT DUR RN 60A	Réf. Sondage : SC 01
N° Dossier :	Profondeur : 5,80-6,00
Lieu :	Date essais :
Client :	Nature :



Programme: Soltests 2007 ©